



HAL
open science

Procédures d'optimisation des consignes de gestion d'un réseau d'assainissement automatisé

Antoine Frérot

► **To cite this version:**

Antoine Frérot. Procédures d'optimisation des consignes de gestion d'un réseau d'assainissement automatisé. Sciences de l'environnement. Ecole nationale des ponts et chaussées - ENPC PARIS / MARNE LA VALLEE, 1987. Français. NNT: 1987ENPCxxxx . tel-01564021

HAL Id: tel-01564021

<https://enpc.hal.science/tel-01564021v1>

Submitted on 20 Jul 2017

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

MEMOIRE

PRESENTE POUR L'OBTENTION DU GRADE DE
DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité :

Sciences et Techniques de l'environnement

par Antoine FREROT

Sujet :

*PROCEDURES D'OPTIMISATION DES CONSIGNES DE GESTION
D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT AUTOMATISE*

soutenue le 6 février 1987 devant le jury composé de :

M. J. JACQUET	Président
M. G. COHEN	Rapporteur
M. M. DESBORDES	Rapporteur
M. M. ALQUIER	Examineur
M. J. BERNIER	Examineur
M. G. DUPUY	Examineur
M. HERVIO	Examineur

MEMOIRE

PRESENTE POUR L'OBTENTION DU GRADE DE
DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité :

Sciences et Techniques de l'environnement

par Antoine FREROT



Sujet :

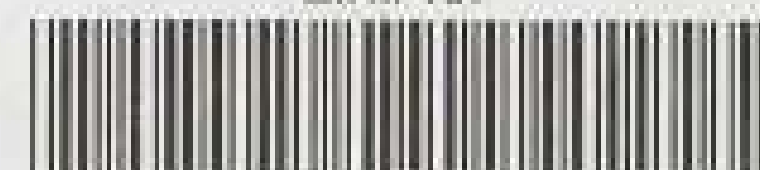
**PROCEDURES D'OPTIMISATION DES CONSIGNES DE GESTION
D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT AUTOMATISE**

soutenue le 6 février 1987 devant le jury composé de :

M. J. JACQUET	Président
M. G. COHEN	Rapporteur
M. M. DESBORDES	Rapporteur
M. M. ALQUIER	Examineur
M. J. BERNIER	Examineur
M. G. DUPUY	Examineur
M. P. HERVIO	Examineur



EN.P.C.



DOC05198

MS 2014 (2)

PROCEEDINGS OF THE
CONFERENCE ON THE
TECHNOLOGY OF
TELEVISION

CONFERENCE ON THE
TECHNOLOGY OF
TELEVISION



REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier M. Joseph Jacquet, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, qui, au cours de son enseignement, m'a initié aux problèmes et aux méthodes de l'hydrologie et qui m'a fait l'honneur de présider ce jury.

M. Michel Desbordes est un des pionniers de l'hydrologie urbaine en France, et c'est à son contact que, depuis cinq années, je me suis progressivement familiarisé avec cette discipline encore méconnue. Qu'il soit ici vivement remercié pour m'avoir prodigué de nombreux conseils et pour avoir accepté de juger ce travail.

Je remercie M. Guy Cohen d'avoir bien voulu critiquer les aspects mathématiques de cette étude, de m'avoir permis de l'améliorer grâce à ses conseils judicieux concernant les techniques d'optimisation, et d'en avoir assuré l'évaluation.

J'exprime ma profonde gratitude à M. Jacques Bernier pour avoir dirigé ce travail et pour m'avoir fait bénéficier de sa compétence et de son expérience des problèmes hydrologiques.

Messieurs Michel Alquier, Gabriel Dupuy et Pierre Hervio ont accepté de participer à ce jury. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère reconnaissance.

Je remercie vivement, pour leur soutien et leurs conseils quotidiens, les membres du Cergrene et de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, où ce travail a pu se dérouler dans d'excellentes conditions.

Je remercie très chaleureusement les membres du Service d'Exploitation du réseau d'assainissement départemental de Seine-Saint-Denis, pour m'avoir proposé un site d'application particulièrement intéressant et pour m'avoir accordé leur confiance pour la réalisation d'un module du système de gestion automatisé de leur réseau. Leurs efforts constants, afin de donner le jour à un projet technique innovant sans perdre de vue un seul instant les problèmes concrets d'exploitation, ont permis l'application opérationnelle de ce travail de recherche. Cette ouverture d'esprit des gens de terrain vis à vis des chercheurs est exemplaire.

Enfin, je tiens à remercier le Ministère de l'Equipement, du Logement, de l'Equipement du Territoire et des Transports pour m'avoir permis de débiter ma vie professionnelle par une activité de recherche. Je suis convaincu que l'expérience acquise au cours de ces quelques années me sera éminemment profitable tout au long du déroulement de ma carrière.

SOMMAIRE



Liste des figures

Liste des tableaux

<u>INTRODUCTION</u>	: <u>Utilité d'une gestion hydraulique des réseaux d'assainissement</u>p	16
<u>CHAPITRE I</u>	: <u>Les différentes gestions automatisées d'un réseau d'assainissement</u>p	18
I.1	: Analyse bibliographique des expériences de gestion automatisée en cours de réalisation	18
I.2	: L'aide à l'exploitation classique	22
I.2.1:	Objectifs de l'aide à l'exploitation classique	22
a)	La surveillance du réseau	22
b)	La conduite immédiate du réseau	24
I.2.2	: Moyens de l'aide à l'exploitation classique	24
a)	Matériel	24
b)	Organisation du service d'exploitation..p	26
I.3	: Le télépilotage en fonction de l'évènement	27
I.3.1	: Objectifs du télépilotage en fonction de l'évènement	27
I.3.2	: Les différents types d'organisation du télépilotage	29
a)	Le niveau de décentralisation des décisions	29
b)	Détermination des consignes en temps réel ou en temps différé	30
c)	La possibilité de prévoir l'évolution de l'évènement	31

I.3.3	: Les contraintes qui pèsent sur un système de télépilotage	p 32
I.3.4	: L'enjeu de la prévision de la pluie dans le télépilotage	p 33
I.3.5	: Les modèles de simulation utilisés pour l'élaboration des consignes	p 36
I.3.6	: La prise en compte des incertitudes dans la gestion	p 39

CHAPITRE II : Formalisation du problème de télépilotage

II.1	: Modélisation simplifiée d'un réseau d'assainissement	p 42
II.2	: Les différentes variables d'un problème de télépilotage	p 50
II.2.1	: Les données	p 50
II.2.2	: Les variables de contrôle	p 51
II.2.3	: Les variables d'état	p 51
II.2.4	: La fonction objectif et les variables objectives	p 52
II.3	: Résolution du problème d'optimisation..	p 54
II.3.1	: Théorie de la programmation non linéaire	p 54
II.3.2	: Décomposition du problème d'optimisation	p 59
a)	Définition du groupe fonctionnel	p 59
b)	Définition de l'unité fonctionnelle.....	p 60
c)	Principes de décomposition du problème d'optimisation	p 62
II.3.3	: Méthodes d'optimisation d'un problème décomposé	p 67
a)	La décomposition - coordination par les prix	p 68
b)	La décomposition - coordination par les quantités	p 71

c)	La décomposition - coordination par prédiction	p	75
II.4	: Prise en compte des incertitudes sur la prévision de la pluie	p	78
II.5	: Application à un problème concret	p	80
CHAPITRE III	: <u>Le site d'application: le réseau d'assainis-</u> <u>sement du Département de Seine-Saint-Denis</u>		
III.1	: Le site et les ouvrages	p	82
III.2	: La gestion locale actuelle du bassin de la Morée	p	87
III.3	: Les objectifs de la gestion automatisée du réseau de la Morée	p	88
III.3.1	: La lutte contre les inondations	p	90
III.3.2	: Réduction de la pollution par temps de pluie	p	91
III.3.3	: Objectif de sécurité	p	92
III.4	: Architecture du système de gestion auto- matisée de Seine-Saint-Denis	p	93
III.4.1	: Le système de conduite immédiate (SCI)..p		95
III.4.2	: Le système d'aide à la conduite (SAC)..p		98
a)	Les logiciels utilisés	p	98
b)	Le rôle du pilote du SAC	p	101
c)	La contrainte de temps calcul	p	103
d)	La prise en compte de la pluie dans le SAC	p	104
CHAPITRE IV	: <u>Les méthodes d'optimisation déterministes</u> <u>appliquées au réseau de Seine-Saint-Denis</u>		
IV.1	: La schématisation du réseau étudié	p	107
IV.2	: Les méthodes de résolution envisagées..p		118
IV.2.1	: La programmation dynamique	p	118
a)	La programmation dynamique globale	p	120

b)	La décomposition-coordination avec programmation dynamique	p 123
IV.2.2	: Les conditions de Kuhn et Tucker	p 133
a)	Formulation du problème	p 133
b)	Detail de l'algorithme de résolution ...	p 138

CHAPITRE V : Analyse des résultats et des études de sensibilité des méthodes d'optimisation déterministes

V.1	: Résultats des simulations	p 142
V.1.1	: Les évènements pluvieux	p 142
V.1.2	: Les données des méthodes d'optimisation.	p 143
V.1.3	: Résultats des simulations	p 154
V.2	: Etudes de sensibilité	p 177
V.2.1	: Le protocole d'étude	p 177
a)	Les paramètres étudiés	p 177
b)	Les simulations réalisées	p 179
V.2.2	: Interprétation des résultats	p 185
a)	Paramètres propres aux méthodes d'optimisation	p 185
b)	Paramètres caractérisant la structure du réseau	p 186
c)	Paramètres à la disposition du gestionnaire	p 188
d)	Paramètres liés à l'incertitude des données hydrologiques	p 190
e)	Conclusion	p 191

CHAPITRE VI : Prise en compte des incertitudes de prévision dans la méthode d'optimisation

VI.1	: Construction des scénarios de prévision.	p 194
VI.1.1	: Caractérisation des hydrogrammes par quelques paramètres	p 198

VI.1.2: Lois statistiques de l'incertitude des paramètres caractérisant un hydrogramme.p 199

VI.1.3: Recomposition des hydrogrammes à partir des six paramètresp 201

VI.2 : Méthode d'optimisation à l'aide des scénarios de prévisionp 219

VI.2.1: Principe généralp 219

VI.2.2: Critères de décisionp 223

VI.3 : Résultats des simulationsp 224

VI.3.1: Simulations réalisées avec différents nombres de scénariosp 224

VI.3.2: Simulations réalisées avec différents critères de décisionp 226

VI.3.3: Conclusionp 227

CONCLUSION GENERALEp 276

BIBLIOGRAPHIE p 282

ANNEXE : Résultats des études de sensibilité.

LISTE DES FIGURES

- Figure 1-1 : Schéma de principe de la capacité disponible sur un tronçon de collecteur.
- Figure 2-1 : Exemple de schéma de réseau simplifié.
- Figure 2-2 : Décomposition-coordination par les prix.
- Figure 2-3 : Décomposition-coordination par les quantités.
- Figure 2-4 : Décomposition-coordination par prédiction.
- Figure 3-1 : Réseau primaire d'assainissement pluvial du nord de la Seine-Saint-Denis.
- Figure 3-2 : Bassin versant de la Morée.
- Figure 3-3 : Représentation schématique du bassin de Blanc-Mesnil.
- Figure 3-4 : Représentation schématique du bassin Pont-Yblon.
- Figure 3-5 : Architecture du système de gestion automatisée.
- Figure 3-6 : Architecture fonctionnelle du système de conduite immédiate.
- Figure 3-7 : Les logiciels du système d'aide à la conduite.
- Figure 3-8 : Prise en compte de la pluie.
- Figure 4-1 : Schéma simplifié du réseau.
- Figure 4-2 : Décomposition-coordination par les quantités appliquée au réseau de la Morée.
- Figure 4-3 : Décomposition-coordination mixte appliquée au réseau de la Morée.
- Figure 5-1 : Courbes isohyètes de la pluie du 14/09/1983.
- Figure 5-2 : Hydrogrammes entrant sur le réseau pour la pluie du 14/09/1983.
- Figure 5-3 : Courbes isohyètes de la pluie du 31/08/1983.
- Figure 5-4 : Hydrogrammes entrant sur le réseau pour la pluie du 31/08/1983.
- Figure 5-5 : Courbes isohyètes de la pluie du 26/06/1983.

Figure 5-6 : Hydrogrammes entrant sur le réseau pour la pluie du 26/06/1983.

Figure 5-7 : Fonction f_1 déterminant le débit maximal de vidange du bassin de Blanc-Mesnil en fonction de son volume.

Figure 5-8 : Fonction V_{10} déterminant le volume maximal du bassin de Blanc-Mesnil en fonction du débit d'apport à l'amont.

Figure 5-9 : Optimisation de la gestion de la pluie du 14/09/1983 : lâchures à Blanc-Mesnil.

Figure 5-10 : " " : lâchures à Pont-Yblon.

Figure 5-11 : " " : volumes à Blanc-Mesnil.

Figure 5-12 : " " : volumes à Pont-Yblon.

Figure 5-13 : Optimisation de la gestion de la pluie du 31/08/1983 : lâchures à Blanc-Mesnil.

figure 5-14 : " " : lâchures à Pont-Yblon.

figure 5-15 : " " : volumes à Blanc-Mesnil.

figure 5-16 : " " : volumes à Pont-Yblon.

Figure 5-17 : optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983 : lâchures à Blanc-Mesnil.

Figure 5-18 : " " : lâchures à Pont-Yblon.

Figure 5-19 : " " : volumes à Blanc-Mesnil.

Figure 5-20 : " " : volumes à Pont-Yblon.

Figure 5-21 : Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983. Méthodes PRODYN et Décentralisation seule : lâchures à Blanc-Mesnil.

Figure 5-22 : " " : lâchures à Pont-Yblon.

Figure 5-23 : " " : volumes à Blanc-Mesnil.

Figure 5-24 : " " : volumes à Pont-Yblon.

Figure 6-1 : Hyétogramme disponible en temps réel.

Figure 6-2 : Début de l'hydrogramme disponible en temps réel.

Figure 6-3 : Décomposition d'un hydrogramme en 6 paramètres.

- Figure 6-4 : Recomposition d'un hydrogramme en montée de crue (1er cas).
- Figure 6-5 : Recomposition d'un hydrogramme en montée de crue (2ème cas).
- Figure 6-6 : Recomposition d'un hydrogramme en décrue.
- Figure 6-7 : Reconstruction des hydrogrammes de la pluie du 14/09/1983 , dès le début de la crue.
- Figure 6-8 : Reconstruction des hydrogrammes de la pluie du 31/08/1983 , dès le début de la crue.
- Figure 6-9 : Reconstruction des hydrogrammes de la pluie du 26/06/1983 , dès le début de la crue.
- Figure 6-10 : Reconstruction des hydrogrammes de la pluie du 14/09/1983 , lors de la décrue.
- Figure 6-11 : Reconstruction des hydrogrammes de la pluie du 31/08/1983 , lors de la décrue.
- Figure 6-12 : Reconstruction des hydrogrammes de la pluie du 26/06/1983 , lors de la décrue.
- Figure 6-13 : Construction d'un scénario de prévision pour la pluie du 14/09/1983.
Dès le début de la pluie.
- Figure 6-14 : Construction d'un scénario de prévision pour la pluie du 31/08/1983.
Dès le début de la pluie.
- Figure 6-15 : Construction d'un scénario de prévision pour la pluie du 26/6/1983.
Dès le début de la pluie.
- Figure 6-16 : Construction d'un scénario de prévision pour la pluie du 14/09/1983.
A la fin de la pluie.
- Figure 6-17 : Construction d'un scénario de prévision pour la pluie du 31/08/1983.
A la fin de la pluie.
- Figure 6-18 : Construction d'un scénario de prévision pour la pluie du 26/6/1983.
A la fin de la pluie.
- Figure 6-19 : Cycle d'optimisation en temps réel.

- Figure 6-20 : Gestions optimales selon le nombre de scénarios utilisés. Pluie du 14/09/1983. Lâchures à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-21 : " " Lâchures à Pont-Yblon.
- Figure 6-22 : " " Volumes à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-23 : " " Volumes à Pont-Yblon.
- Figure 6-24 : Gestions optimales selon le nombre de scénarios utilisés. Pluie du 31/08/1983. Lâchures à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-25 : " " Lâchures à Pont-Yblon.
- Figure 6-26 : " " Volumes à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-27 : " " Volumes à Pont-Yblon.
- Figure 6-28 : Gestions optimales selon le nombre de scénarios utilisés. Pluie du 26/6/1983. Lâchures à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-29 : " " Lâchures à Pont-Yblon.
- Figure 6-30 : " " Volumes à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-31 : " " Volumes à Pont-Yblon.
- Figure 6-32 : Distribution des coûts de la méthode d'optimisation stochastique - Pluie du 14/9/1983.
- Figure 6-33 : " " 31/8/1983.
- Figure 6-34 : " " 26/6/1983
- Figure 6-35 : Gestions optimales selon le critère de décision Pluie du 14/9/1983. Lâchures à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-36 : " Lâchures à Pont-Yblon.
- Figure 6-37 : " Volumes à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-38 : " Volumes à Pont-Yblon.
- Figure 6-39 : " 31/8/1983. Lâchures à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-40 : " Lâchures à Pont-Yblon.
- Figure 6-41 : " Volumes à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-42 : " Volumes à Pont-Yblon.

- Figure 6-43 : Gestions optimales selon le critère de décision
Pluie du 26/6/1983. Lâchures à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-44 : " " Lâchures à Pont-Yblon.
- Figure 6-45 : " " Volumes à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-46 : " " Volumes à Pont-Yblon.
- Figure 6-47 : Résultats suivant les différentes méthodes de
gestion. Pluie du 14/9/1983 - Lâchures à
Blanc-Mesnil.
- Figure 6-48 : " " Lâchures à Pont-Yblon.
- Figure 6-49 : " " Volumes à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-50 : " " Volumes à Pont-Yblon.
- Figure 6-51 : " 31/8/1983 . Lâchures à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-52 : " " Lâchures à Pont-Yblon.
- Figure 6-53 : " " Volumes à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-54 : " " Volumes à Pont-Yblon.
- Figure 6-55 : " 26/6/1983 . Lâchures à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-56 : " " Lâchures à Pont-Yblon.
- Figure 6-57 : " " Volumes à Blanc-Mesnil.
- Figure 6-58 : " " Volumes à Pont-Yblon.

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 1.1 : Objectifs de la gestion automatisée suivant les collectivités territoriales.
- Tableau 4.1 : Décomposition du réseau de la Morée.
- Tableau 5.1 : Optimisation de la gestion de la pluie du 14/9/1983 : valeurs de la fonction objectif et temps de calcul.
- Tableau 5.2 : Optimisation de la gestion de la pluie du 31/08/1983 : valeurs de la fonction objectif et temps de calcul.
- Tableau 5.3 : Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983 : valeurs de la fonction objectif et temps de calcul.
- Tableau 5.4 : Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983 - Méthodes PRODYN et Décomposition seule : valeurs de la fonction objectif et temps de calcul.
- Tableau 5.5 : Erreurs sur les QDEBMAX et conséquences sur l'efficacité des gestions.
- Tableau 6.1 : Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le nombre de scénarios utilisés Pluie du 14/9/1983.
- Tableau 6.2 : Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le nombre de scénarios utilisés. Pluie du 31/8/1983.
- Tableau 6.3 : Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le nombre de scénarios utilisés. Pluie du 26/6/1983.
- Tableau 6.4 : Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le critère de décision. Pluie du 14/9/1983.
- Tableau 6.5 : Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le critère de décision. Pluie du 31/8/1983.
- Tableau 6.6 : Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le critère de décision. Pluie du 26/6/1983.

Tableau 6.7 : Valeurs de la fonction objectif pour les différents types de gestion. Pluie du 14/9/1983.

Tableau 6.8 : Valeurs de la fonction objectif pour les différents types de gestion. Pluie du 31/8/1983.

Tableau 6.9 : Valeurs de la fonction objectif pour les différents types de gestion. Pluie du 26/6/1983.

INTRODUCTION

UTILITE D'UNE GESTION HYDRAULIQUE DES RESEAUX

D'ASSAINISSEMENT

Les désordres et les dysfonctionnements des réseaux d'assainissement des villes, particulièrement par temps de pluie, sont désormais fréquents dans certaines agglomérations.

Les inondations, conséquences des débordements, sont les plus mal supportées par les populations. L'accroissement de la taille des métropoles, mal pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages, ainsi que la méconnaissance du fonctionnement du réseau, semblent en être les causes profondes.

Les déversements intempestifs de pollution dans les milieux récepteurs par les déversoirs d'orage des systèmes unitaires ou des égoûts pluviaux, sont préoccupants et limitent la portée de l'effort consenti pour la construction des unités d'épuration à l'exutoire des réseaux.

Afin de résoudre ces problèmes, l'accroissement substantiel de la taille des collecteurs est une solution difficile à retenir, tant à cause de son coût élevé que des difficultés techniques qu'elle soulèverait dans un environnement urbain déjà très encombré. La mauvaise connaissance du fonctionnement des réseaux, essentiellement en régime transitoire, permet de penser que les systèmes d'assainissement défectueux sont mal utilisés au cours d'un évènement pluvieux. On peut donc envisager l'adaptation du mode de fonctionnement des ouvrages, non seulement à leurs défaillances chroniques ponctuelles, mais également aux phénomènes pluvieux qui les engendrent. Cette adaptation implique principalement le contrôle des écoulements. Il s'agit alors de la gestion des ouvrages, définie comme le contrôle de l'état d'un système d'assainissement en vue d'assurer au mieux la satisfaction d'objectifs fixés et liés au fonctionnement de ce dernier, compte tenu de contraintes propres à sa nature et à celle de son mode de contrôle.

* A côté des modes classiques de gestion des réseaux, pour lesquels les règles de contrôle sont sensiblement indépendantes d'un évènement pluvieux isolé, on peut imaginer un "pilotage optimal" des ouvrages au cours d'un tel évènement, qui suppose la mise en place de tout un système

d'acquisition en temps réel d'informations concernant les phénomènes sous contrôle (pluies, niveaux, débits, paramètres de pollution...) et les organes de contrôle. Il s'agit alors d'une gestion en avenir aléatoire en temps réel, où les règles de contrôle optimal peuvent être déterminées de façon automatique par un centre de calcul qui peut également procéder à leur application par le biais de télécommandes et d'automates programmables (Desbordes, 1978).

C'est à la réflexion sur les méthodes mathématiques qui peuvent être employées dans les algorithmes d'élaboration de ces consignes optimales par temps de pluie, qu'est consacré ce travail. Ces différentes méthodes ont été testées sur un cas réel, dans le département de Seine-Saint-Denis, présenté ci-après, et ont abouti à la mise en place d'un premier logiciel de gestion partiellement automatique, de ce réseau.

Il est à noter, que, dans la suite, il ne sera question que de gestion d'un système donné, et en aucun cas de choix de sites ou de réalisation de collecteurs supplémentaires, d'ouvrages de stockage, de communications entre réseaux, de stations de relèvement... Ces réalisations peuvent néanmoins se révéler nécessaires pour une meilleure gestion du réseau. On supposera que les études préliminaires sur la structure et le renforcement du système, absolument indispensables avant d'aborder les possibilités de sa gestion automatique, auront été faites préalablement.

CHAPITRE I

LES DIFFERENTES GESTIONS AUTOMATISEES

D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Le vocable "gestion automatisée" des réseaux d'assainissement" recouvre en fait de nombreux et différents types de gestion, que l'on peut distinguer tout d'abord par leurs objectifs. Ces objectifs peuvent être séparés en deux grandes catégories : l'aide à l'exploitation classique et le télépilotage en fonction de l'évènement (Jacquet, 1983 a) (Jacquet, Frérot, 1983).

L'aide à l'exploitation classique consiste à utiliser les techniques modernes de l'automatique et de l'informatique afin de faciliter et de rendre plus efficaces les tâches d'exploitation et d'entretien du réseau, gérées actuellement manuellement. Ces tâches sont vastes et couvrent la mise à jour des plans et documents graphiques concernant les ouvrages, la tenue des chroniques de travaux d'entretien et de réhabilitation et du carnet de bord des dysfonctionnements, l'archivage des mesures, mais aussi la surveillance à distance des équipements électromécaniques, voire la télécommande de pompes... C'est de la constitution de véritables bases de données du réseau qu'il s'agit, permettant sa connaissance précise et des interventions plus rapides et plus efficaces aux points sensibles.

En revanche, le télépilotage en fonction de l'évènement suppose une action sur le réseau, pendant l'évènement (flots d'eaux usées, évènements pluvieux...) et fonction de celui-ci. Cette action se fait par l'intermédiaire d'organes de contrôle (vannes, siphons, déversoirs réglables, pompes, etc...), dont les positions sont ajustées en fonction de l'évènement, afin de satisfaire des objectifs de lutte contre les débordements, de qualité du milieu récepteur ou de régularisation des flux aux stations d'épuration.

Ce premier chapitre résume l'expérience acquise et les enseignements tirés lors de la mise en place du projet de gestion automatisée en Seine-Saint-Denis. Ce projet a fait l'objet d'une collaboration étroite depuis cinq années entre les chercheurs du CERGRENE et le Service d'Exploitation du Réseau Départemental, et a donné lieu à plusieurs contrats de recherche conclus entre le Département de Seine-Saint-Denis et le CERGRENE.

Les résultats et les commentaires qui sont exposés dans ce chapitre ne sont pas les fruits du seul travail de l'auteur, mais ceux du travail d'une équipe dont il fait partie, et qui regroupe des chercheurs et des membres du Service d'Exploitation.

I.1. Analyse bibliographique des expériences de gestion automatisée en cours de réalisation

Des systèmes de gestion automatisée de réseaux d'assainissement sont en cours de mise en place dans un certain nombre de villes européennes ou américaines. Leur conception et certaines réalisations ont donné lieu à un assez grand nombre de publications dont la bibliographie analysée ci-après ne représente qu'une partie limitée. Cette analyse réalisée en 1983, au début de ce travail, a été complétée en 1986 (Schilling, 1984) (Bachoc, 1984) (NATO, 1985), et permet de brosser un panorama des expériences en cours.

Parmi les communautés urbaines qui ont cherché une solution à certains problèmes d'assainissement par la gestion automatisée, on peut citer :

- en France : les départements des Hauts de Seine, de Seine-Saint-Denis, et du Val de Marne, le district de l'Agglomération Nancéienne, la Communauté Urbaine de Bordeaux ;
- en Allemagne : les villes de Brême et de Hambourg ;
- aux Etats-Unis : les villes de Minneapolis-St. Paul, Détroit, Seattle, Philadelphie, Cleveland, San Francisco, Grand Rapids, Lima, Chicago.
- au Canada : la ville de Montréal.

Le tableau n° 1.1 ci-après indique les objectifs des différents projets, tels qu'ils sont exposés dans les références bibliographiques indiquées.

Il faut noter que l'objectif de chaque exploitant adoptant la gestion automatisée est rarement unique. De plus cet objectif dépend souvent des possibilités existantes de dérivation des eaux. Ainsi, seule la présence concomitante de bassins de retenue et de collecteurs de forte capacité à leur aval immédiat ou, à défaut, la présence d'un réseau maillé, permet d'envisager la lutte contre les inondations.

Tableau 1.1. Objectifs de la gestion automatisée suivant les collectivités territoriales

Communes	Références bibliographiques	Aide à l'exploitation classique			Télépilotage en fonction de l'événement				COMMENTAIRES
		reconnaissance du fonctionnement du réseau	lutte contre les infiltrations	surveillance des déversoirs	réduction de la fréquence des déversements	lutte contre les inondations	réduction de la charge polluante annuelle rejetée	réduction de l'effet de choc des déversements	
Hauts de Seine	(Hauts de Seine, DDE)	DT	CT	CT	CT	-	-	-	L'objectif principal est une meilleure gestion des déversoirs
Seine St Denis	(Jacquet 1983a), (Jacquet, Prérot, 83), (Seine St Denis, 1981), (Bachoc, 1984)	CP,LT	CP,LT	CP	CP	CP	CP	CP	
Val de Marne		CP,LT	LT	CP,LT	CP	LP	LP	LP	
Manosque	(Marchand, 1983), (Ville de Manosque)	CT	CT	-	-	-	-	-	
Bordeaux	(Bos et al., 1983), (Guichard, Laborie, 1983)	-	CP	-	-	CP	-	-	
Bremen (RFA)	(Bremen, 78)	CP	CP	-	CP	-	-	-	
Hambourg (RFA)	(Gitec, 1980), (Hambourg-Gitec)	LP	LP	-	LP	-	LP	-	
Minnéapolis-St Paul (USA)	(Watermation, 1979)	-	CT	-	CT	-	-	-	
Détroit (USA)	(Watermation, 1979), (Mato, 1985)	CT	CT	-	CT	-	-	-	
Seattle (USA)	(Seattle, 1974), (Watermation, 1979), (Mato, 1986)	CT	CP,LT	CP,LT	CP,LT	-	CP,LT	-	
Philadelphie (USA)	(Watermation, 1977), (Watermation, 1979)	CP,LT	-	CP	CP,LT	-	-	-	
Cleveland (USA)	(Watermation, 1979), (Mato, 1985)	-	-	CP	CP,LT	-	CP,LT	LP	
San Francisco (USA)	(Trotta et al., 1977), (Labadie et al., 1980), (Labadie et al., 1981)	-	CP	-	LT	-	LT	LT	
Grande Rapids	(Watermation, 1979)	CP	-	-	CP	-	-	-	
Lima (USA)	(Lima, 1982), (Watermation, 1979), (Mato, 1975)	CT	-	-	CT	-	-	-	
Montréal (Canada)	(Montréal, 1980)	-	CP	-	CP	-	-	-	
Chicago (USA)	(Mato, 1985)	CP	-	CP	CP	LP	-	-	

Légende :

- : objectif non explicite dans la bibliographie analysée
- C : installation actuelle ou projet en cours d'exécution
- L : développement envisagé du projet, naturellement, à long terme, tous les objectifs sont envisagés par l'exploitant sur la totalité de son réseau. "L" indique seulement la prise en compte du développement dans la structure actuelle du projet de gestion automatisée
- P : projet ne concernant qu'une partie du réseau gérable
- T : projet concernant la totalité des installations gérables

X Pour la bonne compréhension du tableau 1.1, il est à noter que l'objectif de réduction de la fréquence des déversements n'est souvent qu'un sous-produit de la bonne gestion locale des déversoirs d'orage dont les seuils ne sont autorisés à s'abaisser que lorsque le niveau dans l'intercepteur entraîne des risques d'inondation. La position haute de ces seuils, à l'inverse, réduit les entrées parasites au cours des crues ou des marées. Ce type de gestion s'apparente donc davantage à l'aide à l'exploitation classique, où la position des seuils de déversoirs est commandée par des automates programmés.

En tenant compte de cette remarque, il apparaît que les systèmes d'aide à l'exploitation classique sont les plus nombreux. Pour ces systèmes, l'analyse des références fait apparaître que le logiciel de l'ordinateur central est essentiellement constitué :

- d'une présentation aussi claire que possible des informations rapatriées au central;
- d'un archivage de ces informations.

L'exemple de la ville de Lima (USA) est à cet égard significatif puisqu'il a fallu recommencer le premier logiciel pour donner une lisibilité plus grande aux informations transmises aux opérateurs.

Dans ces systèmes, les outils de simulation des phénomènes hydrologiques ou hydrauliques sont pratiquement inexistantes.

X Pour les projets abordant le télépilotage, le logiciel de traitement des données rapatriées au central comporte en revanche :

- une simulation du ruissellement et de la propagation en réseau ;
- une recherche de la meilleure stratégie de gestion.

Y Mais il faut noter de plus l'importance que les auteurs accordent à la possibilité de prévision des lames d'eau, pour laquelle les outils sont encore embryonnaires aujourd'hui, et qui constitue le facteur limitant du développement de certains projets.

C'est le cas pour San Francisco (Trotta et al., 1977) et pour Seattle (Seattle-Leiser, 1974). C'est encore plus net pour Montréal, où l'intérêt du télépilotage n'est apparu, à travers les simulations, que dans le cas où une possibilité de prévision de la pluie permettrait une anticipation de quelques heures sur les débits (Montréal Univ. - Mc.Person, 1980). Le



développement du logiciel de télépilotage a d'ailleurs été abandonné temporairement jusqu'à la mise au point de moyens de prévision. En octobre 1986, ces moyens n'avaient toujours pas été développés. La gestion du réseau reste donc pour l'instant une gestion locale.

I.2. L'aide à l'exploitation classique

I.2.1. Objectifs de l'aide à l'exploitation classique

Les tâches d'aide à l'exploitation classique peuvent être regroupées sous les termes de surveillance et de conduite immédiate du réseau.

a) La surveillance du réseau

Par surveillance du réseau, on entend gestion et transmission des informations concernant l'état physique ou la position des ouvrages constituant le réseau ou les caractéristiques des flux qui y entrent ou y circulent.

La cartographie informatisée des plans du réseau, ainsi que leur mise à jour automatique à l'aide de logiciels graphiques, est une étape de la modernisation d'un service d'exploitation. Cette cartographie informatique peut être confiée à un système de gestion de bases de données permettant de gérer simultanément les informations graphiques des éléments du réseau et toutes les caractéristiques qui se rapportent à chacun d'entre eux (sous forme alphanumérique généralement).

La gestion des informations recueillies lors des visites des ouvrages par les équipes d'entretien, les décisions de curage ou d'intervention en réseau, le suivi et l'évaluation des conséquences de ces interventions, la gestion des stocks de pièces détachées, l'établissement des statistiques, le calcul des rendements sont des tâches d'entretien et d'exploitation qui peuvent être informatisées avec profit (Helary, Legrand, 1986), (Ermenault, 1986). A condition d'être menée progressivement, en étroite concertation avec les équipes d'entretien, et d'être accompagnée d'une réflexion approfondie sur les mutations de l'organisation du travail d'exploitation et d'une action pédagogique importante, l'introduction de l'informatique dans ces secteurs peut permettre de rationaliser et d'accroître l'efficacité d'opérations d'entretien et de réhabilitation du patrimoine, qui sont de plus en plus coûteuses.

Grâce au suivi de l'état des ouvrages et à la centralisation des données qu'il autorise, un tel système informatisé permet :

- d'avoir une image générale de l'ensemble du réseau et non plus seulement une image par secteurs, et ainsi de bâtir une politique d'interventions plus rationnelle et plus efficace, notamment en matière de réhabilitation d'ouvrages ;
- de constituer des historiques fiables et pérennes sur l'état du réseau ;
- d'affiner les connaissances sur les processus d'ensablement et de dégradation, et ainsi d'optimiser le rythme des visites dans chacun des ouvrages, de mieux prévoir avant de guérir, d'allouer de meilleure façon l'ensemble de moyens de curage ou de réhabilitation et d'optimiser les dépenses afférentes à ces tâches ;
- de produire des synthèses présentées aux élus sur l'état du patrimoine dont la gestion leur est confiée et de leur permettre d'affiner l'allocation des ressources d'exploitation ;
- de faciliter la gestion des usagers et la facturation de la redevance d'assainissement.

La surveillance du réseau peut également être effectuée à distance. Cette surveillance à distance, ou télésurveillance, peut prendre la forme de :

- télésignalisations sur le fonctionnement des équipements électromécaniques (pompes, seuils déversants mobiles, vannes, barrages, dégrilleurs...), permettant de diagnostiquer une panne ou un fonctionnement anormal, par la transmission d'états logiques et l'élaboration d'alarmes ;
- télédétections d'apports parasites (mauvais branchements, infiltration de nappes, refoulement des rivières ou de la mer dans le réseau) ;
- télémesures, transmettant des valeurs de hauteurs d'eau, de cotes piézométriques, de vitesses mesurées sur le réseau, ou des valeurs d'intensités de pluie appréhendées par les pluviographes.

Lorsque les capteurs de mesure en continu de paramètres de pollution comme les MES, la DBO, la DCO, ou les matières toxiques, auront été mis au point, on pourra envisager la télémessure de ces paramètres.

Ces mesures peuvent être transmises sous forme de valeurs instantanées, ou sous forme de valeurs calculées, par des micro-processeurs locaux associés aux capteurs (moyennes dans le temps ou dans l'espace, volumes, débits...).

b) La conduite immédiate du réseau

Par conduite immédiate du réseau, on entend action sur le réseau sans l'appui d'un outil spécifique d'aide à la décision. C'est le cas où l'expérience du gestionnaire et la visualisation des informations précédemment décrites suffisent pour prendre la décision de bouger une vanne, fermer un déversoir mobile, démarrer une pompe... (Bachoc, 1984), (Bachoc et al., 1986). Cette conduite immédiate comprend :

- les télécommandes qui permettent de transmettre des ordres "tout ou rien" (du type marche-arrêt) du poste central de gestion à un organe électromécanique du réseau (ex : mise en marche de groupes de pompes...).
- les automates programmés, dont les actions ne dépendent que de paramètres captés localement (par exemple : horloge, niveau dans une bache de pompage, perte de charge différentielle sur un dégrilleur...).
- les télérèglages, appelés aussi téléconsignes, qui sont des automates qui ne sont pas autonomes comme les précédents, mais contrôlables par le central à l'aide de paramètres numériques exprimés en valeurs physiques (m, m³/s...)(ex : lâchure d'une vanne ou d'un siphon partialisé, paramètres d'un algorithme de régulation PID).

I.2.2 Moyens de l'aide à l'exploitation classique.

a) Matériel

La collecte d'informations par les équipes d'égouttiers peut-être réalisée au moyen de micro-ordinateurs portables de saisie, au sein desquels un programme assure le contrôle des informations saisies, la visualisation des données stockées et leurs corrections éventuelles. Après la

visite, ces données vérifiées sont transmises à l'ordinateur central grâce aux équipements de télétransmission entre l'échelon local et cet ordinateur central.

La surveillance à distance s'effectue grâce à des stations locales implantées au droit des différents points sensibles du réseau. Ces stations locales sont généralement gérées par des micro-systèmes industriels, 8 bits ou 16 bits. Plus ces stations locales sont intelligentes, c'est à dire dotées de micro-processeurs supportant des logiciels élaborés, et plus elles sont autonomes, ce qui améliore notablement la fiabilité de l'ensemble du système de gestion dont le point faible reste le support de télétransmissions.

Les stations permettant la conduite immédiate du réseau sont équipées d'automatismes cablés, ou bien d'automates programmables industriels, dont le coût s'est sensiblement abaissé ces dernières années, et qui sont plus simples de mise en oeuvre que les premiers (Bachoc et al., 1986).

La réception d'informations en provenance du réseau, ou l'envoi de telles informations à partir d'un central nécessitent un réseau de télétransmission fiable. Ce réseau est généralement constitué de lignes des P et T du réseau commuté, ou de lignes spécialisées, ces dernières étant réservées aux gros débits d'informations (jusqu'à une scrutation toutes les 5 mn pour les lignes spécialisées, et de l'ordre de quelques transferts par jour pour le réseau commuté).

Le poste central doit-être équipé d'un mini-ordinateur, avec d'importantes capacités de stockage, sur lesquelles sont implantées les différentes bases de données. Ces bases, où sont réparties l'ensemble des informations transmises, doivent être élaborées avec minutie en fonction des usages qui en sont faits. Elles peuvent s'alimenter les unes les autres, et une même information peut se trouver à plusieurs endroits parce qu'elle sert à plusieurs utilisations.

Pour la surveillance à distance ou la conduite immédiate, ces bases de données peuvent être gérées en temps réel. Le moniteur de l'ordinateur doit alors être spécifique.

A ce poste central, les dialogues entre l'homme et la machine sont nombreux, et doivent être interactifs et ne nécessiter de la part de l'utilisateur aucune connaissance

informatique spécifique. Ils consistent essentiellement en des synoptiques animés, des tableaux, des courbes, des rapports..., sur écran ou sur papier.

Dans le cas de la télésurveillance et de la conduite immédiate, un dispositif doit être conçu pour l'appel et l'interrogation à distance des stations locales, ainsi que pour la mise en alerte ou l'appel éventuel d'un personnel d'astreinte. Dans ce dernier cas, le personnel peut directement être prévenu à son domicile et consulter de celui-ci, grâce au Minitel par exemple, l'objet de son intervention et les informations qui lui sont nécessaires pour la mener à bien (Bachoc et al., 1986).

L'ensemble des logiciels gérant les bases de données doit être ouvert, c'est à dire qu'il doit permettre à l'utilisateur de les faire évoluer selon ses propres besoins. Une conception des logiciels sous forme de modules relativement indépendants permet cette nécessaire évolution ultérieure.

b) Organisation du service d'exploitation

Un système automatisé d'aide à l'exploitation classique ne peut être réellement efficace que s'il répond à une volonté globale d'adaptation de l'organisation du travail du service d'exploitation. Sa mise en place doit donc être précédée par une réflexion poussée sur les missions et les activités de ce service, dans l'optique de moderniser et de revoir les pratiques en vigueur. Elle doit être accompagnée d'une action pédagogique active auprès des personnels du service, qui doivent participer à la définition du système et être impliqués dans son installation (Helary, Legrand, 1986).

Généralement, l'introduction d'un tel système induit une spécialisation des équipes, et nécessite des cycles de formation des agents, leur permettant d'analyser davantage les observations qu'ils font. Il importe que les résultats et les analyses produits par le système puissent être accessibles aux équipes de terrain, pour que celles-ci s'approprient le nouvel outil. Cette appropriation est un point de passage obligé pour assurer le succès d'une pareille modernisation.

La mise en place d'un système d'aide à l'exploitation classique est aussi, pour un service d'assainissement, l'occasion de renforcer son potentiel technique et de le diversifier dans les domaines de l'électromécanique, de l'électronique, de l'informatique... Il importe que le service ait la compétence pour, notamment mettre en oeuvre les stations locales et concevoir ou revoir leurs logiciels, afin de garder la maîtrise de l'outil.

Enfin, le projet de mise en place d'un tel système n'a pas un rôle négligeable dans la mobilisation et la motivation des hommes, afin d'accentuer la dynamique d'un service d'exploitation.

I.3. Le télépilotage en fonction de l'évènement

Parmi les deux types d'évènements susceptibles d'être contrôlés en réseau d'assainissement, que sont les flots d'eaux usées et les évènements pluvieux, c'est très généralement sur les seconds, beaucoup plus hétérogènes dans le temps et dans l'espace, que peut s'appliquer le télépilotage.

Ce télépilotage, ou contrôle du fonctionnement du réseau, vise à satisfaire de façon plus ou moins optimale, des objectifs déterminés, compte tenu des contraintes propres au réseau ou à son contrôle. Le choix de ces objectifs est fondamental, car c'est de lui que dépend le choix du type d'organisation du système de gestion, le choix des modèles de simulation, le type des organes de contrôle, la technique d'optimisation des consignes de gestion (Desbordes, 1978) (Desbordes, 1982).

I.3.1. Objectifs du télépilotage en fonction de l'évènement

Ces objectifs peuvent être nombreux. Parmi les plus évidents, on peut citer ceux directement liés aux dysfonctionnements déjà mentionnés :

- minimiser la fréquence des débordements ;
- minimiser le volume des débordements ;
- minimiser le volume total des rejets au milieu récepteur ;
- minimiser la masse totale de pollution rejetée ;
- minimiser l'impact des rejets sur le milieu récepteur ;
- minimiser les flux de pollution rejetée ;
- minimiser les débits aux déversoirs d'orage ;
- minimiser l'écart du débit à l'exutoire avec un débit cible fixé, par exemple à l'entrée d'une station d'épuration ;

- maximiser les volumes stockés dans les bassins de décantation ;
- minimiser les stockages superflus dans les bassins de retenue, afin de limiter les influences hydrauliques à l'amont (cas des bassins versants à faible pente) et afin de libérer au plus vite les capacités de stockage pour un éventuel orage, survenant après le précédent ;
- minimiser l'utilisation superflue des bassins de retenue en eau.

Lorsqu'il sera possible d'évaluer les coûts de ces dysfonctionnements (inondations, rejets de pollution...), on pourra considérer des objectifs de minimisation de ces coûts. Les études nécessaires à l'évaluation de ces coûts sont complexes et n'existent pas à l'heure actuelle.

De plus, le choix des objectifs est limité par l'état de nos connaissances sur les phénomènes, c'est à dire par nos possibilités à les modéliser et à les mettre sous forme d'expression mathématique, à l'aide de variables reliées aux variables de contrôle des ouvrages. En effet, le paramètre "impact des rejets sur le milieu récepteur", par exemple, est difficile à évaluer sans les modèles simulant cet impact et qui font encore défaut à l'heure actuelle. Comme on le verra dans le cas du réseau de Seine-Saint-Denis, qui sert de support concret à cette thèse, les objectifs de qualité ne peuvent encore être abordés que de manière très grossière.

De plus, les objectifs retenus peuvent se révéler contradictoires, et le manque actuel d'étude sur l'évaluation du coût des dommages dûs à leur non-respect ne permet d'envisager que des notions de priorité et de pondération très subjectives.

Une fois mise sous forme mathématique, la satisfaction des objectifs peut être optimisée à l'aide de techniques relevant de la recherche opérationnelle et utilisant des outils de simulation propres à l'hydrologie urbaine. La construction d'un tel modèle d'optimisation est l'objet de cette thèse. Néanmoins, il convient de souligner qu'il est illusoire de mettre en place un système de télépilotage, sans auparavant avoir analysé en détail le fonctionnement du réseau grâce à des campagnes de mesures et de nombreuses études de simulation à l'aide de pluies mesurées ou de pluies synthétiques. Les modèles utilisés pour ces simulations peuvent être très sophistiqués.

Cette indispensable et complète connaissance du fonctionnement du réseau n'est qu'une première étape. En effet, un système de télépilotage n'étant qu'un outil d'aide à la décision, un système capable de lui fournir toutes les

informations qui lui sont utiles et capables aussi de mettre en oeuvre les actions qu'il propose, devra le précéder. C'est pourquoi, il est généralement nécessaire qu'un système d'aide à l'exploitation classique soit déjà installé quand le télépilotage en fonction de l'évènement pluvieux est développé. La conduite immédiate du réseau, qu'autorise le premier système, peut alors être épaulé par le télépilotage, véritable système d'aide à la conduite, qui évalue les stratégies de gestion imaginées par l'utilisateur du système, et qui est également capable de proposer ses propres stratégies. Ces dernières sont généralement plus efficaces, au sens des objectifs précédemment mentionnés, parce qu'élaborées à l'aide d'un modèle d'optimisation.

I.3.2. Les différents types d'organisation du télépilotage

Le télépilotage d'un réseau en fonction de l'évènement peut prendre de nombreuses formes différentes selon :

- le niveau de décentralisation des décisions.
- le moment où s'effectuent les calculs.
- la possibilité de prévoir l'évolution de l'évènement.

a) le niveau de décentralisation des décisions peut être très variable : au point de contrôle, à l'échelle du bassin versant, à l'échelle du milieu récepteur. Les tous premiers projets de gestion automatisée étaient très centralisés. Mais rapidement, la recherche de la gestion optimale d'un système, qui n'est pas extrêmement sommaire, s'est révélée irréalisable avec un seul centre de calcul. C'est pourquoi, avec le développement des micro-processeurs, se sont mis en place des systèmes complètement décentralisés où chaque organe de contrôle prend sa décision localement et seul, grâce à un certain nombre de points de mesure qui lui sont adjoints. Les stratégies de gestion sont alors élaborées simultanément et donc beaucoup plus rapidement (sans les problèmes de transmissions), mais indépendamment l'une de l'autre, sans tenir compte des interactions mutuelles. Cette absence de prise en compte des interactions nuit évidemment à l'efficacité de la stratégie globale pour un réseau dont les différents éléments sont en fortes interconnexions.

Des échelons intermédiaires sont également possibles entre une centralisation ou une décentralisation complète, en gérant de façon centralisée des sous-systèmes relativement indépendants entre eux, mais regroupant chacun des régulateurs fortement interconnectés. Une décomposition selon les points de rejet, ou bien les exutoires, en est un exemple.

On peut également imaginer le partage des décisions entre le niveau ponctuel et le niveau central, ce dernier, soulagé, prenant en charge les fonctions les plus nobles, concernant l'ensemble du système (prévision des événements, recherche de la stratégie d'ensemble...). On parle alors de système de contrôle hiérarchisé.

La hiérarchisation d'un système de télépilotage présente de nombreux avantages. Les modèles de simulation des niveaux ponctuels peuvent être précis tout en restant simples car le système à simuler est d'importance réduite. De plus, les ordinateurs des niveaux ponctuels peuvent fonctionner simultanément, et donc définir les gestions locales plus rapidement que dans le cas d'un seul ordinateur central. Enfin, une panne de l'ordinateur central est beaucoup moins grave, dans la mesure où l'échelon local est à même de prendre des mesures d'urgence, moins efficaces que celles du central, mais évitant la paralysie complète du pilotage. Il en est de même lors d'un incident de télétransmission. La sécurité du système de gestion est donc renforcée.

b) détermination des consignes de gestion en temps réel ou en temps différé.

La détermination des consignes en temps différé signifie que la recherche des solutions optimales est effectuée, par le biais de modèles précis de simulation du système, pour un large ensemble d'événements types. Lorsqu'un événement se produit, il est analysé et comparé aux événements types. La stratégie de gestion adoptée est alors la stratégie optimale calculée pour l'événement type le plus proche de l'événement réel. L'avantage du temps différé (on parle aussi de pré-optimisation ou d'optimisation hors ligne) est que l'on peut utiliser des modèles de simulation très élaborés, inutilisables, parce que trop longs, en temps réel. L'inconvénient est l'importance du nombre d'événements types à traiter, vu la diversité et l'évolution possibles d'un même événement. De plus, les stratégies optimales ne dépendent pas seulement d'un seul événement (par exemple, la pluie), mais aussi de l'état du réseau (niveau d'eau dans les collecteurs, volumes stockés dans les bassins...). De sorte que les simulations devraient être faites non seulement pour un grand nombre de pluies, mais aussi pour une grande variété de conditions initiales du système d'assainissement.

L'avantage de pouvoir utiliser hors ligne des modèles de simulation élaborés peut être largement compensé par la difficulté de comparer la pluie réelle, très hétérogène dans l'espace et évoluant très rapidement dans le temps, avec l'échantillon des pluies types présélectionnées. Le choix des paramètres de comparaison (volume total de pluie, intensité maximale, instant d'apparition du maximum...) est très difficile, et les valeurs de ces paramètres sont très

différentes en deux points distincts du bassin versant. Le fait de pouvoir disposer en temps réel de quelques paramètres caractéristiques de la pluie qui s'abat, ou de la pluie prévue à courte échéance (quelques dizaines de minutes), est déjà très précieux pour construire une stratégie de gestion du réseau.

La détermination des consignes en temps réel, au vu de l'évènement, moins encombrante du point de vue du stockage de résultats, nécessite, cependant, des modèles et des techniques d'analyse très simples en raison des limitations des temps de calcul et de prise de décision. Ces simplifications se payent, bien entendu, sur la précision des simulations et donc sur l'efficacité des décisions proposées, celles-ci pouvant même se révéler dangereuses si elles ne sont pas vérifiées par des simulations plus précises. De plus la gestion en temps réel, si elle nécessite moins de capacité de stockage, exige des moyens de calcul plus puissants du fait de la limitation du temps disponible, pour mener les calculs.

On peut également imaginer une combinaison de ces deux méthodes où les calculs en temps réel soit sont contrôlés, ou encadrés par des solutions en temps différé, soit permettent de modifier à la marge une solution élaborée hors ligne.

Le travail effectué dans cette thèse concerne les méthodes de détermination des consignes en temps réel, et lorsque l'on parlera de télépilotage dans la suite de ce rapport, ce sera toujours de télépilotage en temps réel qu'il s'agira, sauf exception dûment précisée.

c) la possibilité de prévoir l'évolution de l'évènement

Pour choisir les stratégies de gestion, on peut utiliser deux types d'information : l'ensemble des constatations et des mesures, faites sur l'évènement déjà produit, d'une part, et l'idée que l'on peut se faire de son évolution future, d'autre part.

Dans le premier cas, le contrôle est dit réactif, et consiste à ne retenir une stratégie qu'à l'aide de l'évènement déjà produit, à un instant donné. Si la nature de l'évènement se modifie par la suite, la stratégie change elle aussi. Elle est adaptée au coup par coup, sans notion d'optimalité dans le temps, sur l'ensemble de l'évènement.

Dans le deuxième cas, le contrôle est dit adaptatif, et vise à retenir une stratégie à un instant donné, compte tenu de la situation lors des intervalles de temps à venir. Le système de gestion doit donc nécessairement comporter un modèle de prévision, de la qualité duquel dépendra la qualité du contrôle. Le caractère aléatoire d'évènements comme la

pluie conduit à penser que le stade le plus élaboré du contrôle adaptatif consiste à utiliser des modèles de prévision et d'optimisation stochastiques. Ceux-ci sont cependant lourds et difficiles à mettre en oeuvre en temps réel.

La gestion automatisée d'un réseau d'assainissement, considéré comme télépilotage en fonction de l'évènement, peut donc prendre des formes différentes. Pour le cas du réseau de Seine-Saint-Denis, qui sert de site pilote à cette étude, on verra au chapitre III, quels sont les choix des modes d'organisation qui ont été faits par les gestionnaires des ouvrages. De ces choix, dépendront beaucoup les contraintes qui pèseront sur les modèles de simulation, de prévision et d'optimisation.

I.3.3. Les contraintes qui pèsent sur un système de télépilotage

Face aux objectifs décrits au paragraphe précédent, existent des contraintes propres à limiter le contrôle du système. Elles sont de nature diverse :

- contraintes dues à la structure du réseau :

- . la capacité de transfert des collecteurs est limitée (notion de débit maximal par collecteur)
- . la capacité de stockage des bassins de rétention est limitée
- . la capacité des installations de traitement est limitée

- contraintes dues à la technologie des organes de contrôle et de calcul :

- . le système d'acquisition de données a une capacité de stockage et de transfert de l'information limitée
- . les calculateurs utilisés dans le système de contrôle ont des caractéristiques de mémoire et de vitesse de calcul limitées

- contraintes dûes aux caractéristiques de l'évènement pluvieux :

- . la nature des averses est aléatoire et il est actuellement difficile de la prévoir à l'avance.
- . le temps s'écoulant entre le début d'un évènement pluvieux brutal et les premiers désordres sur le réseau est court. La durée de prise de décision, qui s'effectue en temps réel en l'absence de prévision de la pluie, est très limitée.

C'est ce dernier type de contraintes qui rend très délicat l'élaboration de procédures de contrôle optimal et qui fait la spécificité du télépilotage des réseaux d'assainissement. C'est pourquoi, ces notions sont précisées dans les paragraphes qui suivent.

Enfin, les processus physiques qui régissent le ruissellement et l'écoulement limitent également la possibilité d'action sur les flots. Ces équations d'état dûes à la physique des écoulements sont essentiellement :

- . la transformation de la pluie en ruissellement qui est régie par les lois physiques limitant le contrôle (modèle de ruissellement).
- . il en est de même du transport des flux d'eau dans les canalisations, à travers les ouvrages de contrôle que sont les vannes, les déversoirs contrôlés, les siphons régulateurs, ou lors de la vidange des bassins de retenue (modèle d'écoulement).

I.3.4. L'enjeu de la prévision de la pluie dans le télépilotage

Une gestion de réseau d'assainissement menée selon l'évolution probable de l'évènement pluvieux (gestion adaptative) nécessite un moyen de connaître cet évènement en temps réel, et de le prévoir, car il n'est pratiquement pas possible d'utiliser exclusivement les résultats statistiques des pluies antérieures, la variabilité de la pluie dans le temps étant trop importante.

Deux méthodes principales permettent actuellement l'évaluation des quantités d'eau de pluie en temps réel :

- le réseau de pluviographes reliés électroniquement à un central où il transmet les informations qu'il recueille sur les intensités de la pluie (télé-mesure de la pluie) ;
- le radar, dont l'utilisation en hydrologie urbaine en est encore à ses balbutiements, et qui devrait permettre dans un proche avenir, par mesure de la réflectivité des gouttelettes d'eau, d'appréhender l'intensité de la pluie (Jacquet, 1982).

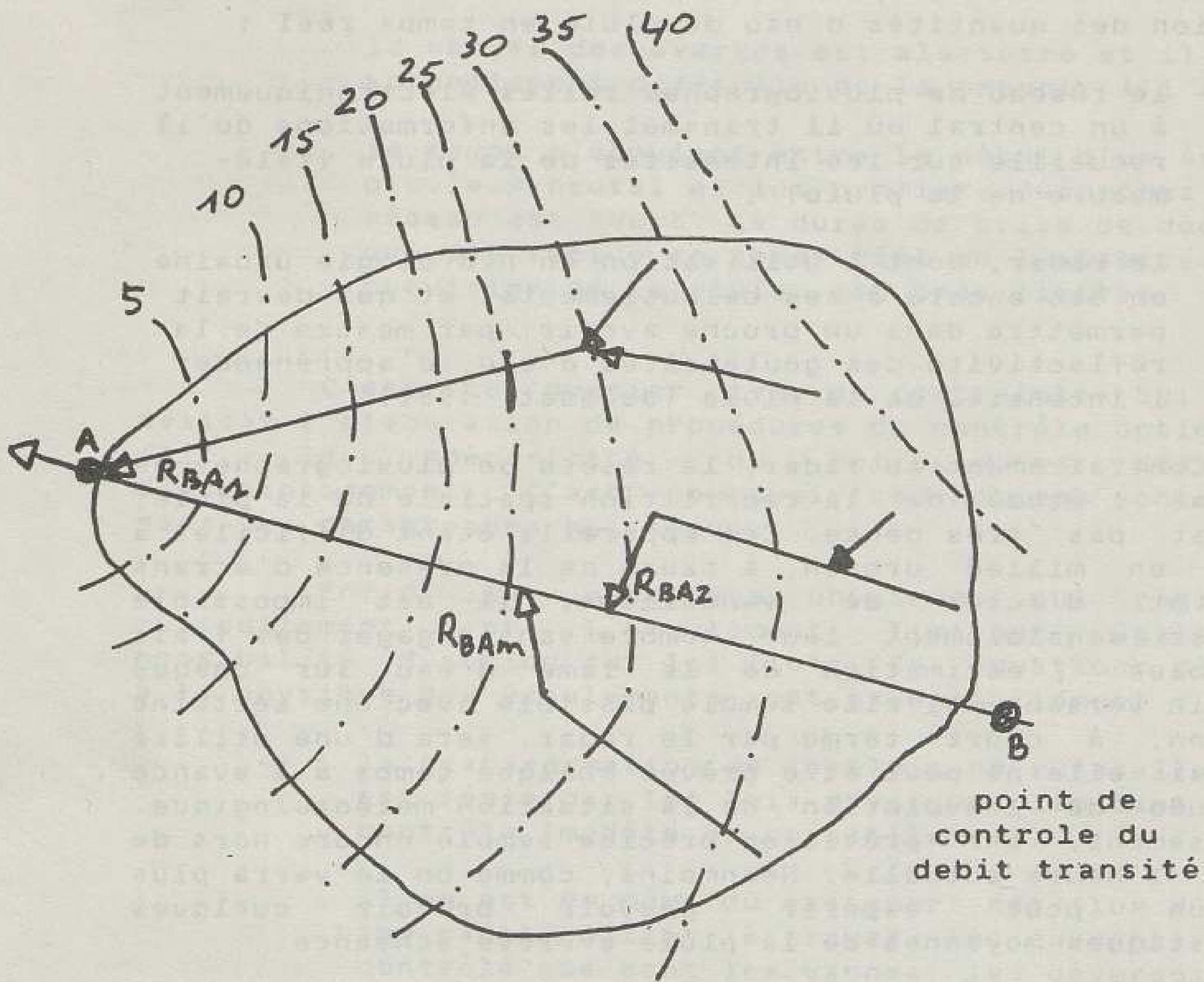
Contrairement au radar, le réseau de pluviographes ne permet pas l'étude de la répartition spatiale de la pluie, s'il n'est pas très dense. Ces appareils étant difficiles à installer en milieu urbain, à cause de la présence d'écrans proches et d'actes de vandalisme, il est impossible d'augmenter sensiblement leur nombre sans engager des frais considérables. L'estimation de la lame d'eau sur chaque sous-bassin versant, si elle semble possible avec une certaine imprécision, à court terme par le radar, sera d'une utilité réduite si elle ne peut être prévue quelque temps à l'avance par l'étude de l'évolution de la situation météorologique. Malheureusement, une prévision précise semble encore hors de portée à l'heure actuelle. Néanmoins, comme on le verra plus loin, on peut espérer pouvoir prévoir quelques caractéristiques moyennes de la pluie à brève échéance.

Dans les premières gestions automatisées de réseau, la connaissance relative de la pluie tombée sur les sous-bassins versants n'assure que quelques minutes d'anticipation possible sur la disponibilité des ouvrages du système.

Cette anticipation est égale :

- au temps de ruissellement et d'écoulement de l'eau de pluie jusqu'au point de contrôle qui doit être géré, diminué :
- du temps de transmission à un calculateur de l'information captée par les pluviographes ou par le radar,
- du temps de l'élaboration des consignes de gestion et leur mise en oeuvre,
- du temps de propagation de l'onde de débit propagée entre le point régulé et le point objectif, temps qui est difficilement compressible sans travaux sur le réseau.

Courbes isochrones (temps de ruissellement en mn)



$$D_A = C_A - R_{BA}$$

Légende :

D_A : Capacité disponible sur BA

C_A : Capacité du collecteur au point A

R_{BA} : Apport des sous-bassins versants sur le tronçon BA : $R_{BA} = R_{BA1} + \dots + R_{BAm}$

Figure n° 1.1 : Schéma de principe de la capacité disponible sur un tronçon de collecteur

Sur l'exemple de la figure 1.1, empruntée à JACQUET (Jacquet, 1982), la plus grande partie de l'eau met 20 à 35 minutes pour atteindre l'exutoire. L'opérateur dispose a priori d'une vingtaine de minutes pour ajuster le débit q_{SB} à la capacité disponible dans le tronçon BA.

Cette marge est partiellement rognée par le temps de propagation de l'onde de débit sur la longueur du tronçon. On suppose, dans cet exemple, que ce temps de propagation est égal à dix minutes pour amener le débit q_{SB} à la capacité totale du tronçon (cas où $R_{BA} = 0$) et à vingt minutes pour le réduire à une valeur négligeable (cas où R_{BA} est proche de C_A).

On imagine alors l'hésitation de l'opérateur à ne laisser aucune capacité disponible dans le tronçon BA, puisque, en cas de pluie sur les sous-bassins versants, il ne disposera, pour réduire le débit à l'extrémité du tronçon, que de quelques minutes.

Les progrès des télétransmissions et de l'informatique ont déjà permis de réduire les durées de transmissions. Ces progrès se poursuivant, ces durées affecteront de plus en plus rarement les possibilités d'anticipation.

En revanche, le temps d'élaboration et de mise en oeuvre de la décision est étroitement lié à la vitesse de déplacement des organes de régulation et surtout au temps de calcul du logiciel d'aide à la décision.

En conclusion, on peut dire que, sans prévision de pluie, il est impossible de faire une gestion adaptative, et que l'on est contraint d'agir au coup par coup, quitte à prendre des décisions à un instant donné qui pourraient se révéler très néfastes pour le futur.

Comme l'a montré l'exemple précédent, il est également des situations où la réponse du réseau à un événement pluvieux est tellement rapide que, en l'absence de prévision de pluie, elle empêche l'élaboration de stratégies, même réactives, en temps réel.

I.3.5 Les modèles de simulation utilisés pour l'élaboration des consignes

Un processus d'élaboration de consignes optimales, en vue de contrôler un système d'assainissement, nécessite, afin de comparer au vu des objectifs les différents scénarios de gestion, l'existence de modèles mathématiques, expressions des lois physiques qui régissent le comportement du système, afin de simuler son fonctionnement. Bien entendu, un modèle ne

représente jamais la réalité dans toute sa finesse et l'image qu'il en donne fournit une approximation d'autant meilleure que l'on a décidé de tenir compte de lois plus fines et que les données dont on dispose sont plus complètes et de bonne qualité.

Ces modèles de simulation sont de deux types principaux (Desbordes, 1978) :

- la simulation des phénomènes amont : pluie, ruissellement.
- la simulation des écoulements : écoulements dans les ouvrages, quantité et qualité des flux et volumes à gérer, effets des organes de contrôle sur ces flux et volumes.

Les premiers relèvent plus particulièrement de l'hydrologie urbaine, les seconds de l'hydraulique.

Les modèles hydrologiques concernent la pluie et le ruissellement. Les modèles de prévision de la pluie sont à l'heure actuelle très peu développés. Ils consistent essentiellement en des catalogues d'épisodes synthétiques fondés sur l'analyse statistique des averses. Lorsqu'un évènement est partiellement observé par le réseau de pluviographes ou par le radar, on retient l'évènement synthétique dont les caractéristiques se rapprochent le plus de celles observées. On en change éventuellement ensuite si l'évènement réel s'en écarte beaucoup. Comme on l'a déjà dit, la variabilité de la pluie est trop importante pour que ces méthodes donnent des résultats fiables (Chocat, 1981) (Ministère de l'Équipement et du logement, 1977).

Les modèles de simulation du ruissellement sont nombreux et de nature diverse (Desbordes, 1974 a). Les plus complexes découlent de théories physiques des mécanismes du ruissellement. D'autres sont empiriques et s'appuient sur de longues séries de mesures de pluies et de débits. D'autres enfin sont dérivés de l'analyse des systèmes. Leur calage nécessite également des mesures, mais certains de leurs paramètres peuvent être prédéterminés. Les modèles du deuxième et du troisième type, plus simples que les premiers, nécessitent des temps de calcul plus réduits et sont plus adaptés à la gestion en temps réel.

Les modèles de propagation des écoulements dans les ouvrages sont également variés. Les plus complexes font appel aux équations complètes de la mécanique des fluides. Les plus simples sont dérivés de l'analyse des systèmes et nécessitent un calage supplémentaire. Ils sont nettement moins coûteux en temps de calcul (Chocat, 1978) (Chocat, 1981) (Cunge, 1969) (Thibault, 1979) (Rousset, Lorgère, 1974).

Les modèles simulant la qualité des eaux en réseau d'assainissement ou l'impact des rejets dans le milieu récepteur, sont encore très peu développés et mettent en oeuvre, pour la plupart, des relations empiriques entre des paramètres de qualité (MES, DBO,...) et des variables hydrométéorologiques (intensité moyenne, durée de temps sec...) (Hemain, 1980).

La régulation des réseaux d'assainissement ne se fait, actuellement, que sur les flux ou les volumes d'eau entrés dans le réseau, que ce soit dans les collecteurs ou dans les bassins de stockage. Le mouvement des ouvrages régulateurs n'influençant pas le processus de ruissellement le long des bassins versants, les procédés d'élaboration de consignes ne peuvent mettre en jeu que les modèles de simulation des écoulements, en les utilisant un certain nombre de fois, afin de déterminer la meilleure décision de gestion. Quant aux modèles de ruissellement, ils ne sont utilisés qu'une seule fois, dès que la pluie est déterminée, pour produire les hydrogrammes d'entrée sur le réseau.

Ainsi, même si le temps de calcul des modèles de ruissellement doit être réduit le plus possible, c'est surtout au niveau du modèle d'écoulement qui peut "tourner" souvent pour chaque élaboration de consignes qu'il est intéressant de faire des économies de temps de calcul pour permettre la recherche de stratégies en temps réel.

Ainsi, les procédés d'optimisation, appliqués au modèle d'écoulement, seront conditionnés par le type de ce modèle, car celui-ci, de par sa complexité et ses exigences en calculs, verra son utilisation plus ou moins limitée. Les modèles simples et rapides, malgré leur représentation partielle de la réalité, pourront "tourner" souvent et satisfaire une méthode d'optimisation élaborée ; les modèles complexes et longs, bien que satisfaisants sur le plan de la représentation physique, devront se contenter d'algorithmes d'optimisation rapides.

On voit donc que la conception des modèles d'écoulement et celle des techniques d'élaboration de consignes optimales sont intimement liées et doivent être appréhendées ensemble.

Le principal objet que s'est fixé ce travail est la détermination de procédures d'optimisation compatibles avec différents modèles d'écoulement, en vue de l'élaboration en temps réel de stratégies optimales pour la gestion des réseaux d'assainissement.

Le choix qui a été fait en Seine-Saint-Denis est que la représentation correcte du fonctionnement du réseau est un point capital pour l'utilisateur d'un système de télépilotage.

Celui-ci est en effet considérablement sécurisé s'il peut faire une grande confiance à l'outil qui évalue les conséquences des décisions qu'il doit prendre, concernant les stratégies de gestion à appliquer au réseau. C'est pourquoi il a semblé préférable d'utiliser un modèle de simulation moins simple mais plus correct, couplé à une méthode de détermination des consignes de gestion convergeant moins rapidement vers l'optimum, plutôt que d'utiliser un modèle de simulation trop simple permettant l'usage d'une méthode d'optimisation convergeant facilement et rapidement vers la solution optimale. Ce dernier risque de fournir des stratégies de contrôle séduisantes (par la valeur de la fonction objectif qu'il calcule) mais dangereuses (parce que cette valeur peut être erronée et peut être en réalité moins efficace qu'une stratégie simple imaginée par l'utilisateur).

On a de plus considéré que, pour accroître encore la qualité de l'évaluation des conséquences des stratégies testées, il était souhaitable de les contrôler après leur détermination, par une simulation à l'aide d'un modèle très précis, mais trop lourd pour être inclus dans un algorithme d'optimisation.

I.3.6 La prise en compte des incertitudes dans la gestion

Pour la gestion des réservoirs, BERNIER a distingué trois types d'incertitudes (Bernier, 1977). On peut reprendre cette classification pour un problème de gestion de réseau d'assainissement :

- les incertitudes stratégiques, sur les objectifs, qui reflètent l'incapacité à prévoir l'état social, économique et politique du monde futur et qui interviennent normalement au niveau de la planification et de la définition des objectifs. Elles sont donc en dehors du domaine de la recherche des consignes de gestion;
- les incertitudes physiques, qui reflètent le caractère aléatoire de l'environnement du système d'assainissement. Ce sont par exemple les incertitudes sur le déclenchement d'un évènement pluvieux;
- les incertitudes technologiques qui concernent la méconnaissance relative des processus physiques, relatés par les modèles de simulation et les paramètres qui entrent dans leur composition, ou celles qui sont dues à la mise en oeuvre numérique de ces modèles, ou celles qui ont trait à la fiabilité des organes de commande et de régulation des flux, ou celles qui concernent la méconnaissance du réseau et de ses caractéristiques, ou bien

encore celles dues aux méthodes d'évaluation des quantités d'eau lors d'une averse.

Les incertitudes stratégiques sont hors de portée de cette étude. Les incertitudes sur le déclenchement et l'évolution d'un épisode pluvieux appartiennent à la fois aux incertitudes technologiques et aux incertitudes physiques.

Elles appartiennent aux incertitudes technologiques parce que, dans le cas d'une gestion en temps réel, les consignes de gestion sont déterminées seulement à partir du moment où l'événement survient. De plus, les progrès qui devraient être réalisés au cours des prochaines années sur les outils de prévision, permettent de penser que l'on pourra à peu près correctement prévoir et quantifier à court terme un événement pluvieux. En effet, comme on le verra ci-après lors de la présentation du site étudié, le radar devrait permettre la détermination des caractéristiques moyennes de cet événement, dès le début de celui-ci.

Néanmoins, certains des phénomènes météorologiques comme par exemple la turbulence, resteront vraisemblablement inaccessibles à la prévision. L'évolution des événements pluvieux, même après leur déclenchement, est donc aussi entachée d'incertitudes de type physique.

On suppose ici que l'importance de ces incertitudes physiques est plus faible que celle des incertitudes technologiques. C'est pourquoi on préfère classer dans cette dernière catégorie les incertitudes concernant la connaissance de la pluie dans le problème de télépilotage.

Il reste enfin d'autres incertitudes technologiques. Celles dues à la méconnaissance du réseau sont très difficiles à appréhender, et dépendent de chaque cas particulier. En revanche, celles concernant l'approximation des phénomènes d'écoulement par les modèles de propagation, peuvent être incluses dans les procédures d'optimisation des consignes de gestion du réseau, à l'aide de modèles d'optimisation stochastiques déjà mentionnés.

Généralement, les incertitudes dues à la mesure et à la prévision de la pluie sont bien plus importantes que celles dues à l'approximation des phénomènes d'écoulement, même dans le cas de l'utilisation de modèles simples. Ces derniers peuvent en effet être calés hors ligne, à l'aide de mesures et de résultats de modèles précis.

Pour quantifier les incertitudes dues à la mesure de la pluie, il faudrait pouvoir comparer ces mesures à des valeurs réelles d'intensité de pluie à chaque point des

bassins versants. Ces valeurs ne sont bien évidemment pas accessibles.

Une autre méthode consisterait à effectuer cette comparaison non pas sur les intensités de pluie mais sur les valeurs des débits mesurés à l'exutoire de chaque bassin versant. Malheureusement, la plupart de ces exutoires ne sont pas équipés d'appareil de mesure. Devant ce manque de données et le manque de connaissances dont on dispose à l'heure actuelle sur la répartition spatiale de la pluie, les seules incertitudes qui ont été prises en compte dans cette étude, sont celles dues à la prévision de la pluie, nécessaire pour une gestion adaptative.

La méthode proposée dans cette thèse pour prendre en compte ces incertitudes dans le télépilotage du réseau (cf. Chapitre VI) pourrait cependant servir également pour tenir compte des autres types d'incertitudes, lorsque les études permettant de les évaluer auront été menées.

CHAPITRE II

FORMALISATION DU PROBLEME DE TELEPILOTAGE

On présente dans ce chapitre une modélisation simplifiée, dans un cadre général, du problème de télépilotage en fonction d'un évènement pluvieux.

On y propose une représentation schématique d'un réseau d'assainissement par composition d'un nombre limité d'éléments simples. On expose quelles sont les données du problème, parmi lesquelles on distingue les paramètres de structure du réseau et les variables d'entrée du problème de télépilotage. On identifie les variables de contrôle permettant la conduite du réseau, ainsi que les variables d'état caractérisant l'écoulement à chaque instant.

On décrit la construction de la fonction à optimiser, image des objectifs de la gestion, ce qui conduit à distinguer des variables objectifs parmi les variables d'état.

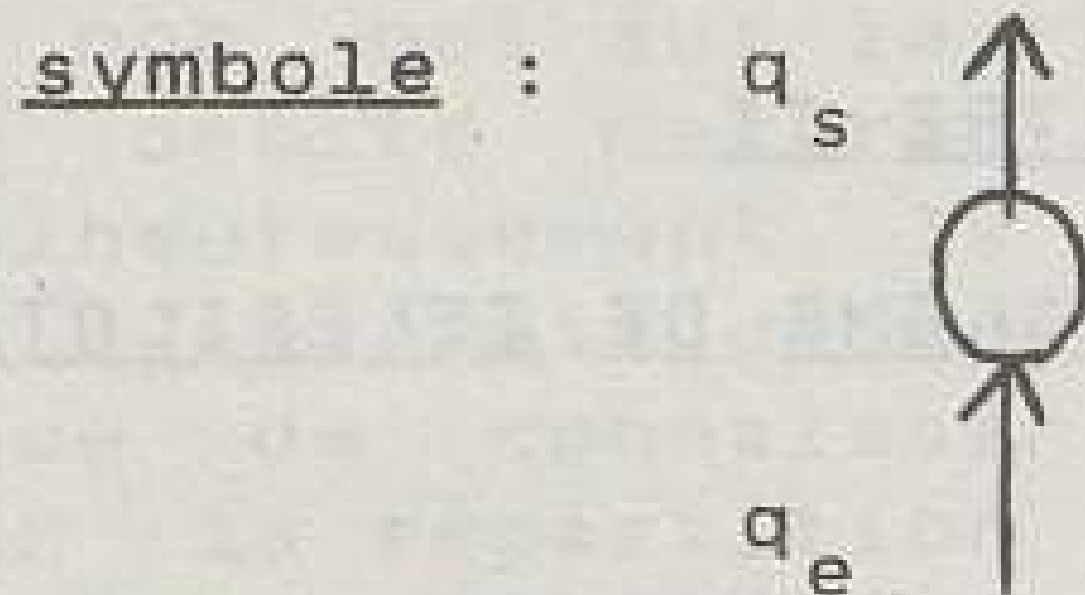
On propose ensuite une méthode de hiérarchisation du problème d'optimisation du pilotage, par décomposition du système à gérer en sous-systèmes. On donne quelques principes pour effectuer cette décomposition, puis on expose quelques méthodes d'optimisation déterministe du problème décomposé.

On identifie les variables sur lesquelles pèsent les incertitudes de prévision et on propose une méthode d'optimisation en temps réel permettant de tenir compte de ces aléas, et utilisant les méthodes déterministes de décomposition évoquées ci-dessus.

Enfin, on explique pourquoi une formulation aussi générale du problème de télépilotage ne peut être appliquée telle quelle à un problème opérationnel concret, et quels sont les aménagements à lui apporter pour l'application à un cas réel.

II.1 Modélisation simplifiée d'un réseau d'assainissement

Un réseau d'assainissement peut être modélisé par un réseau simplifié, construit comme une combinaison d'éléments simples (Papageorgiou, 1983, 1984, 1985). Pour effectuer un compromis entre la bonne représentation du fonctionnement du réseau et la relative simplicité du modèle, on a retenu les éléments suivants :

- **BASSIN DE RETENUE SANS OUVRAGE DE CONTROLE :**

Le fonctionnement de ces bassins, dont les débits sortants ne sont pas contrôlés par une vanne ou un organe régulateur, est caractérisé à chaque instant t par trois variables : le débit d'entrée $q_e(t)$, le volume stocké $V(t)$, et le débit sortant $q_s(t)$. Durant un pas de temps Δt , le fonctionnement est régi par deux équations :

. équation de conservation de la masse :

$$(2-1) \quad V(t + \Delta t) - V(t) = \Delta t (q_e(t) - q_s(t))$$

. loi de vidange :

$$(2-2) \quad q_s(t) = F(V(t), q_e(t), V_{\max}) \text{ où } V_{\max} \text{ est la capacité}$$

du bassin ;

cette loi est construite de telle manière que le volume $V(t)$ reste toujours inférieur à V_{\max} .

Les données qui caractérisent la structure de cet élément sont :

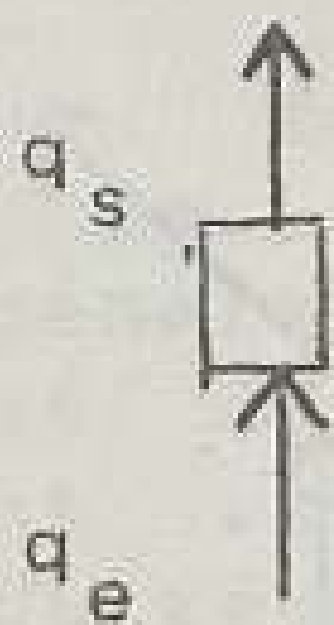
- la capacité maximale du bassin V_{\max} ;
- la loi de vidange F .

Celles qui constituent les variables d'entrée du problème de télépilotage sont :

- le volume initial $V(0)$ du bassin, à l'instant précédant la période de pilotage ;
- les débits $q_s(\tau)$ aux instants τ précédant le début de la période de pilotage.

- COLLECTEUR :

symbole :



Les débits d'entrée $q_e(t)$ et de sortie $q_s(t)$ sont liés par une loi de transfert du type :

$$(2-3) \quad q_s(t) = F(q_e(\tau), \tau \leq t)$$

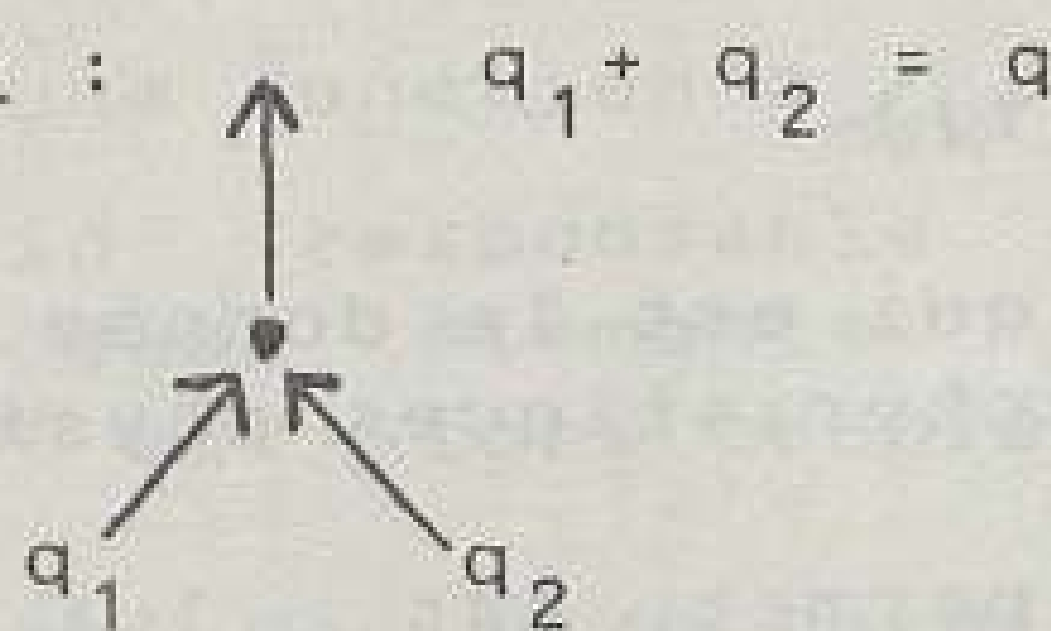
Une telle loi ne permet évidemment pas de représenter les influences aval sur l'écoulement. Cependant, ces influences aval étant souvent localisées à des endroits précis, on indiquera ultérieurement une manière qui permet de les prendre partiellement en compte.

La donnée de structure de cet élément est la loi de transfert F , qui intègre l'ensemble des caractéristiques du collecteur.

Les données d'entrée du problème sont les valeurs $q_e(\tau)$, à des instants τ précédant la période de pilotage.

- CONFLUENCE :

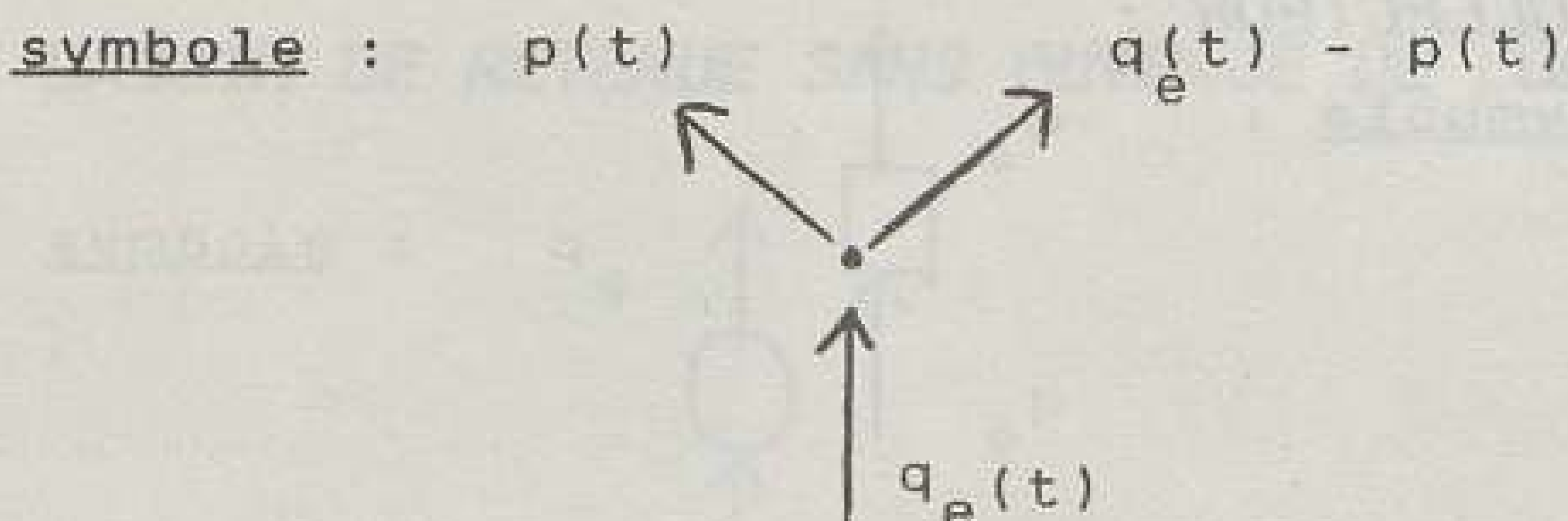
symbole :



Cet élément représente la jonction de deux collecteurs. Son fonctionnement est très simplement modélisé par l'équation de conservation :

$$(2-4) \quad q(t) = q_1(t) + q_2(t)$$

- **BIFURCATION :**



Les bifurcations sont fréquentes dans les réseaux d'assainissement, notamment dans les plus vieux d'entre eux qui se sont maillés progressivement. Conçues pour permettre la dérivation des flots, elles offrent des possibilités de gestion intéressante quand il s'agit de soulager une partie de réseau surchargée. Néanmoins, quand elles sont mal conçues ou mal gérées, elles peuvent fonctionner dans le sens inverse de celui qui était prévu à l'origine et ainsi engendrer des désordres.

Les paramètres qui régissent la répartition des flots dans les deux branches sont encore mal connus, et il est certain que la forme de la bifurcation, et notamment les angles que forment les canalisations entre elles, jouent un rôle important dans cette répartition. Dans l'état actuel des connaissances, le mode de répartition doit être étudié au cas par cas, sur chaque ouvrage.

La modélisation de cet élément peut prendre ainsi la forme suivante :

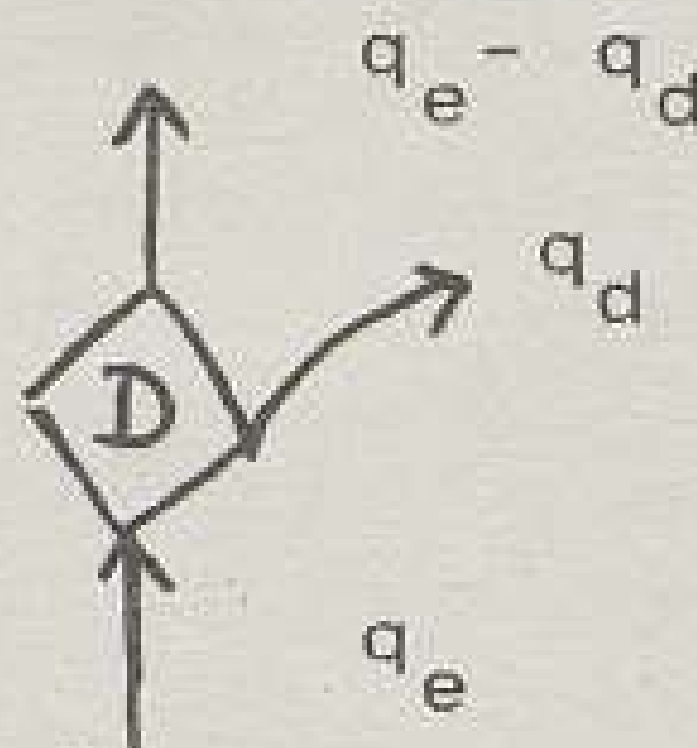
$$(2-5) \quad p(t) = F(q_e(t))$$

La fonction F , qui est la donnée de structure de cet élément, intègre les caractéristiques physiques de l'ouvrage.

Ce modèle ne permet pas, lui non plus, de tenir compte des influences aval, parfois déterminantes, sur la répartition des flots.

- **POINT DE DEBORDEMENT :**

symbole :



Bien que tout collecteur puisse théoriquement déborder, les zones de débordement sur un réseau d'assainissement sont généralement localisées en quelques points sensibles, sortes de goulots d'étranglement. Si ces points sont correctement répertoriés, il est possible de simplifier le modèle du réseau en supposant qu'en dehors de ces zones sensibles, les collecteurs ne débordent pas (c'est pourquoi, il ne pèse pas de contrainte sur le modèle de fonctionnement de l'élément "collecteur" décrit précédemment). Les flux en surplus sortent du réseau alors uniquement par les points de débordement.

Ces points de débordement sont caractérisés par une hauteur limite au delà de laquelle le débordement commence. Pour simplifier le modèle, on peut considérer que cette limite peut être représentée par un débit maximal q_{\max} à l'aval du point de débordement. Une telle représentation suppose une fois de plus l'absence d'influence aval.

Le fonctionnement de cet élément peut alors être modélisé ainsi :

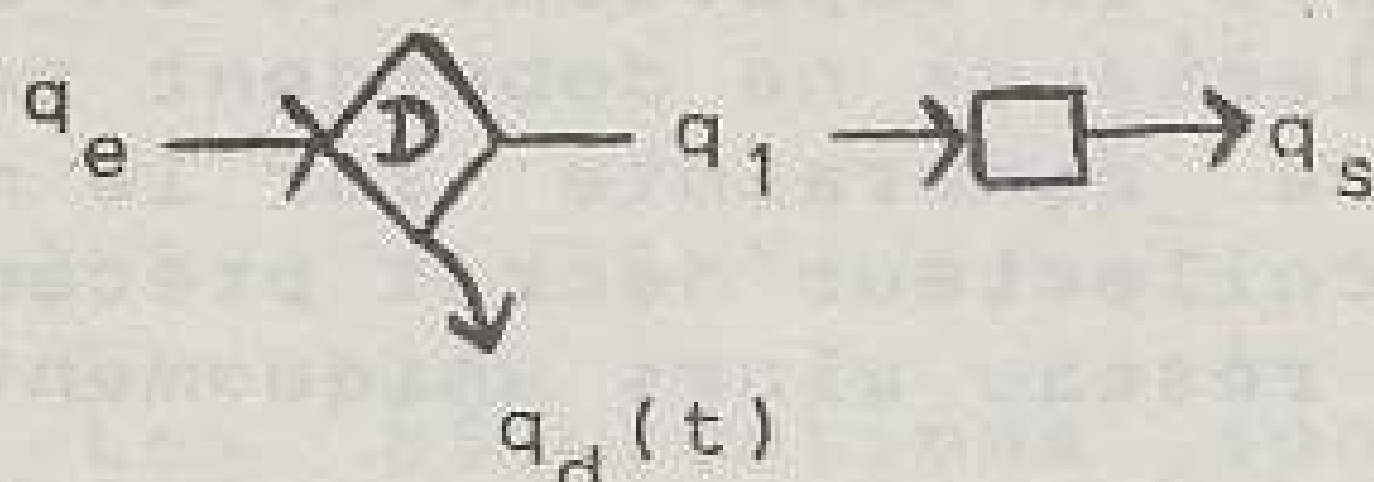
$$(2-6) \quad \left[\begin{array}{l} - \text{si } q_e(t) \leq q_{\max} \quad , \quad q_d(t) = 0 \\ - \text{si } q_e(t) > q_{\max} \quad , \quad q_d(t) = q_e(t) - q_{\max} \end{array} \right.$$

Pour tenir compte cependant des influences aval sur un point de débordement, dues par exemple à un bassin de retenue, on peut imaginer de rendre variable la capacité q_{\max} du collecteur par une fonction $q_{\max}(V(t))$ où $V(t)$ est le volume du bassin responsable de l'influence aval. La modélisation des deux éléments "point de débordement" et "bassin de retenue" est alors couplée.

La donnée de structure de l'élément "point de débordement" est la valeur de la capacité q_{\max} (ou de la courbe $q_{\max}(V)$ en cas d'influence aval).

Les données d'entrée du problème de télépilotage sont les débits $q_e(\tau)$, $q_d(\tau)$ aux instants précédant le début de la période de pilotage.

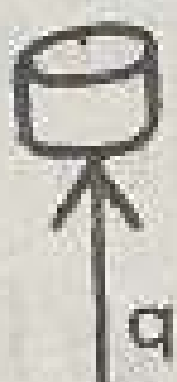
L'utilisation conjointe des deux éléments "point de débordement" et "collecteur" permet de tenir compte de façon partielle de l'influence aval sur un collecteur. En effet, en faisant précéder un tel collecteur par un point de débordement comme l'indique le schéma ci-après :



et en faisant varier le débit limite q_{max} de ce point de débordement en fonction d'un paramètre caractérisant l'ouvrage responsable de l'influence aval, on peut limiter le débit q_s en fonction de cette influence aval. Cependant, pour déterminer avec précision les valeurs de q_{max} , il est nécessaire de mener une étude hydraulique fine sur le comportement du collecteur sous influence aval. Même si une telle représentation n'est pas parfaite, elle permet néanmoins, un compromis intéressant entre représentation correcte du fonctionnement du réseau et simplicité du modèle.

- STATION D'EPURATION :

symbole :



La seule variable d'état de cet élément est le débit d'entrée $q(t)$. Les données caractérisant la structure de cet élément sont les valeurs des débits de référence $q_{ref}(t)$ à l'entrée de la station dont on souhaite éloigner le moins possible les débits $q(t)$, afin d'assurer le bon fonctionnement de la station.

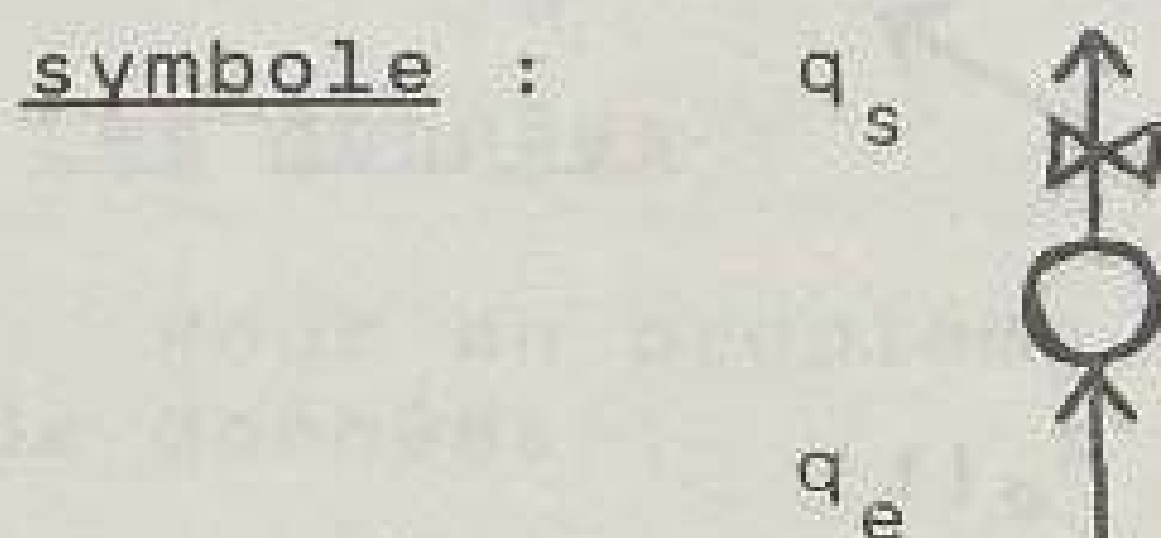
- POINT D'INJECTION DE DEBIT :

symbole :



Ces points sont les points d'introduction des hydrogrammes d'apport $Ap(t)$ sur le réseau. Généralement issus de modèles de ruissellement, ces apports constituent les seules données du problème de télépilotage concernant cet élément.

- BASSIN DE RETENUE AVEC ORGANE DE CONTROLE



Contrairement aux bassins décrits par le premier élément, ces bassins sont munis d'ouvrages de contrôle qui font du débit de sortie q_s une variable de contrôle du problème d'optimisation du pilotage du réseau.

La modélisation du comportement de cet élément est alors la suivante :

- équation de continuité :

$$(2-7) \quad V(t + \Delta t) - V(t) = \Delta t (q_e(t) - q_s(t))$$

- contrainte de capacité du bassin :

$$(2-8) \quad V(t + \Delta t) \leq V_{\max}$$

- contraintes sur la variable de contrôle :

$$(2-9) \quad q_{s\min}(t) \leq q_s(t)$$

Cette contrainte permet de borner inférieurement le débit de fuite du bassin, pour tenir compte par exemple de problèmes de sécurité (blocage d'une vanne...).

$$(2-10) \quad q_s(t) \leq q_{s\max}(V(t))$$

Cette contrainte tient compte de la loi hauteur (ou volume) du plan d'eau - débit maximal de vidange.

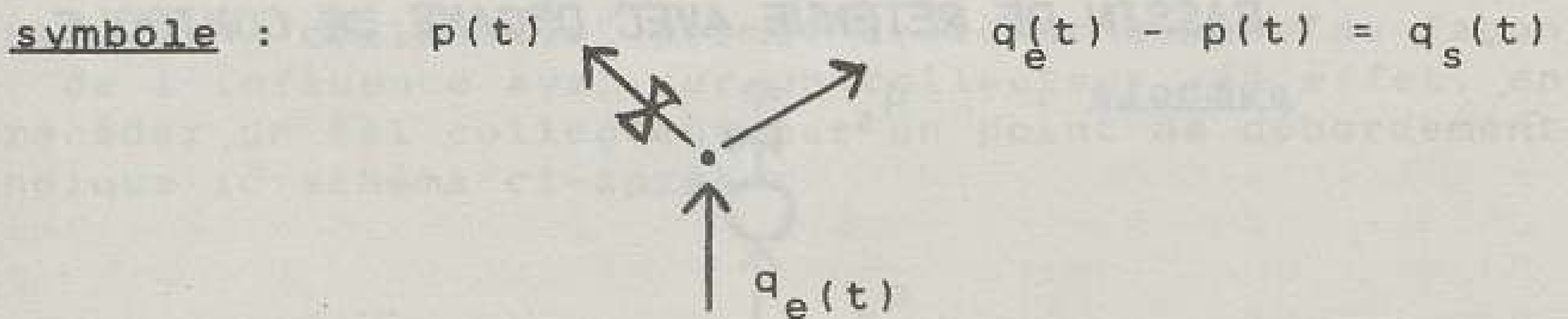
Les données de structure sont constituées :

- du volume maximal du bassin V_{\max}
- des débits de fuite minimaux $q_{s\min}(t)$
- de la loi $q_{s\max}(V)$

Les données du problème de télépilotage concernent :

- l'état initial du bassin $V(0)$
- les lâchures $q_s(\tau)$ précédant le début de la période de pilotage.

- **DEVERSOIR CONTROLE :**



Ce déversoir muni d'un organe de contrôle fait du débit $p(t)$ une variable de contrôle du problème d'optimisation.

Le fonctionnement de cet élément est modélisé de la façon suivante :

- équation de continuité :

$$(2-11) \quad q_s(t) = q_e(t) - p(t)$$

- contraintes sur les variables de contrôle :

$$(2-12) \quad p_{\min}(t) \leq p(t) \leq \inf(p_{\max}(t), q_e(t))$$

Les données de structure des déversoirs sont les limites de la plage de contrôle admissible $p_{\min}(t)$, $p_{\max}(t)$.

Les données du problème de télépilotage sont constituées des débits $q_s(\tau)$, $p(\tau)$ précédant la période de pilotage.

La figure n°2-1 ci-après donne un exemple de réseau simplifié, modélisé à l'aide des éléments décrits précédemment. On y a figuré les apports, les variables de contrôle (q_1 , q_2 , p_1 , p_2) et les débits de débordement (q_{d1} , q_{d2} , q_{d3}). Les bassins de retenue sont numérotés.

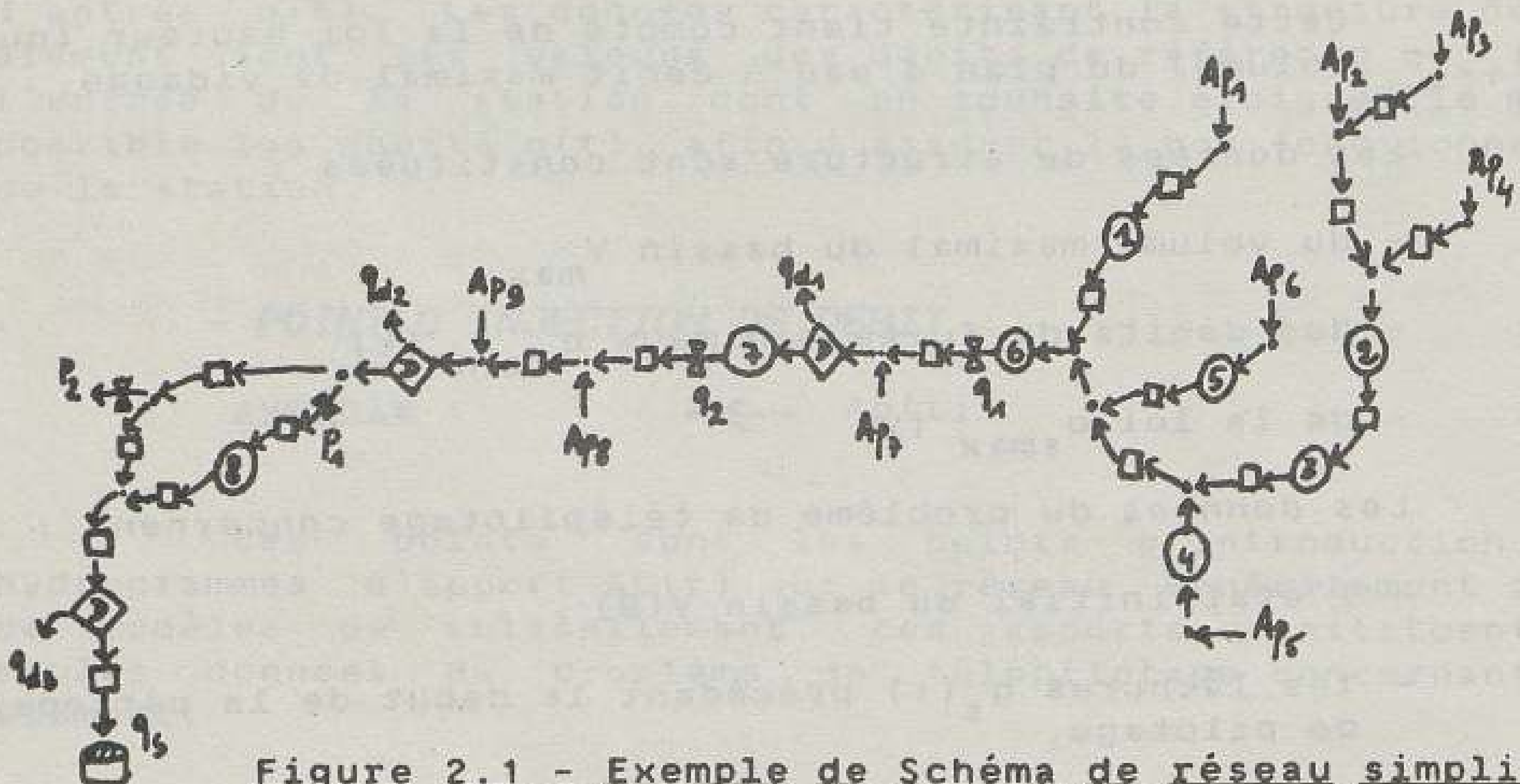


Figure 2.1 - Exemple de Schéma de réseau simplifié

II.2 Les différentes variables d'un problème de télépilotage

II.2.1 Les données :

Pour un problème de pilotage, on peut distinguer deux types de données :

- les variables caractérisant la structure du réseau, qui sont constituées des variables de structure de l'ensemble des éléments constituant le réseau simplifié. Elles ont été répertoriées au paragraphe précédent.
- les variables dites d'entrée du problème de télépilotage, qui décrivent l'état initial dans lequel se trouve le système à contrôler avant le début de la période de télépilotage.

Les premières sont généralement obtenues après de nombreuses études sur le fonctionnement hydraulique du réseau. Ces études peuvent nécessiter des travaux de topographie et des visites approfondies sur le terrain, lorsque les renseignements concernant la structure du réseau n'ont pas tous été conservés en archives ou que celles-ci n'ont pas été régulièrement remises à jour. Elles réclament également un important travail de modélisation du réseau, à l'aide de modèles permettant de représenter très correctement son fonctionnement et à l'aide de nombreuses mesures de pluie, de hauteur d'eau et de débit en collecteur. Ce n'est souvent qu'après avoir patiemment mis au point un modèle très fidèle et parfois très sophistiqué, qui servira de référence, que l'on peut chercher une modélisation plus simplifiée mais permettant de préserver les principales caractéristiques du fonctionnement du réseau.

Le deuxième type de données est constitué des hydrogrammes entrant dans le réseau, des valeurs des volumes des bassins de retenue au début de la période de contrôle et des débits ayant transité dans le réseau aux instants précédant la période de pilotage. L'écoulement dans un réseau d'assainissement possède en effet une certaine mémoire, exprimée par l'équation (2-3) du paragraphe précédent, et la connaissance de ces valeurs de débit permettent la simulation de l'écoulement dès le début de la période de contrôle.

Les hydrogrammes entrant sur le réseau sont obtenus à partir des mesures ou des prévisions de pluie qui sont transformées par un modèle de ruissellement. Ils constituent les données fondamentales du problème d'optimisation et les plus entâchées d'incertitude. La qualité du modèle de ruissellement est particulièrement importante et permet de diminuer l'amplitude de cette incertitude. Pour la construction de ce modèle, il est également nécessaire de

mener des études solides permettant d'identifier correctement les caractéristiques des surfaces qui contribuent au ruissellement, de choisir les modèles les plus appropriés à chaque sous-bassin versant, et de caler ces modèles à l'aide d'un nombre suffisant de mesures de pluie et de mesures concomitantes de débit à l'exutoire des sous-bassins versants.

Toutes ces données sont obtenues en temps réel, à l'aide d'appareillages de télémesure répartis sur le réseau, et transmises automatiquement au système de contrôle. On conçoit ici l'importance d'un système d'aide à l'exploitation classique solidement éprouvé (les mesures transmises doivent être correctes) avant la mise en oeuvre d'un télépilotage. De plus, comme il est clair qu'il est tout à fait impossible d'installer tous les cinquante mètres de canalisation un appareillage de mesure des débits, il faut choisir judicieusement les quelques points-clés qu'il convient d'équiper pour permettre le télépilotage. Ce choix peut être effectué lors des études préliminaires déjà évoquées, concernant le fonctionnement hydraulique du réseau.

II.2.2. Les variables de contrôle

Ce sont les variables sur lesquelles peut agir le gestionnaire pour piloter son réseau. Lorsque les valeurs de ces variables ont été déterminées, elles sont appliquées sur le réseau par l'intermédiaire des organes de régulation téléréglés.

Ces organes de régulation sont souvent complexes. Ils peuvent être constitués d'une série de vannes ou d'une série de siphons à dépression régulée et d'un écheveau de petits canaux, complétés par des déversoirs de sécurité. L'écoulement y est lui aussi complexe et il est difficile de le simuler fidèlement, surtout si le réseau comporte un grand nombre d'organes de ce type. Le modèle de simulation deviendrait alors trop complexe.

Généralement, il est possible de déterminer par le modèle d'optimisation, une valeur globale de consigne pour un organe de régulation, qui sera répartie entre les différents ouvrages de cet organe grâce à un micro-processeur local programmé à cette fin. De telles dispositions représentent un premier stade de hiérarchisation du problème de pilotage.

II.2.3. Les variables d'état

Ce sont les variables qui, à un instant donné, caractérisent l'état de l'écoulement dans le réseau. Elles représentent les conséquences des décisions prises antérieurement sur la valeur des variables de contrôle.

Elles sont généralement constituées des volumes dans les bassins de retenue, et des débits et hauteurs d'eau dans les collecteurs. Dans des cas plus particuliers, elles peuvent être aussi constituées de l'état de fonctionnement d'un équipement électromécanique asservi comme, par exemple, l'état d'amorçage d'un siphon.

II.2.4 La fonction objectif et les variables objectifs

Pour optimiser la gestion du réseau, les objectifs de cette gestion doivent être formulés mathématiquement à l'aide d'une fonction objectif dont l'optimisation fournira les valeurs des variables de contrôle.

Lorsqu'il existe plusieurs objectifs, une manière simple de construire cette fonction est de pondérer ces différents objectifs à l'aide de coefficients constants. On obtient ainsi une unique fonction objectif qui permet d'utiliser des techniques d'optimisation monocritère. D'autres méthodes d'optimisation permettraient de laisser la responsabilité de la pondération à l'utilisateur du système de gestion automatisée, pour chacune des décisions qu'il doit prendre. Pour le cas du réseau de Seine-Saint-Denis, on a jugé que le travail de l'utilisateur était trop important pour qu'il puisse effectuer ce choix dans le délai imparti (cf. chapitre III). On a donc préféré figer la pondération des différents objectifs entre eux au niveau de la fonction à optimiser.

Dans l'exemple de la figure n° 2-1 rappelée ci-après, on pourrait par exemple retenir trois objectifs distincts :

- réguler l'entrée de la station d'épuration autour des débits de référence ;
- minimiser les débordements ;
- remplir au minimum les bassins de retenue à la fin de la période de pilotage, afin de pouvoir faire face rapidement à un nouvel orage.

La fonction objectif pourrait alors s'écrire :

$$(2-13) \quad F = \alpha_1 \int_0^T |q_s(t) - q_{\text{réf}}(t)| dt \\ + \alpha_2 \int_0^T [q_{d1}(t) + q_{d2}(t) + q_{d3}(t)] dt \\ + \alpha_3 \cdot \sum_{i=1}^B V_i(T)$$

où T est la durée de la période de pilotage (appelée aussi horizon de l'optimisation) et V_i , $i = 1$ à 8, les volumes des 8 bassins de retenue du réseau. Les coefficients α_1 , α_2 et α_3 assurent la pondération entre les trois objectifs, et reflètent le degré de priorité que souhaite leur accorder l'exploitant du réseau.

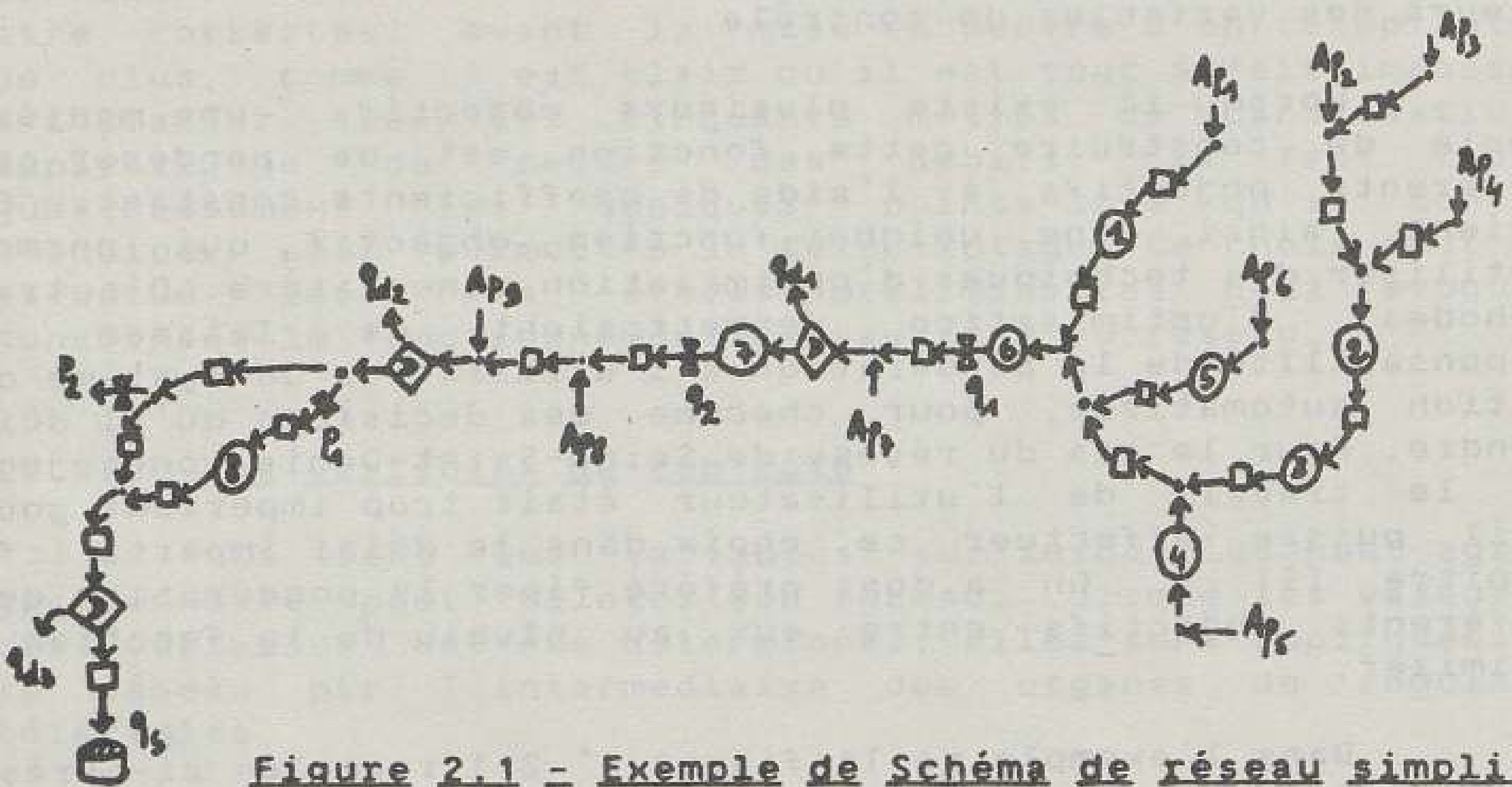


Figure 2.1 - Exemple de Schéma de réseau simplifié

On pourrait bien sûr imaginer d'autres formes pour cette fonction objectif et quelques simulations, effectuées à l'aide du modèle de référence, sur des événements pluvieux historiques, permettent de choisir la forme qui reflète le mieux les objectifs de l'exploitant.

Après avoir construit la fonction objectif, le problème déterministe (i.e. sans prise en compte des incertitudes) d'optimisation du pilotage peut alors s'exprimer ainsi :

Déterminer les valeurs des variables de contrôle à chaque instant t entre 0 et T , afin d'optimiser (i.e. minimiser ou maximiser selon le cas) la fonction objectif, tout en respectant les contraintes et les lois de fonctionnement du réseau exposées au paragraphe II-1.

Dans le cas de notre exemple, ce problème peut s'écrire :

MIN F

$q_1(t), q_2(t),$

$p_1(t), p_2(t),$

$t \in [0, T]$

sous les contraintes et les lois de fonctionnement des divers éléments constituant le réseau simplifié de la figure n°2.1.

Les variables d'état qui entrent dans la constitution de la fonction objectif sont appelées variables objectifs. Dans l'exemple précédent, les variables objectifs sont $q_s(t), q_{d1}(t), q_{d2}(t), q_{d3}(t),$ pour $t = 0$ à $T, V_i(T),$ pour $i = 1$ à $8.$

Ce concept de variable objectif est intéressant, car il va permettre de proposer une première approche pour la résolution, ou tout au moins la simplification, du problème d'optimisation.

II.3. Résolution du problème d'optimisation

Les méthodes classiques d'optimisation qui ont été appliquées au problème de détermination des consignes de gestion optimales du réseau d'assainissement de Seine-Saint-Denis sont les méthodes de programmation non linéaire et les méthodes de programmation dynamique.

On rappelle dans ce paragraphe les principaux résultats de la théorie de la programmation non linéaire.

La programmation dynamique étant plus aisée à décrire à l'aide d'un exemple, on a préféré rappeler ses principes dans le chapitre IV consacré à l'application au réseau de Seine-Saint-Denis.

II.3.1. Théorie de la programmation non linéaire

Soit le problème d'optimisation suivant à résoudre :

MIN $F(x)$

sous les contraintes :

$G_i(x) \leq 0, i=1$ à M

où x est un vecteur de variables de contrôle de dimension N , chacune d'entre elles étant définie sur R , et F et G_i des fonctions définies sur R^N , différentiables et à valeurs dans R .

Soit X le domaine de R^N défini par :

$$X = \{ x ; x \text{ dans } R^N, \forall i \text{ dans } [1, M], G_i(x) \leq 0 \}$$

X est appelé le domaine réalisable du problème d'optimisation.

La théorie de l'optimisation non linéaire nécessite l'introduction des trois définitions suivantes :

définition 1 :

Soit x^* dans X ; on dit que les contraintes sont "qualifiées de type 1 en x^* " si il existe w de R^N , $w \neq 0$, tel que pour tout i tel que $G_i(x^*) = 0$, on ait :

- soit $(G'_i(x^*), w) < 0$
- soit $(G'_i(x^*), w) = 0$ et G_i affine.

définition 2 :

On dit que les contraintes sont "qualifiées de type 2" (sans référence à un quelconque x^* de X) si il existe v de R^N tel que :

- $G_i(v) \leq 0$ pour tout i de 1 à M
- et il existe au moins un i_0 où $G_{i_0}(v) < 0$

définition 3 :

Soit x^* de X ; on dit que x^* vérifie les conditions de Kuhn et Tucker si il existe M réels non négatifs $\lambda_1, \dots, \lambda_M$ ($\lambda_i \geq 0$) tels que :

$$- F'(x^*) + \sum_{i=1}^M \lambda_i \cdot G'_i(x^*) = 0$$

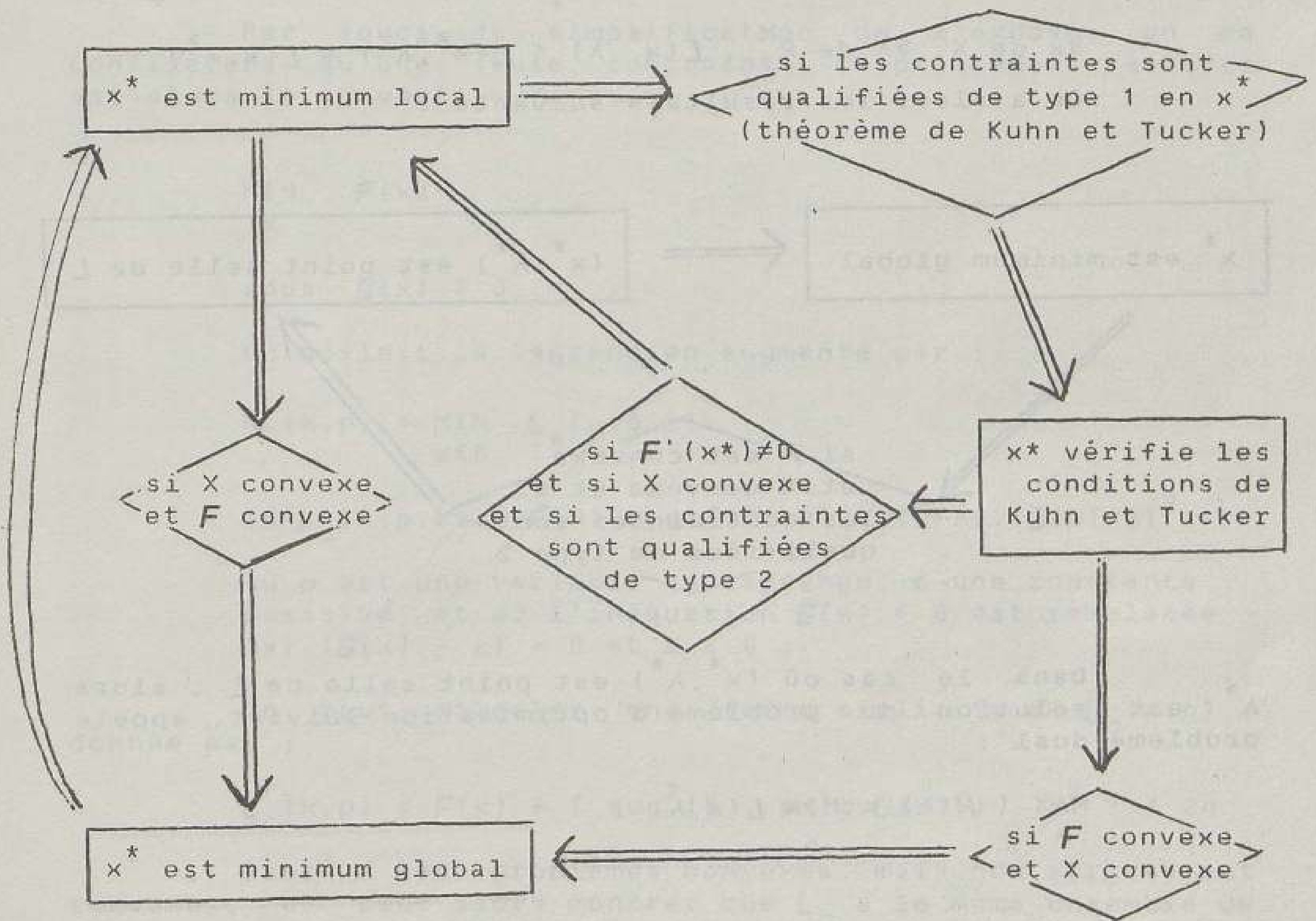
$$- \sum_{i=1}^M \lambda_i \cdot G_i(x^*) = 0$$

Comme pour tout i de 1 à M , on a $\lambda_i \geq 0$ et $G_i(x^*) \leq 0$, la dernière condition signifie que pour tout i :

- soit $G_i(x^*) = 0$ (la contrainte i est saturée en x^*)
- soit $\lambda_i = 0$ (le multiplicateur associé à la contrainte i est nul)

Les réels λ_i sont appelés les multiplicateurs de Lagrange.

A l'aide de ces définitions, les principaux résultats de la programmation non linéaire peuvent être résumés dans le schéma suivant (Henry-Labordère A., 1982) :



On voit donc que, moyennant certaines conditions de convexité ou de qualification des contraintes, la vérification des conditions de Kuhn et Tucker est nécessaire ou suffisante pour prouver l'optimalité locale ou globale. Ce résultat est souvent utilisé pour résoudre un problème d'optimisation non linéaire.

D'autres résultats, proches des précédents, peuvent être utilisés. Il font appel au concept de "point selle" :

définition 4 :

On appelle lagrangien du problème d'optimisation la fonction L définie sur $R^N \times R^M$ à valeur dans R par :

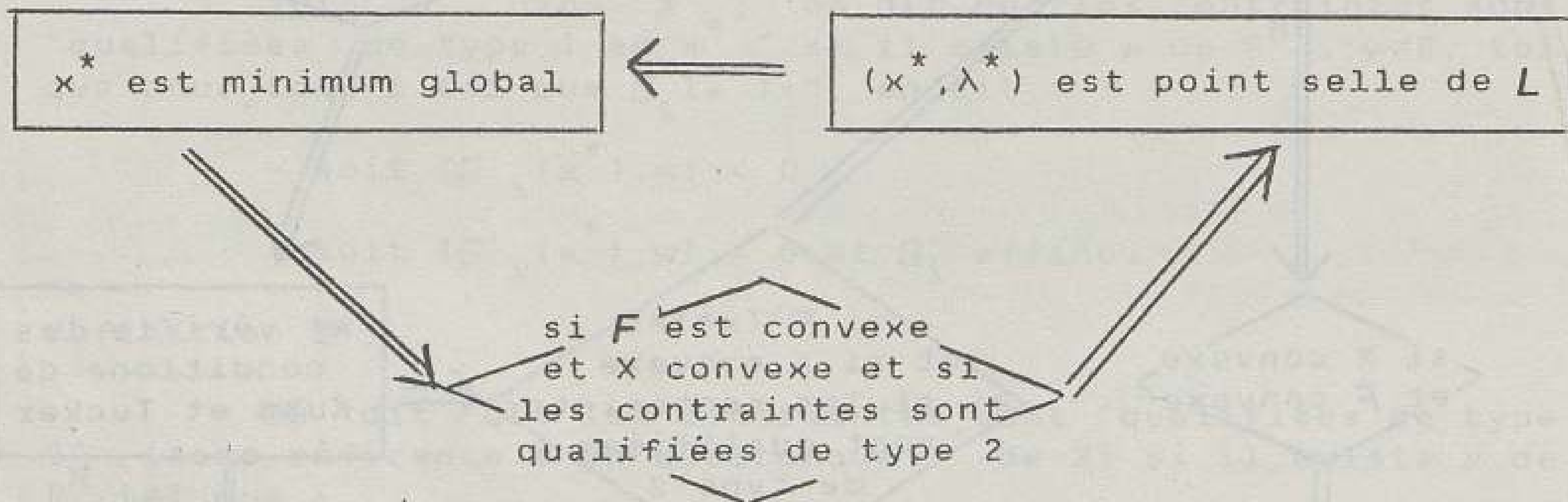
$$L(x, \lambda) = F(x) + \sum_{i=1}^M \lambda_i \cdot G_i(x)$$

définition 5 :

On dit que (x^*, λ^*) de $X \times R_+^M$ est point selle de L si :

$$\forall x \text{ de } X, \forall \lambda \text{ de } R_+^M, L(x^*, \lambda) \leq L(x^*, \lambda^*) \leq L(x, \lambda^*)$$

On a alors les résultats suivants :



Dans le cas où (x^*, λ^*) est point selle de L , alors λ^* est solution du problème d'optimisation suivant, appelé problème dual :

$$\text{MAX}_{\lambda} (H(\lambda) = \text{MIN}_x L(x, \lambda))$$

$$\text{sous } \lambda_i \geq 0$$

et on a :

$$F(x^*) = H(\lambda^*) = L(x^*, \lambda^*)$$

Une méthode de résolution d'un problème d'optimisation peut donc être la recherche du point selle du lagrangien, si celui-ci existe.

Malheureusement, les lagrangiens des problèmes d'optimisation non convexes présentent parfois des sauts de dualité et ne possèdent pas de point selle. Pour d'autres problèmes qui sont convexes, mais non strictement convexes, la fonctionnelle duale $H(\lambda)$ n'est pas toujours différentiable, ce qui rend délicat le calcul d'un point selle.

Une solution à ces difficultés peut être apportée par l'utilisation des lagrangiens augmentés dont la théorie est esquissée ci-après (Cohen G., 1984).

Par souci de simplification de l'exposé, on ne considèrera qu'une seule contrainte. Le problème à résoudre est alors le suivant:

$$\text{MIN}_{x} F(x)$$

x

$$\text{sous } G(x) \leq 0$$

On définit le lagrangien augmenté par :

$$L_c(x,p) = \text{MIN}_{z \leq 0} L_a(x,p,z)$$

$$\text{où } L_a(x,p,z) = F(x) + p(G(x)-z) + (c/2) \cdot (G(x)-z)^2$$

où p est une variable de Lagrange, c une constante positive, et où l'inéquation $G(x) \leq 0$ est remplacée par $(G(x) - z) = 0$ et $z \leq 0$.

On peut calculer une forme explicite de $L_c(x,p)$, donnée par :

$$L_c(x,p) = F(x) + [\sup^2(0, p+(c \cdot G(x))) - p^2] / 2c$$

Dans les problèmes convexes, mais non strictement convexes, on peut alors montrer que L_c a le même ensemble de point selle que le lagrangien ordinaire L défini précédemment. Pour ces problèmes, la fonctionnelle duale H_c associée à L_c est différentiable. Le calcul d'un point selle pour L_c est donc beaucoup plus aisé que pour L .

Pour certains problèmes non convexes, on montre que le lagrangien augmenté L_c possède un point selle, au moins local, dès que c est assez grand. L'utilisation du lagrangien augmenté constitue ainsi un remède contre les sauts de dualité des lagrangiens ordinaires des problèmes non convexes.

II.3.2. Décomposition du problème d'optimisation

Ce paragraphe et le suivant sont consacrés aux méthodes de résolution du problème d'optimisation par décomposition du problème global en sous-problèmes de taille plus réduite. Ces sous-problèmes peuvent parfois être totalement indépendants les uns des autres et donc être optimisés séparément. Dans la plupart des cas malheureusement, il existe des interactions entre les sous-systèmes, qui doivent alors être coordonnés pour permettre l'obtention d'un optimum pour le problème global.

On introduit dans ce paragraphe les notions de groupe fonctionnel et d'unité fonctionnelle, qui vont permettre de circonscrire le problème d'optimisation, c'est à dire de définir précisément la partie du réseau concernée par la satisfaction des objectifs. On aborde dans le paragraphe suivant les techniques d'optimisation par décomposition-coordination.

a. Définition du groupe fonctionnel

Un groupe fonctionnel est défini par une fonction objectif, et est constitué de l'ensemble des variables de contrôle qui agissent sur l'ensemble des variables objectifs entrant dans la composition de la fonction objectif.

Par exemple, le groupe fonctionnel défini par la fonction objectif (2-13) est constitué des quatre variables de contrôle q_1 , q_2 , p_1 et p_2 . Un groupe fonctionnel défini par une fonction objectif qui viserait seulement à limiter les débordements q_{d1} et q_{d2} serait constitué des seules variables q_1 et q_2 (en supposant l'absence d'influence aval sur q_{d2}).

Un groupe fonctionnel définit ainsi l'ensemble des commandes sur lesquelles l'exploitant du réseau peut agir pour atteindre un objectif donné.

Cette notion de groupe fonctionnel est intéressante lorsqu'il s'agit de programmer les travaux de mise en place d'un système de gestion automatisée. En effet, lorsque les objectifs qui doivent être atteints à chacune des phases de développement du projet sont définis, la détermination des groupes fonctionnels correspondants permet de connaître les parties du réseau et les organes de régulation à étudier, et donc de phaser les actions à entreprendre (Jacquet, 1983a).

De même, lorsque le système de gestion automatisée est en fonctionnement et que les objectifs de la gestion varient au cours du temps, la détermination des groupes fonctionnels correspondants localise rapidement les organes à gérer.

b. Définition de l'unité fonctionnelle

Une unité fonctionnelle est définie par un ensemble de variables de contrôle, et est constituée de l'ensemble des variables objectifs qui dépendent exclusivement ou partiellement de toutes ces variables de contrôle.

Dans l'exemple de la figure n°2-1 rappelée ci-dessous, si l'écoulement entre le bassin 6 et le bassin 7 n'est pas influencé par la hauteur d'eau dans le bassin 7, la variable objectif q_{d1} dépend exclusivement de la variable de contrôle q_1 . q_{d1} appartient donc à l'unité fonctionnelle définie par q_1 . Si en revanche, le bassin 7 crée une influence aval sur l'écoulement amont et peut occasionner des débordements en q_{d1} , q_{d1} dépend à la fois des variables de contrôle q_1 et q_2 . q_{d1} appartient donc à l'unité fonctionnelle définie par q_1 , à celle définie par q_2 et aussi à celle définie par q_1 et q_2 .

Un objectif représenté par une variable objectif qui n'appartient à aucune unité fonctionnelle définie par les variables de contrôle d'un même groupe fonctionnel ne peut pas être atteint grâce à la gestion de ce groupe fonctionnel. Pour le satisfaire, il faut élargir le groupe fonctionnel.

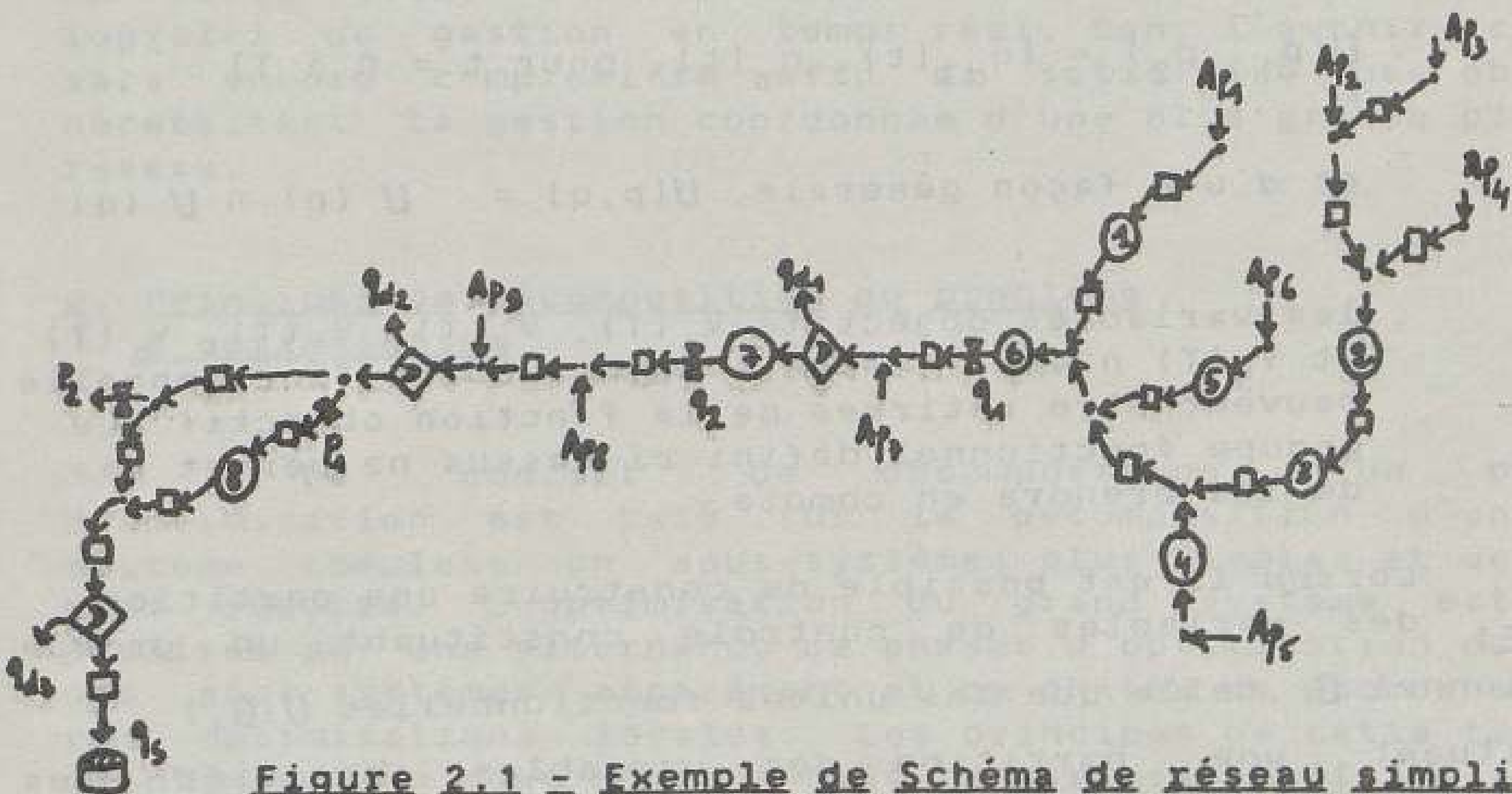


Figure 2.1 - Exemple de Schéma de réseau simplifié

Dans l'exemple de la figure n°2-1 et de la fonction objectif (2-13), on suppose que la seule influence aval existant sur le réseau est celle du bassin V_7 sur le débit de débordement q_{d1} . Dans ces conditions, le groupe fonctionnel est : $G = \{q_1, q_2, p_1, p_2\}$, et les unités fonctionnelles sont les suivantes :

$$U(q_1) = \{V_6(T), q_{d1}(t), q_{d2}(t), V_7(T), V_8(T), q_{d3}(t), q_s(t) \text{ pour } t = 0 \text{ à } T\}$$

En effet, q_1 agit indirectement sur q_{d2} , parce que les décisions prises pour q_1 influent sur les décisions possibles pour q_2 qui agit directement sur q_{d2} . Il en est de même pour $V_7(T)$, $V_8(T)$, $q_{d3}(t)$ et $q_s(t)$.

$$U(q_2) = \{q_{d1}(t), V_7(T), q_{d2}(t), V_8(T), q_{d3}(t), q_s(t), \text{ pour } t = 0 \text{ à } T\}.$$

q_{d1} appartient à $U(q_2)$ en raison de l'influence du volume du bassin V_7 sur q_{d1} .

$$U(p_1) = \{V_8(T), q_{d3}(t), q_s(t), \text{ pour } t = 0 \text{ à } T\}$$

$$U(p_2) = \{q_{d3}(t), q_s(t), \text{ pour } t = 0 \text{ à } T\}$$

$$U(p_1, p_2) = \{q_{d3}(t), q_s(t), \text{ pour } t = 0 \text{ à } T\}$$

$$\text{et d'une façon générale, } U(p, q) = U(p) \cap U(q)$$

les variables objectifs $V_1(T)$, $V_2(T)$, $V_3(T)$, $V_4(T)$ et $V_5(T)$ n'appartenant à aucune unité fonctionnelle peuvent être retirées de la fonction objectif. Le groupe fonctionnel défini ci-dessus ne permet pas de les prendre en compte.

Lorsqu'il est possible de construire une partition $(G_i)_{i \in I}$ des variables de contrôle constituant un groupe fonctionnel G , telle que les unités fonctionnelles $U(G_i)$ constituent une partition des variables objectifs, les sous-systèmes i , définis par les contrôles G_i et les objectifs $U(G_i)$, sont indépendants et peuvent être optimisés séparément, sans coordination.

En revanche, dans le cas contraire (c'est le cas de l'exemple ci-dessus), il n'est pas possible d'optimiser séparément les sous-systèmes sans tenir compte des interactions mutuelles.

Afin de construire correctement les unités fonctionnelles, il est nécessaire de repérer les relations entre variables objectifs et variables de contrôle sur une large gamme d'évènements pluvieux historiques ou même fictifs. En effet, les influences aval par exemple, peuvent n'exister que pour certains évènements rares et pendant une courte durée de ces évènements rares. On retrouve ici la nécessité d'étudier finement et sur une longue période le fonctionnement du réseau.

Pour programmer dans le temps la réalisation d'un système de télépilotage, il est bon, dans une première étape, de définir des objectifs tels que le réseau puisse être décomposé en sous-systèmes simples et indépendants. On peut alors mettre en place de façon indépendante les ouvrages nécessaires (appareils de mesure, ouvrages de régulation...) et bâtir un premier système de gestion avec lequel les exploitants peuvent se familiariser.

Dans les étapes ultérieures, on peut complexifier les objectifs et, progressivement, tenir compte des interactions entre les sous-systèmes dans la détermination des consignes de gestion.

C'est ainsi que l'on a procédé sur le réseau de Seine Saint-Denis, où la méthode d'optimisation développée au cours de cette étude a été incorporée à la deuxième génération du logiciel de gestion en temps réel. Dans l'avenir, celui-ci sera encore complexifié afin de satisfaire des objectifs nécessitant la gestion coordonnée d'une plus grande partie du réseau.

c. Principes de décomposition du problème d'optimisation

Le concept de décomposition d'un problème d'optimisation est basé sur la décomposition d'un grand système complexe en sous-systèmes plus simples et de taille plus réduite. L'optimisation du grand système est alors réalisée par une alternance de phases d'optimisation de chacun des sous-systèmes séparément et de phases de coordination de ces optimisations locales. Les principes de cette technique d'optimisation sont décrits dans le paragraphe II.3.3 suivant.

La décomposition d'un problème d'optimisation possède différents avantages par rapport aux méthodes d'optimisation qui traitent le problème "d'un seul tenant" :

- simplification dans la description du fonctionnement du système global. On y substitue en effet la description de sous-systèmes plus simples, pour lesquels on peut utiliser des modèles de simulation déjà existant ou bien représentant mieux le fonctionnement de chaque sous-système. Ceci est particulièrement important pour des systèmes globaux fortement couplés où les sorties d'un sous-système sont les entrées d'un autre ;
- réduction de la dimension des problèmes d'optimisation. On échange en effet un problème d'optimisation à grand nombre de variables de contrôle contre une juxtaposition de problèmes d'optimisation de moindre importance. De plus, on peut adopter différentes techniques d'optimisation pour chacun des sous-problèmes ;
- décentralisation de la décision. Les progrès des microprocesseurs, du calcul parallèle et de l'architecture des réseaux informatiques permettront progressivement de substituer aux systèmes de décision centralisés des systèmes à intelligence répartie. Dans cette perspective, les méthodes de décomposition, utilisées dans cette étude sous leur aspect "algorithmes d'optimisation", pourront sans grandes modifications être utilisées pour la décentralisation physique des décisions (Cohen 1984). Le système de gestion sera alors hiérarchisé.

On supposera dans la suite de ce chapitre que la fonction objectif F du problème d'optimisation peut se mettre sous forme additive :

$$(2-14) \quad F(x) = \sum_{i=1}^N F_i(x_i)$$

où x représente l'ensemble des variables objectifs, dont $\{x_i\}$, $i = 1, N$ constituent une partition.

Cette condition est satisfaite par la fonction objectif (2-13), comme dans la plupart des problèmes d'optimisation de la gestion de réseaux d'assainissement. Elle n'est cependant pas indispensable pour appliquer les principes de l'optimisation par décomposition, comme l'a montré Cohen (Cohen, 1984).

Dans les problèmes d'optimisation de la gestion des réseaux d'assainissement, l'additivité de la fonction objectif résulte souvent de "la mise bout à bout" de fonctions traduisant les divers objectifs envisagés, sans qu'il soit toujours possible de déterminer les liaisons existant entre ces fonctions. Parfois elles peuvent présenter des redondances, et la fonction objectif peut se trouver finalement en contradiction avec la hiérarchisation initiale des objectifs (cas d'un objectif minoré dépendant des autres et prenant finalement un poids très important dans l'optimisation). La construction de la fonction objectif est une étape délicate et néanmoins capitale pour l'optimisation d'un problème de télépilotage.

Pour pouvoir utiliser les méthodes d'optimisation par décomposition et coordination, il faut tout d'abord choisir une décomposition du système, et il existe un grand nombre de décompositions possibles.

On a choisi ici deux principes pour effectuer la décomposition du problème. Le premier de ces principes consiste à répartir les variables de contrôle entre le plus grand nombre de sous-systèmes. Le cas idéal serait une décomposition où chaque variable de contrôle appartiendrait à un et un seul sous-système. Ce principe permet de profiter au maximum des différents avantages des méthodes d'optimisation par décomposition.

Mais la répartition des variables de contrôle ne permet pas de définir complètement les sous-systèmes. Il faut aussi répartir les variables d'état, dont certaines peuvent dépendre de variables de contrôle appartenant à différents sous-systèmes. Généralement, pour répartir ces variables d'état, il suffit de répartir les variables objectifs. La répartition des autres variables d'état apparaît alors souvent évidente et, si elle reste cohérente avec les variables de contrôle et les variables objectifs des sous-systèmes, elle a une importance moindre pour l'application des méthodes d'optimisation.

C'est pourquoi, le deuxième des principes mentionnés précédemment, consiste à répartir aussi équitablement que possible les variables objectifs "d'égale importance" entre les sous-systèmes.

Parmi les objectifs, il en existe en effet certains qui apparaissent comme prioritaires sur les autres. Dans l'exemple de la fonction (2-13), cette priorité est reflétée par les coefficients α_1 , α_2 , α_3 . On appelle variables objectifs "d'égale importance", les variables reflétant les objectifs de poids équivalent dans la fonction objectif. Dans l'exemple de la fonction (2-13), il existe trois groupes de variables objectifs "d'égale importance" :

$$\{ q_{d1}, q_{d2}, q_{d3} \}$$

$$\{ V_i(T), i = 1 \text{ à } 8 \}$$

$$\{ q_s \}.$$

Pour répartir équitablement les variables objectifs "d'égale importance" entre les sous-systèmes, on veut signifier que la coordination des sous-problèmes devrait être d'autant plus facile qu'il existerait dans chaque sous-problème des objectifs de poids équivalent.

Les deux principes énoncés précédemment peuvent se trouver en contradiction. La résolution de cette contradiction en favorisant l'un ou l'autre des principes est fonction de chaque cas étudié : cohérence ou incohérence de la répartition des variables objectifs, influence égale ou inégale des variables de contrôle sur les variables objectifs...

Il est clair que, pour l'exemple précédent, on ne peut pas répartir le troisième groupe constitué uniquement de q_s , entre différents sous-systèmes. Ce peut, en revanche, être le cas pour les deux autres groupes.

La décomposition en sous-systèmes comprend donc trois étapes, dont les deux premières sont plus importantes que la dernière :

i) - répartition des variables de contrôle du groupe fonctionnel, entre différents sous-systèmes, selon le premier principe énoncé précédemment. Dans l'exemple du paragraphe précédent, les décompositions suivantes pourraient être envisagées :

$$(2-15) \quad \{q_1, q_2\} \quad \{p_1, p_2\}$$

ou encore plus décentralisé :

$$(2-16) \quad \{q_1\} \{q_2\} \{p_1\} \{p_2\}$$

ii)- répartition des variables objectifs, selon le second principe, en utilisant les unités fonctionnelles définies par chaque sous-système. En effet, une variable objectif ne peut appartenir à un sous-système que si elle est contrôlée par une des variables de contrôle de ce sous-système, c'est à dire si elle appartient à l'unité fonctionnelle que définissent ces variables de contrôle.

Dans le cas de la décomposition (2-15), on aurait ainsi :

$$\{q_1, q_2 ; v_6(T), v_7(T), q_{d1}, q_{d2}\}$$

$$\{p_1, p_2 ; v_8(T), q_{d3}, q_s\}$$

Dans le cas de la décomposition (2-16), on pourrait avoir :

$$\{q_1 ; v_6(T)\}$$

$$\{q_2 ; v_7(T), q_{d1}, q_{d2}\}$$

$$\{p_1 ; v_8(T)\}$$

$$\{p_2 ; q_{d3}, q_s\}$$

Dans ce cas, q_{d3} et q_s ne peuvent physiquement pas être dissociées. Cette répartition n'est cependant pas très équitable : les sous-problèmes 1 et 3 comprennent des variables objectifs de poids très différent de celles des deux autres sous-problèmes. S'il est possible de mettre q_{d1} dans le premier sous-problème, il est impossible de séparer q_{d3} et q_s . Si l'on veut partager ces deux objectifs entre les troisième et quatrième groupes, il faudrait pouvoir les transcrire sous forme de somme de deux sous-objectifs, ce qui semble difficile. Dans ces conditions, la meilleure décomposition semble être :

$$\{q_1 ; v_6(T), q_{d1}\}$$

$$\{q_2 ; v_7(T), q_{d2}\}$$

$$\{p_1, p_2 ; v_8(T), q_{d3}, q_s\}$$

Si l'optimisation du troisième sous-problème se révèle trop complexe, elle pourrait être traitée par une méthode d'agrégation-désagrégation (Cohen, 1984), qui consisterait à agglomérer p_1 et p_2 en une seule variable de

décision fictive, calculée afin d'optimiser les objectifs du troisième sous-problème. Cette variable fictive serait ensuite répartie entre p_1 et p_2 .

iii) enfin ,répartition des autres variables d'état.

Bien qu'ils se soient révélés bien adaptés pour décomposer le problème concret étudié lors de cette étude, il semble impossible d'assurer la pertinence de ces principes de décomposition dans un cadre général. Le choix d'un mode de décomposition reste en grande partie fonction de chaque cas particulier.

Aussi bien pour la construction de fonctions objectifs mono- ou multi-critères reflétant au mieux les choix des exploitants du réseau, que pour la décomposition du système à gérer, la subjectivité et le traitement au cas par cas restent des éléments dominants de l'approche. Il ya dans ces domaines une matière abondante pour des réflexions ultérieures.

Il serait cependant illusoire de penser pouvoir éliminer tout aspect subjectif dans un problème de décision concernant la gestion. La mécanique "neutre" des phénomènes et la rationalité des raisonnements ne sauraient à eux seuls faire des choix. Ces choix doivent rester davantage l'apanage des décideurs ayant la responsabilité de la gestion du réseau, plutôt que celui des modélisateurs du problème de gestion dont la tâche est d'informer les premiers des conséquences de leurs choix.

II.3.3. Méthodes d'optimisation d'un problème décomposé

Une fois décomposé, un problème d'optimisation vérifiant la condition (2-14) et initialement formulé par :

$$(2-17) \quad \begin{array}{l} \text{MIN} \quad F(C, D, E) \\ \quad \quad C \end{array}$$

sous

$$(2-18) \quad E = H(C, D)$$

$$(2-19) \quad G(E, C, D) \leq 0$$

où C représentent l'ensemble des variables de contrôle,

D l'ensemble des données,

E l'ensemble des variables d'état,

H l'ensemble des lois de comportement du système,

et G l'ensemble de contraintes qui pèsent sur lui,

peut être exprimé par :

$$(2-20) \quad \text{MIN} \quad \sum_{i=1}^N F_i (C_i, D_i, E_i, U_i)$$

$(C_i)_{i=1 \text{ à } N}$

sous

$$(2-21) \quad E_i = H_i (C_i, D_i, U_i)$$

$$(2-22) \quad G_i (E_i, C_i, D_i, U_i) \leq 0$$

$$(2-23) \quad U_i = \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^N A_{ij} \cdot E_j$$

où les variables indicées par i se rapportent au sous-problème i , et où U_i représente les données du sous-problème i , issues de variables d'état des autres sous-problèmes. D'où l'équation de couplage (2-23) où les A_{ij} sont des matrices de couplage invariantes.

A partir de cette décomposition, on présente dans ce qui suit, trois méthodes d'optimisation dont certaines ont été utilisées pour traiter le problème concret du réseau de Seine Saint-Denis (Cf. Chapitre IV).

a) La décomposition-coordination par les prix

Cette méthode consiste à effectuer des optimisations locales sur chacun des sous-systèmes et à coordonner ces derniers par l'instauration d'un système de prix attachés aux variables de couplage U_i et E_j de l'équation (2-23) (Cohen, 1984) (Haines, 1977) (Mesarovic et al., 1970). L'optimisation de chaque sous-système doit prendre en compte ce système de

prix dans sa fonction objectif et résoudre le problème suivant:

$$(2-24) \quad \text{MIN} \quad L_i = F_i (C_i, D_i, E_i, U_i)$$

$$C_i \cdot U_i$$

$$+ \left(\sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^N \lambda_j \cdot A_{ji} \right) E_i - \lambda_i \cdot U_i$$

sous

$$(2-21) \quad E_i = H_i (C_i, D_i, U_i)$$

$$(2-22) \quad G_i (E_i, C_i, D_i, U_i) \leq 0$$

Ainsi les entrées U_i du système i , en provenance des autres sous-systèmes, sont traitées comme si elles pouvaient être librement manipulées. Elles deviennent donc des variables de décision supplémentaires pour chacun des sous-systèmes, et alourdissent ainsi leur optimisation.

Les vecteurs de prix (λ_i) sont déterminés par les étapes de coordination, qui alternent avec les étapes d'optimisations décentralisées, selon le schéma de la figure 2.2.

La méthode initialisée par un jeu de valeurs des (λ_k) , consiste en une suite d'itérations entre les deux étapes, chacune alimentant l'autre par ses propres résultats. Le rôle de l'étape de coordination est de conduire progressivement au respect de l'équation de couplage (2-23), par calcul de nouvelles valeurs de prix à chaque itération. Ce calcul est basé sur les concepts de dualité et de point selle, et l'étape de coordination consiste à maximiser la fonction duale $L(\lambda)$ définie par :

$$(2-25) \quad L(\lambda) = \sum_i \text{MIN}_{C_i, U_i} L_i (C_i, U_i, \lambda)$$

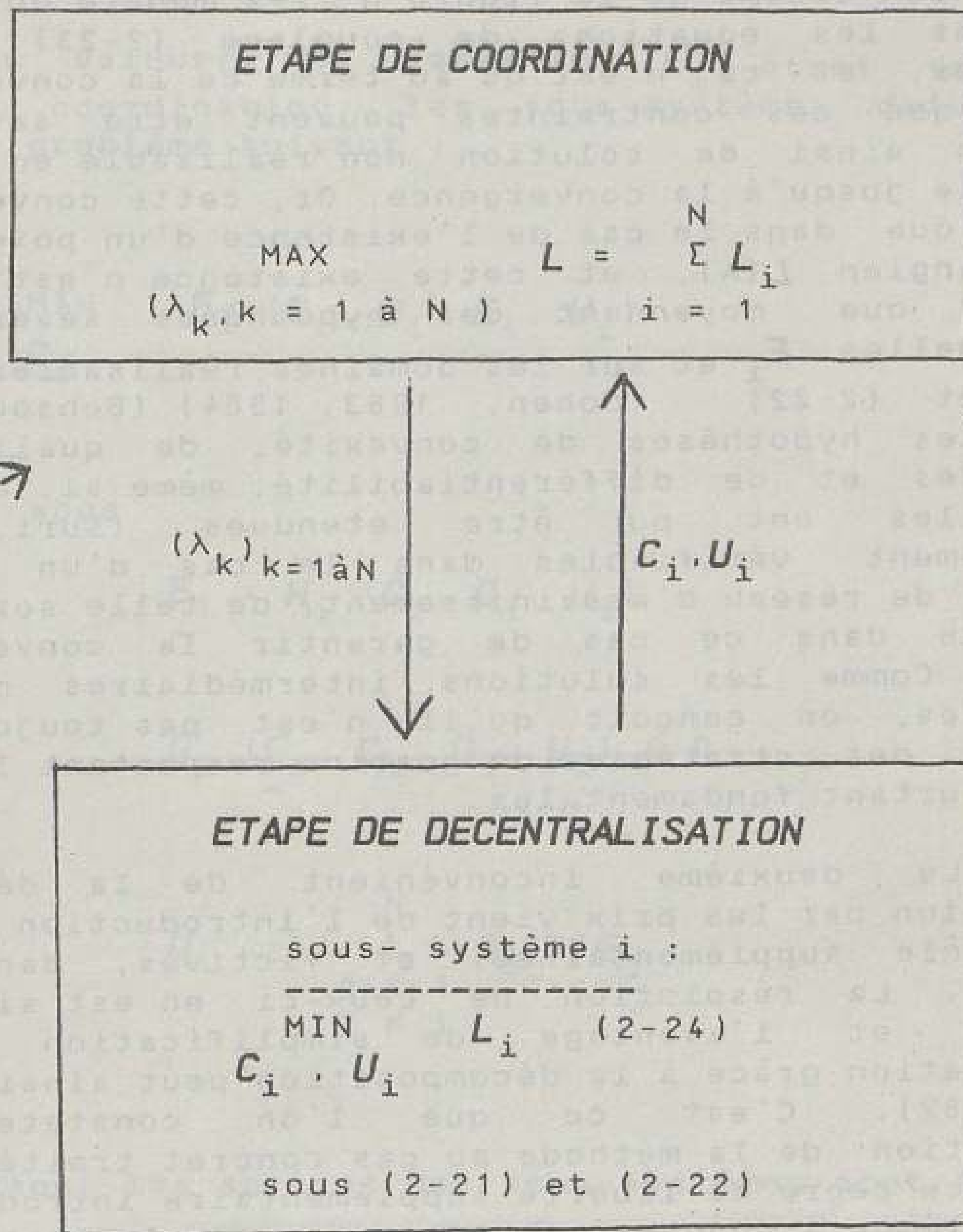


Figure n° 2.2. Décomposition-coordination par les prix

Les nouveaux prix déterminés par l'étape de coordination peuvent l'être par une technique de type gradient, en utilisant, lorsqu'elles existent, les dérivées de cette fonction duale :

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda_i} = \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^N A_{ij} \cdot E_j - U_i$$

On reconnaît dans cette expression l'écart au respect de l'équation de couplage (2-23).

Le schéma de la figure n° 2-2 montre qu'au cours des itérations les équations de couplage (2-23) ne sont pas respectées, et ce n'est qu'au terme de la convergence de la méthode que ces contraintes peuvent être satisfaites. On chevauche ainsi de solution non réalisable en solution non réalisable jusqu'à la convergence. Or, cette convergence n'est assurée que dans le cas de l'existence d'un point-selle pour le lagrangien $L(\lambda)$, et cette existence n'est généralement garantie que moyennant des hypothèses sévères sur les fonctionnelles F_i et sur les domaines réalisables définis par (2-21) et (2-22) (Cohen, 1983, 1984) (Bensoussan et al., 1974). Ces hypothèses de convexité, de qualification des contraintes et de différentiabilité, même si, dans quelques cas, elles ont pu être étendues (Suri, 1981), sont difficilement vérifiables dans le cas d'un problème de pilotage de réseau d'assainissement, de telle sorte qu'il est impossible dans ce cas de garantir la convergence de la méthode. Comme les solutions intermédiaires ne sont pas réalisables, on conçoit qu'il n'est pas toujours possible d'obtenir des stratégies de gestion respectant les équations (2-23) pourtant fondamentales.

Le deuxième inconvénient de la décomposition-coordination par les prix vient de l'introduction de variables de contrôle supplémentaires, et fictives, dans les sous-problèmes. La résolution de ceux-ci en est singulièrement alourdie, et l'avantage de simplification du problème d'optimisation grâce à la décomposition peut ainsi être annulé (Cohen, 1982). C'est ce que l'on constatera lors de l'application de la méthode au cas concret traité au chapitre IV, où ce degré de liberté supplémentaire introduit dans les sous-problèmes a condamné l'utilisation de la méthode.

b) La décomposition-coordination par les quantités

Cette méthode, également connue sous le nom d'"allocations de ressources" ou sous le terme anglais de "feasible method", est duale de la précédente (Cohen, 1984) (Haines, 1977). Au lieu d'agir sur les prix pour coordonner les optimisations locales, l'étape de coordination agit directement sur les sorties E_i qui sont liées aux entrées U_j , $j \neq i$ par les équations (2-23), et qui servent d'entrées aux autres sous-systèmes. Ces sorties ne représentent pas l'ensemble des variables d'état du sous-système i , mais sont constituées uniquement de celles qui assurent le couplage des sous-systèmes. On gardera néanmoins la notation E_i pour les représenter, par souci de simplification de l'exposé.



Les valeurs des variables E_i étant fournies par l'étape de coordination, les sous-systèmes doivent alors résoudre le problème suivant :

$$(2-26) \quad \text{MIN}_{C_i} F_i (C_i, D_i, \underline{E}_i, U_i)$$

sous

$$(2-27) \quad \underline{E}_i = H_i (C_i, D_i, U_i)$$

$$(2-28) \quad G_i (\underline{E}_i, C_i, D_i, U_i) \leq 0$$

$$(2-29) \quad U_i = \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^N A_{ij} \underline{E}_j$$

où les \underline{E}_k sont les sorties des sous-systèmes dont les valeurs sont fixées par l'étape de coordination.

La méthode adopte un calcul itératif entre les deux étapes, suivant le schéma de la figure n°2-3 .

Le rôle de l'étape de coordination est de rechercher la meilleure allocation des sorties (E_k) au sens du critère global (2-20), où les décisions décentralisées optimales (\underline{C}_i) sont obtenues par l'étape de décentralisation. Cette étape de coordination revient donc à calculer les (\underline{E}_k) en minimisant la somme des $F_i (C_i, D_i, \underline{E}_i, U_i)$. On ne peut résoudre un tel calcul qu'en faisant appel à une notion de "sensibilité" des fonctionnelles (F_i) aux variations des (\underline{E}_i), c'est à dire, mathématiquement à une notion de "dérivée" des F_i (gradient, sous-gradient, dérivée directionnelle...) (Cohen, 1984).

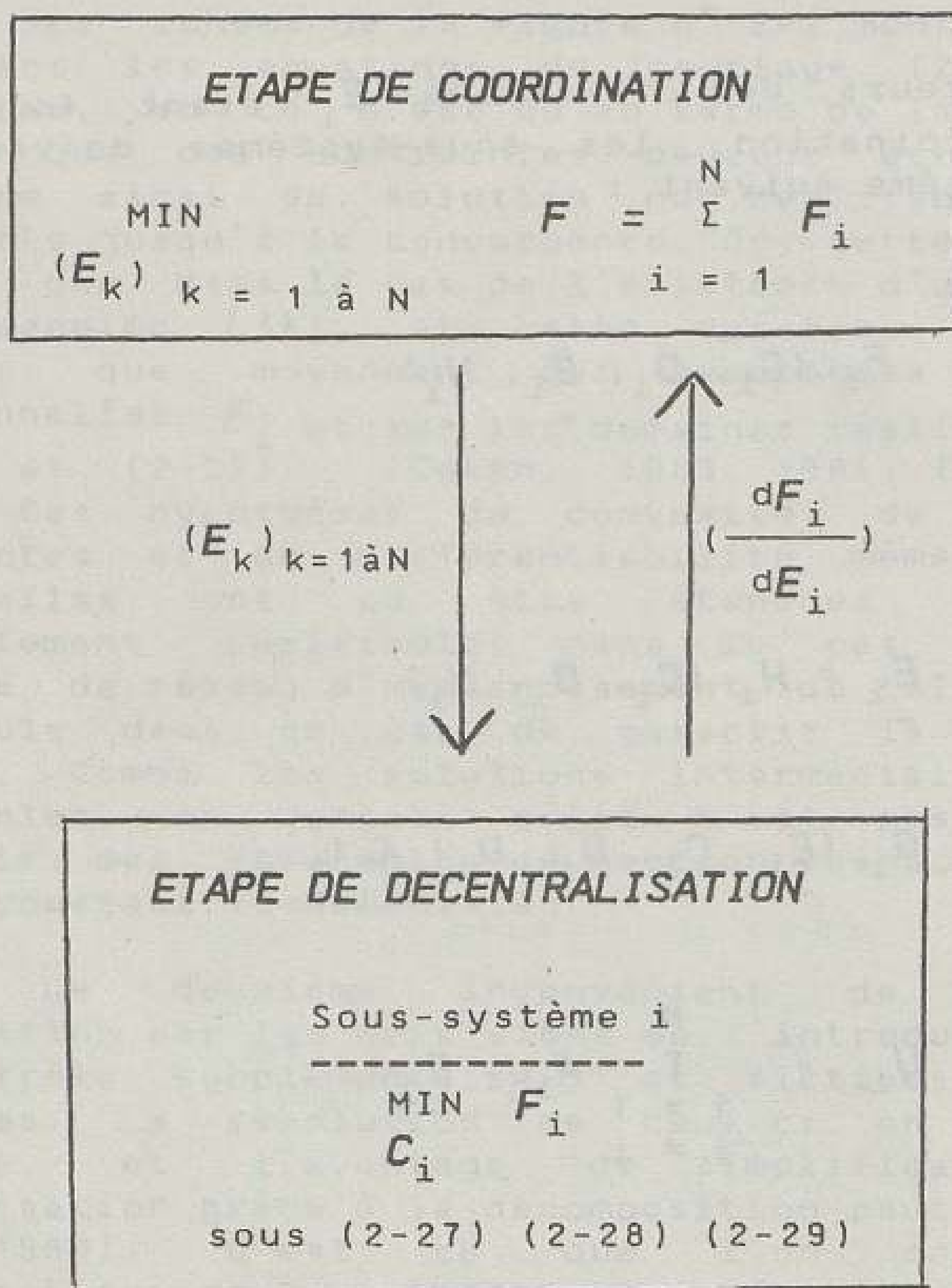


Figure n°2-3 Décomposition-coordination par les quantités

Si on suppose effectivement les F_i différentiables, l'allocation optimale des (E_k) ne sera obtenue que lorsque toutes les utilités marginales $\frac{dF_i}{dE_i}$ seront égales. La vérifi-

cation de cette égalité ne peut se faire qu'en incluant l'ensemble des contraintes (2-27) et (2-28) à l'aide de multiplicateurs p_i dans un lagrangien ordinaire ou un lagrangien augmenté. L'étape de coordination consiste alors à modifier les (E_k) à l'aide des multiplicateurs p_i par un algorithme, par exemple de type gradient, pour réduire l'écart entre les utilités marginales $\frac{dF_i}{dE_i}$.

Si les fonctionnelles F_i ne sont pas différentiables, il n'est pas possible de garantir l'unicité des multiplicateurs optimaux p_i et donc de vérifier l'égalité de ces multiplicateurs (qui n'aura lieu que pour un certain choix de ces multiplicateurs optimaux). La méthode peut alors ne pas converger (Cohen, 1984).

Comme dans le cas de la décomposition par les prix, seules des hypothèses de convexité et de différentiabilité permettent d'assurer la convergence de la méthode. On a déjà dit que ces hypothèses étaient difficilement vérifiables dans un problème de télépilotage de réseau d'assainissement. Il faut néanmoins noter que, contrairement à la décomposition par les prix, la convergence de la méthode de décomposition-coordination par les quantités n'exige pas l'existence d'un point selle. De ce fait, les hypothèses de convexité ne constituent pour cette méthode que des conditions suffisantes, mais non nécessaires, de convergence (Cohen, 1984).

Le second inconvénient de cette méthode vient du fait que, après l'étape de coordination et l'allocation des (E_k) , il se peut que lors de la résolution des sous-problèmes, il n'existe pas de solution. En effet, les E_k étant fixés, les U_i le sont également pour chaque sous-problème i par l'équation (2-29) et il se peut qu'il n'existe pas de C_i vérifiant (2-27) et (2-28).

Cet inconvénient a d'autant plus de risque de survenir que le nombre des variables de couplage (E_k) est important et que les lois de comportement (2-27) sont en nombre égal ou supérieur aux variables de contrôle C_i . Afin de résoudre cette difficulté, il existe deux solutions, qui peuvent d'ailleurs être utilisées simultanément.

La première consiste à remplacer les contraintes (2-27) et (2-28) en sur-nombre dans un sous-problème, par une pénalisation de la fonctionnelle F_i (Findeisen et al., 1980) (Papageorgiou, 1983). Cependant, cette méthode ne garantit pas que, dans tous les cas, toutes les contraintes soient respectées, malgré une forte pénalisation.

La seconde consiste à projeter, dès l'étape de coordination, les (E_k) , sur le domaine réalisable défini par les relations (2-27) (2-28) (2-29) et parallèlement à ces relations. Il est cependant possible qu'une telle projection conduise à l'obtention de minima locaux. Pour réaliser cette projection, il faut généralement pouvoir "simuler à l'envers" le fonctionnement des sous-systèmes (c'est à dire, retrouver les U_i à l'aide des E_i et des lois (2-27)), ce qui n'est possible que pour des sous-systèmes extrêmement simples.

Si malgré ces divers artifices, il n'est pas possible de résoudre l'étape de coordination en assurant l'existence de solutions pour les problèmes décentralisés, la décomposition-coordination par les quantités ne peut être appliquée. C'est ce qui fut constaté pour un problème d'optimisation de la gestion d'un réseau d'eau potable (Joalland, 1978).

Si l'on a pu surmonter les nombreuses difficultés exposées ci-dessus, la méthode de décomposition-coordination par les quantités présente néanmoins le très appréciable avantage de ne chevaucher que de solution réalisable en solution réalisable, les solutions des optimisations décentralisées vérifiant nécessairement l'ensemble des contraintes du problème global. Ainsi, même si elle converge difficilement ou même ne converge pas vers une allocation optimale des (E_k) , la méthode peut fournir une solution sous-optimale, ou aboutir à un optimum local, mais qui sera quand même applicable. Cette sécurité est particulièrement importante pour la mise en oeuvre opérationnelle d'une telle méthode sur un site, où quoi qu'il arrive, une décision doit être prise.

c) La décomposition-coordination par prédiction

Cette méthode consiste à coordonner les optimisations décentralisées en prévoyant les valeurs de leurs entrées issues des couplages U_i , ainsi qu'en déterminant des prix λ_k pour celles de leurs sorties E_i qui participent à ces couplages (Cohen, 1984) (Haines, 1977) (Mesarovic et al., 1970).

Le système global doit résoudre le problème suivant :

$$\text{Max}_{\Lambda} \text{ Min}_{(C_i)} L = \sum_{i=1}^N F_i + \lambda_i (U_i - \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^N A_{ij} \cdot E_j)$$

sous $E_i = H_i$

$G_i \leq 0$

Les variables λ_i et U_i sont déterminées par l'étape de coordination. Les sous-systèmes ont alors à résoudre les problèmes suivants :

(2-30)
$$\text{MIN}_{C_i} L_i = F_i (C_i, D_i, E_i, U_i) + (\sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^N \lambda_j A_{ji}) E_i$$

sous

$$(2-31) \quad E_i = H_i (C_i, D_i, U_i)$$

$$(2-32) \quad G_i (E_i, C_i, D_i, U_i) \leq 0$$

Les prix (λ_i) sont calculés à chaque itération pour permettre la vérification des équations de couplage (2-23) à l'issue de la convergence. Le schéma représentant le principe de la méthode est reporté sur la figure n°2-4 .

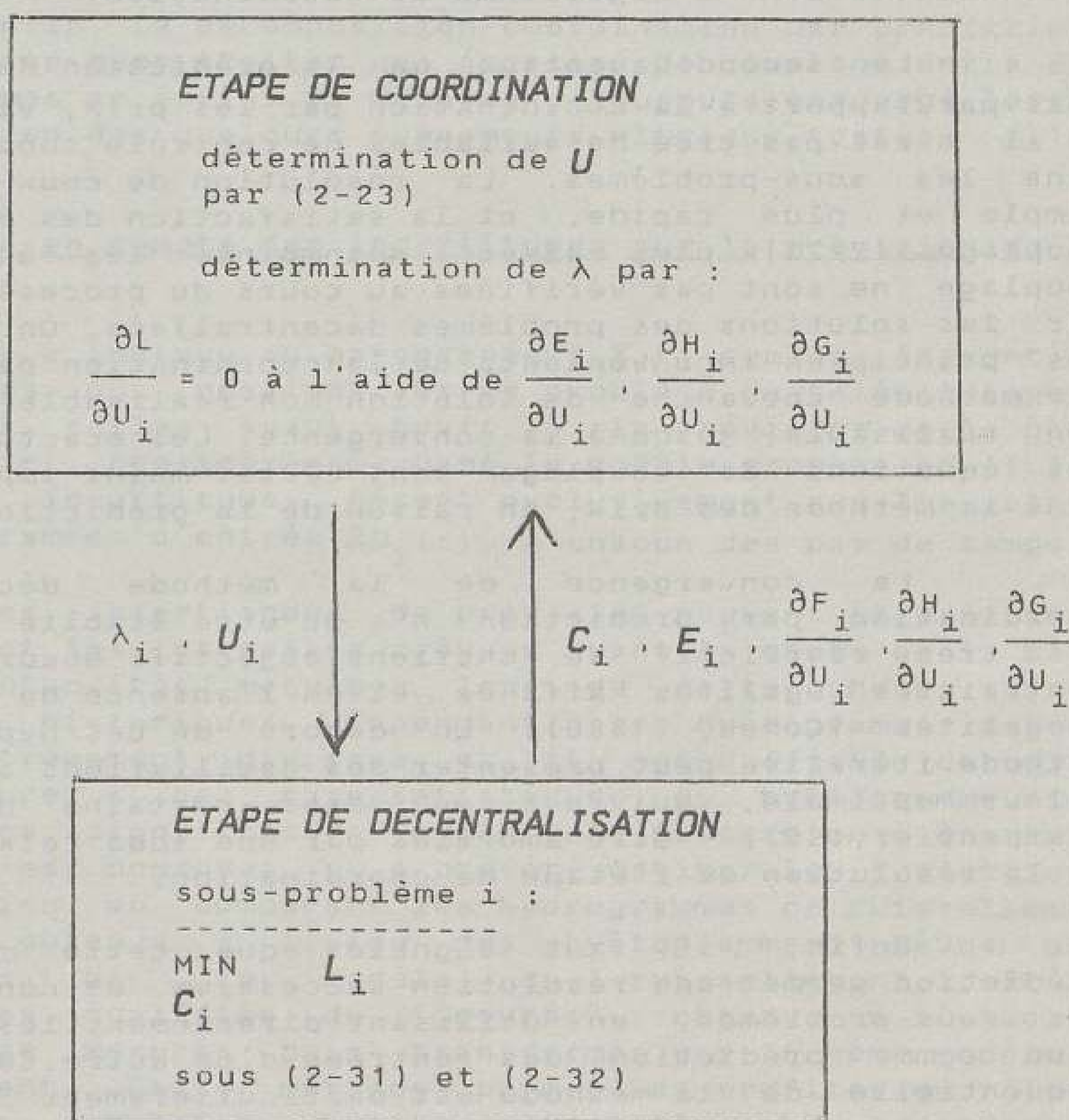


Figure n°2-4. décomposition-coordination par prédiction

Le fait que seules les entrées U_i et non les sorties E_i soient prédites par l'étape de coordination, rend cette méthode plus souple que la décomposition par les quantités, et en fait une méthode intermédiaire entre les deux précédemment

exposées. Elle présente ainsi certains avantages et certains inconvénients de chacune d'elles.

Tout d'abord, le fait d'imposer aux sous-problèmes seulement leurs entrées permet de limiter considérablement le risque d'absence de solution pour ces sous-problèmes. Ce risque n'est pas totalement écarté en raison des contraintes (2-32) qui peuvent "vider" le domaine réalisable. Une manière de résoudre cette difficulté est, comme précédemment, de pénaliser au sein de (2-30) certaines des contraintes (2-32) avec un prix élevé. Cette technique doit cependant être utilisée en derniers recours car elle peut introduire des instabilités dans l'algorithme de coordination.

Le second avantage de la prédiction des U_i , cette fois par rapport à la coordination par les prix, vient du fait qu'il n'est pas créé de variables de contrôle supplémentaires dans les sous-problèmes. La résolution de ceux-ci est plus simple et plus rapide, et la satisfaction des équations de couplage (2-23) plus aisée. Néanmoins, les équations de couplage ne sont pas vérifiées au cours du processus itératif par les solutions des problèmes décentralisés. On retrouve un des principaux inconvénients de la coordination par les prix. La méthode chevauche de solution non réalisable en solution non réalisable, jusqu'à la convergence. Les écarts au respect des équations de couplage sont certes moins importants que dans la méthode des prix, en raison de la prédiction des U_i .

La convergence de la méthode décomposition-coordination par prédiction n'a pu être établie que dans le cas très restrictif de fonctions objectifs quadratiques, de contraintes égalités affines et en l'absence de contraintes inégalités (Cohen, 1980). En dehors de ces hypothèses, la méthode itérative peut présenter des oscillations autour de la valeur optimale, qui ont pu, dans certains des concrets (Carpentier, 1983) être amorties par une sous relaxation lors de la résolution de l'étape de coordination.

Enfin, il faut signaler que cette méthode par prédiction permet une résolution successive, et non parallèle, des sous-problèmes, en utilisant directement les sorties de l'un comme prédiction des entrées d'un autre. Cette version séquentielle de la méthode est particulièrement intéressante pour traiter le cas de sous-problèmes en série. Il n'y a alors plus à proprement parlé d'étape de coordination, le sous-système i calculant les U_j pour le sous-système j , lequel calcule en retour la valeur des λ_i .

On a présenté ici les trois principales méthodes de décomposition-coordination, et il est clair qu'à partir de ces trois méthodes de base, on pourrait en proposer une multitude d'autres, ne serait-ce qu'en faisant évoluer les variables de couplages (E_k) et (U_i) déterminées par l'étape de coordination.

Lors de l'application au réseau de Seine-Saint-Denis présentée au chapitre IV, la décomposition-coordination par les prix a été rejetée du fait de ses deux inconvénients majeurs : optimisation des sous-problèmes trop lourde et absence de solution réalisable en cas d'absence de convergence.

La décomposition-coordination par les quantités a également été éliminée à cause de la difficulté d'allouer les sorties (E_k) de manière à maintenir l'existence d'au moins une solution pour l'étape de décomposition.

Enfin, la décomposition-coordination par prédiction a été utilisée pour traiter une équation de couplage entre deux sous-systèmes en série. La méthode a toujours convergé lors de la simulation des quelques événements pluvieux testés.

II.4. Prise en compte des incertitudes sur la prévision de la pluie

On a indiqué au paragraphe I.3.6. quelles étaient les incertitudes qui pesaient sur un problème de télépilotage et que seules celles ayant trait à la prévision de la pluie seraient ici considérées. Dans le modèle proposé en II.1 et II.2, ces incertitudes pèsent exclusivement sur les valeurs des hydrogrammes d'entrée $Ap_i(t)$, à chacun des pas de temps t .

Ces incertitudes de prévision peuvent être estimées en comparant les intensités prévues avant la chute de la pluie et les intensités mesurées lors de cette chute, sur des événements historiques. Cependant, les hyétogrammes ont des formes extrêmement diverses et il est difficile de relier l'incertitude à des caractéristiques de hyétogramme, qui gardent une signification quand on passe d'un événement à l'autre. C'est pourquoi, on a préféré estimer les incertitudes de prévision en comparant les hydrogrammes de ruissellement "prévus", obtenus à l'aide des hyétogrammes prévus puis transformés par le modèle de ruissellement, et les hydrogrammes qualifiés de "mesurés", obtenus à l'aide des hyétogrammes mesurés puis transformés par le même modèle de ruissellement. Cette méthode permet de profiter du rôle de filtre des bassins versants, dont les hydrogrammes de ruissellement ont des formes plus régulières que les hyétogrammes qui les provoquent, et des caractéristiques que l'on retrouve à chaque événement pluvieux (Desbordes, 1973) (Desbordes, 1974 b) (Desbordes et al., 1975).

Sur les bassins versants du réseau de Seine-Saint-Denis, cette comparaison a permis d'établir les lois statistiques que vérifient les incertitudes de prévision sur quelques paramètres caractérisant les hydrogrammes. De plus, l'étude des formes de ces hydrogrammes permet d'assurer

que ces quelques paramètres caractérisent à peu près complètement les hydrogrammes. Ceux-ci peuvent donc être construits à partir des valeurs de ces paramètres (cf. Chapitre VI). Ainsi, à partir d'une prévision, il est possible d'effectuer des tirages dans les lois précédemment évoquées, des valeurs des paramètres, puis de construire des scénarios d'hydrogrammes "prévus" qui respectent la structure des incertitudes de prévision.

Ceci ne signifie cependant pas qu'à partir de ces lois et de ces quelques paramètres, il est possible de connaître la loi que vérifie chaque $Ap_i(t)$ à chaque pas de temps t . La connaissance de la loi régissant l'incertitude sur chacun des éléments des hydrogrammes est très certainement inaccessible dans l'état actuel de nos connaissances et des données dont on peut disposer, même sur un site aussi bien appareillé que celui que constitue la zone d'application de cette étude (sauf si l'on établit cette loi à l'aide d'un vaste ensemble de scénarios générés par la méthode décrite précédemment).

Comme il est difficile de connaître ces lois, il est tout aussi difficile de calculer l'espérance mathématique $E(F)$ de la fonction objectif F du problème d'optimisation. La méthode classique d'optimisation en avenir incertain, qui consisterait à optimiser $E(F)$, est donc difficilement utilisable. Si elle l'était (en établissant par exemple les lois à partir des scénarios générés), elle nécessiterait vraisemblablement un temps de calcul incompatible avec la gestion en temps réel (cf. chapitre III).

C'est pourquoi on propose d'utiliser une méthode heuristique, basée sur l'utilisation de scénarios de prévision et applicable en temps réel. Cette méthode a déjà été utilisée avec succès pour l'optimisation en avenir incertain de la gestion des barrages-réservoirs (Miquel, Roche, 1984 a et b). Il faut cependant noter que cette méthode conduit à des solutions sous-optimales par rapport à celles de la méthode classique. En effet, l'aléa n'est pris en compte qu'à l'aide de quelques scénarios qui ne peuvent représenter l'ensemble de la structure de l'incertitude.

Elle consiste, à chaque pas de temps t de la période de pilotage, à :

- construire n scénarios de prévision de pluie, donc d'hydrogrammes d'entrée sur le réseau,
- mener un calcul d'optimisation déterministe sur ces scénarios,

- appliquer les décisions issues de ce calcul et concernant le pas de temps suivant, $t + \Delta t$.

Cette procédure renouvelée à chaque pas de temps permet de tenir compte de l'évolution de l'orage et d'affiner ainsi la prévision. Les effets d'une prévision initiale erronée, surtout en fin de pluie, sont ainsi considérablement atténués.

Le calcul d'optimisation à l'aide des n scénarios, consiste en une série d'optimisations déterministes appliquées à chacun des scénarios et pour chaque décision possible pour le pas de temps suivant $t + \Delta t$. S'il existe p décisions possibles au pas de temps $t + \Delta t$ (i.e. p jeux de consignes pour les ouvrages de régulation du réseau) et n scénarios, on réalise $p \times n$ optimisations déterministes sur la période $[t + 2 \Delta t, T]$. Pour chaque décision C possible, on calcule la moyenne (ou un autre critère - cf. chapitre VI) des coûts optimaux obtenus sur les n scénarios. La décision appliquée au pas de temps $t + \Delta t$ est celle dont la moyenne des coûts est la plus faible. Pour les optimisations déterministes, il est bien sûr possible d'utiliser toutes les techniques d'optimisation, et notamment celles faisant appel à la décomposition en sous-systèmes et présentées au paragraphe précédent.

On conçoit que cette méthode nécessitant en temps réel le calcul de $p \times n$, optimisations déterministes soit coûteuse en temps de calcul, surtout pour un grand système dont une seule optimisation déterministe requiert déjà une méthode par décomposition. Pour l'application au réseau de Seine-Saint-Denis, on verra au chapitre VI que la contrainte de temps de calcul a obligé, d'une part à choisir un nombre de scénarios restreint, et d'autre part à limiter les p décisions testées à quelques unes parmi celles qui étaient possibles. On verra cependant que même ainsi simplifiée, cette méthode permet de mettre en oeuvre des stratégies de gestion bien plus satisfaisantes qu'en l'absence de prise en compte des incertitudes de prévision.

II.5. Application à un problème concret

La formalisation du problème d'optimisation de la gestion d'un réseau d'assainissement, exposée dans ce chapitre dans un cadre général, ne peut être appliquée à un cas concret sans subir quelques adaptations dues aux particularités du site d'application.

Le modèle du réseau proposé en II.1. est basé sur des hypothèses qui peuvent ne pas toujours être vérifiées. Les influences aval, par exemple, sont rarement absentes en réseau

d'assainissement. Si les études préalables de fonctionnement du réseau montrent qu'elles jouent un rôle important, il faudra compliquer le modèle pour en tenir compte. De même, certains ouvrages de régulation peuvent ne pas être représentés aussi simplement qu'il a été décrit.

Il est clair que l'on pourrait lister un nombre quasi-infini de ces particularités et qu'il n'est pas possible de toutes les inclure dans le modèle, qui doit essentiellement servir de cadre pour bâtir le problème d'optimisation.

Les principes des méthodes d'optimisation déterministe par décomposition-coordination exposés en II.3. peuvent généralement être appliqués, mais les techniques d'optimisation des sous-systèmes ou de l'étape de coordination seront différentes selon la forme de la fonction objectif (linéaire, quadratique, connexe, différentiable ou non différentiable...), la forme des contraintes et des lois de fonctionnement, la mémoire des sous-systèmes. La nécessité de raisonner en temps discret (la modification des valeurs des variables de contrôle ne peut intervenir qu'à des instants discrets et prédéterminés : c'est la notion de pas de temps de gestion) et la durée du pas de temps de gestion influenceront sur la convergence des algorithmes.

Enfin, la méthode proposée pour intégrer les incertitudes de prévision dans la détermination des consignes optimales devra être amendée selon les caractéristiques des bassins versants à gérer, la qualité de la prévision des hydrogrammes entrant dans le réseau, la durée du pas de temps de gestion et celle dont on dispose pour mener les calculs.

Les chapitres qui suivent exposent l'application de l'ensemble de la démarche à une partie du réseau de Seine-Saint-Denis, dont le système de télépilotage, désormais opérationnel, utilise en temps réel le modèle d'optimisation construit lors de cette étude.

CHAPITRE III

LE SITE D'APPLICATION :

LE RESEAU D'ASSAINISSEMENT DU DEPARTEMENT DE SEINE-SAINT-DENIS

Le site retenu comme support opérationnel de cette étude est le réseau du bassin versant de la Morée, au nord du département de la Seine-Saint-Denis, où le service d'assainissement a mis en place un système de gestion automatisée comprenant, entre autre, un logiciel de télépilotage de la gestion du réseau par temps de pluie. Les procédures d'optimisation développées lors de ce travail y ont été incorporées.

III.1. Le site et les ouvrages

Le réseau d'assainissement de Seine-Saint-Denis est constitué de trois grandes unités :

- le réseau unitaire sur toute la petite couronne autour de Paris, qui est entièrement maillé et qui converge essentiellement vers le bassin de la Briche à Epinay.
- les réseaux séparatifs qui se jettent dans la Marne au Sud-Est du département.
- le réseau séparatif du nord du département, divisé en deux bassins versants, l'un sur le nord-ouest (Epinay-Villetaneuse) peu important, et l'autre, beaucoup plus étendu et très sensible, celui de l'ancien rû "Vieille Mer". C'est la partie centrale du réseau pluvial de ce dernier bassin qui sert de support opérationnel à cette étude (figure n° 3-1).

Le bassin de la Vieille-Mer est constitué, à l'aval, du collecteur de la Vieille-Mer, doublé sur sa partie la plus aval et situé dans une cuvette où les débordements sont très fréquents. Plus à l'amont, la Vieille-Mer naît du confluent, au nord du département, du Croult, qui vient du Val d'Oise, d'une zone encore assez rurale, et de la Morée, qui reçoit plusieurs affluents eux aussi canalisés, dans des zones qui se sont brutalement imperméabilisées. Le Sausset est l'un de ces affluents.

Figure n° 3-1 : Réseau primaire d'assainissement pluvial du nord de la Seine-Saint-Denis

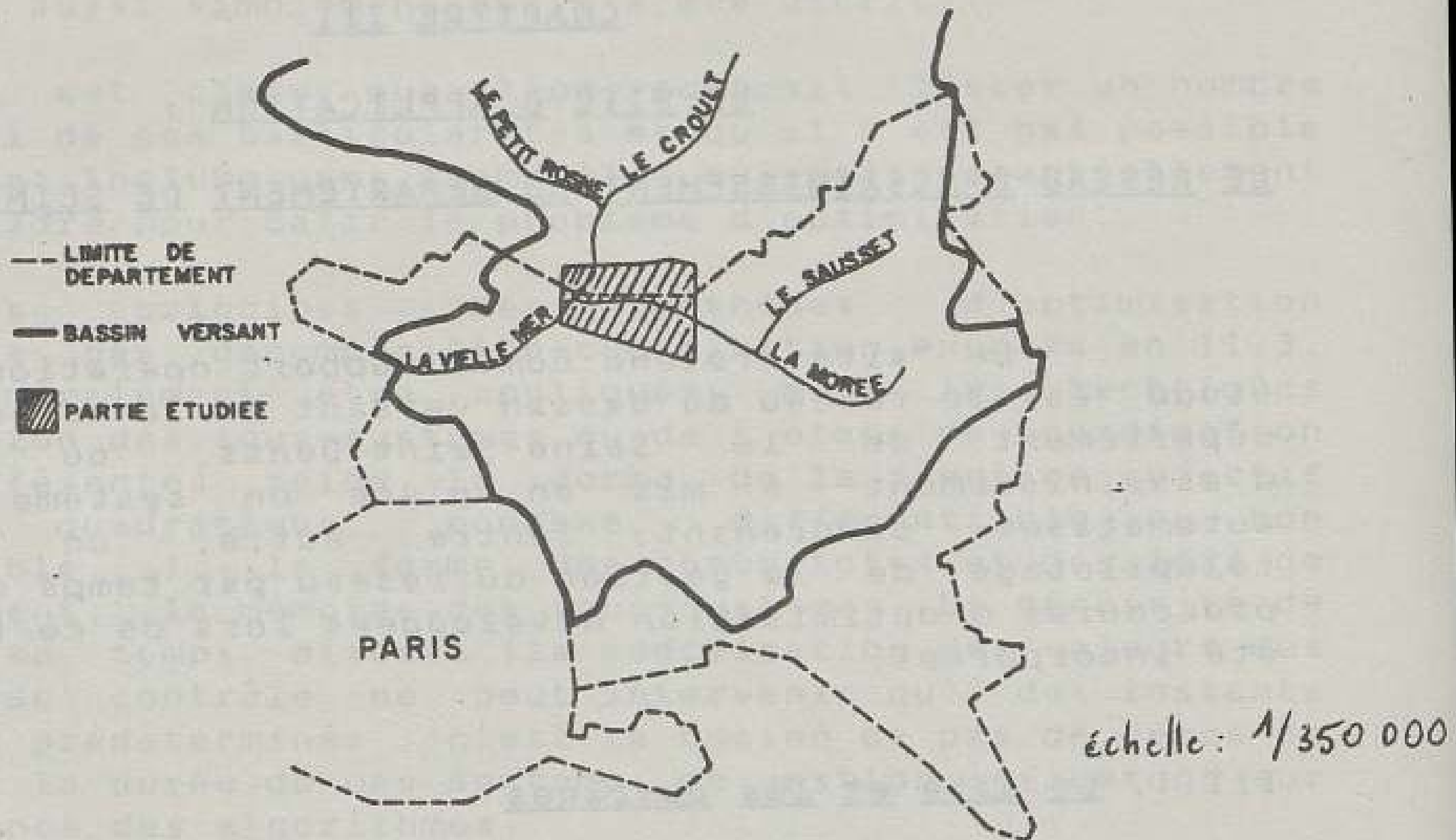
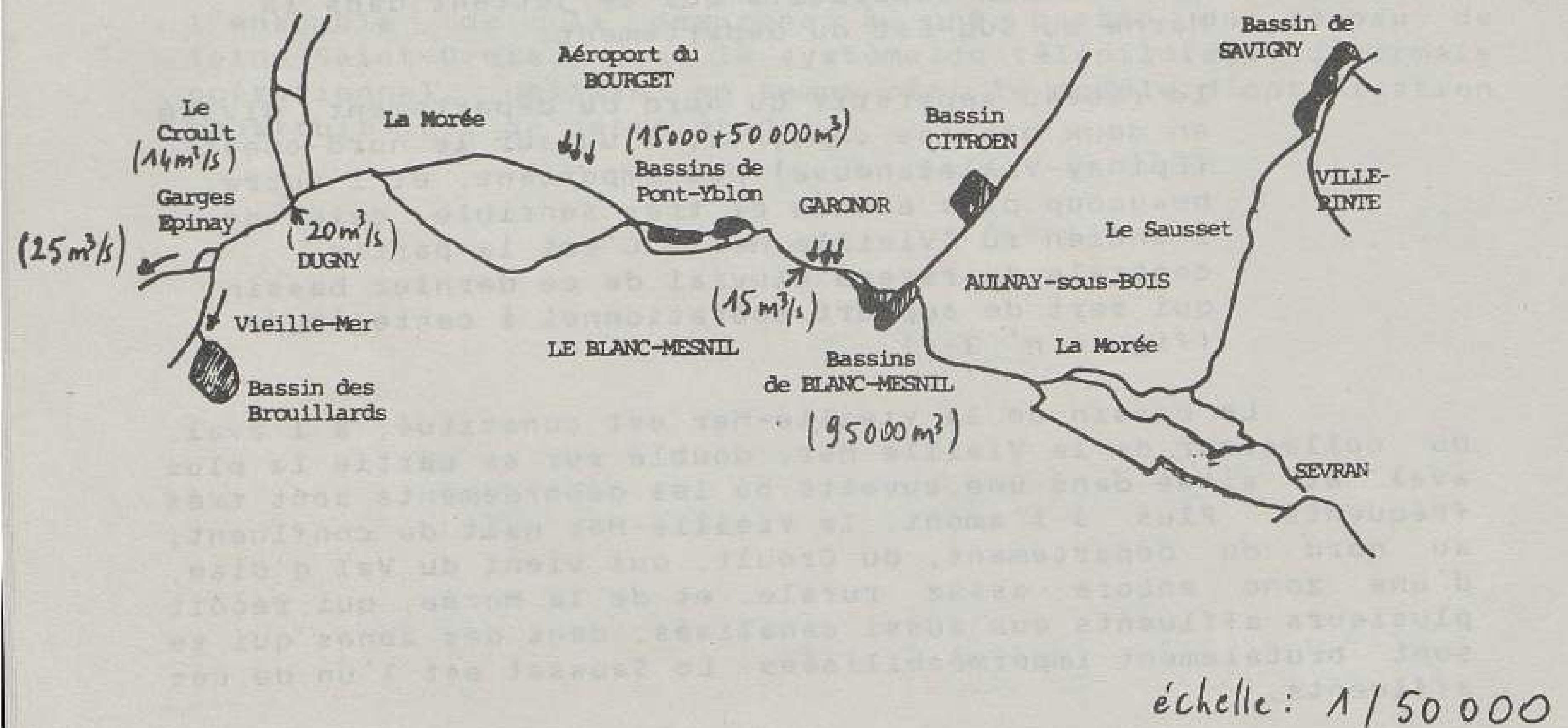


Figure n° 3-2 : Bassin versant de la Morée



Ces ramifications ont été dotées de bassins de retenue qui permettent de stocker les eaux ruisselées pour en limiter les débits de pointe à l'aval (fig. n° 3-2).

Juste après la jonction où commence la Vieille-Mer, une prise d'eau permet d'alimenter un émissaire de décharge, le "Garges-Epinay" qui part directement vers la Seine. Dans le même secteur, un bassin de retenue, dit des Brouillards, à Dugny, a été aménagé pour stocker les eaux de ruissellement les plus polluées.

Sur l'ensemble Morée-Sausset, on trouve un certain nombre de bassins de stockage, en service ou en projet, dont les deux plus importants, à l'aval, sont les bassins de Blanc-Mesnil et de Pont-Yblon. La gestion de ces deux bassins est particulièrement délicate, car elle vise des objectifs contradictoires, dont les principaux sont la protection de leur aval, par rétention des eaux amont, surtout après le confluent avec le Croult, et la protection de leur amont, par limitation de la hauteur de leur plan d'eau. On reviendra plus en détail sur ces objectifs dans le paragraphe suivant.

La Morée et le Croult drainent respectivement, jusqu'à leur confluent, des bassins versants de 50 et 200 km². Après ce confluent, la capacité du collecteur qui débute la Vieille-Mer est de 20 m³/s (cf. figure 3-2). Cette capacité peut être rapidement saturée par les apports du Croult et des rûs avoisinants (au total près de 14 m³/s lors d'un événement important) et de la Morée, si celle-ci est mal contrôlée par les bassins de Pont-Yblon et Blanc-Mesnil, équipés d'ouvrages de régulation de débit à leur sortie.

Le collecteur du Garges-Epinay, d'un diamètre de 3,50 m, peut assurer l'évacuation directe en Seine de 25 m³/s (cf. figure 3-2).

Le bassin de Blanc-Mesnil est en fait constitué de deux bassins secs séparés par le passage du CD-40 dans lesquels s'écoule la Morée. Leur capacité globale est de 95000 m³ environ.

Les ouvrages de contrôle de leur vidange ont été récemment réaménagés. Ils comprennent (figure n°3-3) (Jacquet, 1983 b):

- un passage des eaux de temps sec dans la Morée, commandé par une vanne automatisée réglable par microordinateur et une vanne manuelle de sectionnement, doublée par un passage identique, pour permettre la mise hors service du premier (A);

- un seuil déversant automatisé réglable par microordinateur utilisé pour vidanger plus rapidement les eaux stockées dans les bassins (B);
- des ouvrages de sécurité qui comprennent un déversoir des plus hautes eaux, calé à 41,50 m et un bipasse pour curage du lit de la Morée.

Le bassin de Pont-Yblon est également constitué de deux bassins (figures n° 3-2 et 3-4) :

- à l'amont se trouve un bassin sec, d'une capacité de 15 000 m³, destiné entièrement au stockage des eaux pluviales ;
- juste à l'aval, se trouve un bassin en eau, intégré dans un aménagement paysager. La côte de plan d'eau est de 36,8 m. Le stockage supplémentaire disponible est de 50 000 m³, qui correspond à un marnage de 36,8 m à 38,5 m. Ces bassins sont placés en dérivation sur la Morée. L'usage du bassin en eau, pour le laminage des crues, n'est prévu que lorsque les capacités de stockage à Blanc-Mesnil et dans le bassin sec sont saturées, afin de protéger le plus longtemps possible la qualité des eaux permanentes.

Les ouvrages d'accès et de vidange comprennent (Jacquet, 1983 b) (figure n° 3-4) :

- une vanne plate régulant le transit dans la Morée (a);
- un siphon régulant le plan d'eau amont de la Morée et calé à 38,80 m (b), et permettant l'entrée dans le bassin sec ;
- un siphon régulant le plan d'eau du bassin sec et calé à 38,80 m (c), et permettant la vidange de ce bassin ;
- un siphon régulant le plan d'eau sec, calé à 38,50m, et assurant la jonction des deux bassins (d) et l'entrée dans le bassin en eau ;
- un siphon de vidange du bassin en eau et assurant la régulation du plan d'eau aval de la Morée, calé à 37,30 m (e).

Tous ces ouvrages sont gérés localement automatiquement par microordinateurs.

Figure n° 3-3 Représentation schématique du bassin de Blanc-Mesnil

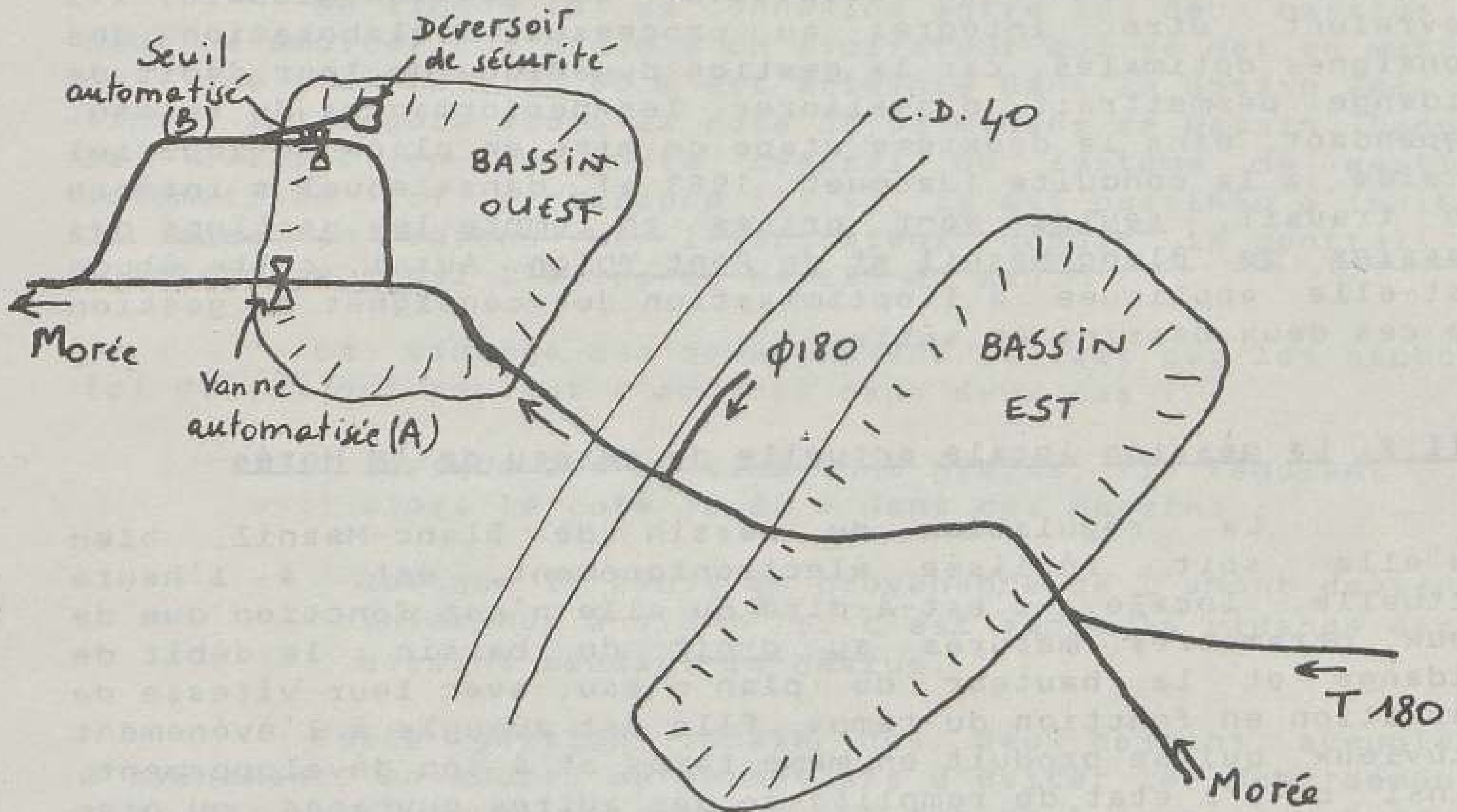
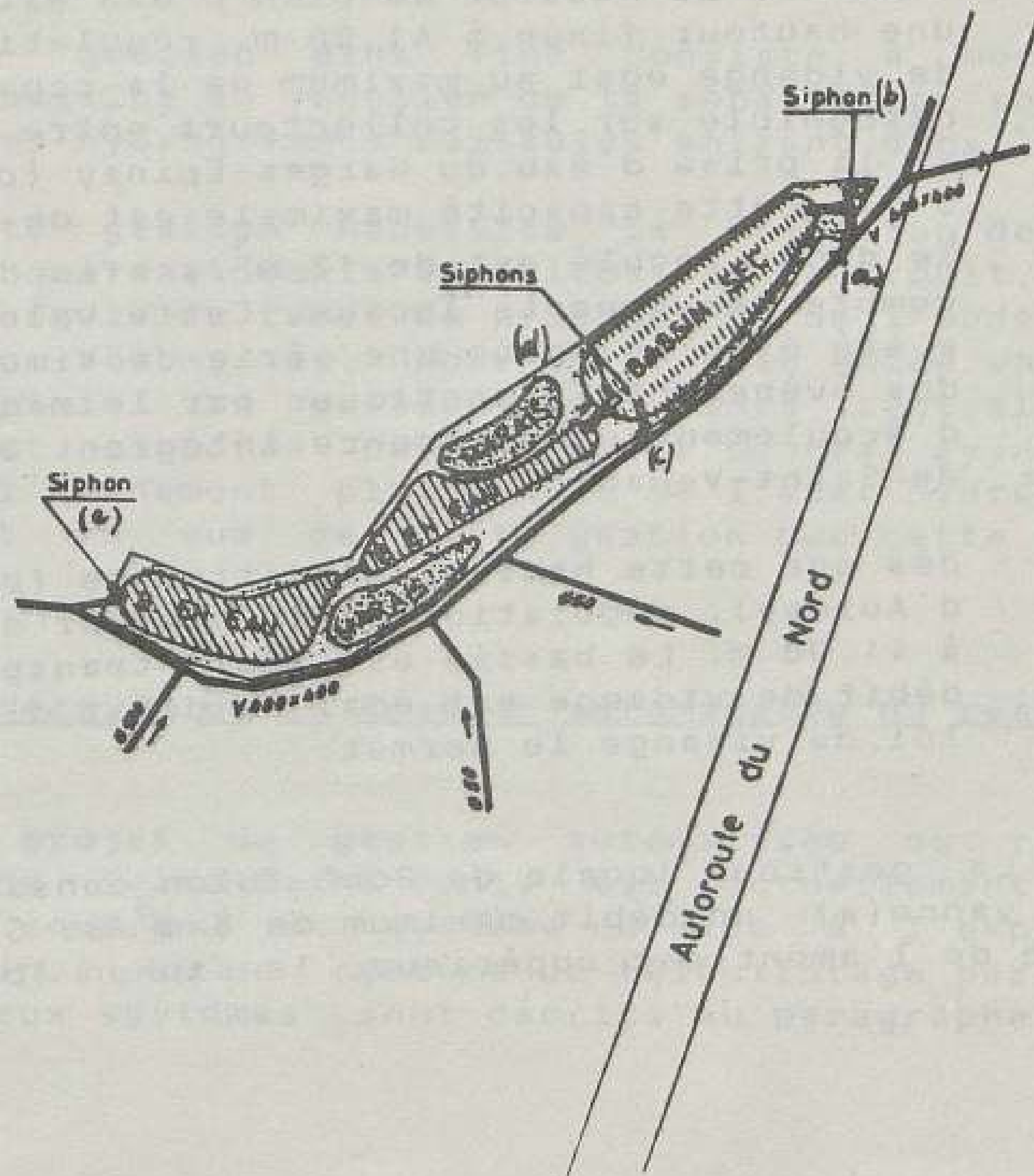


Figure n° 3-4 Représentation schématique du bassin de Pont Yblon



Les bassins de retenue à l'amont de Blanc-Mesnil, et ceux du Val d'Oise en amont sur le Croult, ont pour rôle de limiter les apports de ruissellement et d'écrêter les pointes de crue. Ils ne sont pas encore équipés d'automates programmables. Dans un dispositif de gestion globale, ils devraient être intégrés au processus d'élaboration des consignes optimales, car la gestion dynamique de leur débit de vidange permettrait d'améliorer les performances du réseau. Cependant, dans la deuxième étape de mise en place du logiciel d'aide à la conduite (Jacquet, 1983 a), dans lequel s'intègre ce travail, seules sont prises en compte les gestions des bassins de Blanc-Mesnil et de Pont-Yblon. Aussi, cette étude est-elle appliquée à l'optimisation des consignes de gestion de ces deux bassins en série.

III.2. La gestion locale actuelle du réseau de la Morée

La régulation du bassin de Blanc-Mesnil, bien qu'elle soit réalisée électroniquement, est, à l'heure actuelle, locale, c'est-à-dire qu'elle n'est fonction que de deux paramètres mesurés au droit du bassin : le débit de vidange et la hauteur du plan d'eau, avec leur vitesse de variation en fonction du temps. Elle est aveugle à l'évènement pluvieux qui se produit en même temps et à son développement, ainsi qu'à l'état de remplissage des autres ouvrages, ou bien par exemple, au débit issu du bassin du Croult.

Le logiciel actuel comprend deux volets :

- tant que la hauteur du plan d'eau est inférieure à une hauteur fixée à 41,00 m, régulation du débit de vidange égal au maximum de la capacité disponible sur les collecteurs entre Blanc-Mesnil et la prise d'eau du Garges-Epinay (cf. figure 3-2). Cette capacité maximale est de $15 \text{ m}^3/\text{s}$, mais le débit régulé est de $12 \text{ m}^3/\text{s}$ afin de tenir compte des apports locaux. Cette valeur de $12 \text{ m}^3/\text{s}$ a été établie après une série de simulations sur des évènements historiques par le modèle d'écoulement de référence intégrant les équations de Saint-Venant.
- dès que cette hauteur est atteinte (protection d'Aulnay), régulation de la hauteur du plan d'eau à 41,00 m. Le bassin est alors transparent et le débit de vidange est égal au débit d'entrée, si la loi de vidange le permet.

La gestion locale de Pont-Yblon consiste à réguler sous la vanne(a) un débit maximum de $8 \text{ m}^3/\text{s}$. Si le débit en provenance de l'amont est supérieur, le siphon (b) s'amorce

pour réguler le plan d'eau de la Morée à la cote 38,50 m, correspondant à peu près aux $8 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant sous la vanne. Le bassin sec se remplit alors.

Le siphon (d) de connexion entre les deux bassins ne peut s'amorcer que grâce à un aspirateur qui se met en marche dès que la cote 38,60 m est atteinte dans le bassin sec. Le siphon (d) régule alors la cote 38,50 m dans ce bassin. Depuis la réalisation du poste central du système de gestion automatisée (cf. paragraphe III.4), il est possible d'inhiber la mise en marche de l'aspirateur depuis le central, et d'interdire ainsi l'accès du bassin en eau.

La vidange des deux bassins se fait par les siphons (c) et (e) qui peuvent s'amorcer dans deux cas :

- lorsque les bassins sont pleins. Ils régulent alors la cote 38,80 m dans ces bassins ;
- lorsque le débit en provenance de l'amont devient inférieur à $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$. C'est alors la vidange des bassins pendant la décrue.

Cette gestion locale des deux bassins, aveugle à l'évènement en cours, ne permet pas d'éviter les débordements lors des confluences avec le Croult qui peut transiter jusqu'à $14 \text{ m}^3/\text{s}$. Elle a de plus l'inconvénient d'utiliser systématiquement le bassin en eau de Pont-Yblon lors d'évènements pluvieux importants sur la Morée amont, même si à l'aval les évènements sont beaucoup plus faibles.

Une gestion plus fine consiste à moduler les lâchures des bassins en fonction de la répartition spatiale de la pluie et des hydrogrammes ruisselés entrant dans le réseau.

Cette gestion nécessite la prévision des apports locaux ainsi que des débits transités par le Croult, au moins sur une durée égale au temps de propagation de l'onde de débit issue de Pont-Yblon, et, pour cela, elle exige un moyen de prévoir la pluie. La gestion est alors centralisée, car interprétée et élaborée par un poste central ayant une vue globale de l'évènement pluvieux et de l'état hydraulique du réseau. C'est en vue de cette gestion que cette étude est conçue.

III.3. Les objectifs de la gestion automatisée du réseau de la Morée

Un projet de gestion automatisée du réseau du département de Seine-Saint-Denis est actuellement mis en place. Il comprend un système d'aide à l'exploitation classique, ainsi qu'un système de télépilotage par temps de pluie. Ces deux systèmes sont décrits au paragraphe suivant.

Les premières réalisations sont effectuées sur le réseau de la Morée. Ce projet doit permettre un meilleur fonctionnement et une efficacité accrue des ouvrages existants, en particulier, en gérant au mieux les différents bassins de stockage interconnectés, en série ou en parallèle.

On présente ci-dessous les objectifs de ce projet et, dans le paragraphe suivant, on détaille son architecture générale, ainsi que le rôle des différents logiciels formant le système d'aide à la conduite, chargé d'aider le pilote dans le choix d'une stratégie de gestion du réseau par temps de pluie.

Pour la mise en place du projet, quatre objectifs ont été retenus (Bachoc, 1984) (Bachoc et al., 1984 a et b) (Jacquet, 1983 a) (Seine-Saint-Denis, 1981) :

- 1) la lutte contre les inondations, qui a généré le projet et en reste l'objectif prioritaire.
- 2) la réduction en fréquence et en volume de la pollution déversée par temps de pluie, tant vers le milieu naturel que vers les bassins en eau.
- 3) la maîtrise du fonctionnement du circuit des eaux par temps sec en agissant prioritairement sur la limitation des déversements au milieu naturel et le confort des interventions.
- 4) l'amélioration de la sécurité du travail, qui imposera des règles strictes de signalement et de modalité des interventions en certains points critiques de contrôle de débit (probablement des positions de sécurité sur certains ouvrages, et une centralisation capable de lancer des alertes rapides).

Concernant l'objectif lutte contre les inondations, il faut souligner le rôle majeur des bassins de retenue, en différenciant les bassins d'amont à faible débit régulé jusqu'à un seuil de saturation, des bassins intermédiaires les plus difficiles à gérer, dont les consignes de débits lâchés peuvent basculer d'une stratégie de protection aval à une stratégie de protection amont en fonction des risques et des prévisions, des bassins aval, bien adaptés à la réduction de la pollution déversée et qui constituent une réserve de stockage contre les inondations.

La gestion des délestages sans stockage, en dérivation, présentera des contraintes plus complexes que les bassins de retenue en ce qui concerne les méthodes de prévision. Seuls les objectifs 1,2 et 4 intéressent la gestion par temps de pluie, c'est à dire le système de télépilotage du réseau.

III.3.1. La lutte contre les inondations

L'écrêtement des crues est l'objectif principal de la gestion du réseau de la Morée. Cet objectif de lutte contre les inondations s'applique aux parties du réseau situées non seulement à l'aval, mais aussi à l'amont des ouvrages de contrôle, que sont ici les vannes de vidange des bassins de retenue :

- à l'aval, car les capacités disponibles dans les collecteurs aval sont, en général, réduites par l'importance potentielle des apports locaux ; en outre, les risques d'inondation à l'aval sont accrus par la concentration rapide des apports amont. Ainsi, pour réduire les risques d'inondation à l'aval, la gestion devra jouer :
 - . sur l'utilisation maximale des capacités disponibles dans les collecteurs au cours d'un évènement.
 - . sur la rétention ou l'accélération des écoulements, compte tenu des risques de concentration de forts apports, afin d'éviter la superposition des pointes de débits.
- à l'amont, car le remplissage d'un bassin se traduit par une élévation générale de la ligne piézométrique du réseau d'amont et par des risques de débordement sur ce réseau. Le niveau de remplissage de Blanc-Mesnil se répercute jusqu'aux points bas du réseau d'Aulnay Sud.

Sur le site étudié, le collecteur Garges-Epinay, $25\text{m}^3/\text{s}$ de capacité maximale en cas d'absence d'influence aval de la Seine, permet théoriquement d'évacuer la totalité des eaux provenant du Croult et de la Morée, car le collecteur immédiatement à son amont a une capacité moindre ($20\text{m}^3/\text{s}$). Une partie de ces eaux transitera par le bassin des Brouillards à des fins de décantation ; le reste partira directement en Seine, sans inquiéter les collecteurs de la Vieille-Mer, réservés à l'évacuation des apports locaux de Stains et Saint-Denis et à ceux de la Molette (cf figure n°3-2).

- * Le principal point sensible dans ce secteur reste le confluent Croult-Morée où des débordements sont régulièrement constatés lors d'évènements importants (fréquence annuelle ou semi-annuelle). Les apports dûs au ruissellement sur l'aéroport du Bourget n'arrangent généralement pas la situation.

- * Les apports en provenance de quelques bassins versants dont celui de Garonor, entre Blanc-Mesnil et Pont-Yblon, provoquent également des inondations lorsque la gestion des lâchures du bassin de Blanc-Mesnil ne les a pas pris en compte.
- * Il en est de même des apports de l'aéroport du Bourget à l'aval de Pont-Yblon.
- * Enfin, l'amont de Blanc-Mesnil est très sensible à la hauteur de son plan d'eau et pour protéger Dugny, il arrive qu'on inonde Aulnay.

La protection de ces quatre zones est l'objectif premier de la gestion envisagée. Celle d'Aulnay, beaucoup plus densément urbanisée, est considérée, par les gestionnaires du réseau, comme prioritaire sur les trois autres.

Cette priorité est telle que la protection d'Aulnay est impérative, et se traduit par la limitation de la hauteur du plan d'eau, donc du volume de stockage, du bassin de Blanc-Mesnil. L'objectif de protection de l'amont de ce bassin devient alors une contrainte sur le volume stocké dans Blanc-Mesnil. La capacité du bassin, théoriquement de 95000 m³, est ainsi réduite en fonction des apports de l'amont.

III.3.2. Réduction de la pollution par temps de pluie

Ce deuxième objectif prend des formes différentes selon le milieu à protéger. Quand il s'agit de bassins de stockage en eau, dont la vocation est mixte (loisirs + écrêtement des débits), il faut éviter leur utilisation pour l'écrêtement des faibles débits qui conduirait à une détérioration de leur qualité. L'objectif se traduit alors en terme de volume et conduit à utiliser ces bassins en dernier recours, lorsque les autres ne suffisent pas à empêcher les débordements importants.

Par contre, la réduction du volume de pollution déversée en rivière suppose l'utilisation des bassins à des fins de décantation, cela dès le début de la pluie et avec une longue durée de rétention. Ceci implique la mise en place d'équipements de curage et d'évacuation des boues, et obère, au moins partiellement la capacité de stockage des bassins. Il apparaît alors une incompatibilité avec l'objectif de lutte contre les inondations, pour lequel les capacités de stockage doivent être utilisées au moment de la pointe de crue et vidangées dès que possible. Seule une prévision parfaite des risques d'inondation, ce qui suppose une prévision parfaite de la pluie, permettrait de passer d'une gestion anti-inondation, toujours prioritaire, à une gestion anti-pollution. Une telle

prévision n'étant pas encore possible, on a décidé d'adopter une démarche progressive dans la mise en place du projet. Le premier système qui sera installé (années 1986-1987) aura donc essentiellement, par temps de pluie, des objectifs d'écrêtement de crue, où les bassins en eau seront utilisés en dernier recours.

Le réseau aval de la Morée dispose de trois bassins de stockage. Celui de Blanc-Mesnil est le cas type du bassin d'écrêtement de crue qui, théoriquement pourrait aussi servir à la décantation. Les problèmes de curage et les risques d'inondation décrits précédemment conduisent, dans une première étape, à limiter le rôle de ce bassin à l'écrêtement des crues.

Pont-Yblon dispose d'un bassin en eau dont la qualité s'altérerait dès les premiers rejets d'eau polluée. Son utilisation ne doit donc être envisagée que rarement, et en dernier recours, afin d'éviter les débordements importants.

Dugny est un bassin dédié principalement à la décantation, et pouvant éventuellement servir d'appoint pour la protection contre les inondations. Cependant, ce rôle d'écrêtement est illusoire, car ce bassin est placé juste en amont du Garges-Epinay (cf. figure 3-2), qui permet théoriquement d'évacuer tout ce qui provient de l'amont (les crues ayant lieu avant). Seule, la fonction décantation doit donc être considérée et l'objectif pourrait être de régulariser les apports à Dugny, de manière à approcher le débit traversier du bassin et à faire ainsi décanter la plus grande partie des flots pluviaux. Ceci implique de garder l'eau en amont dans Pont-Yblon et Blanc-Mesnil, quitte à risquer l'inondation. Ce risque a été jugé trop grand, compte tenu des capacités de prévision de la pluie, et on préfère assurer le rôle de régularisation à Dugny, par une gestion locale du bassin, quitte à envoyer plus d'eau non décantée en Seine.

La prise en compte des objectifs de qualité se réduit donc, à cette étape de développement du système, à la protection du bassin en eau de Pont-Yblon.

III.3.3. Objectif de sécurité

La fiabilité de la prévision est encore mal connue, et il est certain qu'elle ne sera pas parfaite. De même, la sécurité, en ce qui concerne le mouvement des vannes, n'est certainement pas totale, ce qui oblige les gestionnaires à définir des positions de repli pour ces vannes, afin de faire face à tout incident imprévu. Ces positions de repli sont définies comme étant les positions fixes des vannes les moins pénalisantes sur la moyenne des événements pluvieux.

Ne pas trop s'éloigner de ces positions de repli durant un évènement pluvieux permet de limiter les risques en cas d'incident sur le mouvement des vannes (blocage...) ou ailleurs. C'est ainsi que sera pris en compte l'objectif de sécurité dans la fonction objectif.

De plus, l'amplitude du mouvement des vannes, et donc les plages de contrôle possibles du réseau, seront limitées pour éviter un éventuel blocage dans une position extrêmement inconfortable. Ces limitations seront exprimées sous forme de contraintes sur les variables de contrôle.

III.4. Architecture du système de gestion automatisée de Seine-Saint-Denis

Le système, en cours de mise en place, comprend un central, basé à Rosny-sous-Bois, et plus de 160 stations locales, dont 80 % auront un rôle de surveillance-alarme ou de mesure, et 20 % un rôle de régulation, recevant des consignes du Central et adaptant la position des ouvrages en conséquence, à l'aide de micro-processeurs.

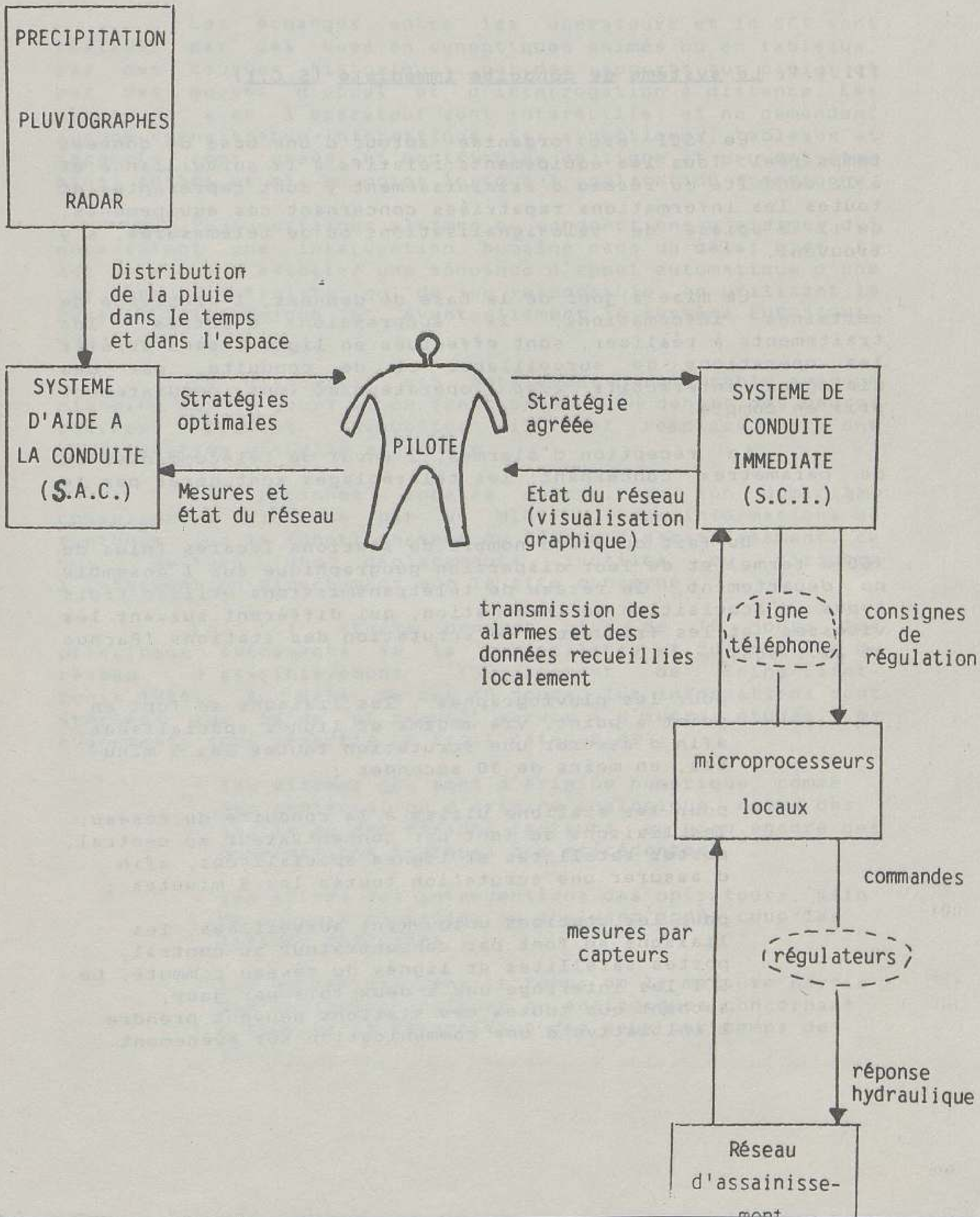
Le Central intègre :

- un système de conduite immédiate (S.C.I.) à travers lequel transitent les informations des stations locales, les changements d'état et les alarmes, et à partir duquel s'effectuent les interrogations, les télécommandes et les modifications de consignes sur les automates locaux. C'est le rôle d'aide à l'exploitation classique du réseau. A l'aide d'un système de visualisation poussé, le S.C.I. donne une véritable photographie de l'état du réseau à chaque instant, et tient à jour la base de données caractérisant cet état.

- un système d'aide à la conduite (S.A.C.), qui doit aider le pilote (être humain) à prendre des décisions de gestion dans les nombreux cas de figure qui peuvent se présenter. C'est le rôle de télépilotage du réseau par temps de pluie. Le S.A.C. doit pouvoir répondre aux questions suivantes :

- . quels sont les évènements pluvieux à attendre dans les heures qui vont suivre, et quelles seront les conséquences sur les débits ruisselés qui vont entrer dans le réseau ?
- . quels seront les effets sur l'écoulement en réseau de telle consigne plutôt que telle autre appliquée à tel ouvrage régulateur ?

Figure 3.5 - Architecture du système de gestion automatisée



- quels seront les interactions hydrauliques des régulateurs, placés en série ou en parallèle, et comment déterminer la meilleure stratégie de gestion de l'ensemble des régulateurs, au vu des objectifs choisis ?

III.4.1. Le système de conduite immédiate (S.C.I)

Le SCI est organisé autour d'une base de données temps réel. Tous les équipements relatifs à la surveillance et à la conduite du réseau d'assainissement y sont représentés et toutes les informations rapatriées concernant ces équipements, qu'il s'agisse de télésignalisations ou de télémesures, s'y trouvent.

La mise à jour de la base de données, l'archivage de certaines informations, la suppression d'autres, les traitements à réaliser, sont effectués en ligne, sans arrêter les opérations de surveillance et de conduite, par des dialogues interactifs avec l'opérateur et sont immédiatement pris en compte.

La réception d'alarmes, l'envoi de télécommandes ou de paramètres concernant les télé réglages sont gérés par le SCI.

Du fait du grand nombre de stations locales (plus de 160 à terme) et de leur dispersion géographique sur l'ensemble du département, le réseau de télétransmissions utilise trois types d'acquisition d'information, qui diffèrent suivant les vitesses et les fréquences de scrutation des stations (Bachoc et al., 1986) :

- pour les pluviographes, les liaisons se font en point à point, via modems et lignes spécialisées, afin d'assurer une scrutation toutes les 5 minutes, en moins de 30 secondes ;
- pour les stations utiles à la conduite du réseau, les liaisons se font par concentrateur au central, postes satellites et lignes spécialisées, afin d'assurer une scrutation toutes les 5 minutes ;
- pour les stations uniquement surveillées, les liaisons se font par concentrateur au central, postes satellites et lignes du réseau commuté. Le SCI les interroge une à deux fois par jour, sachant que toutes ces stations peuvent prendre l'initiative d'une communication sur événement.

Des procédures de télétransmission permettent de détecter et de corriger les erreurs de transmission et assurent ainsi une bonne fiabilité aux informations transmises.

Les échanges entre les opérateurs et le SCI sont réalisés par des vues en synoptiques animés ou en tableaux, par des courbes historiques, par des rapports sur papier et par des moyens d'appel et d'interrogation à distance. Les dialogues avec l'opérateur sont interactifs, et ne demandent aucune connaissance informatique. Les synoptiques, tableaux et rapports sont créés et modifiables en ligne et peuvent être ainsi testés et mis au point lorsque l'application fonctionne.

Pour certaines alarmes ou conjonctions d'alarmes qui nécessitent une intervention humaine dans un délai bref, il est possible d'associer une séquence d'appel automatique d'une personne d'astreinte ou de son responsable, en utilisant le réseau téléphonique et éventuellement le système EUROSIGNAL des P et T.

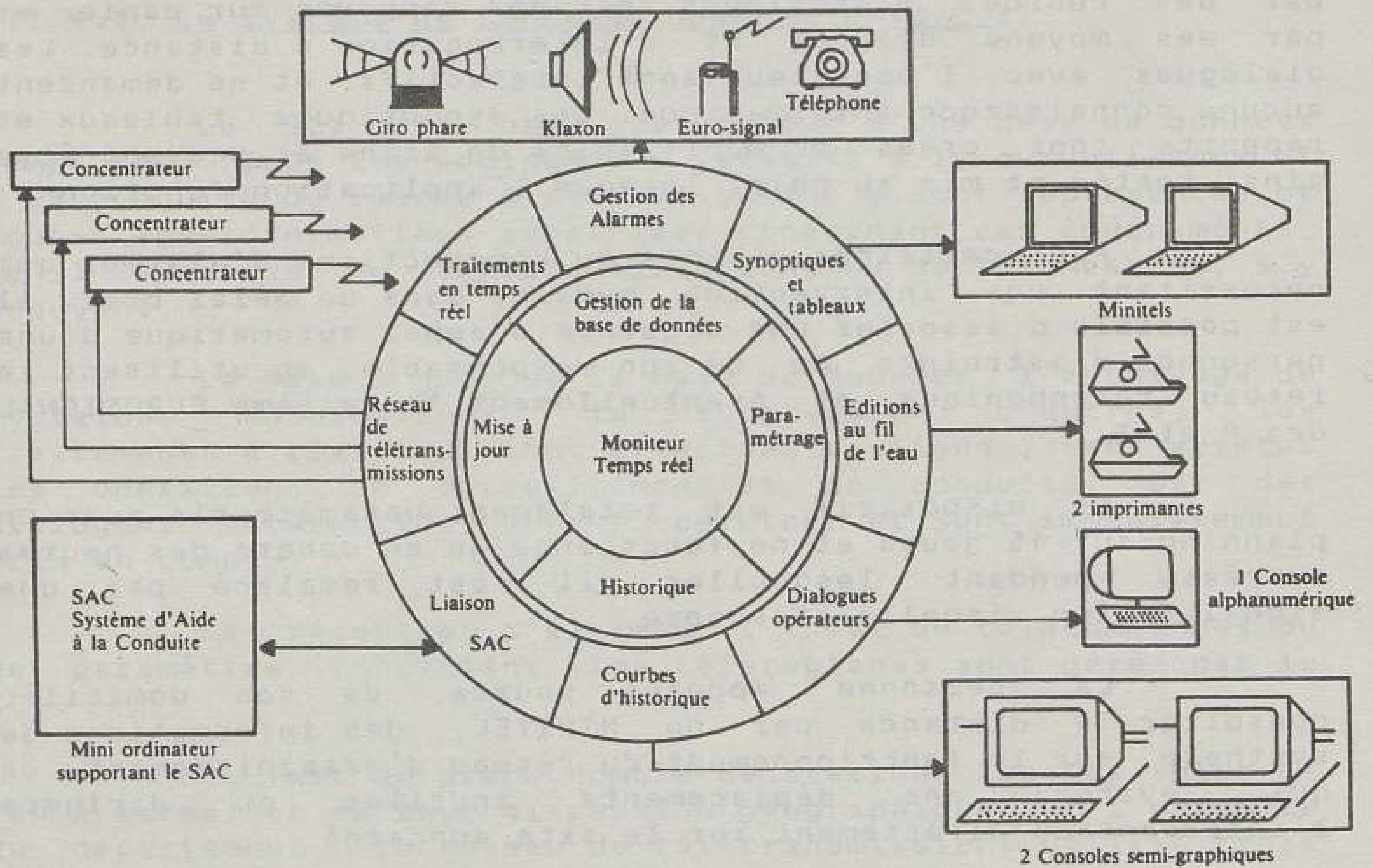
Ce dispositif est totalement paramétrable avec un planning sur 15 jours et ne fonctionne qu'en dehors des heures ouvrées, pendant lesquelles il est remplacé par une signalisation visuelle et sonore.

La personne appelée pourra, de son domicile, consulter à distance par un MINITEL, des informations de synthèse sur le fonctionnement du réseau d'assainissement, ce qui évitera des déplacements inutiles ou dirigera l'intervention directement sur le site concerné.

Le SCI stocke pendant plus de 10 jours les principaux événements de la surveillance et du contrôle du réseau d'assainissement (Département de Seine-Saint-Denis, 1985). Au delà de ces 10 jours, les informations sont stockées sur bande et peuvent servir à d'autres études. Les événements sont répartis en trois catégories :

- les alarmes qui sont d'origine numérique, comme des contacts, ou d'origine analogique, comme des seuils ou des défauts capteurs, ou bien encore des combinaisons logiques des précédentes;
- les traces des interventions des opérateurs, afin de pouvoir contrôler ou analyser après coup les actions réalisées ;
- les évolutions dans le temps de la majeure partie des variables logiques ou analogiques concernant notamment la répartition des eaux par temps de pluie.

Figure n° 3.6 - Architecture fonctionnelle du Système de Conduite Immédiate
 (Extrait de (Bachoc et al., 1986))



Cette dernière catégorie d'historique est utilisée par le système d'aide à la conduite (SAC). En effet, avant de réaliser un pas d'optimisation et de simulation-test des écoulements dans le réseau (voir paragraphe suivant), le SAC a besoin des dernières évolutions de certaines variables et demande ces valeurs au SCI qui va les rechercher dans l'historique stocké.

La communication entre les deux systèmes, SAC et SCI, a demandé un développement spécifique, sur la base du standard KERMIT.

III.4.2. Le système d'aide à la conduite (SAC)

a) Les logiciels utilisés

Afin de permettre au pilote de prendre des décisions de gestion, un ensemble de logiciels a été développé. Ces logiciels ont pour but de quantifier l'évènement à gérer, de proposer automatiquement des stratégies de gestion, d'évaluer les conséquences de ces stratégies.

Pour atteindre le premier but, un logiciel permet le calcul des lames d'eau sur chacun des sous-bassins versants contribuant à l'écoulement à gérer. Ce calcul concerne tant la pluie déjà tombée que celle qui est attendue dans les heures qui suivent (Andrieu, 1986) (Andrieu et al., 1985) (Jacquet et al., 1986). Cette prévision des lames d'eau est décrite au paragraphe III.4.2.d ci-dessous.

Un deuxième logiciel a pour tâche de transformer la pluie en hydrogrammes de ruissellement à l'exutoire des sous-bassins versants. En fonction des caractéristiques de ceux-ci, le logiciel utilise soit un modèle de ruissellement adapté aux bassins bien imperméabilisés, soit un modèle permettant de tenir compte du ruissellement des surfaces perméables raccordées au réseau. Lorsque l'exutoire d'un bassin versant est équipé d'une station de mesure de débit, le logiciel permet de tenir compte des mesures réalisées en temps réel pour améliorer le calcul des hydrogrammes.

La tâche de proposition des stratégies de gestion est effectuée par le logiciel d'optimisation mis au point au cours de cette thèse, et qui sera largement présenté dans les chapitres qui suivent. Néanmoins, il est important de préciser que les stratégies ainsi produites ne seront pas automatiquement appliquées au réseau. Elle devront au préalable être sélectionnées par le pilote du système, sur le rôle duquel on revient dans le paragraphe suivant, qui pourra,

de plus, tester l'efficacité d'autres stratégies, issues par exemple des consignes locales de gestion ou bien directement construites par lui.

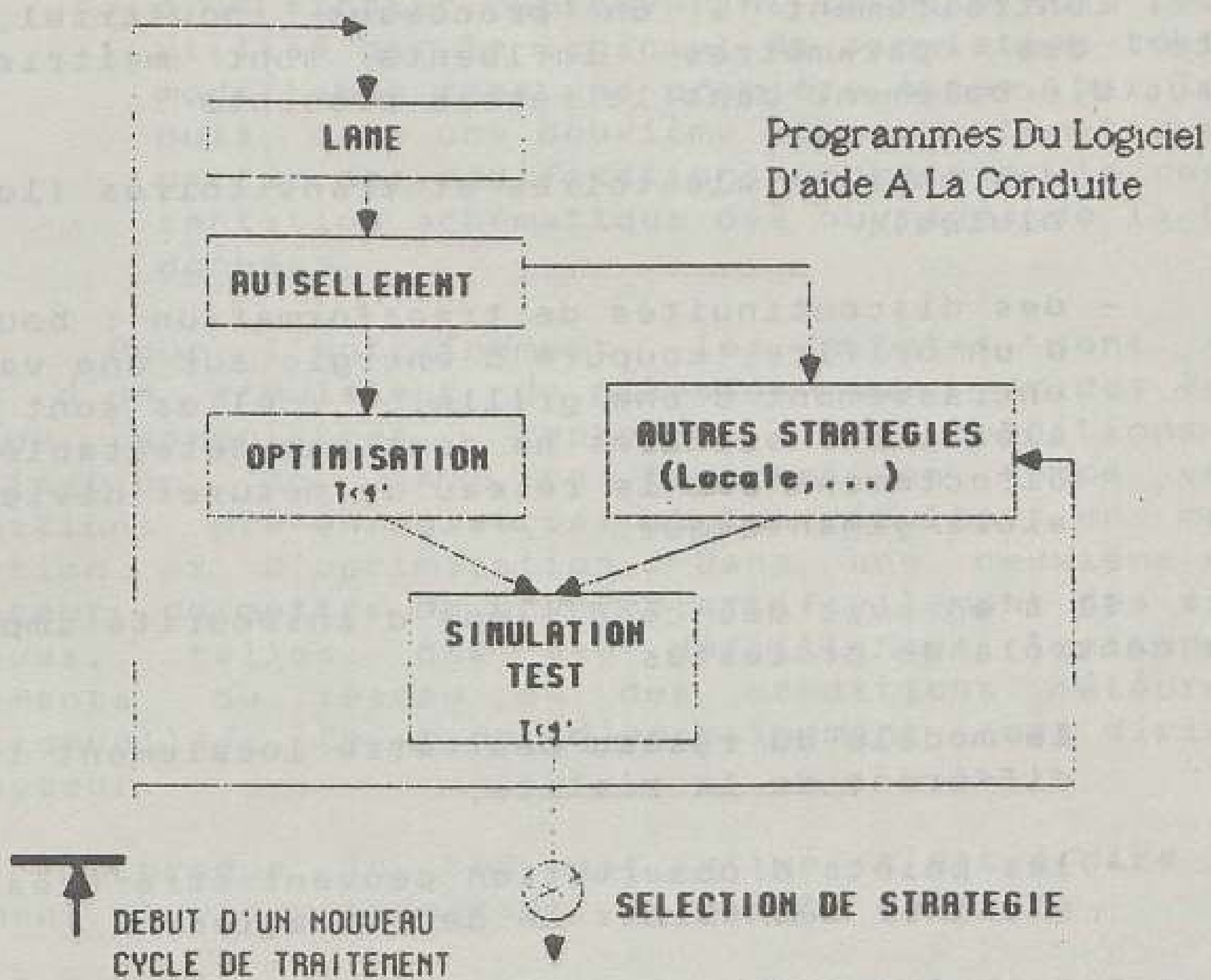
Afin de mettre en oeuvre une gestion efficace du réseau, il importe que les stratégies soient conçues sur l'ensemble de l'évènement pluvieux. En effet, pour pouvoir réserver des capacités de stockage disponibles au moment des pointes de débit, période la plus critique du point de vue des débordements, il est nécessaire de connaître à l'avance l'instant d'apparition de ces pointes de débit et les temps de décalage des pointes des différents apports sur le réseau. C'est pourquoi, c'est une gestion adaptative que l'on a choisi de mettre en oeuvre sur le réseau de la Morée.

De plus, la très grande variété des types d'évènements pluvieux que l'on peut rencontrer sur ce site, assortie de la très grande variété de l'état dans lequel peut se trouver le réseau lors du déclenchement d'un évènement, rend impossible la préparation de stratégies pré-optimisées en temps différé. C'est pourquoi, c'est l'option d'élaboration des consignes en temps réel qui a été choisie.

Enfin, un quatrième logiciel, dit de simulation-test, permet d'évaluer précisément les conséquences des différentes stratégies proposées par le modèle d'optimisation ou par le pilote. Ce logiciel qui utilise un modèle d'écoulement intégrant les équations complètes de Saint-Venant, permet de vérifier si les simplifications effectuées sur le modèle d'écoulement du logiciel d'optimisation représentent de manière acceptable les écoulements dans le réseau. Il permet aussi d'évaluer l'intuition du pilote quand celui-ci propose sa propre stratégie. Cette simulation-test sera particulièrement utile en cas de panne d'un équipement électromécanique ou en cas d'indisponibilité d'un ouvrage (par exemple, un collecteur en chômage) qu'il sera difficile de prendre en compte dans le logiciel d'optimisation. Dans ces cas, le pilote devra proposer lui-même une stratégie qu'il lui sera aisé d'évaluer à l'aide du logiciel de simulation-test, dans lequel la structure du réseau est paramétrée, et donc modifiable en fonction des incidents qui peuvent survenir (Cunge, Wegner, 1964) (Holly et al., 1981) (Nègre et al., 1986) (Sogreah, 1985 b).

La figure n° 3-7 résume l'enchaînement des différents logiciels du système d'aide à la conduite.

Figure n° 3-7. Les logiciels du système d'aide à la conduite
 (tiré de (Bachoc et al., 1986))



b) Le rôle du pilote du SAC

Les événements intempestifs sont nombreux dans un réseau d'assainissement, et la majorité d'entre-eux paraît échapper à une connaissance directe. Ce ne sont pas quelques points, appelés stations locales, qui permettront de contrôler les processus d'écoulement, de transport de polluants et de débordements éventuels.

Contrairement à un processus industriel, où la majorité des paramètres influents sont maîtrisés, les processus d'écoulement dans le réseau présente :

- des entrées aléatoires et transitoires (les pluies);
- des discontinuités de transformation : bouchage d'un orifice, coupure d'énergie sur une vanne, encrassement d'une grille... ; elles sont aussi aléatoires et elles ne sont pas détectables directement car le réseau de mesures deviendrait alors gigantesque.

Il s'en suit des conditions d'insécurité importantes pour le contrôle du processus :

- le modèle du réseau peut être localement très différent de la réalité,
- les points d'observation peuvent être très éloignés des points de perturbation.

Pour réduire cette insécurité, il est indispensable de ne pas rendre automatique les stratégies de gestion proposées par le SAC, mais d'utiliser la capacité de raisonnement analogique d'un pilote.

Encore faut-il fournir au pilote les éléments d'information indispensables, et l'entraînement à l'exercice de ce raisonnement. Pour l'information, le pilote dispose :

- d'un fichier non automatisé tenant à jour les interventions sur le réseau et les indisponibilités des équipements et des ouvrages;
- de la base de données du SCI contenant :
 - . les informations télétransmises par les stations locales et mises à jour automatiquement ;

. la représentation schématique des ouvrages. La modification de certains d'entre eux est possible grâce à l'introduction par le pilote de nouvelles valeurs de paramètres, qu'il tire du fichier non informatisé précédemment cité. Les modifications non prévues par le paramétrage requiert l'intervention d'un spécialiste de la base de données.

- d'un fichier représentant le modèle du réseau utilisé par le logiciel de simulation-test, modifiable dans une première étape par le pilote, puis, dans une deuxième étape, automatiquement à partir des modifications concernant la représentation schématique des ouvrages de la base de données.

Pour l'entraînement, les pilotes sont formés à l'aide d'un simulateur de pilotage, qui, sur des événements pluvieux enregistrés, reproduit les conditions réelles d'utilisation du SAC, en libérant en temps voulu les informations pré-enregistrées et les résultats des modèles de simulation et d'optimisation. Dans une deuxième étape, ce simulateur permettra de générer artificiellement des situations critiques, telles que des défaillances inattendues des équipements du réseau ou des conditions météorologiques exceptionnelles. Ce type d'entraînement sera dirigé par un instructeur.

Lorsque le SAC est activé, c'est à dire lors d'un événement pluvieux important, le pilote doit :

- s'assurer à chaque pas de temps d'une bonne adéquation entre les valeurs simulées et les valeurs réelles des variables objectifs ;
- rechercher les causes principales de ces différences : pannes d'équipement, erreurs de prévision ou perturbations de l'écoulement réel ;
- pré-valider les informations (pluie, débit, signalisations... transmises et calculées automatiquement) qui deviennent des données des modèles d'optimisation et de propagation hydraulique-test ;
- lancer le logiciel d'optimisation et saisir ses propres stratégies ;
- lancer les simulations-test ;

- visualiser leurs résultats (les comparer entre-eux et aux nouvelles mesures acquises) ;
- valider les informations utilisées en données en même temps que sélectionner une stratégie.

c) La contrainte de temps calcul

Comme on peut s'en rendre compte, la liste des tâches effectuées par le pilote par temps de pluie est importante. De plus, le pilote a un rôle de réflexion capital avant la sélection d'une stratégie.

Le chronogramme des tâches du pilote (Jacquet, 1986) fait apparaître que, durant un cycle de traitement séparant deux instants de rafraîchissement de consignes (cette durée est aussi appelée pas de temps de rafraîchissement des consignes), les différentes tâches nécessitent les temps minimaux suivants :

- 3 minutes pour la transmission et le traitement automatique des données par le SCI ;
- 11 minutes au mieux, pour l'activité et la réflexion du pilote, lorsque l'évènement paraît assez bien déterminé (fin de pluie, bonne prévision), et 15 minutes environ lorsque l'évènement n'est pas encore clairement précisé.

Comme le pas de temps maximum de rafraîchissement des consignes que souhaitent respecter les exploitants du réseau est de l'ordre de 30 minutes, et compte tenu de l'aléa qui pèse sur les durées estimées précédentes, les temps de calcul maximaux du logiciel d'optimisation et du logiciel de simulation-test ont été fixés à 4 minutes chacun.

Cette contrainte de 4 minutes de temps calcul, sur l'ordinateur qui supporte le SAC, est une donnée fondamentale du problème d'optimisation. On verra dans le chapitre suivant les conséquences de cette contrainte sur les méthodes d'optimisation utilisées.

Pour des évènements pluvieux importants qui évoluent rapidement comme les orages, la prise en compte de nouvelles données toutes les 30 minutes paraît insuffisante. C'est pourquoi, le pas de temps avec lequel sont construites les stratégies par le modèle d'optimisation, a été choisi de 15 minutes. Le pilote dispose ainsi de stratégies dont le pas de temps est de 15 minutes. Ce pas de temps est appelé dans la suite de ce rapport, pas de temps de gestion. Si l'évènement pluvieux varie très rapidement dans le temps, le pilote peut rafraîchir les consignes toutes les 15 minutes s'il le souhaite. Généralement, une telle fréquence n'est pas

nécessaire et le pilote ne rafraîchit les consignes que toutes les 30 minutes, en faisant une moyenne sur deux pas de temps consécutifs des consignes proposées par le modèle d'optimisation.

d) La prise en compte de la pluie dans le SAC

Le dispositif de mesure de pluie utilisé le plus couramment en Seine-Saint-Denis est le réseau de pluviographes avec rapatriement centralisé de mesures (Guillon, 1986).

Cependant, le temps de réponse très rapide de certains bassins versants, et surtout le souhait de mettre en oeuvre une gestion adaptative du réseau, exige de disposer de moyens de prévision de la pluie.

C'est pourquoi le Service Départemental d'Assainissement de Seine-Saint-Denis utilise le radar de Trappes pour prévoir quelques caractéristiques des événements pluvieux à attendre sur quelques heures. Le radar permet également de mesurer les intensités de pluie quand elle tombe, et assure ainsi un complément aux mesures pluviographiques. C'est l'ensemble des pluviographes et du radar qui est principalement utilisé pour le télépilotage en temps réel du réseau (Andrieu, Jacquet, 1983) (Andrieu et al., 1983) (Jacquet et al., 1986).

Il importe de bien noter la différence du type de mesure effectuée par un radar et par un pluviographe. En effet, le radar permet d'appréhender le phénomène de la pluie pendant un temps très court, de l'ordre de la milli-seconde, et fournit donc une image instantanée de cette pluie. Le radar effectuant un mouvement de rotation, donne une nouvelle photographie instantanée du phénomène à un pas de temps actuellement fixé à 15 minutes.

En revanche, le pluviographe donne, à chaque pas de temps, une information moyennée sur ce pas de temps. Même si elles s'intéressent au même phénomène, les deux mesures sont d'essence différente et leur représentativité dans le temps et dans l'espace n'est pas identique. C'est pourquoi elles peuvent se compléter avantageusement.

Même si l'objectif de prévision précise des quantités d'eau de pluie, dans le temps et dans l'espace, n'est pas encore atteint, il est possible de disposer dès maintenant, des renseignements suivants, quelques heures avant le début d'une précipitation :

- détermination de l'heure de début de pluie
- détermination de l'heure de fin de pluie
- intensité moyenne de la pluie toutes les 30 minutes entre ces deux heures.

On a montré (Jacquet, Frérot, 1983) que l'obtention des seuls premiers renseignements (début de pluie et fin de pluie) permettait déjà d'améliorer considérablement la gestion du réseau de la Morée.

Avec le troisième renseignement, on pourra disposer pour l'élaboration des consignes optimales, de véritables hyétogrammes, qui se présenteront sous les formes suivantes :

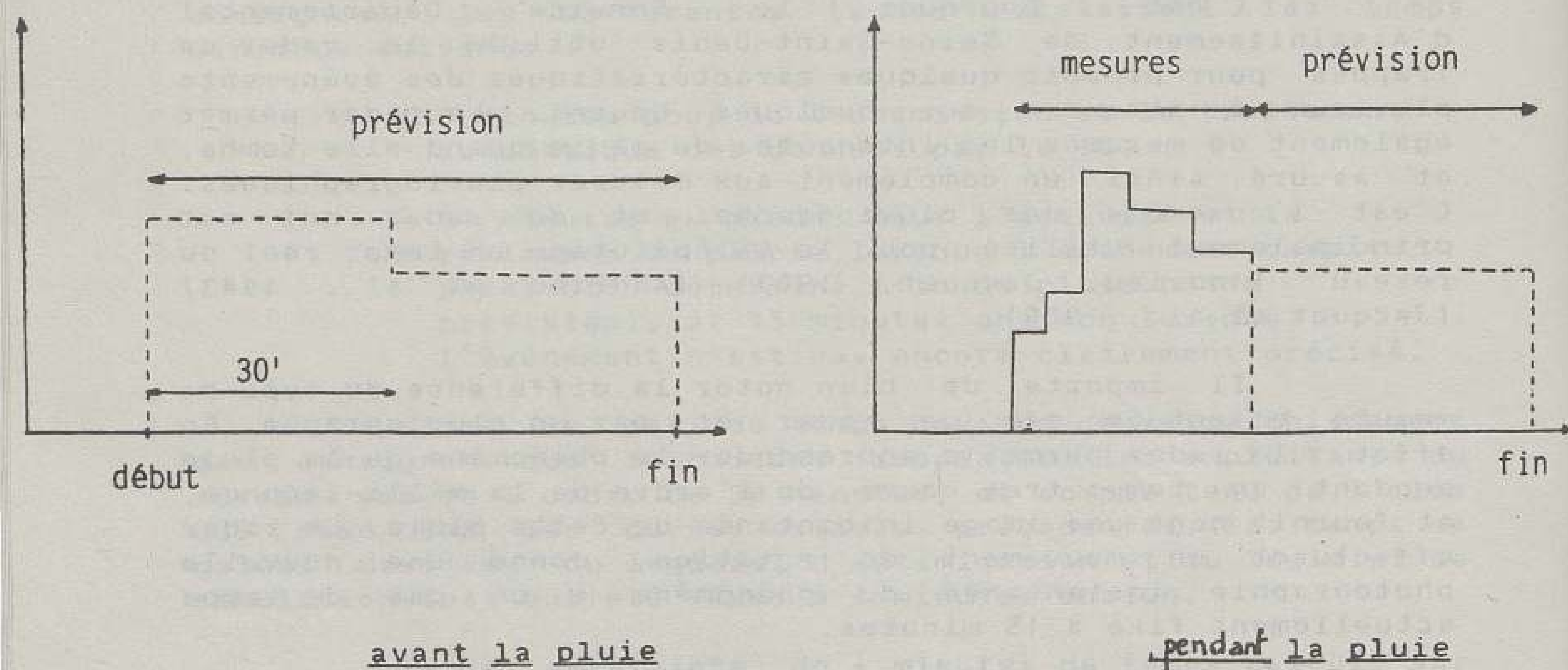


Figure n° 3.8 - Prise en compte de la pluie

Vis-à-vis de la précipitation effective, ces données fournies en temps réel par le radar sont entachées de deux sortes d'incertitude :

- d'une part, l'incertitude sur ces trois chiffres moyens,
- d'autre part, l'incertitude sur le hyétogramme réel, que l'on peut retrouver à partir de ces données.

On a cherché à évaluer ces incertitudes par comparaison des hyétogrammes prévus décrits précédemment et des hyétogrammes mesurés par le radar pendant la pluie. L'analyse statistique des différences entre ces deux types de hyétogrammes est actuellement en cours et n'a pas encore permis de quantifier l'aléa.

En revanche, l'analyse qui a été menée sur les hydrogrammes résultant de ces deux types de hyétogrammes, devrait prochainement permettre de quantifier l'aléa qui pèse sur les hydrogrammes "prévus" (i.e. simulés à partir des hyétogrammes prévus), à l'aide de quelques paramètres. De plus, l'analyse des formes des hydrogrammes mesurés permet d'assurer que ces quelques paramètres caractérisent à peu près correctement l'ensemble de l'hydrogramme (Desbordes, 1974 b).

Comme ce sont uniquement les hydrogrammes qui intéressent le logiciel d'optimisation, on a pu ainsi proposer (cf. Chapitre VI) une méthode permettant de tenir compte de l'incertitude qui pèse sur les hydrogrammes prévus.

Dans une seconde étape, il sera possible de prévoir des hyétogrammes moins sommaires grâce aux images radar. Néanmoins, en attendant ces développements, le SAC fonctionne actuellement avec une prévision de pluie du type de celle représentée sur la figure 3.8.

CHAPITRE IV

LES METHODES D'OPTIMISATION DETERMINISTES

APPLIQUEES AU RESEAU DE SEINE-SAINT-DENIS

On présente tout d'abord la modélisation du réseau étudié, en reprenant le formalisme développé au chapitre II et en mettant en lumière les conséquences qu'implique un tel schéma simplifié par rapport à une représentation du fonctionnement réel du réseau.

On expose ensuite les différentes méthodes d'optimisation utilisées, parmi lesquelles on détaille plus particulièrement celles qui ont permis d'obtenir des stratégies de gestion en respectant la contrainte de temps décrite dans le chapitre précédent. Pour ces dernières, on donne l'algorithme de résolution employé.

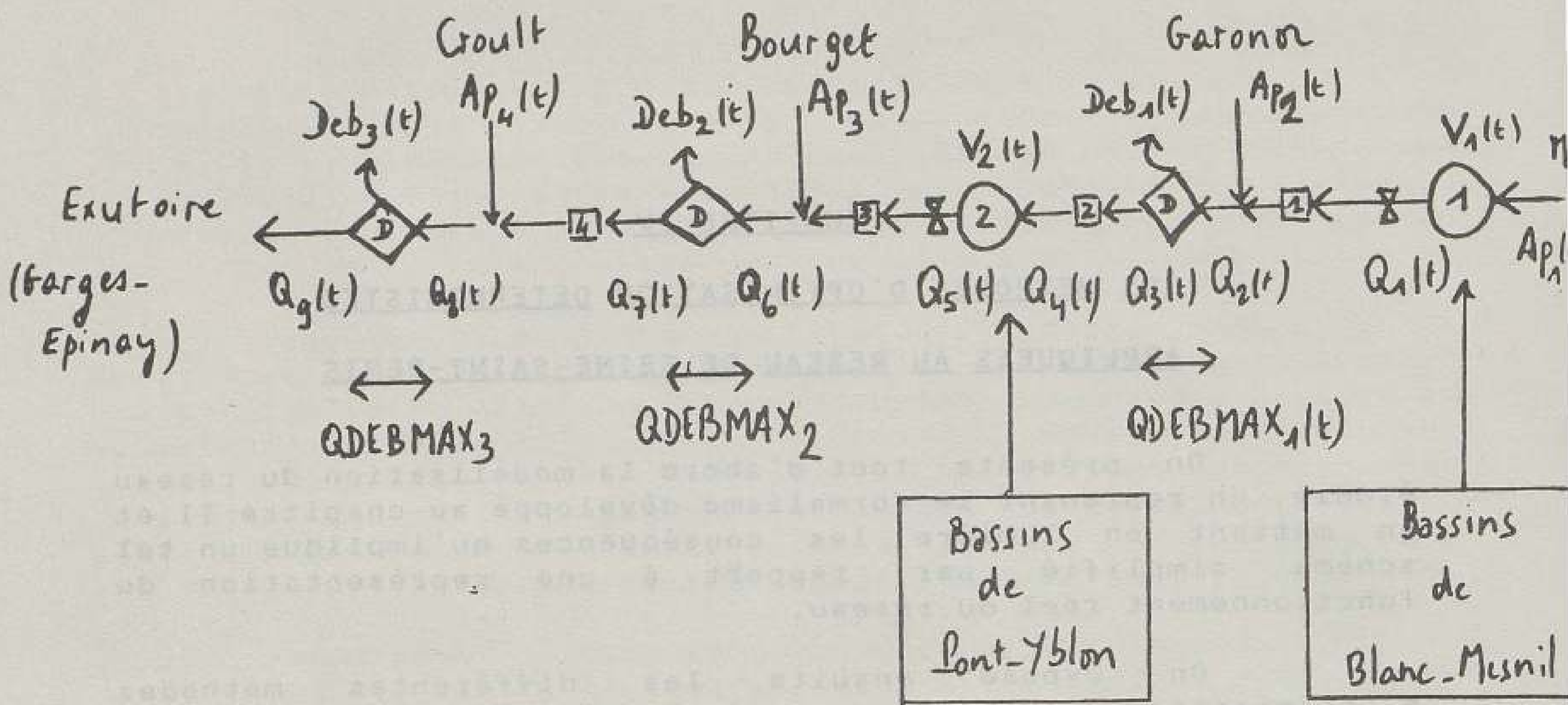
Les résultats obtenus, ainsi que les études de sensibilité aux différents paramètres du modèle seront exposés au chapitre suivant.

IV.1. La schématisation du réseau étudié

La figure n°4.1 présente le schéma du réseau, où l'on a aggloméré l'ensemble du réseau à l'amont du bassin de Blanc-Mesnil en un unique hydrogramme $Ap_1(t)$. Ce réseau amont n'étant pas contrôlable en temps réel, l'hydrogramme $Ap_1(t)$ est calculé à partir des mesures et des prévisions de pluie par un modèle de ruissellement et un modèle d'écoulement, simulant le fonctionnement de ce réseau amont.

Par rapport au réseau existant, le schéma présente un certain nombre de simplifications :

- tout d'abord, en agrégeant en un seul organe régulateur les divers organes gérant la vidange de chacun des bassins, de manière à limiter à deux le nombre des variables de contrôle ($Q_1(t)$ et $Q_5(t)$). Les organes de gestion locale des bassins répartiront la consigne agrégée entre les divers siphons, vannes ou déversoirs de chaque ouvrage.



Légende :



: bassin de retenue n° i équipé d'organes de contrôle



: élément de transfert des flux (collecteur n° i)



: point sensible au débordement

$AP_i(t)$

: hydrogramme d'entrée dans le réseau

$Q_i(t)$

: débit régulé ou transité en fonction du temps

$V_i(t)$

: volume stocké en fonction du temps dans le bassin n° i

$Deb_i(t)$

: débit débordé au point sensible n° i

$QDEBMAX_i$

: débit possible avant débordement au point sensible n° i (éventuellement fonction du temps en cas d'influence aval)

Figure n° 4.1. Schéma simplifié du réseau

- ensuite, en limitant le nombre de points de débordement possibles du réseau à 3. Les débordements se calculent par référence à un débit capable à chacune de ces 3 sections : Q_{DEBMAX_i} .

On pourra objecter à ce choix, le fait que les capacités maximales des collecteurs s'expriment plus facilement en notion de hauteur d'eau, et que des débits maximaux ne sont pas constants en fonction du temps, notamment lors d'influences aval. Cependant, les modèles d'écoulement simples prennent difficilement en compte les hauteurs d'eau (la transformation des débits en hauteurs par la relation de Strickler n'est plus valable lors d'influences aval). De plus, les influences aval sont principalement sensibles sur l'écoulement entre les deux bassins, et il est alors possible de moduler les débits maximaux en fonction de la hauteur d'eau dans ces bassins. Pour des commodités d'utilisation de modèles d'écoulement simples, c'est donc la notion de débit maximal en collecteur qui a été adoptée, pour la plus grande partie du réseau. Cependant, pour tenir compte de l'influence du bassin de Pont-Yblon sur l'écoulement amont, on a fait varier la variable Q_{DEBMAX_1} (cf. figure n° 4.1) en fonction du volume stocké dans Pont-Yblon et donc en fonction du temps. De même, on a limité $Q_4(t)$ en fonction de ce même volume.

De plus, la présence des trois points de débordement permet de supposer que le reste du réseau, et notamment les quatre collecteurs, ne provoquent pas d'inondation. En effet, les débits $Q_1(t)$, $Q_3(t)$, $Q_5(t)$, $Q_7(t)$, qui y sont admis sont soit régulés par les points de contrôle, soit écrêtés par les points de débordement.

- enfin, en simplifiant la structure du réseau, notamment en agglomérant la maille à l'aval du bassin de Pont-Yblon dans un système à un seul collecteur n° 3, supposé équivalent, et délivrant le débit $Q_6(t)$.

Soit T la durée pendant laquelle se fait la gestion (appelée aussi horizon de la gestion) et Δt le pas de temps de gestion, choisi égal à 15 minutes. On note $N = E\left(\frac{T}{\Delta t}\right)$ et, dans la suite, pour toute fonction $f(t)$ les notations suivantes seront considérées comme équivalentes :

$$f(k\Delta t) = f_k \quad \text{pour tout } k = 1, \dots, N$$

En toute rigueur, cette durée T (et donc N) est elle-même fonction des décisions Q_1 et Q_5 . Cependant, pour faciliter l'expression et le calcul mathématique, il semble que la considération d'une durée indépendante des variables de décision et choisie a priori, par exemple, égale à la somme de la durée de prévision fiable de la pluie et de la durée du ruissellement conséquent, ne biaise pas trop l'optimisation de la fonction objectif décrite plus loin. La prise en compte de T , fonction de Q_1 et Q_5 , risquerait, de toute façon, d'entraîner un processus itératif particulièrement long et incompatible avec la contrainte de temps calcul. La simulation précise a posteriori des stratégies retenues, permettra de vérifier la faible influence de cette approximation.

Le problème d'optimisation se structure alors ainsi:

a) Variables de commande (ou de contrôle)

Ce sont les débits lâchés à chaque pas de temps k , et constants durant tout le pas de temps :

$$Q_{1,k} \cdot Q_{5,k} \text{ , pour } k = 1, \dots, N$$

b) Variables d'état

Ce sont, d'une part, les volumes stockés dans les bassins à la fin de chaque pas de temps k :

$$V_{1,k} \cdot V_{2,k} \text{ , pour } k = 1, \dots, N \text{ ,}$$

d'autre part, les paramètres caractérisant l'état hydraulique du réseau à chaque instant t :

$$Q_2(t), Q_3(t), Q_4(t), Q_6(t), Q_7(t), Q_8(t), Q_9(t),$$

$$QDEBMAX_1(t), Deb_1(t), Deb_2(t), Deb_3(t),$$

$$\text{pour } t \in [0, T].$$

c) Lois de fonctionnement

sur l'écoulement dans les collecteurs :

(le modèle d'écoulement étant schématisé par la fonctionnelle F)

$$(4-1) \quad Q_2(t) = F(Q_{1,j} ; j \Delta t \leq t)$$

$$(4-2) \quad Q_3(t) = Q_2(t) + Ap_2(t) - Deb_1(t)$$

$$(4-3) \quad Q_4(t) = F(Q_3(\tau) ; \tau \leq t)$$

$$(4-4) \quad Q_6(t) = F(Q_{5,j} ; j \Delta t \leq t)$$

$$(4-5) \quad Q_7(t) = Q_6(t) + Ap_3(t) - Deb_2(t)$$

$$(4-6) \quad Q_8(t) = F(Q_7(\tau) ; \tau \leq t)$$

$$(4-7) \quad Q_9(t) = Q_8(t) + Ap_4(t) - Deb_3(t)$$

L'étude de la mémoire du système détermine les j et les τ à prendre en compte dans chacune des équations, (4-1), (4-3), (4-4) et (4-6).

Le pas de temps Δt ayant été choisi égal à 15 minutes, la mémoire du système n'excède pas quelques unités de Δt . C'est pourquoi cette mémoire a été estimée grossièrement par le calcul des vitesses des ondes de débit pour une large gamme de débits, à l'aide d'un modèle d'équations de Saint-Venant.

. sur le remplissage des bassins de stockage :

$$(4-8) \quad \frac{V_{1,k} - V_{1,k-1}}{\Delta t} = \frac{dV_1}{dt} (k\Delta t) = AP_{1,k} - Q_{1,k}$$

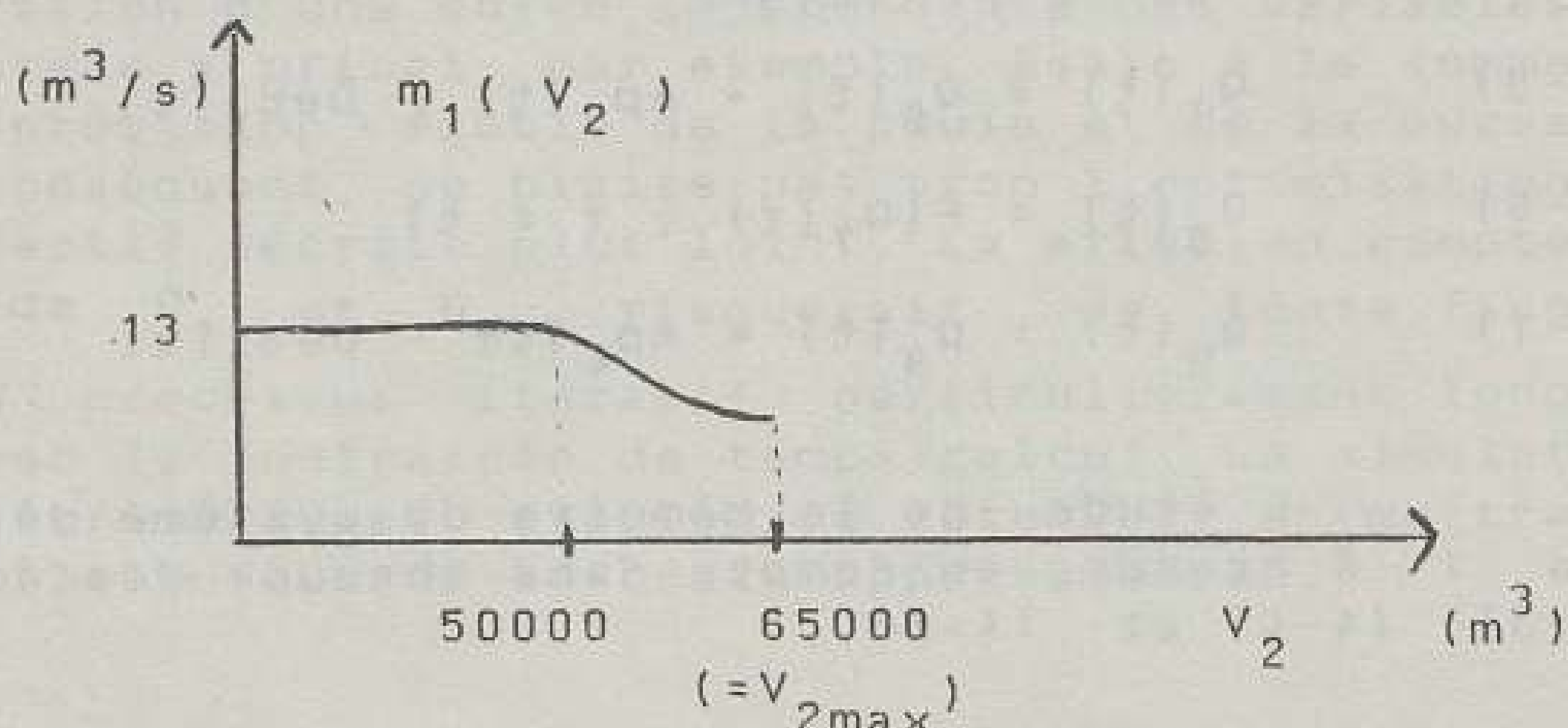
$$(4-9) \quad \frac{V_{2,k} - V_{2,k-1}}{\Delta t} = \frac{dV_2}{dt} (k\Delta t) = \frac{1}{\Delta t} \int_{k\Delta t}^{(k+1)\Delta t} Q_4(t) dt - Q_{5,k}$$

. sur le calcul des débits de débordements

$$(4-10) \quad QDEBMAX_1(t) = m_1(V_2(t))$$

En effet, l'influence de la hauteur d'eau dans le bassin de Pont-Yblon se fait sentir au point de débordement n°1 et peut limiter les capacités de transit des collecteurs, notamment quand le bassin est plein.

A l'aide des résultats d'études fines du comportement hydraulique du réseau, on a adopté pour m_1 une fonction du type :



On a alors :

$$(4-11) \quad Deb_1(t) = \sup(Q_2(t) + Ap_2(t) - QDEBMAX_1(t) \quad , \quad 0)$$

Les influences aval étant beaucoup plus limitées à l'aval de Pont-Yblon, les débits capables $QDEBMAX_2$ et $QDEBMAX_3$ sont supposés constants dans le temps :

$$(4-12) \quad Deb_2(t) = \sup(Q_6(t) + Ap_3(t) - QDEBMAX_2 \quad , \quad 0)$$

$$(4-13) \quad Deb_3(t) = \sup(Q_8(t) + Ap_4(t) - QDEBMAX_3 \quad , \quad 0)$$

d) Contraintes

. aux points de régulation

$$(4-14) \quad Q_{1min} \leq Q_{1,k}$$

$$(4-15) \quad Q_{1,k} \leq f_1(V_{1,k-1})$$

Les organes de régulation du bassin de Blanc-Mesnil sont des vannes . Le paramètre Q_{1min} représente le débit de fuite de ces vannes, au dessous duquel le gestionnaire ne souhaite pas descendre , afin de faire face à un éventuel risque de blocage des vannes . Le choix d'un Q_{1min} non nul traduit, sous forme de contrainte, un aspect de l'objectif de sécurité, jugé prioritaire sur les autres objectifs reflétés par la fonction objectif. Cette limitation de la plage de contrôle se paye bien entendu sur l'efficacité de la gestion du point de vue de la lutte contre les débordements.

La relation (4-15) traduit la courbe hauteur du plan d'eau-débit de vidange maximal de ce bassin (le volume et la hauteur du plan d'eau étant bijectivement liés).

La plupart des ouvrages de régulation du bassin de Pont-Yblon sont des siphons dont les principes et les contraintes de fonctionnement sont différents et sont décrits plus loin.

. Sur la capacité des bassins de stockage de

Blanc-Mesnil

$$(4-16) \quad 0 \leq V_{1,k} \leq V_{10}(Ap_{1,k})$$

Les valeurs de $V_{10}(Ap_{1,k})$ sont calculées de telle manière qu'elles évitent les débordements à l'amont du bassin de Blanc-Mesnil. Ces débordements sont, en effet, essentiellement dus à la hauteur trop élevée du plan d'eau dans le bassin et à l'influence aval qu'elle crée sur le réseau amont. Cette influence est fonction non seulement de la hauteur de plan d'eau, mais aussi de l'importance du débit d'apport $Ap_{1,k}$.

Lorsqu'il y a conflit entre les contraintes (4-14) (4-16) et (4-19), c'est la contrainte (4-16) qui garde la priorité sur les deux autres.

. sur la capacité des bassins de stockage de

Pont-Yblon

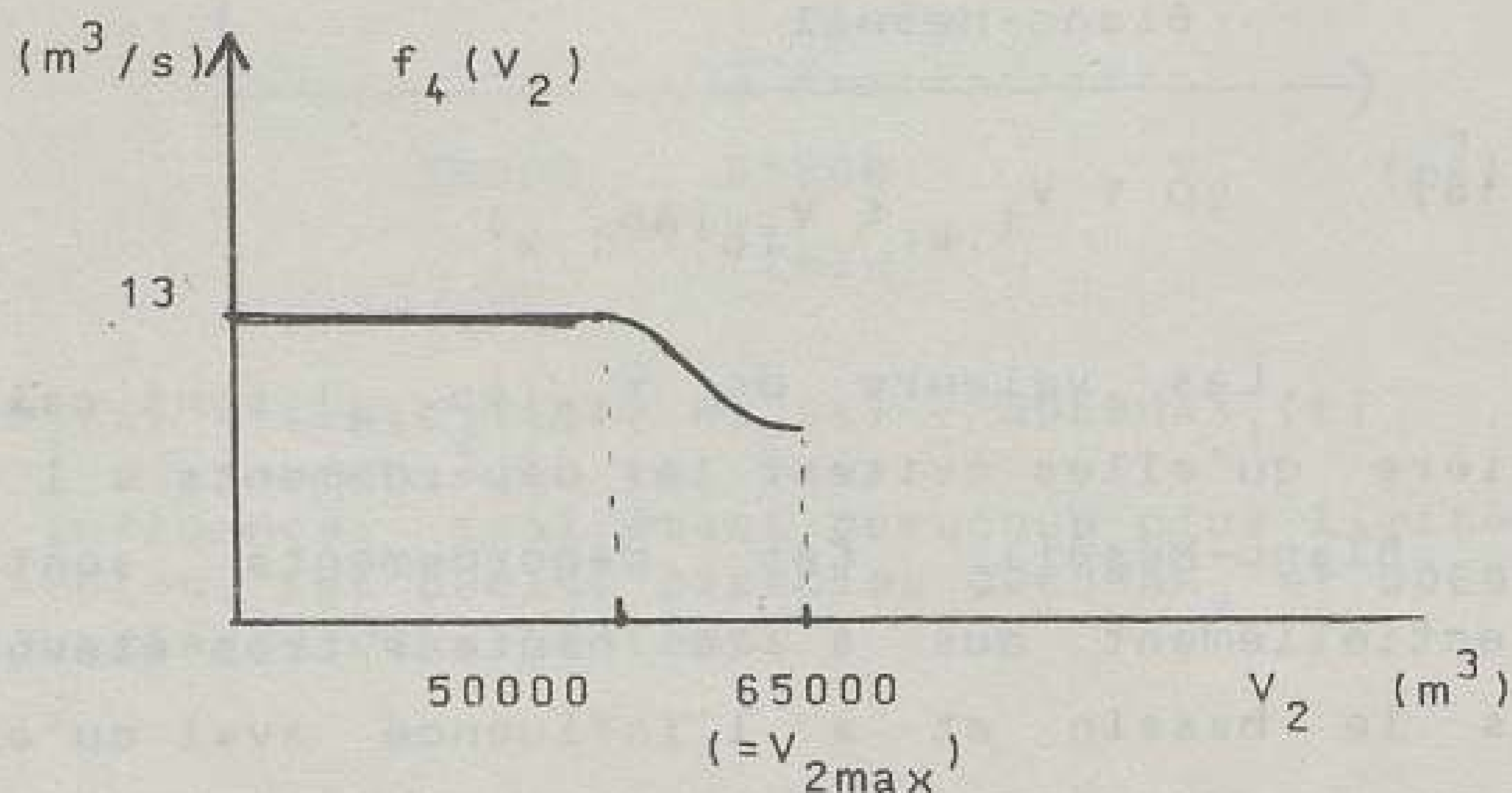
$$(4-17) \quad 0 \leq V_{2,k}$$

$$(4-18) \quad Q_{4,k} \leq f_4(V_{2,k-1})$$

Cette contrainte traduit l'effet du bassin de Pont-Yblon sur l'écoulement amont. En effet, lorsque ce bassin se remplit, il obère progressivement l'écoulement en provenance de Blanc-Mesnil et, au lieu de déborder lui-même, il impose un débordement au point de débordement n°1. Ainsi, les équations (4-10) et (4-18) remplacent-elles une éventuelle équation $V_{2,k} \leq V_{2\max}$ qui serait acceptable s'il n'y avait pas d'influences aval du bassin.

Les variables $Q_4(t)$ et $Q_{DEBMAX_1}(t)$ étant liées par les équations (4-2), (4-3), et (4-11), les deux expressions (4-10) et (4-18) sont redondantes, mais utiles pour expliquer les principes du modèle.

Après une étude hydraulique précise, la fonction f_4 a été prise de la forme suivante :



. sur la capacité des collecteurs du réseau

$$(4-19) \quad Q_{1,k} \leq Q_{1max}$$

$$(4-20) \quad Q_{5,k} \leq Q_{5max}$$

Ces contraintes permettent de limiter les débits régulés aux capacités des collecteurs 1 et 3 qui les transitent.

. Sur le fonctionnement de la vanne et du jeu de siphons des bassins de Pont-Yblon

Le fonctionnement de ces siphons offre une plage de contrôle moins importante que celle des vannes du bassin de Blanc-Mesnil, mais ils sont plus simples à exploiter, avec un risque de blocage ou de dysfonctionnement bien moindre.

Ce fonctionnement ne peut pas être représenté sous forme de classiques lois de fonctionnement et de contraintes, mais par le petit algorithme suivant, faisant intervenir l'état d'amorçage du siphon.

Au début de chaque pas de temps k , les plages de contrôle sont les suivantes :

- si les siphons de vidange ne sont pas amorcés :

. Si $Q_{4,k} \leq 4,5 \text{ m}^3/\text{s}$ et $V_{2,k} \geq 3000 \text{ m}^3$, il existe deux plages possibles :

. $Q_{5\text{min}} \leq Q_{5,k} \leq Q_{4,k}$ et les siphons restent désamorcés.

. $Q_{5,k} = 6,0 \text{ m}^3/\text{s}$ jusqu'à ce que le bassin se vide ($V_2 = 0$) et les siphons s'amorcent et le resteront jusqu'au pas de temps suivant).

(4-21)

. dans tous les autres cas, il n'existe qu'une seule plage possible :

. $Q_{5,k} \leq Q_{4,k}$ et les siphons restent désamorcés.

- si les siphons de vidange sont amorcés :

. si $Q_{4,k} \leq 4,5 \text{ m}^3/\text{s}$, il existe deux plages possibles :

. $Q_{5\text{min}} \leq Q_{5,k} \leq Q_{4,k}$ et les siphons se désamorcent.

. $Q_{5,k} = 6,0 \text{ m}^3/\text{s}$ jusqu'à ce que le bassin se vide ($V_2 = 0$), et les siphons restent amorcés.

(4-22)

. si $Q_{4,k} \geq 4,5 \text{ m}^3/\text{s}$, il n'existe qu'une plage :

. $Q_{5\text{min}} \leq Q_{5,k} \leq Q_{4,k}$ et les siphons se désamorcent.

Lorsque les contraintes (4-17) et (4-18) entrent en conflit avec les règles de cet algorithme, ces deux contraintes gardent la priorité sur l'algorithme.

Le fonctionnement des siphons introduit une nouvelle variable d'état du système non encore répertoriée, qui est l'état d'amorçage des siphons. Il n'est pas neutre, pour la suite, de constater que cet état d'amorçage au début d'un pas de temps quelconque dépend des décisions prises auparavant. Cet état d'amorçage fait donc partie de la mémoire du système.

e) La fonction objectif

Les objectifs de la gestion se matérialisent par une fonction visant :

- . d'une part, à minimiser les volumes débordés,
- . d'autre part, à protéger le bassin en eau de Pont-Yblon,
- . enfin, à minimiser les risques, en restant le plus proche possible des positions de repli.

$$\begin{aligned}
 (4-23) \quad \text{MIN}_{\substack{Q_{1,k}, Q_{5,k} \\ k=1, N}} & \alpha_1 \int_{t=0}^T \text{Deb}_1^2(t) dt + \alpha_2 \int_{t=0}^T \text{Deb}_2^2(t) dt \\
 & + \alpha_3 \int_{t=0}^T \text{Deb}_3^2(t) dt \\
 & + \alpha_4 \sum_{k=1}^N \psi^2 [(V_{2,k} - 15000)] \\
 & + \beta_1 \sum_{k=1}^N (Q_{1,k} - Q_{1\text{repli}})^2 \\
 & + \beta_2 \sum_{k=1}^N (Q_{5,k} - Q_{5\text{repli}})^2
 \end{aligned}$$

où :

$$(4-24) \quad \psi(x) = \sup(x, 0)$$

et où 15000 m^3 est le volume du bassin sec de Pont-Yblon.

Les coefficients α_i et β_i de la fonction objectif (4-23) sont des coefficients pondérateurs reflétant la priorité donnée aux différents objectifs traduits dans la fonction (4-23). Ils peuvent être modulés en fonction de la politique de gestion du réseau.

Les élévations au carré traduisent l'aversion au risque d'un gros dommage par rapport à plusieurs petits dommages. Les exploitants du réseau souhaitent effectivement pénaliser beaucoup plus lourdement les gros débordements que les petits.

Les élévations au carré présentent en outre l'avantage de rendre différentiable la fonction objectif.

Comme il a déjà été dit précédemment, les procédures d'optimisation exposées dans ce chapitre le sont en avenir certain, c'est-à-dire, sans considérer les incertitudes sur la prévision des apports $Ap_{i,k}$.

f) Les données de l'optimisation

Outre les données physiques du réseau qui sont déterminées une fois pour toutes (caractéristiques et capacités des collecteurs, capacités des bassins de stockage, structure du modèle d'écoulement, valeurs des débits de repli...), les données du problème d'optimisation sont constituées des apports des débits qui entrent sur le réseau et des valeurs initiales des variables d'état du système.

Les apports notés $Ap_{i,k}$ dans le modèle décrit précédemment, sont les résultats de la mesure et la prévision de la pluie et du modèle de ruissellement qui transforme les hyétogrammes de pluie en hydrogrammes aux différents points d'entrée sur le réseau (avec également, pour $AP_{1,k}$, un modèle d'écoulement simulant le fonctionnement du réseau amont).

Les valeurs initiales des variables d'état sont les données transmises par les capteurs de mesure au début de la période d'optimisation.

En conclusion, on peut donc écrire que le problème d'optimisation déterministe consiste à minimiser (4-23) sous les équations d'état et les contraintes (4-1) à (4-22).

IV.2. Les méthodes de résolution envisagées

IV.2.1. La programmation dynamique

Pour résoudre un problème de contrôle d'un système dynamique, dont le domaine réalisable n'est pas convexe, la programmation dynamique apparaît comme la technique la mieux adaptée, à condition que le problème à résoudre satisfasse le principe de Bellman (Bellman, Dreyfus, 1962). Ce principe s'énonce ainsi :

"Une politique optimale est telle que, quels que soient l'état initial et la décision initiale, les décisions suivantes doivent constituer une politique optimale par rapport à l'état résultant de la première décision."

Ce principe est par exemple vérifié lorsque la fonction objectif peut être mise sous forme d'une somme d'éléments, dont chacun ne dépend que de la valeur des variables de contrôle durant un pas de temps donné et des variables d'état au début de ce pas de temps.

Il semble aisé de mettre la fonction (4-23) sous forme d'une somme d'éléments ne dépendant que des décisions $Q_{1,k}$ et $Q_{5,k}$ au pas de temps k , dès lors que l'on peut exprimer les volumes débordés $\int_{(j-1)\Delta t}^{j\Delta t} \text{Deb}_i(t) dt$, $i = 1 \text{ à } 3$, au cours du pas de temps j , comme conséquence des décisions $Q_{1,k}$ et $Q_{5,k}$ prises à un seul pas de temps k .

Or, les débits de débordement $\text{Deb}_i(t)$ sont fonctions de lâchures Q_1 et Q_5 effectuées sur différents pas de temps, du fait des temps de propagation des ondes de débits, supérieurs au pas de temps Δt de la gestion.

C'est pourquoi, afin de respecter le principe de Bellman, l'état du système au début d'un pas de temps k doit non seulement être décrit par les volumes $V_{1,k-1}$ et $V_{2,k-1}$ mais aussi par les lâchures aux pas de temps précédant k (autant de pas de temps précédant k que les temps de propagation entre les points de contrôle et les points de débordement l'exigent). On doit de plus ajouter à la description de cet état, l'état d'amorçage des siphons du bassin de Pont-Yblon au début du pas de temps k .

Ainsi, dans le cas du réseau de la Morée, et compte tenu des temps de propagation, la description complète de l'état du système au début d'un pas de temps k devrait être constituée des six valeurs suivantes :

- $V_{1,k-1}$ et $V_{2,k-1}$: volumes des bassins au début du pas de temps k (ou à la fin du pas de temps $k-1$);
- $Q_{1,k-1}$, $Q_{5,k-1}$, $Q_{5,k-2}$: lâchures aux pas de temps précédant k et représentant les flux en transit dans les collecteurs ;
- l'état d'amorçage des siphons.

A ces six variables caractérisant l'état, il faut ajouter les deux variables de contrôle $Q_{1,k}$ et $Q_{5,k}$. La dimension du problème de programmation dynamique apparaît alors comme gigantesque et tout à fait insurmontable pour une gestion en temps réel, à cause de la contrainte de temps. En effet, le temps de calcul de cette programmation dynamique augmente exponentiellement avec le nombre de variables de contrôle et de variables d'état. De ce fait, et de par les caractéristiques de l'ordinateur supportant le module d'optimisation en Seine-Saint-Denis, la contrainte de temps exposée au chapitre III n'est compatible qu'avec une programmation dynamique comportant une seule variable de contrôle et une seule variable d'état. On conçoit alors l'absolue nécessité de décomposer le système en sous-systèmes et, de plus, de simplifier considérablement la description de l'état pour chacun des sous-systèmes, surtout si, dans le futur, ce ne sont pas seulement deux organes de régulation comme dans le cas étudié ici, mais un nombre de 5 à 10 régulateurs qui doivent être gérés. Cette décomposition, assortie des simplifications, est décrite au paragraphe IV.2.1.b.

Néanmoins, on a mis en oeuvre une procédure de programmation dynamique globale sur le cas qui nous intéresse ici, en considérant l'ensemble du système et la description complète de l'état de ce système. Les résultats de cette procédure, obtenus avec un temps de calcul complètement prohibitif, serviront de référence du point de vue de l'optimalité des gestions proposées, par les méthodes d'optimisation simplifiées.

a) La programmation dynamique globale

Le modèle d'écoulement utilisé, et représenté par la fonctionnelle F du paragraphe IV-1, est un modèle linéaire de type onde cinématique, dont les coefficients ont été calés à l'aide d'un modèle de simulation plus complexe, d'intégration des équations complètes de Saint-Venant (Sogreah, 1985). Il ne permet pas, bien sûr, de tenir compte des effets de contrôle aval sur l'écoulement, mais ceux-ci ont déjà été considérés par les relations (4-10) et (4-18).

Le modèle d'écoulement s'exprime par les équations suivantes :

$$(4-25) \quad Q_{2,k} = b_{2,1} \cdot Q_{1,k} + b_{2,2} \cdot Q_{1,k-1}$$

$$(4-26) \quad Q_{4,k} = b_{4,1} \cdot Q_{3,k} + b_{4,2} \cdot Q_{3,k-1}$$

$$(4-27) \quad Q_{6,k} = b_{6,2} \cdot Q_{5,k-1} + b_{6,3} \cdot Q_{5,k-2}$$

$$(4-28) \quad Q_{8,k} = b_{8,1} \cdot Q_{7,k} + b_{8,2} \cdot Q_{7,k-1}$$

Les coefficients $b_{2,i}$, $b_{4,i}$, $b_{6,i}$, et $b_{8,i}$ sont indépendants du temps et des débits.

Afin de rendre séparable la fonction objectif (4-23), on a décomposé le calcul des débordements en une somme de termes représentant chacun la conséquence d'un seul couple de décision (Q_{1k}, Q_{5k}) , de la manière suivante :

$$(4-29) \quad \int_0^T \text{Deb}_1^2(t) dt = \sum_{j=1}^N \Delta t \cdot \text{Deb}_{1,j}^2$$

$$(4-30) \quad \int_0^T \text{Deb}_2^2(t) dt = \sum_{j=1}^N \Delta t \cdot \text{Deb}_{2,j}^2$$

$$(4-31) \quad \int_0^T \text{Deb}_3^2(t) dt = \sum_{j=1}^N \Delta t \cdot \text{Deb}_{3,j}^2$$

avec $\text{Deb}_{1,k}$ fonction de $Q_{1,k}$, $Q_{1,k-1}$, et $V_{2,k-1}$,

avec $\text{Deb}_{2,k}$ fonction de $Q_{5,k}$ et $Q_{5,k-1}$,

et avec $\text{Deb}_{3,k}$ fonction de $Q_{5,k}$, $Q_{5,k-1}$ et $Q_{5,k-2}$,

à travers les équations (4-10), (4-11), (4-12), (4-13),

(4-25), (4-26), (4-27) et (4-28).



La fonction objectif (4-23) devient alors :

$$(4-32) \quad \text{MIN}_{Q_1, Q_5} F = \sum_{k=1}^N F_k$$

$$(4-33) \quad \left[\begin{aligned} \text{où } F_k &= \alpha_1 \cdot \Delta t \cdot \text{Deb}_{1,k}^2 + \alpha_2 \cdot \Delta t \cdot \text{Deb}_{2,k}^2 \\ &+ \alpha_3 \cdot \Delta t \cdot \text{Deb}_{3,k}^2 + \alpha_4 \cdot \psi^2 (V_{2,k} - 15\,000) \\ &+ \beta_1 (Q_{1,k} - Q_{1\text{repli}})^2 \\ &+ \beta_2 (Q_{5,k} - Q_{5\text{repli}})^2 \end{aligned} \right.$$

F_k n'est fonction que des variables de contrôle $Q_{1,k}$ et $Q_{5,k}$ et des six variables d'état : $V_{1,k-1}$, $V_{2,k-1}$, $Q_{1,k-1}$, $Q_{5,k-1}$, $Q_{5,k-2}$, état d'amorçage des siphons au début du pas de temps k (noté par la suite AMOR_k et prenant la valeur 0 si les siphons sont désamorçés ou 1 dans le cas contraire).

En effet, au pas de temps k , les lâchures $Q_{1,k-1}$ et $Q_{5,k-1}$ sont considérées comme des variables d'état, alors qu'au pas de temps $(k-1)$, elles sont considérées comme variables de contrôle. Il en est de même de $Q_{5,k-2}$ au pas de temps $(k-2)$.

Dans la suite de ce paragraphe, on note E_k le vecteur d'état $(V_{1,k-1}, V_{2,k-1}, Q_{1,k-1}, Q_{5,k-1}, Q_{5,k-2}, \text{Amor}_k)$. La formulation récurrente de l'algorithme de programmation dynamique globale s'écrit alors :

$$E_{k+1} = G(Q_{1,k}, Q_{5,k}, E_k)$$

$$P_k(Q_{1,k}, Q_{5,k}, E_k) = F_k(Q_{1,k}, Q_{5,k}, E_k) + P_{k+1}^*(E_{k+1})$$

$$(Q_{1,k}^*(E_k), Q_{5,k}^*(E_k)) = \underset{(Q_{1,k}, Q_{5,k})}{\text{Arg}} (\text{MIN } P_k(Q_{1,k}, Q_{5,k}, E_k))$$

sous les contraintes définies en IV-1.

$$P_k^*(E_k) = \underset{(Q_{1,k}, Q_{5,k})}{\text{MIN}} P_k(Q_{1,k}, Q_{5,k}, E_k)$$

$$= P_k(Q_{1,k}^*(E_k), Q_{5,k}^*(E_k), E_k)$$

Les volumes $V_{1,k-1}$ et $V_{2,k-1}$ et les lâchures $Q_{1,k-1}$, $Q_{5,k-1}$, $Q_{5,k-2}$, $Q_{1,k}$, $Q_{5,k}$ sont discrétisés par pas ΔV et ΔQ . Mais pour que $V_{1,k}$ et $V_{2,k}$, fonctions de $V_{1,k-1}$, $V_{2,k-1}$, $Q_{1,k}$, $Q_{1,k-1}$ et $Q_{5,k}$, correspondent exactement aux pas de volume, $Q_{1,k}$ et $Q_{5,k}$ doivent être légèrement recalculés. Ils ne correspondent alors plus à un pas exact de débit.

La fonction F_k est alors calculée à l'aide des valeurs interpolées de $Q_{1,k}$ et $Q_{5,k}$, ce qui permet d'éviter la poursuite de l'algorithme de programmation dynamique avec des valeurs de la fonction objectif ne correspondant pas aux valeurs stockées des variables de décision. Il est à noter que cette précaution, nécessaire pour le déroulement correct de la procédure d'optimisation, peut conduire à une solution différente de l'optimum. Cette différence sera d'autant plus importante que le nombre de pas de temps sera grand.

Les résultats obtenus par cette méthode d'optimisation sont présentés au chapitre V. Seuls trois calculs, sur trois événements pluvieux différents, ont été menés, le temps de calcul nécessaire étant par trop important pour en mener davantage. Pour chacun des événements où l'horizon de l'optimisation est de 6 heures et le pas de temps de gestion de 15 minutes (soit 24 pas de temps), le temps de CPU nécessaire sur l'ordinateur du département de Seine Saint-Denis, supportant le système d'aide à la conduite, est de 18 heures.

b) - La décomposition-coordination avec programmation dynamique

Comme on l'a dit précédemment, la contrainte de temps de la gestion en temps réel ne permet d'appliquer la programmation dynamique que dans le cas de sous-systèmes à une seule variable de contrôle et une seule variable d'état. Il va donc falloir décomposer le système en deux sous-systèmes avec chacun une variable de contrôle Q_1 ou Q_5 . Mais il va aussi falloir simplifier la représentation de l'état de ces sous-systèmes pour pouvoir appliquer la programmation dynamique avec une seule variable d'état.

Les variables d'état les plus importantes du vecteur E_k du paragraphe précédent, sont, sans conteste, les volumes $V_{1,k-1}$ et $V_{2,k-1}$ qui régulent la gestion du système. Ce sont donc ces variables qui ont été maintenues pour décrire l'état des sous-systèmes. En revanche, on a supprimé les autres variables d'état, $Q_{1,k-1}$, $Q_{5,k-1}$, $Q_{5,k-2}$, $Amor_k$, et donc réduit la prise en compte de la mémoire du système, en simplifiant les phénomènes d'écoulement.

Le modèle d'écoulement utilisé ici ne peut donc pas être le même que celui décrit par les équations (4-25) à (4-28). Le modèle utilisé est un modèle d'écoulement simplifié, où chaque débit se propage sans se déformer avec une vitesse qui est fonction de ce débit et uniquement de lui. Ces vitesses ont été calées à l'aide d'un modèle de Saint-Venant. Le modèle s'écrit :

$$(4-34) \quad Q_2(t) = Q_1(t - t_{2,Q1})$$

$$(4-35) \quad Q_4(t) = Q_3(t - t_{4,Q3})$$

$$(4-36) \quad Q_6(t) = Q_5(t - t_{6,Q5})$$

$$(4-37) \quad Q_8(t) = Q_7(t - t_{8,Q7})$$

où les $t_{i,Qj}$ sont les temps de transit, uniquement fonction de Q_j . Un tel modèle permet ainsi d'associer à chaque lâchure Q_{1k} un débit de débordement:

$$(4-38) \quad Deb_{1,k} = \sup(Q_{1,k} + Ap_2(k\Delta t + t_{2,Q1,k}) - Q_{DEBMAX_{1k}}, 0)$$

De même à $Q_{5,k}$, on associe :

$$(4-39) \quad Deb_{2,k} = \sup(Q_{5,k} + Ap_3(k\Delta t + t_{6,Q_{5,k}}) - QDEBMAX_2, 0)$$

$$(4-40) \quad Deb_{3,k} = \sup(Q_{5,k} + Ap_4(k\Delta t + t_{8,Q_{6,k}} - Deb_{2,k} + t_{6,Q_{5,k}}) - Deb_{2,k} + Ap_3(k\Delta t + t_{6,Q_{5,k}}) - QDEBMAX_3, 0)$$

La fonction objectif (4-23) peut alors se mettre sous la forme (4-32) - (4-33), où chaque F_k n'est fonction que des variables de contrôle $Q_{1,k}$ et $Q_{5,k}$ et de deux variables d'état $V_{1,k-1}$ et $V_{2,k-1}$.

Il est clair qu'une telle simplification nuit à la représentation correcte des phénomènes d'écoulement. Elle est cependant absolument nécessaire si l'on souhaite utiliser la programmation dynamique pour la gestion en temps réel du réseau de la Morée. Les conséquences de cette simplification sur l'applicabilité et l'efficacité des stratégies de contrôle proposées par la méthode d'optimisation, seront examinées et discutées au chapitre V.

Le problème de programmation dynamique étant réduit à deux variables de contrôle et deux variables d'état, il est également nécessaire de le décomposer en deux sous-problèmes, avec chacun une variable de contrôle et une variable d'état. Les équations (4-38), (4-39) et (4-40) suggèrent la décomposition la plus naturelle, en sous-problèmes correspondant chacun à la gestion d'un des deux bassins et liés par la variable Q_4 , qui est une sortie du premier sous-problème et une entrée du second, et par les contraintes (redondantes) (4-10) ou (4-18). En décomposant ainsi, on obtient deux sous-problèmes aux caractéristiques décrites par le tableau présenté ci-après.

	Sous-problème Blanc-Mesnil	Sous-problème Pont-Yblon
Variables de contrôle	$Q_{1,k}$, $k=1\text{à}N$	$Q_{5,k}$, $k=1\text{à}N$
Variables d'état	$V_{1,k}$, $k=1\text{à}N$	$V_{2,k}$, $k=1\text{à}N$
Equations d'état	(4-2), (4-8), (4-34), (4-35), (4-38)	(4-5), (4-7), (4-9), (4-36), (4-37), (4-39), (4-40)
Contraintes	(4-14), (4-15), (4-16), (4-19)	(4-17), (4-20), (4-21), (4-22)

Tableau n° 4-1 Décomposition du réseau de la Morée

La variable de couplage des sous-problèmes ainsi décomposés est la variable $Q_{4,k}$, pour $k=1$ à N . $(Q_{4,k})_{k=1,N}$ constitue la sortie du sous-système Blanc-Mesnil et l'entrée du sous-système Pont-Yblon. Les deux sous-systèmes sont alors liés par deux relations de couplage. La première de ces relations est l'égalité entre la sortie $Q_{4,k}$ du premier sous-système et l'entrée du second. La seconde relation de couplage est exprimée par l'inégalité (4-18) (ou (4-10)).

Les fonctions objectifs de chaque sous-système s'écrivent ainsi :

$$(4-41) \quad F_1 = \sum_{k=1}^N F_{1,k}$$

$$(4-42) \quad \text{où } F_{1,k} = \alpha_1 \Delta t \text{ Deb}_{1,k}^2 + \beta_1 (Q_{1k} - Q_{1repli})^2$$

$$\text{et } F_2 = \sum_{k=1}^N F_{2,k}$$

$$(4-43) \quad \text{où } F_{2,k} = \alpha_2 \Delta t \text{ Deb}_{2,k}^2 + \alpha_3 \Delta t \text{ Deb}_{3,k}^2 + \alpha_4 \psi^2 (V_{2,k} - 15000) + \beta_2 (Q_{5,k} - Q_{2repli})^2$$

Comme on souhaite appliquer la programmation dynamique à chacun des sous-problèmes, la méthode de décomposition-coordination par les prix ne peut pas être utilisée. En effet, on a vu au chapitre II que cette méthode conduisait à ajouter de nouvelles variables de contrôle lors des optimisations décentralisées, ce qui n'est pas compatible avec l'emploi de la programmation dynamique et la contrainte de temps du chapitre III.

L'application de la méthode décomposition-coordination par les quantités conduit quant à elle au schéma représenté sur la figure n° 4-2 .

L'application de cette méthode au réseau de la Morée présente une difficulté qui réside dans la nécessité de calculer la solution de l'étape de coordination $(Q_{4,k})_{k=1,N}$ de telle manière qu'il existe au moins une solution pour la résolution du sous-problème 1. Il faudrait pour ce faire simuler à l'envers le sous-système de Blanc-Mesnil en y incluant les contraintes (4-10), (4-14), (4-15), (4-16), (4-19). Cette simulation à l'envers est très délicate, et c'est pourquoi on a renoncé à utiliser la décomposition par les quantités.

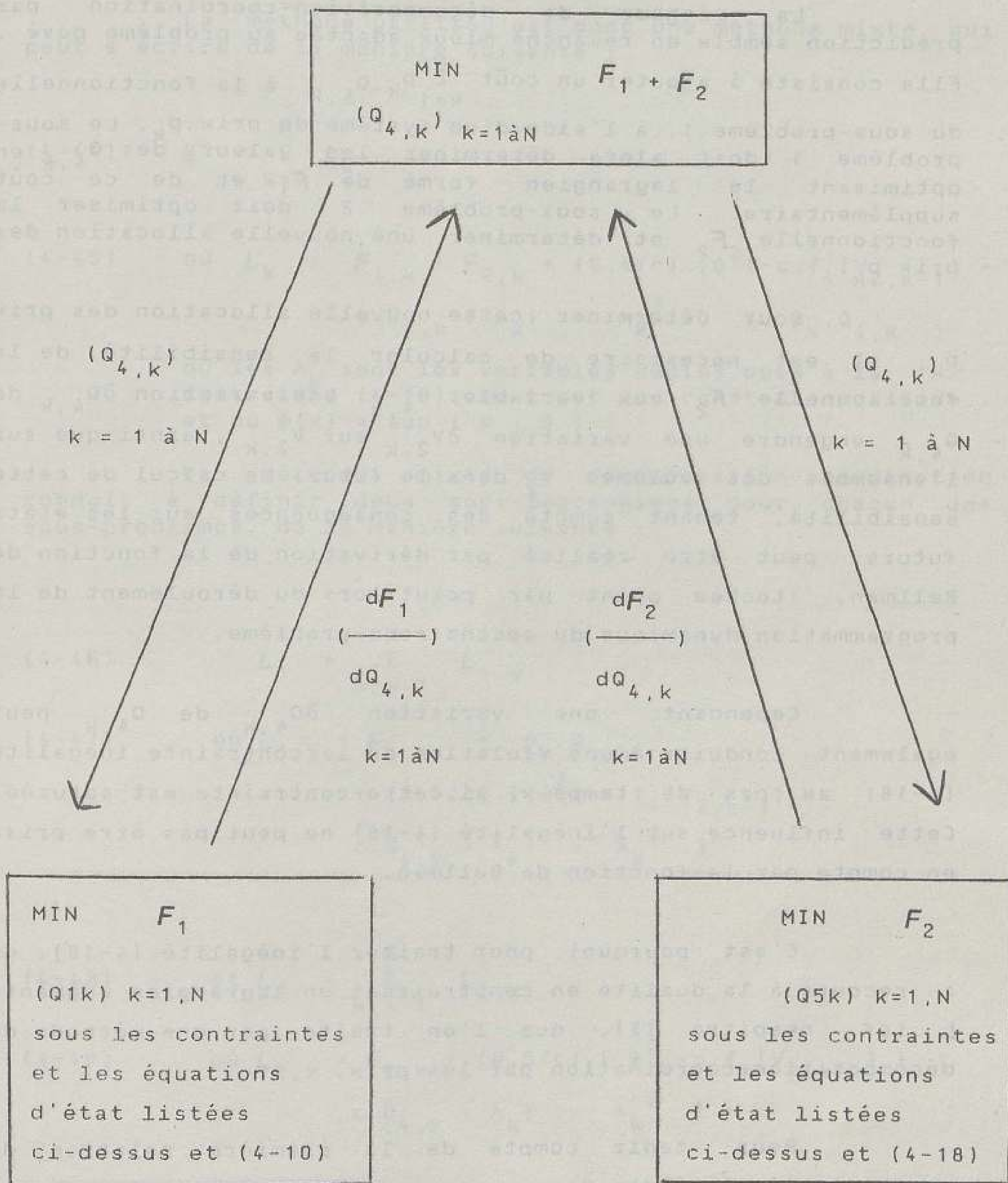


Figure n°4.2 - Décomposition-Coordination par les quantités appliquée au réseau de la Morée

La méthode de décomposition-coordination par prédiction semble en revanche mieux adaptée au problème posé. Elle consiste à ajouter un coût $\sum_{k=1}^N p_k \cdot Q_{4,k}$ à la fonctionnelle du sous-problème 1, à l'aide d'un système de prix p_k . Le sous-problème 1 doit alors déterminer les valeurs des $Q_{4,k}$ en optimisant le lagrangien formé de F_1 et de ce coût supplémentaire. Le sous-problème 2 doit optimiser la fonctionnelle F_2 et déterminer une nouvelle allocation des prix p_k .

Pour déterminer cette nouvelle allocation des prix p_k , il est nécessaire de calculer la sensibilité de la fonctionnelle F_2 aux variables $Q_{4,k}$. Une variation $\partial Q_{4,k}$ de $Q_{4,k}$ engendre une variation $\partial V_{2,k}$ sur $V_{2,k}$, ainsi que sur l'ensemble des volumes V_2 dans le futur. Le calcul de cette sensibilité, tenant compte des conséquences sur les états futurs, peut être réalisé par dérivation de la fonction de Bellman, stockée point par point lors du déroulement de la programmation dynamique du second sous-problème.

Cependant, une variation $\partial Q_{4,k}$ de $Q_{4,k}$ peut également conduire à une violation de la contrainte inégalité (4-18) au pas de temps k , si cette contrainte est saturée. Cette influence sur l'inégalité (4-18) ne peut pas être prise en compte par la fonction de Bellman.

C'est pourquoi, pour traiter l'inégalité (4-18), on a recours à la dualité en construisant un lagrangien augmenté L (cf. chapitre II), que l'on traite par une méthode de décomposition-coordination par les prix.

Pour tenir compte de la première relation de couplage (égalité des $Q_{4,k}$ sortant de Blanc-Mesnil et entrant dans Pont-Yblon), on utilise la méthode de décomposition-coordination par prédiction esquissée ci-dessus.

La méthode utilisée est donc une méthode mixte, qui peut s'écrire de la manière suivante :

$$(4-44) \quad L = \sum_{k=1}^N L_k$$

$$(4-45) \quad \text{où } L_k = F_{1,k} + F_{2,k} + (0,5/c) \cdot [\psi^2(-c \cdot f_4(v_{2,k-1}) + c \cdot Q_{4,k} + \lambda_k) - \lambda_k^2] + p_k \cdot Q_{4,k}$$

où les λ_k sont les variables duales dues à la contrainte (4-18), où c est une constante positive, et où $\psi(x) = \sup(x, 0)$.

La méthode mixte de décomposition-coordination conduit à définir deux sous-lagrangiens pour chacun des sous-problèmes, de la manière suivante :

$$(4-46) \quad L_1 = \sum_{k=1}^N L_{1,k}$$

$$(4-47) \quad \text{où } L_{1,k} = F_{1,k} + p_k \cdot Q_{4,k} + (0,5/c) \cdot [\psi^2(-c \cdot f_4(v_{2,k-1}) + c \cdot Q_{4,k} + \lambda_k) - \lambda_k^2]$$

$$(4-48) \quad \text{et } L_2 = \sum_{k=1}^N L_{2,k}$$

$$(4-49) \quad \text{où } L_{2,k} = F_{2,k} + (0,5/c) \cdot [\psi^2(-c \cdot f_4(v_{2,k-1}) + c \cdot Q_{4,k} + \lambda_k) - \lambda_k^2]$$

On note S_1 l'ensemble des équations d'état et des contraintes du sous-problème 1 répertoriées dans le tableau n°4-1 déjà présenté. On obtient de même l'ensemble S_2 des contraintes sous lequel le sous-lagrangien L_2 doit être minimisé.

La résolution du problème d'optimisation obéit alors au schéma représenté sur la figure n° 4-3.

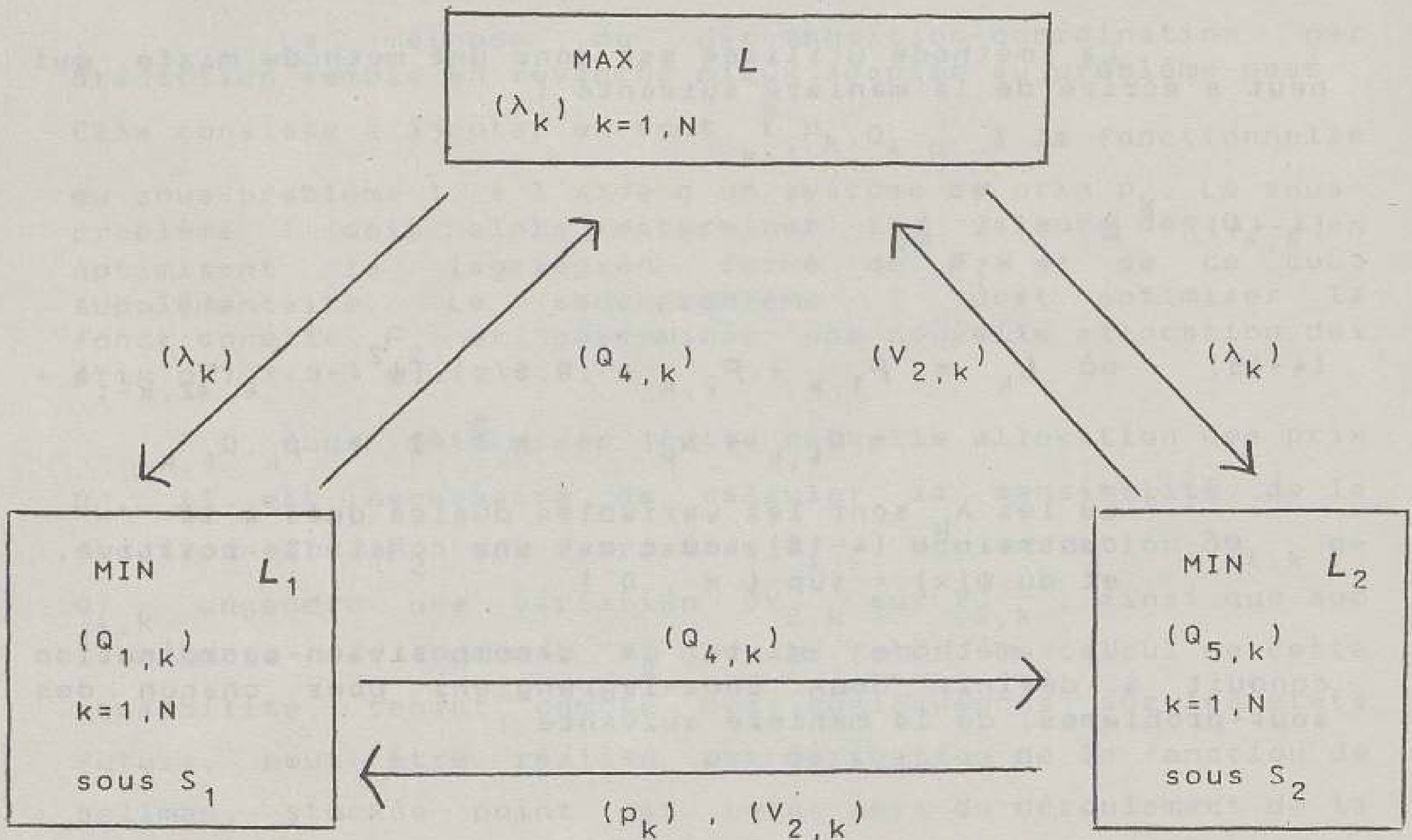


Figure n° 4.3 - Décomposition-coordination mixte appliquée au réseau de la Morée

Les sous-problèmes sont résolus séquentiellement, et non parallèlement, par programmation dynamique. On résout le sous-problème 1 avec les valeurs de (p_k) et $(V_{2,k})$ fournies par le second sous-problème, puis ce dernier à l'aide de $(Q_{4,k})$ fourni par le sous-problème Blanc-Mesnil. Le sous-problème 2 détermine également de nouvelles valeurs pour les prix p_k .

A l'aide des résultats de ces optimisations locales, l'étape de coordination détermine les nouvelles valeurs des variables duales λ_k . On relance alors l'optimisation du premier sous-problème, et ainsi de suite. La procédure est initialisée par un jeu initial de prix (p_k) , de variables duales (λ_k) et de volumes $(V_{2,k})$. Elle est répétée jusqu'à stabilisation de la valeur de L entre deux itérations successives.

Les prix p_k , déterminés par le sous-problème 2, peuvent être interprétés comme les sommes marginales qu'exige le gestionnaire du bassin de Pont-Yblon pour recevoir chaque m^3 d'eau en provenance de Blanc-Mesnil. Lors de la résolution du sous-problème 1, le gestionnaire de Blanc-Mesnil, devant tenir compte de ce coût dans sa fonction objectif, choisit s'il préfère payer cette somme ou bien s'il préfère envoyer moins d'eau à l'aval, en la gardant dans son bassin si celui-ci n'est pas plein, ou en risquant des débordements au point de débordement n°1.

Lors de la résolution du sous-problème 2, l'estimation des prix p_k est faite en référence à la sensibilité du lagrangien L_2 aux variables $Q_{4,k}$ par dérivation de la fonction de Bellman (Carpentier P., 1983).

En reprenant les notations du paragraphe précédent consacré à la programmation dynamique, on obtient ainsi un nouveau prix \tilde{p}_k par :

$$\tilde{p}_k = \frac{\partial P_{k+1}^*(E_{k+1})}{\partial V_{2,k}} \cdot \frac{\partial V_{2,k}}{\partial Q_{4,k}} \quad (4-50)$$

Le calcul de la première dérivée $\partial P_{k+1}^*(E_{k+1}) / \partial V_{2,k}$ est effectué par approximation linéaire à l'aide des valeurs $P_{k+1}^*(E_{k+1})$, $P_{k+1}^*(E_{k+1} + \Delta E)$, $P_{k+1}^*(E_{k+1} - \Delta E)$, stockées au cours du processus de programmation dynamique.

Afin d'éviter les oscillations dans la détermination des prix p_k au cours des itérations, on a utilisé une procédure de sous-relaxation permettant de passer des prix p_k de l'itération j , aux prix p_k^{j+1} de l'itération $j+1$ par :

$$p_k^{j+1} = \rho \cdot \tilde{p}_k^{j+1} + (1-\rho) \cdot p_k^j \quad (4-51)$$

\tilde{p}_k^{j+1} étant déterminé comme indiqué précédemment et ρ étant un coefficient de sous-relaxation constant.

Lors de l'étape de coordination, les variables λ_k^{j+1} de l'itération $j+1$ sont estimées par :

$$\lambda_k^{j+1} = \lambda_k^j + \sigma \cdot \frac{\partial L}{\partial \lambda_k}(Q_4, V_2) \quad (4-52)$$

où σ est pris constant et inférieur à 2.c .

Cette méthode a été mise en oeuvre, en appliquant l'algorithme de calcul suivant, où $\Pi = (\rho_k)_{k=1, N}$ et $\Lambda = (\lambda_k)_{k=1, N}$

i) Choix des valeurs initiales de Π^1 et de Λ^1 .

Détermination de V_2 initial par application des consignes de gestion locales. Faire $j = 1$.

ii) Résoudre le sous-problème 1 par programmation

dynamique avec $\Pi = \Pi^j$, $\Lambda = \Lambda^j$ et $V_2 = V_2^{j-1}$, sous les contraintes S_1 .

Obtenir la solution $Q_1(\Pi^j, \Lambda^j)$.

En déduire $Q_4^j = Q_4(\Pi^j, \Lambda^j)$.

A l'aide de Q_4^j , résoudre le sous-problème 2 sous les contraintes S_2 .

Obtenir la solution $Q_5(\Pi^j, \Lambda^j)$.

En déduire $V_2^j = V_2(\Pi^j, \Lambda^j)$

Calculer les prix Π^{j+1} par dérivation de la fonction de Bellman et sous-relaxation, comme indiqué précédemment.

iii) Calculer le lagrangien $L(\Pi^j, \Lambda^j)$, à l'aide de $Q_1(\Pi^j, \Lambda^j)$, $Q_5(\Pi^j, \Lambda^j)$ et des variables d'état associées.

$$\text{Si } \frac{L(\Pi^j, \Lambda^j) - L(\Pi^{j-1}, \Lambda^{j-1})}{L(\Pi^{j-1}, \Lambda^{j-1})} < \epsilon, \text{ stop.} \quad (4-53)$$

On a pris ici $\epsilon = 0,01$.

Sinon aller en iv.

iv) Calculer Λ^{j+1} par :

$$\lambda_k^{j+1} = \lambda_k^j + \sigma \cdot \frac{\partial L}{\partial \lambda_k} (Q_4, V_2)$$

$$(4-54) \quad = (1 - \sigma/c) \lambda_k^j + (\sigma/c) \cdot \psi(-c \cdot f_4(V_{2,k-1}^j) + c \cdot Q_{4,k}^j + \lambda_k^j)$$

v) Faire $j=j+1$ et aller en ii.

Les résultats fournis par la méthode sont donnés et discutés au chapitre V. Il est cependant nécessaire pour les interpréter de bien garder en mémoire les simplifications faites sur le modèle d'écoulement et l'absence de prise en compte de la mémoire du système. Ces simplifications ont des conséquences sur le calcul des débordements, nécessairement inexact parce que l'on n'y fait intervenir les lâchures qu'à un seul pas de temps. Elles interdisent également de prendre en compte, lors de la phase aller de la programmation dynamique, l'état d'amorçage des siphons de Pont-Yblon. C'est pourquoi les stratégies de contrôle obtenues ont été simulées à posteriori par un modèle d'écoulement précis, afin d'évaluer correctement leur efficacité.

IV.2.2 - Les conditions de Kuhn et Tucker

a) Formulation du problème

Dans le problème d'optimisation établi au paragraphe IV.1, on a cherché à appliquer les conditions de Kuhn et Tucker de l'optimisation non linéaire. Comme il est quasiment impossible de vérifier les conditions de qualification des contraintes (cf. chapitre II), on a supposé que celles-ci étaient satisfaites. La méthode de référence (programmation dynamique globale) permettra de juger de la qualité des résultats obtenus.

Pour ce faire, le modèle d'écoulement utilisé est le modèle décrit par les équations (4-25) à (4-28), et la fonction objectif est mise sous la forme (4-32)-(4-33). Les contraintes inégalités portant sur les variables d'état sont traitées par dualité à l'aide de la construction d'un lagrangien augmenté J (cf. chapitre II). Malgré la non convexité du problème d'optimisation, on espère l'existence

d'un point selle qui, s'il existe, constitue une condition suffisante d'optimalité.

Ce lagrangien augmenté J se construit à l'aide de (4-32) , (4-33) , (4-16) , (4-17) , (4-18) :

$$\begin{aligned}
 (4-55) \quad J &= \sum_{k=1}^N \alpha_1 \cdot \Delta t \cdot \psi^2 (-QDEBMAX_{1k} + Q_{2,k} + Ap_{2,k}) \\
 &\quad + \alpha_2 \cdot \Delta t \cdot \psi^2 (-QDEBMAX_2 + Q_{6,k} + Ap_{3,k}) \\
 &\quad + \alpha_3 \cdot \Delta t \cdot \psi^2 (-QDEBMAX_3 + Q_{8,k} + Ap_{4,k}) \\
 &\quad + \alpha_4 \cdot \psi^2 (V_{2,k} - 15\,000) \\
 &\quad + \beta_1 \cdot (Q_{1,k} - Q_{1repli})^2 \\
 &\quad + \beta_2 \cdot (Q_{5,k} - Q_{5repli})^2 \\
 &\quad + [1/(2 \cdot c_1)] \cdot [\psi^2 (-c_1 \cdot V_{1,k} + p_{1,k}) - p_{1,k}^2] \\
 &\quad + [1/(2 \cdot c_2)] \cdot [\psi^2 (-c_2 \cdot V_{10} (Ap_{1,k}) + c_2 \cdot V_{1,k} + p_{2,k}) - p_{2,k}^2] \\
 &\quad + [1/(2 \cdot c_3)] \cdot [\psi^2 (-c_3 \cdot V_{2,k} + p_{3,k}) - p_{3,k}^2] \\
 &\quad + [1/(2 \cdot c_4)] \cdot [\psi^2 (-c_4 \cdot f_4 (V_{2,k-1}) + c_4 \cdot Q_{4,k} + p_{4,k}) - p_{4,k}^2]
 \end{aligned}$$

(équations 4-32 et 4-33)

(contrainte 4-16)

(contrainte 4-16)

(contrainte 4-17)

(contrainte 4-18)

où ψ est une fonction réelle telle que :

$$(4-56) \quad \psi(x) = \sup(x, 0)$$

Le point selle du lagrangien J , solution de :

$$(4-57) \quad \text{MAX}_{(p_{j,k})} \quad \text{MIN}_{(Q_{i,k})} \quad J$$

$$j=1 \text{ à } 4 \quad i=1 \text{ et } 5$$

est approché par un algorithme d'Arrow-Hurwicz (Arrow K.J., Hurwicz L., 1960), qui consiste à appliquer alternativement un pas de gradient en $Q_i, i=1$ et 5, et un pas de gradient en $p_j, j=1$ à 4.

Le calcul des dérivées de J par rapport aux Q_i fait intervenir les variables d'état directement liées aux Q_i par la dynamique du système. Il peut être réalisé par le calcul de dérivées d'une série de fonctions composées. Ce calcul devient lourd dès que le nombre de variables d'état augmente. C'est pourquoi on a recours à un procédé de calcul qui consiste à introduire les équations d'état caractérisant la dynamique du système, au sein de la fonctionnelle J à dériver, à l'aide de variables $(\lambda_{j,k})$.

Ce procédé de calcul conduit à travailler sur la fonctionnelle L définie par :

$$(4-58) \quad L = J$$

$$(4-25) \quad + \sum_{k=1}^N \lambda_{1k} \cdot (Q_{2,k} - b_{2,1} \cdot Q_{1,k} - b_{2,2} \cdot Q_{1,k-1})$$

$$(4-2, 4-11 \text{ et } 4-26) \quad \left\{ \begin{array}{l} + \lambda_{2k} \cdot (Q_{4,k} - b_{4,1} \cdot Q_{2,k} - b_{4,2} \cdot Q_{2,k-1} \\ - b_{4,1} \cdot Ap_{2,k} - b_{4,2} \cdot Ap_{2,k-1} \\ + b_{4,1} \cdot \psi(-QDEBMAX_{1,k} + Q_{2,k} + Ap_{2,k}) \\ + b_{4,2} \cdot \psi(-QDEBMAX_{1,k-1} + Q_{2,k-1} + Ap_{2,k-1}) \end{array} \right.$$

$$(4-27) \quad + \lambda_{3k} \cdot (Q_{6,k} - b_{6,2} \cdot Q_{5,k-1} - b_{6,3} \cdot Q_{5,k-2})$$

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned}
 & \text{(équations 4-5, 4-12 et 4-28)} \\
 & \text{(équation 4-8)} \\
 & \text{(équation 4-9)}
 \end{aligned} \right\} \begin{aligned}
 & + \lambda_{4k} \cdot (Q_{8,k} - b_{8,1} \cdot Q_{6,k} - b_{8,2} \cdot Q_{6,k-1} \\
 & - b_{8,1} \cdot Ap_{3,k} - b_{8,2} \cdot Ap_{3,k-1} \\
 & + b_{8,1} \cdot \psi(-QDEBMAX_2 + Q_{6,k} + Ap_{3,k}) \\
 & + b_{8,2} \cdot \psi(-QDEBMAX_2 + Q_{6,k-1} + Ap_{3,k-1})) \\
 & + \lambda_{5k} \cdot (V_{1,k} - V_{1,k-1} - \Delta t \cdot Ap_{1,k} + \Delta t \cdot Q_{1,k}) \\
 & + \lambda_{6k} \cdot (V_{2,k} - V_{2,k-1} - \Delta t \cdot Q_{4,k} + \Delta t \cdot Q_{5,k})
 \end{aligned}
 \end{aligned}$$

On peut montrer en effet que :

$$\frac{dJ}{dQ_{i,k}} = \frac{\partial L}{\partial Q_{i,k}}$$

si les valeurs des $\lambda_{j,k}$ sont définies par :

$$(4-59) \quad \frac{\partial L}{\partial Q_{2,k}} = \frac{\partial L}{\partial Q_{4,k}} = \frac{\partial L}{\partial Q_{6,k}} = \frac{\partial L}{\partial Q_{8,k}} = \frac{\partial L}{\partial V_{1,k}} = \frac{\partial L}{\partial V_{2,k}} = 0$$

(les contraintes inégalités sont prises en compte par dualité au sein de J , qui est incluse dans L)

L'algorithme utilisé est détaillé dans le paragraphe suivant. Il se présente ainsi :

- i) Initialiser l'algorithme par les valeurs de $p_{1,k}^1$, $p_{2,k}^1$, $p_{3,k}^1$, $p_{4,k}^1$, et une stratégie initiale $(Q_{1,k}^1, Q_{5,k}^1)$, issue par exemple des consignes locales de gestion. En déduire les valeurs des variables d'état. Faire $l=1$.

ii) Calculer de nouvelles valeurs pour $Q_{1,k}$ et $Q_{5,k}$ par :

$$(4-60) \quad Q_{i,k}^{l+1} = Q_{i,k}^l - \tau \cdot \frac{\partial L}{\partial Q_{i,k}} (Q^l, \lambda^l, p^l), \text{ pour } i=1 \text{ et } 5$$

et projeter les valeurs de $Q_{1,k}^{l+1}$ et $Q_{5,k}^{l+1}$ sur le domaine réalisable (contraintes 4-14, 4-19, 4-20)

Pour évaluer le gradient $\frac{\partial L}{\partial Q_i}$, il faut :

calculer les valeurs de $\lambda_{1,k}^l, \lambda_{2,k}^l, \lambda_{3,k}^l, \lambda_{4,k}^l, \lambda_{5,k}^l, \lambda_{6,k}^l$ par (4-59) à l'aide des valeurs de $Q_{1,k}^l, Q_{5,k}^l, Q_{2,k}^l, Q_{4,k}^l, Q_{6,k}^l, Q_{8,k}^l, V_{1,k}^l, V_{2,k}^l$.

iii) En déduire les variables d'état $Q_{2,k}^{l+1}, Q_{4,k}^{l+1}, Q_{6,k}^{l+1}, Q_{8,k}^{l+1}, V_{1,k}^{l+1}, V_{2,k}^{l+1}$ par les équations représentant la dynamique du système : (4-25), (4-26), (4-27), (4-28), (4-8), (4-9), (4-10), (4-11), (4-12), (4-13).

iv) Calculer de nouvelles valeurs pour $p_{j,k}, j=1 \text{ à } 4$, par :

$$(4-61) \quad p_{i,k}^{l+1} = p_{i,k}^l + \sigma_i \cdot \frac{\partial L}{\partial p_{i,k}} (Q^{l+1}, p^l), \text{ pour } i=1,2,3,4$$

v) Vérifier un critère sur $Q_{j,k}^{l+1}$ et $Q_{j,k}^l$, et sur $p_{i,k}^{l+1}$ et $p_{i,k}^l$, où $j=1$ et 5 , et $i=1,2,3,4$.

Sinon faire $l = l+1$ et retourner en ii.

Contrairement à la méthode précédente, cet algorithme traduit une méthode d'optimisation généralement considérée comme globale, bien qu'elle puisse être apparentée aux méthodes de décomposition-coordination (Cohen G., 1978).

Bien que n'utilisant pas la décomposition, on verra au chapitre V que cette méthode est particulièrement rapide pour le réseau de la Morée, qui ne comporte, il est vrai, que deux organes de régulation. Elle semble même être la seule, parmi les trois mises en oeuvre, à laisser espérer la prise en compte des incertitudes de prévision de la pluie dans l'optimisation, tout en respectant la contrainte de temps du chapitre III.

b) Détail de l'algorithme de résolution :

- détail de l'étape ii :

Calcul de :

- λ_{5k} par $\frac{\partial L}{\partial V_{1,k}} = 0$, soit par :

$$(4-62) \quad \begin{cases} \lambda_{5,k} - \lambda_{5,k+1} - \psi(-c_1 \cdot V_{1,k} + p_{1,k}) + \psi(-c_2 \cdot V_{10}(Ap_{1,k}) \\ + c_2 \cdot V_{1,k} + p_{2,k}) = 0 \end{cases}$$

Le calcul est initialisé par $\lambda_{5,N} = -w \cdot V_{1,N}$, ce qui revient à minimiser V_1 en fin de période de pilotage. Le coefficient w , analogue aux coefficients $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \beta_1$ et β_2 , doit être choisi suffisamment faible pour que les objectifs de (4-23) restent largement prioritaires devant cette minimisation de $V_{1,N}$.

- λ_{6k} par $\frac{\partial L}{\partial V_{2,k}} = 0$, soit par :

$$(4-63) \quad \begin{cases} \lambda_{6,k} - \lambda_{6,k+1} + 2 \cdot \alpha_4 \cdot \psi(V_{2,k} - 15\ 000) \\ - \psi(-c_3 \cdot V_{2,k} + p_{3,k}) \\ - f'_4(V_{2,k-1}) \cdot \psi(-c_4 \cdot f_4(V_{2,k-1}) + c_4 \cdot Q_{4,k} + p_{4,k}) = 0 \end{cases}$$

Le calcul est initialisé par $\lambda_{6,N} = -w \cdot V_{2,N}$, ce qui revient à minimiser V_2 en fin de période de pilotage, avec le même coefficient w que pour $V_{1,N}$.

$$- \lambda_{2k} \text{ par } \frac{\partial L}{\partial Q_{4,k}} = 0, \text{ soit par :}$$

$$(4-64) \quad \lambda_{2k} - \lambda_{6k} \cdot \Delta t + \psi(-c_4 \cdot f_4(V_{2,k-1}) + c_4 \cdot Q_{4,k} + p_{4,k}) = 0$$

$$- \lambda_{1k} \text{ par } \frac{\partial L}{\partial Q_{2,k}} = 0, \text{ soit par :}$$

$$(4-65) \quad \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot \alpha_1 \cdot \Delta t \cdot \psi(-QDEBMAX_1 + Q_{2,k} + Ap_{2,k}) + \lambda_{1k} \\ + \left\{ \begin{array}{l} - \lambda_{2k} \cdot b_{4,1}, \text{ si } Q_{2,k} + Ap_{2,k} \geq QDEBMAX_{1,k} \\ 0, \text{ sinon} \end{array} \right. \\ + \left\{ \begin{array}{l} - \lambda_{2,k+1} \cdot b_{4,2}, \text{ si } Q_{2,k-1} + Ap_{2,k-1} \geq QDEBMAX_{1,k-1} \\ 0, \text{ sinon} \end{array} \right. \\ = 0 \end{array} \right.$$

$$- \lambda_{4k} \text{ par } \frac{\partial L}{\partial Q_{8,k}} = 0, \text{ soit par :}$$

$$(4-66) \quad 2 \cdot \alpha_3 \cdot \Delta t \cdot \psi(-QDEBMAX_3 + Q_{8,k} + Ap_{4,k}) + \lambda_{4k} = 0$$

$$- \lambda_{3k} \text{ par } \frac{\partial L}{\partial Q_{6,k}} = 0, \text{ soit par :}$$

$$(4-67) \quad \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot \alpha_2 \cdot \Delta t \cdot \psi(-QDEBMAX_2 + Q_{6,k} + Ap_{3,k}) + \lambda_{3k} \\ + \left\{ \begin{array}{l} - \lambda_{4k} \cdot b_{8,1}, \text{ si } Q_{6,k} + Ap_{3,k} \geq QDEBMAX_2 \\ 0, \text{ sinon} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} + \left\{ \begin{array}{l} - \lambda_{4,k+1} \cdot b_{8,2} , \text{ si } Q_{6,k-1} + Ap_{3,k-1} \geq Q_{DEBMAX_2} \\ 0 , \text{ sinon} \end{array} \right. \\ = 0 \end{array} \right.$$

$$(4-68) \quad Q_{1,k}^{1+1} = \text{Proj} [Q_{1,k}^1 - \tau [- \lambda_{1,k}^1 \cdot b_{2,1} - \lambda_{1,k+1}^1 \cdot b_{2,2} + \lambda_{5k}^1 \cdot \Delta t + 2 \cdot \beta_1 \cdot (Q_{1,k}^1 - Q_{1repli})]]$$

où Proj est l'opérateur de projection sur le domaine réalisable.

$$(4-69) \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_{5,k}^{1+1} = \text{Proj} [Q_{5,k}^1 - \tau [-\lambda_{3,k-1}^1 \cdot b_{6,2} - \lambda_{3,k-2}^1 \cdot b_{6,3} + \lambda_{6k}^1 \cdot \Delta t + 2 \cdot \beta_2 \cdot (Q_{5,k}^1 - Q_{5repli})]] \end{array} \right.$$

- détail de l'étape iv :

$$(4-70) \quad p_{1,k}^{1+1} = (1 - \sigma_1 / c_1) \cdot p_{1,k}^1 + (\sigma_1 / c_1) \cdot \psi(-c_1 \cdot V_{1,k}^{1+1} + p_{1,k}^1)$$

$$(4-71) \quad p_{2,k}^{1+1} = (1 - \sigma_2 / c_2) \cdot p_{2,k}^1 + (\sigma_2 / c_2) \cdot \psi(-c_2 \cdot V_{10}(Ap_{1,k}) + c_2 \cdot V_{1,k}^{1+1} + p_{2,k}^1)$$

$$(4-72) \quad p_{3,k}^{1+1} = (1 - \sigma_3 / c_3) \cdot p_{3,k}^1 + (\sigma_3 / c_3) \cdot \psi(-c_3 \cdot V_{2,k}^{1+1} + p_{3,k}^1)$$

$$(4-73) \quad p_{4,k}^{1+1} = (1 - \sigma_4 / c_4) \cdot p_{4,k}^1 + (\sigma_4 / c_4) \cdot \psi(-c_4 \cdot f_4(V_{2,k-1}^{1+1}) + c_4 \cdot Q_{4,k}^{1+1} + p_{4,k}^1)$$

Les pas de gradient σ_i ont été pris constants et inférieurs à $2 \cdot c_i$.

c) Conclusion :

En résumé, trois méthodes d'optimisation ont été mises en oeuvre sur le réseau de la Morée :

- la programmation dynamique globale, qui sert uniquement de référence pour l'efficacité des deux autres, le temps de calcul qu'elle nécessite étant tout à fait prohibitif pour espérer une application en temps réel ;
- la programmation dynamique simplifiée, avec une méthode de décomposition - coordination mixte. Cette méthode nécessite certaines simplifications dans le calcul de l'écoulement dont il conviendra d'évaluer les conséquences sur les gestions proposées ;
- la théorie de la programmation non linéaire avec un lagrangien augmenté et une méthode d'optimisation globale (algorithme d'Arrow-Hurwicz), particulièrement rapide dans le cas d'un réseau avec deux organes de régulation.

Les résultats de ces trois méthodes sont présentés et analysés dans le chapitre suivant.



CHAPITRE VANALYSE DES RESULTATS ET DES ETUDES DE SENSIBILITEDES METHODES D'OPTIMISATION DETERMINISTES

Dans ce chapitre, les trois méthodes d'optimisation mises en oeuvre sur le réseau de la Morée sont repérées par le nom du programme informatique qui les utilise :

- pour la méthode de programmation dynamique globale : GLOBALE.
- pour la méthode de programmation dynamique simplifiée, avec décomposition-coordination : PRODYN.
- pour la méthode utilisant la théorie de l'optimisation non linéaire, avec lagrangien augmenté et algorithme d'Arrow-Hurwicz : KUTUC.

Dans le paragraphe V.1., on expose les résultats obtenus par ces trois méthodes sur trois événements pluvieux bien différenciés. On indique les valeurs utilisées pour les variables de données, ainsi que les temps de calcul (temps CPU) que requiert chacune des méthodes avec l'ordinateur du Service d'Assainissement sur lequel elles doivent être implantées. Enfin, on analyse ces résultats en vue de dégager la méthode la plus apte à être mise en oeuvre de façon opérationnelle au sein du système d'aide à la conduite.

Dans le chapitre V.2., on complète cette analyse en présentant les études de sensibilité des deux méthodes PRODYN et KUTUC, seules susceptibles d'être opérationnelles. Ces études de sensibilité sont réalisées sur l'ensemble des paramètres et des données du modèle d'optimisation. Pour les hydrogrammes entrant sur le réseau, seules quelques simulations ont été réalisées. Le chapitre VI est en effet entièrement consacré à la prise en compte des incertitudes qui pèsent sur ces hydrogrammes.

V.1. Résultats des simulations

V.1.1. Les événements pluvieux

Afin de tester les deux méthodes d'optimisation susceptibles de proposer des stratégies de gestion tout en respectant les contraintes du système mis en place en

Seine-Saint-Denis, et de les comparer à la méthode de programmation dynamique globale, on a choisi d'effectuer des simulations pour trois évènements pluvieux historiques bien différenciés.

Parmi ces trois pluies historiques, deux sont des pluies moyennes dont la répartition spatiale est très différente. La pluie du 31/08/83 est une pluie moyenne presque entièrement concentrée sur le bassin versant de la Morée, en amont du bassin de Blanc-Mesnil. Celle du 14/09/83 est une pluie assez forte, concentrée sur l'aval du bassin de la Morée et sur le bassin versant du Croult, la précipitation étant restée faible à l'amont du bassin de Blanc-Mesnil.

La troisième pluie simulée est celle du 26/06/83, particulièrement importante sur l'ensemble des bassins versants drainés par le réseau étudié.

Pour chacun de ces évènements, on donne sur les figures 5.1 à 5.6, la carte des courbes isohyètes, ainsi que les hydrogrammes auxquels ils ont donné lieu aux quatre points d'injection de débit du réseau modélisé au chapitre précédent.

La durée de simulation a été prise égale à 6 heures pour chaque évènement, et le pas de temps de gestion est égal à 15 minutes. Il existe donc 24 pas de gestion pour chaque pluie.

V.1.2. Les données des méthodes d'optimisation

Afin d'effectuer les premières simulations, on a donné aux paramètres des trois méthodes d'optimisation les valeurs suivantes :

- paramètres relatifs à chacune des techniques d'optimisation :

. méthode GLOBALE et PRODYN :

- pas de discrétisation du volume des bassins ΔV , égal à : 1000 m^3
- pas de discrétisation ΔQ des lâchures Q_1 et Q_5 , égal à : $1 \text{ m}^3/\text{s}$. (Ce qui correspond à 900 m^3 lâchés durant un pas de temps de 15 minutes)

. méthode PRODYN :

- l'algorithme de décentralisation-coordination a été initialisé avec un vecteur de prix Π^1 uniforme, dont toutes les composantes étaient

Figure 5.1 Courbes isohvètes de la pluie du 14/09/1983

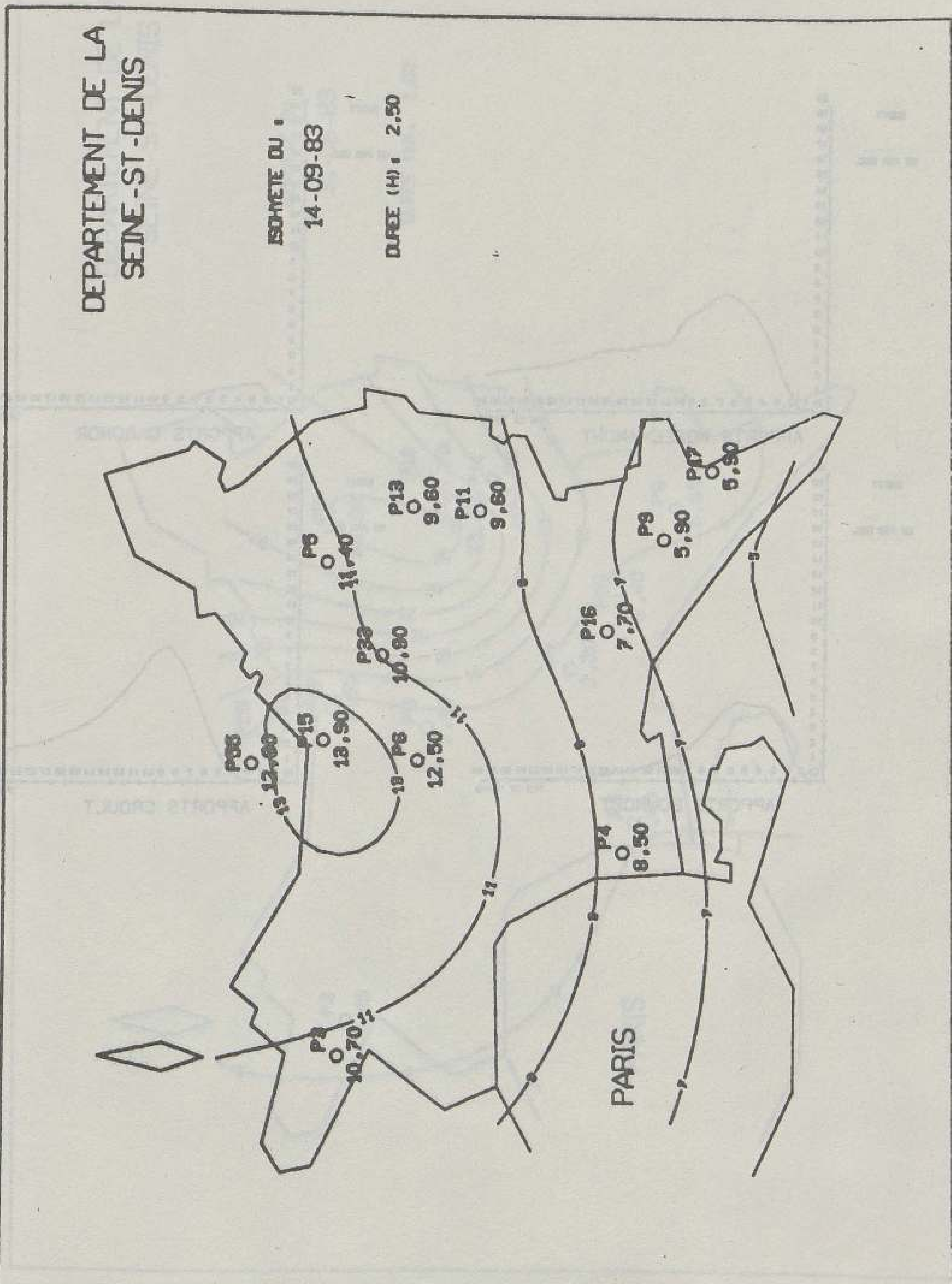


Figure 5.2 Hydrogrammes entrant sur le réseau pour la pluie du 14/09/1983

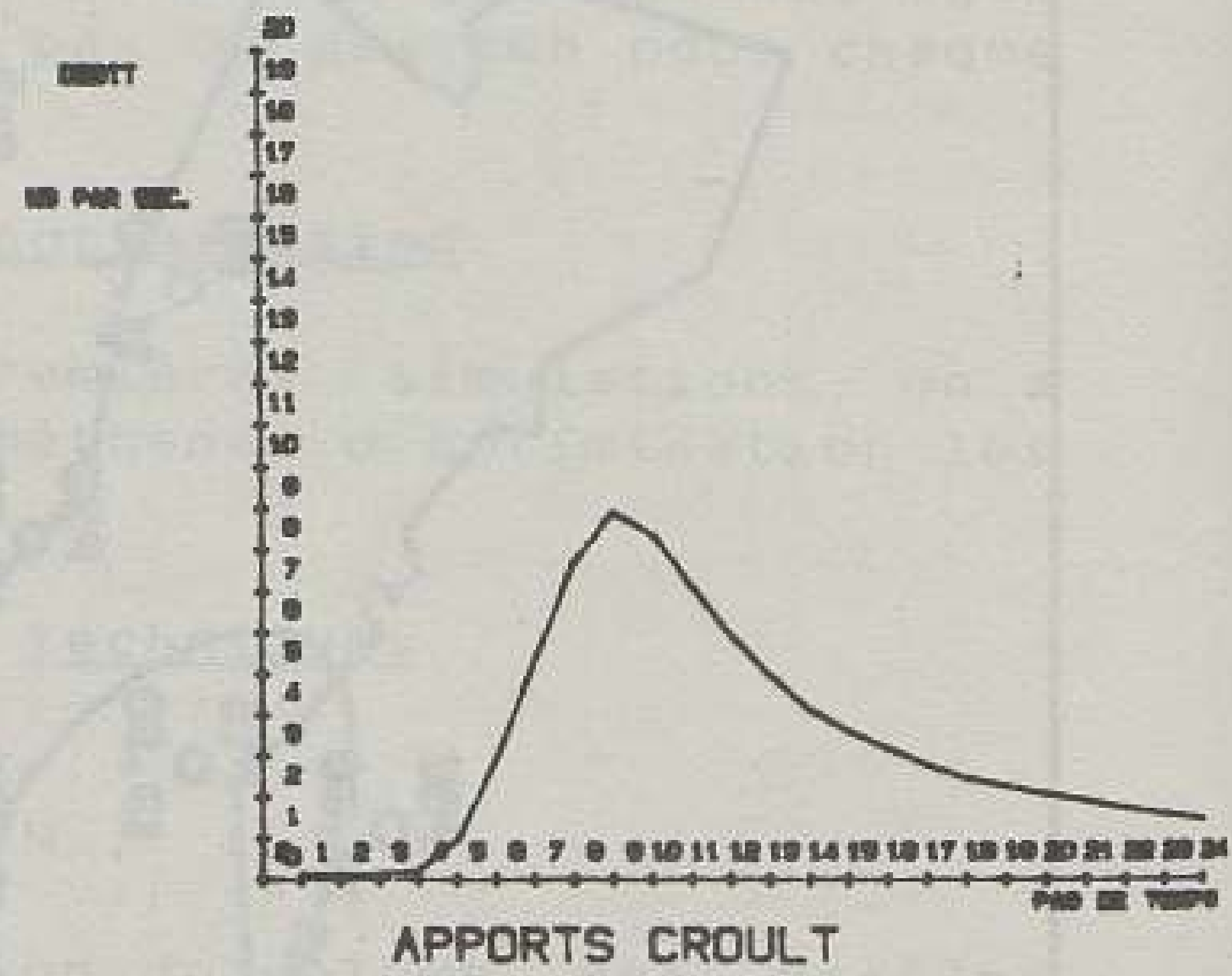
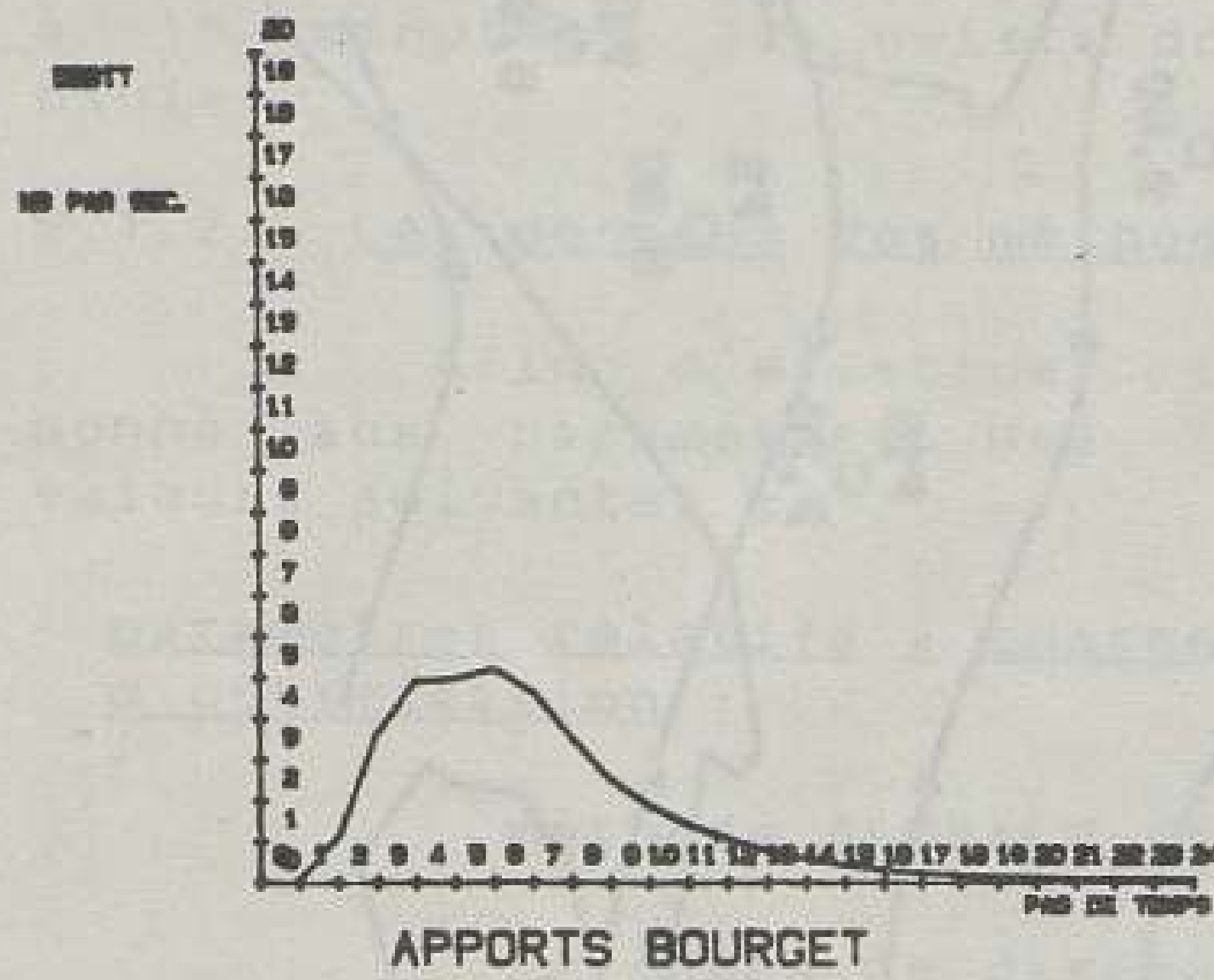
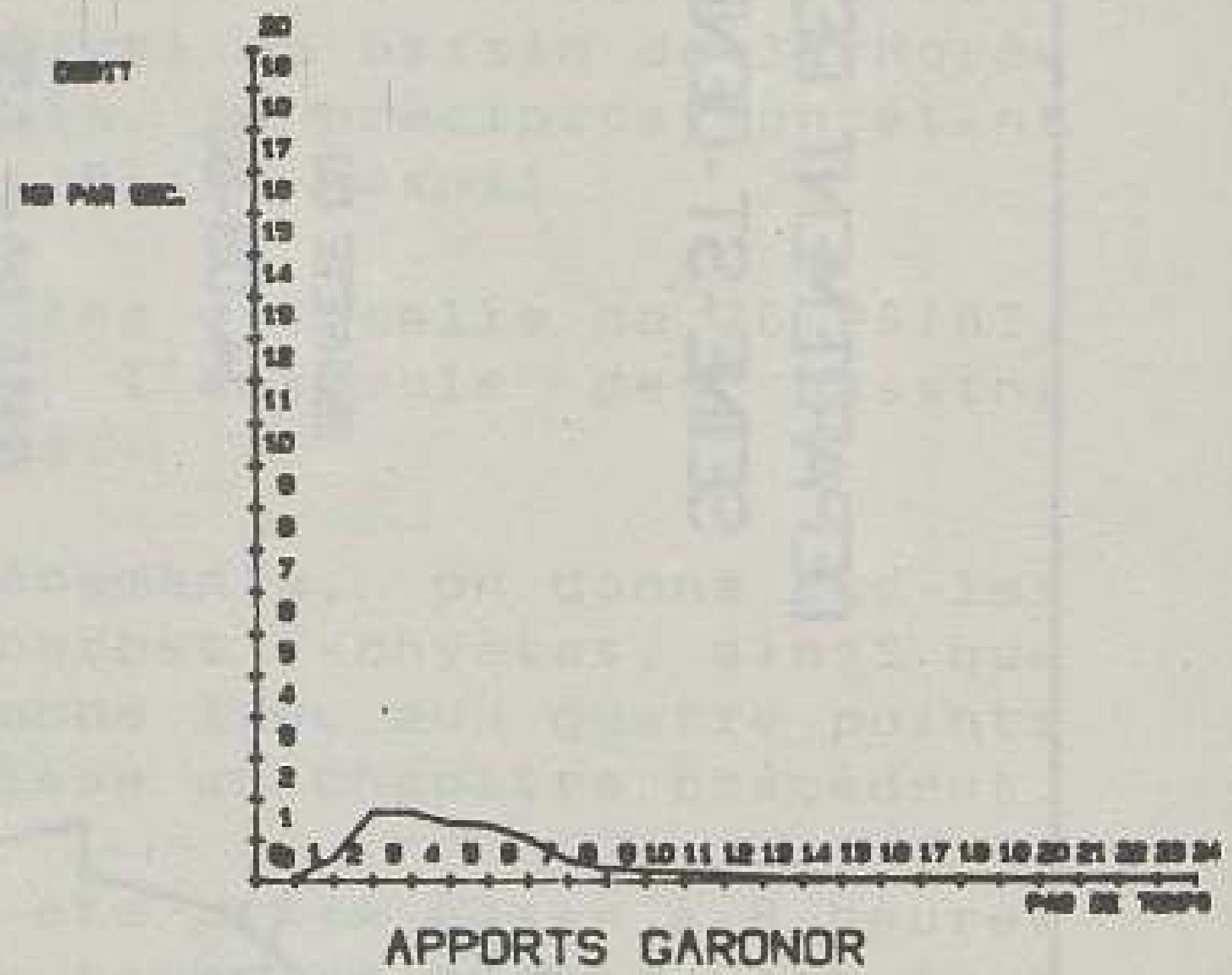
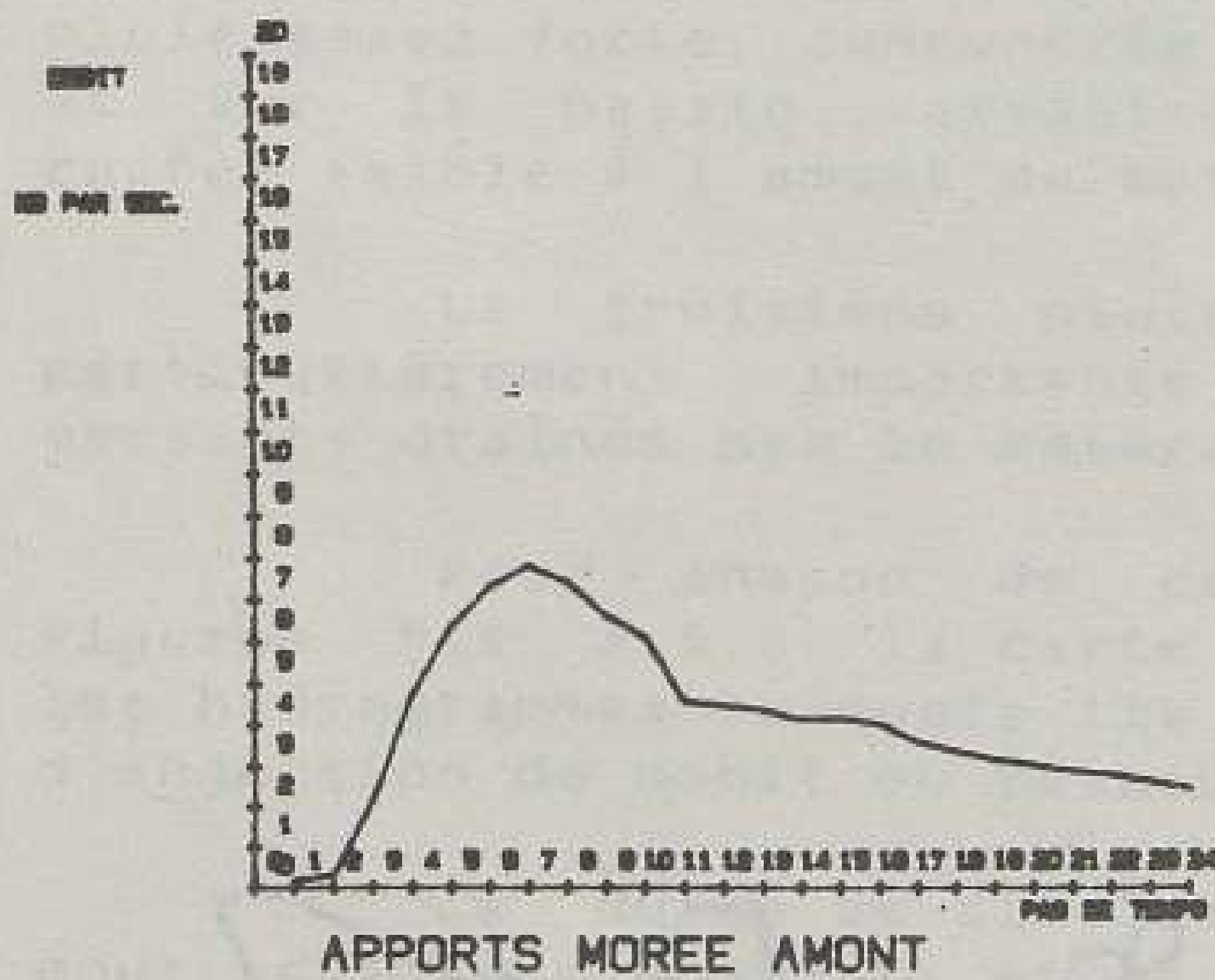


Figure 5.3 Courbes isohyètes de la pluie du 31/08/1983

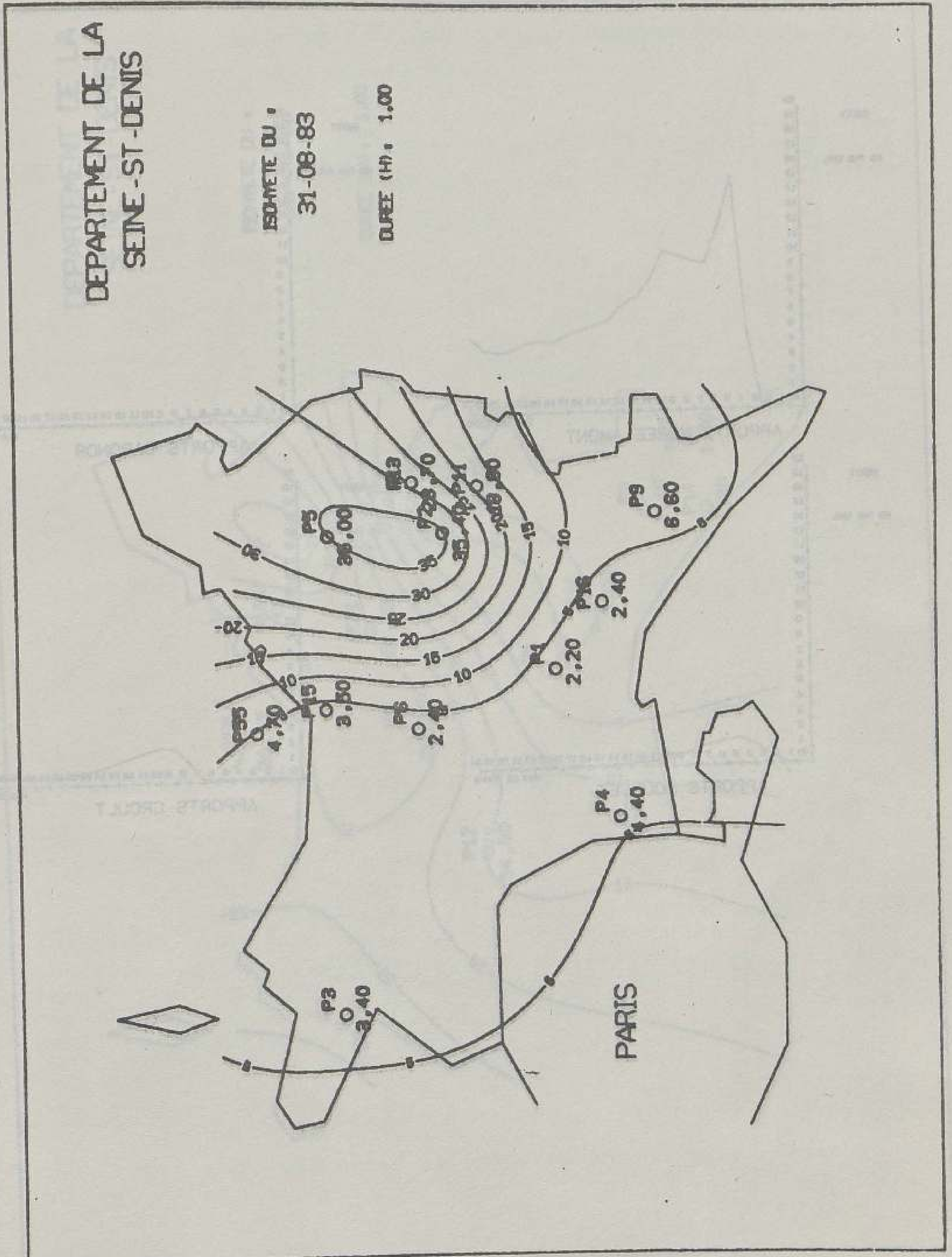


Figure 5.4 Hydrogrammes entrant sur le réseau pour la pluie du 31/08/1983

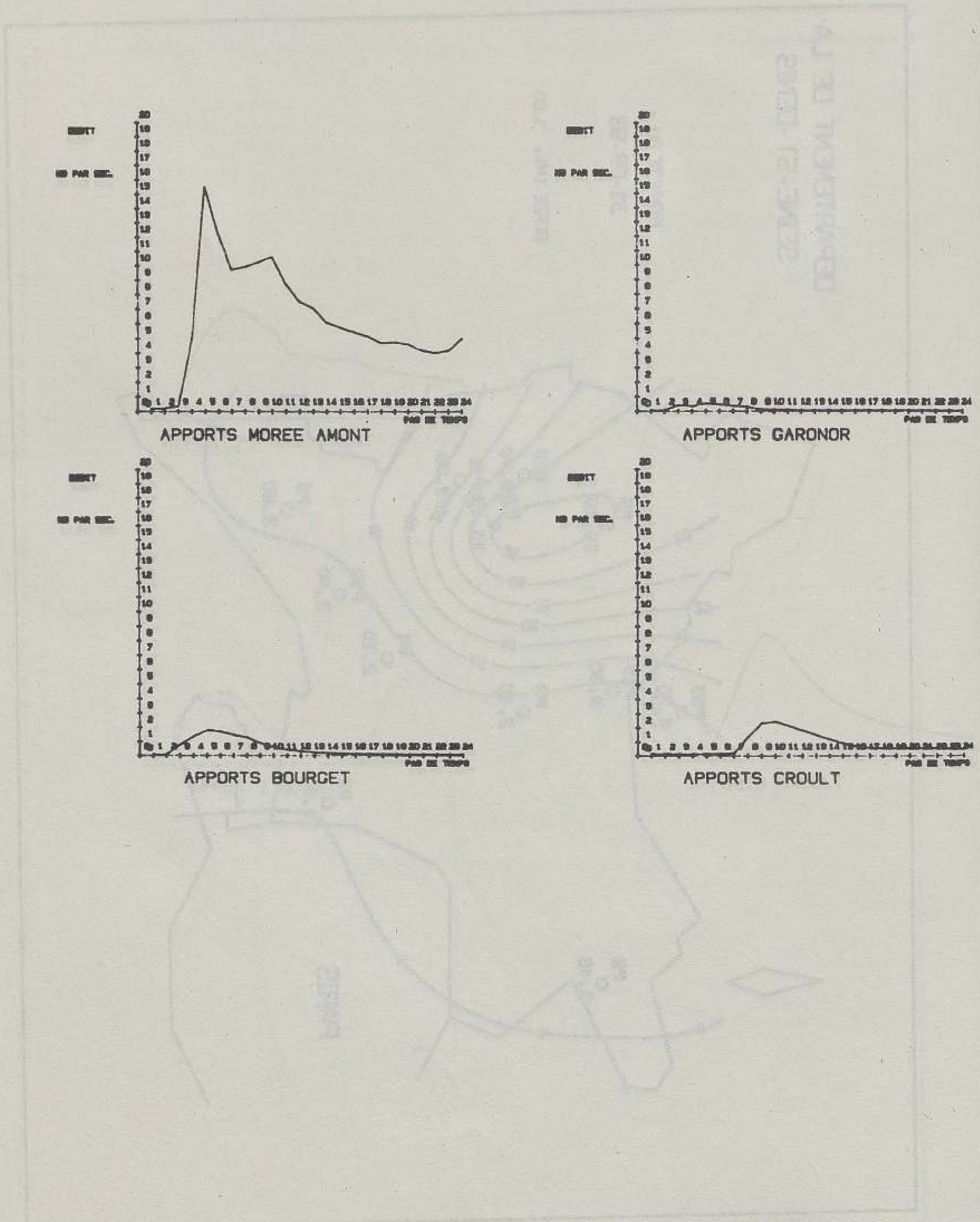


Figure 5.5 Courbes isohyètes de la pluie du 26/06/1983

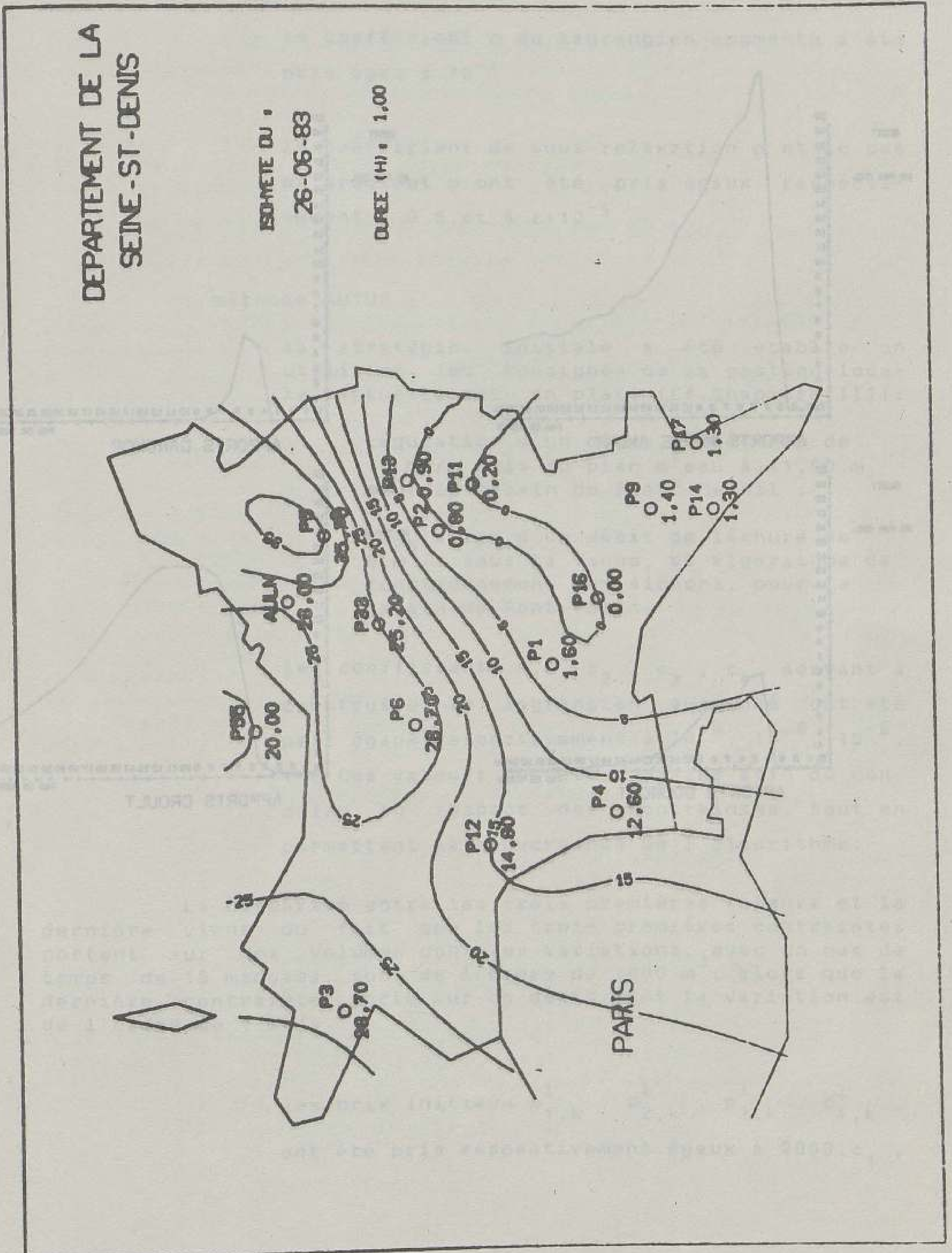
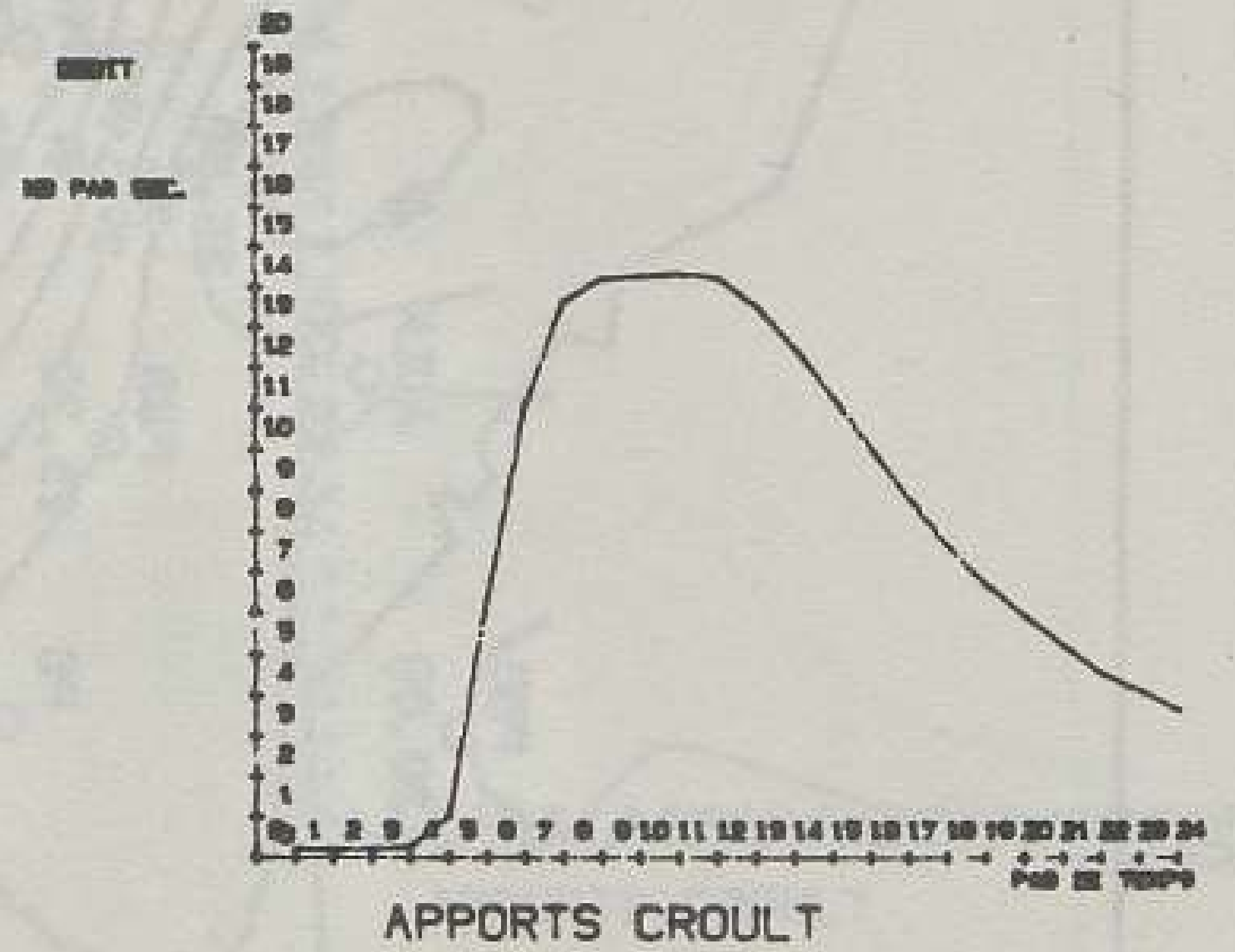
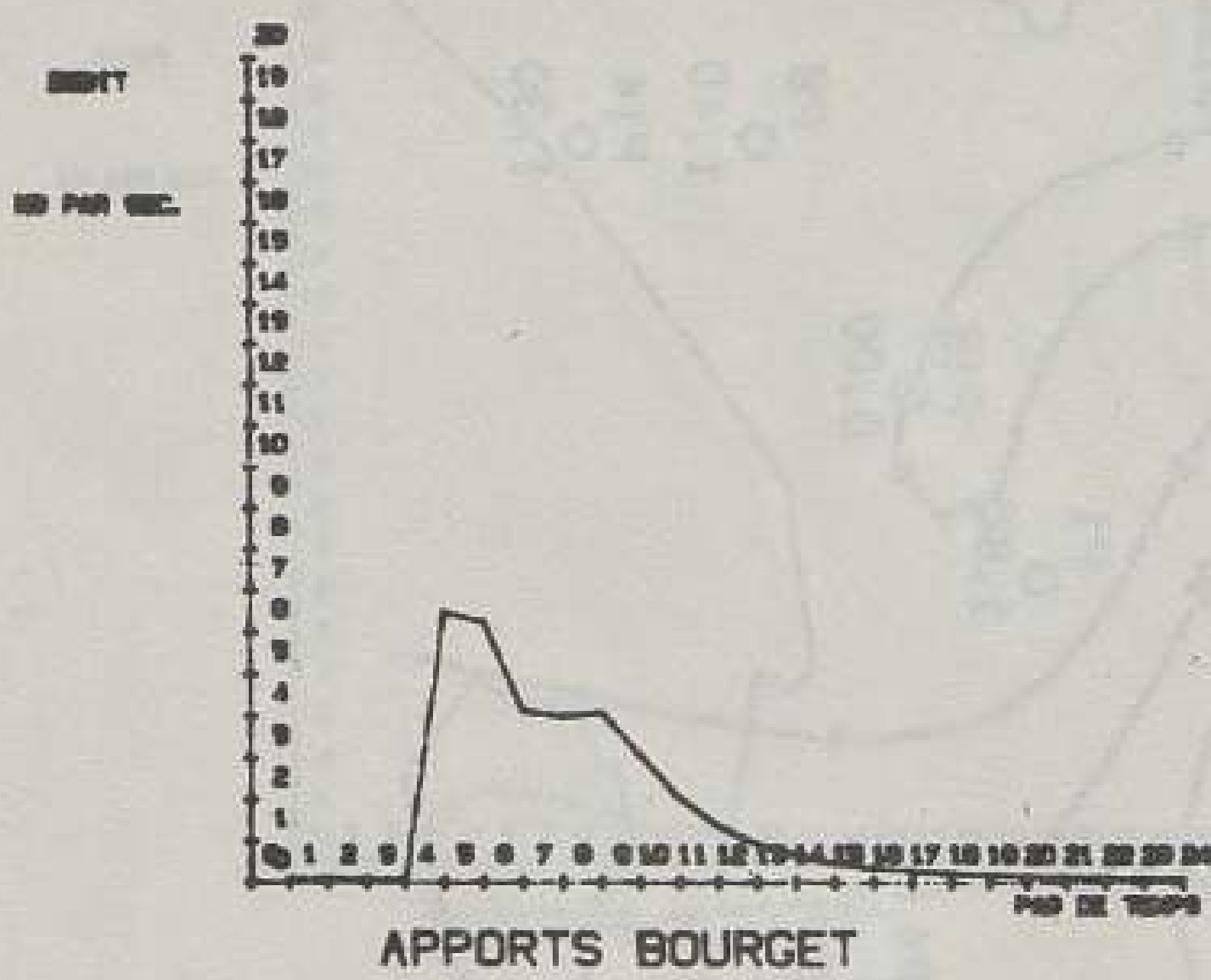
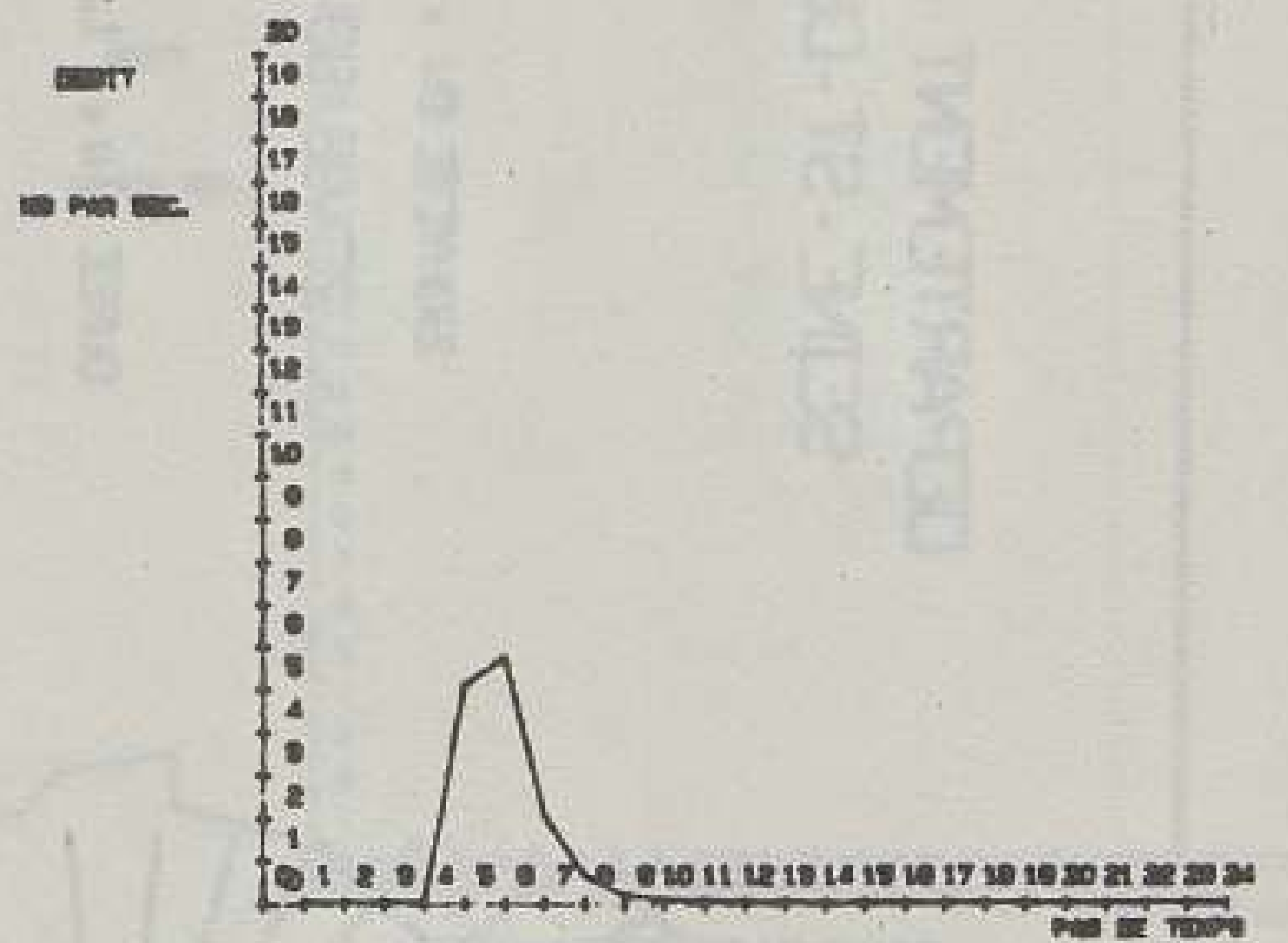
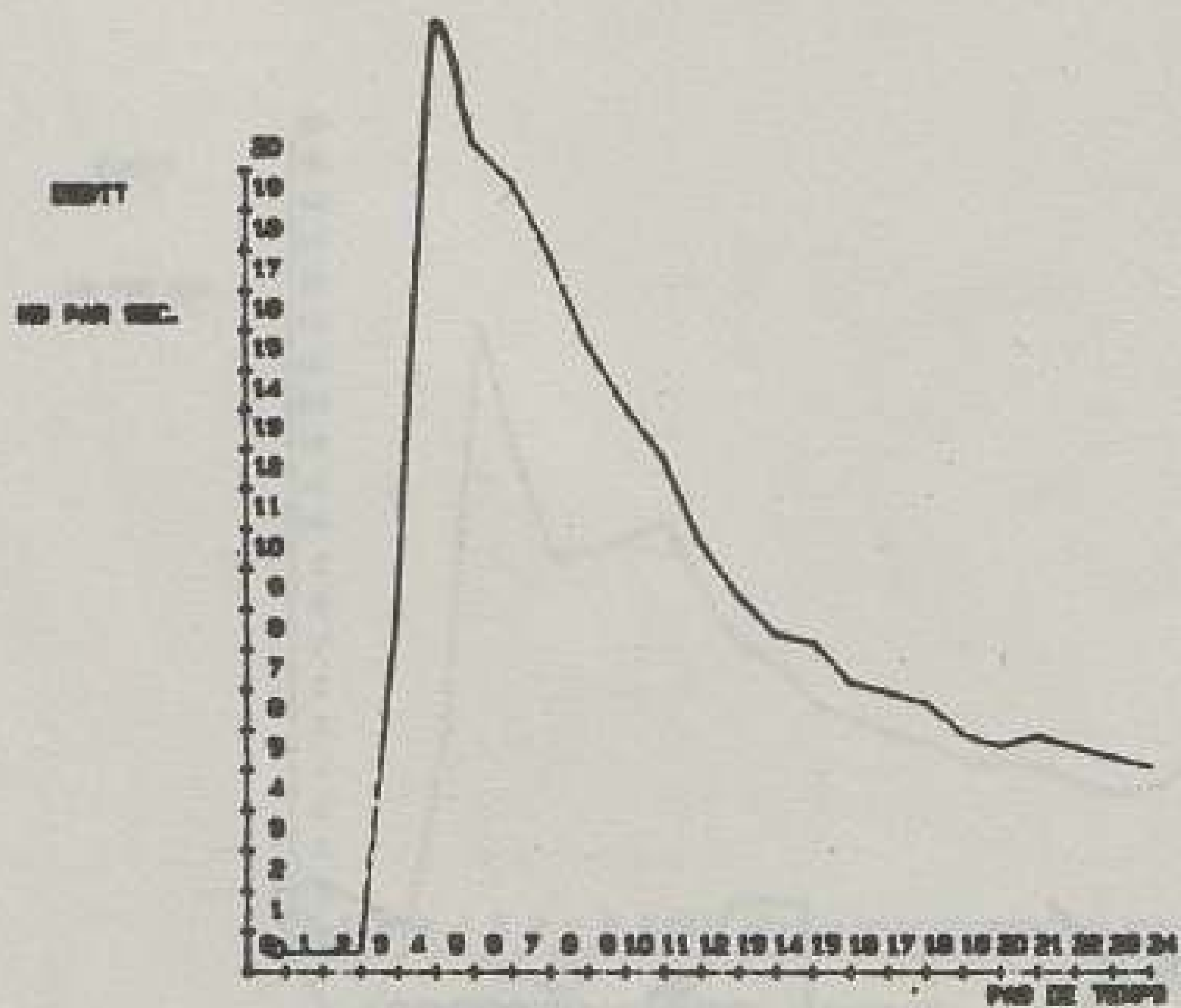


Figure 5.6 Hydrogrammes entrant sur le réseau pour la pluie du 26/06/1983



égales à 1, et un vecteur Λ^1 uniformément égal à 0.

(la contrainte (4-18) est en effet rarement saturée)

- le coefficient c du lagrangien augmenté a été pris égal à 10^{-4}

- le coefficient de sous-relaxation ρ et le pas de gradient σ ont été pris égaux respectivement à 0,5 et à $c=10^{-4}$.

. méthode KUTUC :

- la stratégie initiale a été établie en utilisant les consignes de la gestion locale actuellement en place (Cf. Chapitre III):

. régulation d'un débit de lâchure de $12 \text{ m}^3/\text{s}$ puis du plan d'eau à 41,00 m, pour le bassin de Blanc-Mesnil ;

. régulation d'un débit de lâchure de $8 \text{ m}^3/\text{s}$ sous la vanne, et algorithme de fonctionnement des siphons, pour le bassin de Pont-Yblon.

- les coefficients c_1, c_2, c_3, c_4 servant à construire le lagrangien augmenté ont été pris égaux respectivement à $10^{-6}, 10^{-6}, 10^{-6}, 1$. Ces valeurs ont été choisies afin de conduire au respect des contraintes, tout en permettant la convergence de l'algorithme.

La disparité entre les trois premières valeurs et la dernière vient du fait que les trois premières contraintes portent sur des volumes dont les variations, avec un pas de temps de 15 minutes, sont de l'ordre de 1000 m^3 , alors que la dernière contrainte porte sur un débit dont la variation est de l'ordre de $1 \text{ m}^3/\text{s}$.

- les prix initiaux $p_{1,k}^1, p_{2,k}^1, p_{3,k}^1, p_{4,k}^1$ ont été pris respectivement égaux à $2000 \cdot c_1$,

$$2000 \cdot c_2, 2000 \cdot c_3, 2 \cdot c_4.$$

- les pas de gradient $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ ont été pris respectivement égaux à c_1, c_2, c_3, c_4 .
- la valeur du pas de gradient τ (cf. Chapitre IV) a été choisie après quelques essais et fixée à 0,1.
- la valeur du paramètre w , permettant le calcul des valeurs des paramètres λ a été prise égale à $5 \cdot 10^{-10}$, afin de garder la priorité aux objectifs de l'optimisation sur la vidange des bassins (cf. chapitre IV).

- paramètres caractérisant la structure du réseau :

$$\begin{aligned} - \text{QDEBMAX}_{1,k} &= \text{QDEBMAX}_1 \\ &= 15 \text{ m}^3/\text{s} \text{ pour } V_{2,k-1} < 50\,000 \text{ m}^3. \\ &= \text{QDEBMAX}_1 \cdot \exp \left[\text{Log} \left(\frac{\text{QDEBMAX}_1}{12} \right) \right. \\ &\quad \left. \times \frac{50000 - V_{2,k-1}}{10000} \right] \\ &= 15 \cdot \exp \left[\text{Log} \left(\frac{15}{12} \right) \cdot \frac{50000 - V_{2,k-1}}{10000} \right] \\ &\text{pour } V_{2,k-1} > 50\,000 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- $\text{QDEBMAX}_2 = 20 \text{ m}^3/\text{s}$
- $\text{QDEBMAX}_3 = 20 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{1\text{max}} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{5\text{max}} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$
- la fonction $f_4 (V_{2,k-1})$ est identique au calcul de $\text{QDEBMAX}_{1,k}$ exposé ci-dessus.

- les fonctions $f_1 (V_{1,k-1})$ et $V_{10}(AP_{1,k})$ sont des fonctions déterminées par les hydrauliciens du service départemental d'assainissement, et données ci-après sur les figures 5-7 et 5-8.

- le modèle d'écoulement a été établi à partir des vitesses moyennes des ondes de débit calculées par un modèle de Saint-Venant complet (Sogreah, 1985 a). Ces vitesses sont :

- . 2,70 m/s entre les bassins de Blanc-Mesnil et de Pont-Yblon ;
- . 2,20 m/s entre Pont-Yblon et la confluence avec le Croult.

Pour les méthodes GLOBALE et KUTUC, ces vitesses permettent de calculer les coefficients du modèle linéaire d'écoulement de type onde cinématique. Pour la méthode PRODYN, qui ne peut pas tenir compte de la mémoire du système, ces valeurs ont été modulées en fonction du débit transité.

- paramètres à la disposition de l'exploitant du réseau :

Ces paramètres concernent la construction de la fonction objectif, la limitation des plages de contrôle ainsi que le choix du pas de temp de gestion.

. Les paramètres de la fonction objectif ont été choisis de manière à hiérarchiser de façon stricte les objectifs, avec les priorités décroissantes suivantes :

- 1 - Minimiser ou éviter les débordements
- 2 - Protéger le bassin en eau de Pont-Ybon
- 3 - Assurer la sécurité du système .

Les valeurs adoptées sont :

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1,8 \cdot 10^{-2}$$

$$\alpha_4 = 1,2 \cdot 10^{-9}$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 1,2 \cdot 10^{-4}$$

$$Q_{1repli} = 12 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{5repli} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Toutes ces valeurs ont été fixées afin de strictement hiérarchiser la satisfaction des trois objectifs de l'optimisation.

Figure 5-7 - Fonction f_1 déterminant le débit maximal de vidange du bassin de Blanc-Mesnil en fonction de son volume.

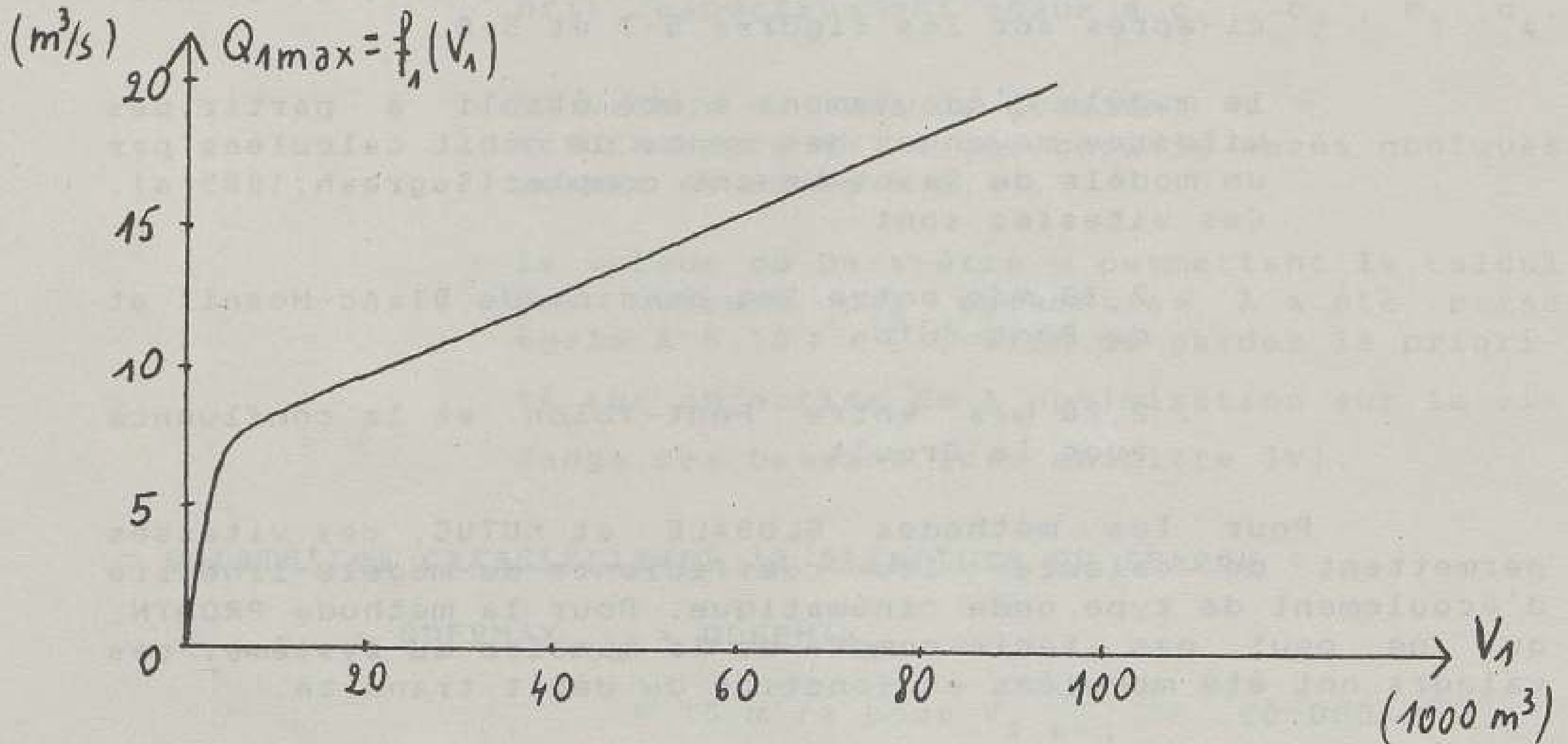
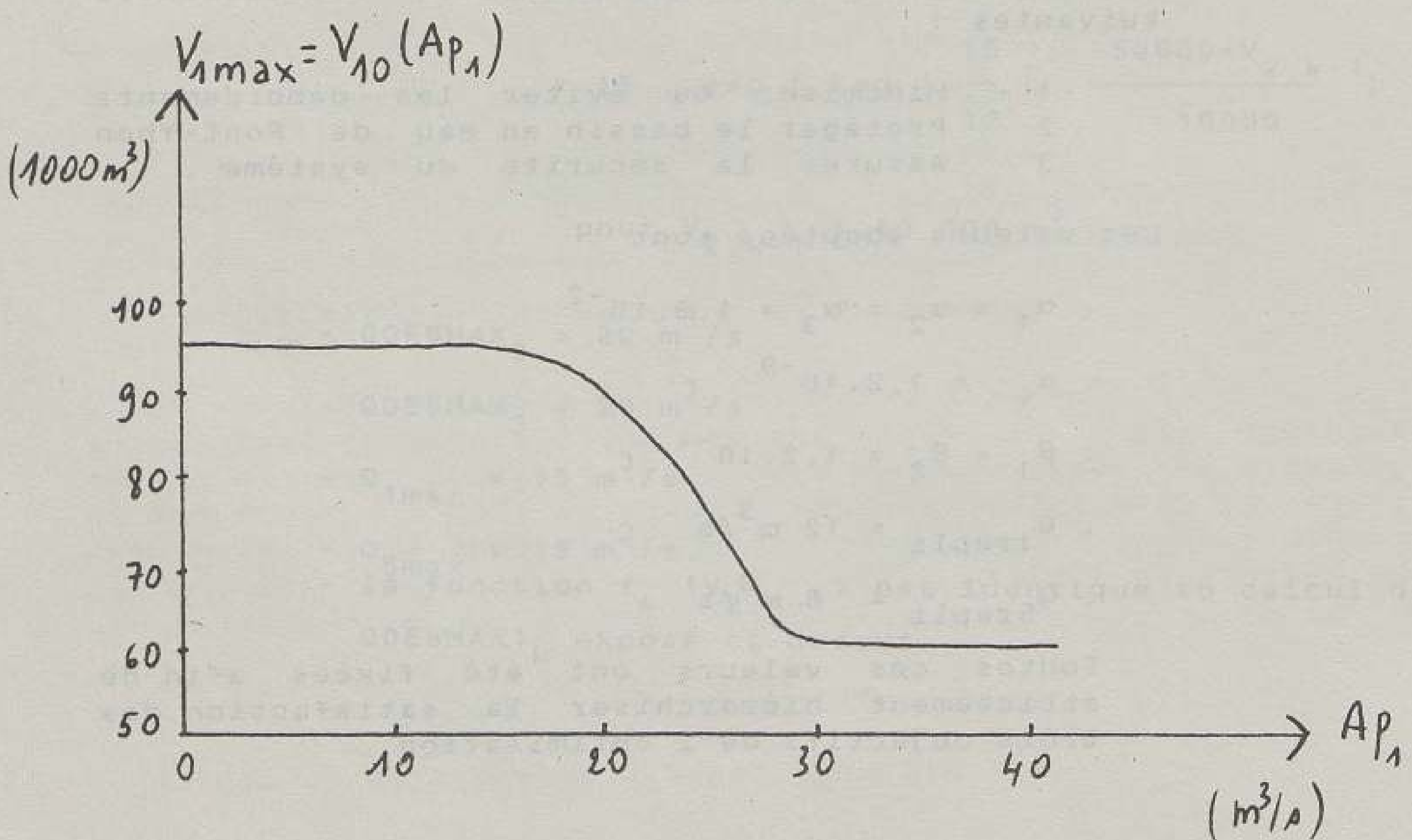


Figure 5-8 - Fonction V_{10} déterminant le volume maximal du bassin de Blanc-Mesnil en fonction du débit d'apport à l'amont.



. la limite inférieure des plages de contrôle de Q_1 et Q_5 a été fixée par l'exploitant du réseau à :

$$Q_{1\min} = Q_{5\min} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$$

. le pas de temps de gestion Δt est égal à 15 minutes.

L'ensemble de ces données constitue ce qui est appelé la version de base des simulations. Celles-ci sont présentées au paragraphe suivant.

V.1.3. Résultats des simulations

Afin de comparer les résultats des différentes méthodes, on expose quatre graphiques et un tableau pour chacun des événements pluvieux simulé.

Le premier graphique décrit la chronique des lâchures du bassin de Blanc-Mesnil proposées par les trois méthodes, au cours des 24 pas de temps de gestion. Le second graphique donne de même, la chronique des lâchures du bassin de Pont-Yblon. Les troisième et quatrième graphiques représentent, respectivement, l'évolution des volumes stockés dans les bassins de Blanc-Mesnil et de Pont-Yblon, au cours des 6 heures pendant lesquelles l'évènement est simulé et les gestions proposées sont réalisées.

Enfin, le tableau donne la valeur des différents éléments dont est constituée la fonction objectif, ainsi que le temps de calcul utilisé par chacune des méthodes sur l'ordinateur du département de Seine-Saint-Denis, sur lequel est implanté le système d'aide à la conduite.

Afin de pouvoir comparer correctement l'efficacité des différentes méthodes entre elles, toutes les valeurs de la fonction objectif ont été établies en resimulant à posteriori les stratégies proposées par un même modèle d'écoulement, celui de type onde cinématique, utilisé par les méthodes GLOBALE et KUTUC. Ainsi, pour les stratégies établies par la méthode PRODYN, les valeurs de coûts données dans le tableau ne sont pas exactement celles produites par l'algorithme d'optimisation, qui utilise un modèle d'écoulement plus simple.

Les simulations réalisées pour les trois événements pluvieux sont présentées sur les figures 5.9 à 5.20 et les tableaux 5.1 à 5.3.

Pour les pluies faible et moyenne du 31/08/83 et du 14/09/83, les gestions proposées par la méthode de référence GLOBALE et les deux méthodes simplifiées KUTUC et PRODYN sont pratiquement identiques à la gestion locale (consignes de

12 m³/s à Blanc-Mesnil et de 8 m³/s à Pont-Yblon) . Pour ces deux pluies GLOBALE et PRODYN donnent des gestions strictement identiques.

La méthode KUTUC travaillant dans un champ continu de contrôle propose des gestions très légèrement moins chères que les méthodes GLOBALE et PRODYN. De plus, ces gestions sont "lissées", ce qui permet des mouvements moins fréquents et moins brutaux des organes de contrôle.

Les oscillations que présentent les chroniques de lâchures en fin de pluie sont dûes au pas de temps de gestion. En effet, lors d'un pas de temps sur deux, les algorithmes buttent en fin de pluie sur la contrainte (4-15). Les lâchures sont alors limitées par cette contrainte durant tout un pas de temps, ce qui permet au bassin de se remplir et de pouvoir lâcher davantage au pas de temps suivant, avant de nouveau de butter sur la même contrainte.

La diminution du pas de temps de gestion permettrait de diminuer ces oscillations, alors que l'augmentation du pas de temps les accentuerait. La durée de 15 minutes est cependant le pas de temps minimal pour que le pilote ait le temps d'établir sa stratégie de gestion.

On peut constater que pour ces deux pluies, le bassin de Pont-Yblon est faiblement utilisé et que par conséquent les lâchures de Blanc-Mesnil et celles de Pont-Yblon sont très proches. D'une manière plus générale, pour les pluies faibles, le bassin de Blanc-Mesnil peut seul gérer la crue et les consignes de gestion locales sont suffisantes.

Il est à noter que, pour la méthode PRODYN, les gestions sont obtenues avec la seule étape de décomposition. En effet, l'étape de coordination n'est pas nécessaire pour atteindre la solution obtenue. Les deux sous-problèmes sont alors traités indépendamment l'un de l'autre, ce qui explique l'égalité des résultats de GLOBALE et PRODYN. Cette constatation n'est en revanche pas valable pour la pluie du 26/06/83, comme le montrent les figures 5.21 à 5.24 et le tableau 5.4. L'interaction entre les deux sous-systèmes est alors importante, car il est nécessaire de stocker tôt dans le bassin de Blanc-Mesnil pour ne pas surcharger Pont-Yblon.

Pour cette troisième pluie du 26.6.1983, les deux méthodes PRODYN et KUTUC donnent des gestions proches de la méthode GLOBALE. Elles prévoient correctement la pointe de débit du Croult et conduisent à fermer dès le début de la pluie la vanne de Blanc-Mesnil, afin de ne pas remplir trop tôt le bassin en eau de Pont-Yblon. Les résultats produits par les méthodes simplifiées semblent donc satisfaisants.

Il existe néanmoins quelques petites différences entre ces résultats et ceux de la méthode GLOBALE.

En fin de crue, KUTUC s'éloigne de la consigne de repli de $8 \text{ m}^3/\text{s}$ du bassin de Pont-Yblon.

La méthode PRODYN, quant à elle, crée un très léger débordement supplémentaire au Croult et utilise davantage que les deux autres méthodes le bassin en eau de Pont-Yblon. Elle produit donc une gestion très légèrement plus chère. Ce surplus de débordement et de stockage s'explique par le modèle d'écoulement utilisé par PRODYN, qui n'a pas de mémoire. Quand ce modèle calcule les débordements au point de confluence avec le Croult à un instant t , il ne tient pas compte des lâchures précédentes.

Hormis ces quelques petites différences, les gestions produites par les deux méthodes simplifiées semblent tout à fait satisfaisantes pour les trois pluies testées. Afin de confirmer cette impression, il convient de tester la sensibilité de ces gestions aux données des méthodes d'optimisation. C'est l'objet du paragraphe suivant.

Si les gestions produites par les trois méthodes sont proches, il n'en est pas du tout de même pour le temps de calcul qu'elles utilisent. Le temps de calcul utilisé par PRODYN est de $2'16''$. Même si cette durée reste en deça de la contrainte de $4'$, elle laisse peu d'espoir de pouvoir traiter le problème des incertitudes dues à la prévision des hydrogrammes. Ce n'est pas le cas de KUTUC qui n'utilise que $14''$ de CPU pour traiter le problème déterministe.

En comparant les temps de calcul de GLOBALE (18h) et de PRODYN ($2'16''$), on peut apprécier l'avantage d'utiliser une méthode de décomposition-coordination. Néanmoins, la programmation dynamique est une technique très coûteuse en temps de calcul, et l'algorithme utilisé par KUTUC est beaucoup plus rapide dans le cas du réseau de la Morée, qui ne comporte que deux organes de régulation. Dans le cas d'un réseau avec un plus grand nombre de régulateurs, la différence de temps de calcul entre les deux méthodes simplifiées serait peut-être atténuée.

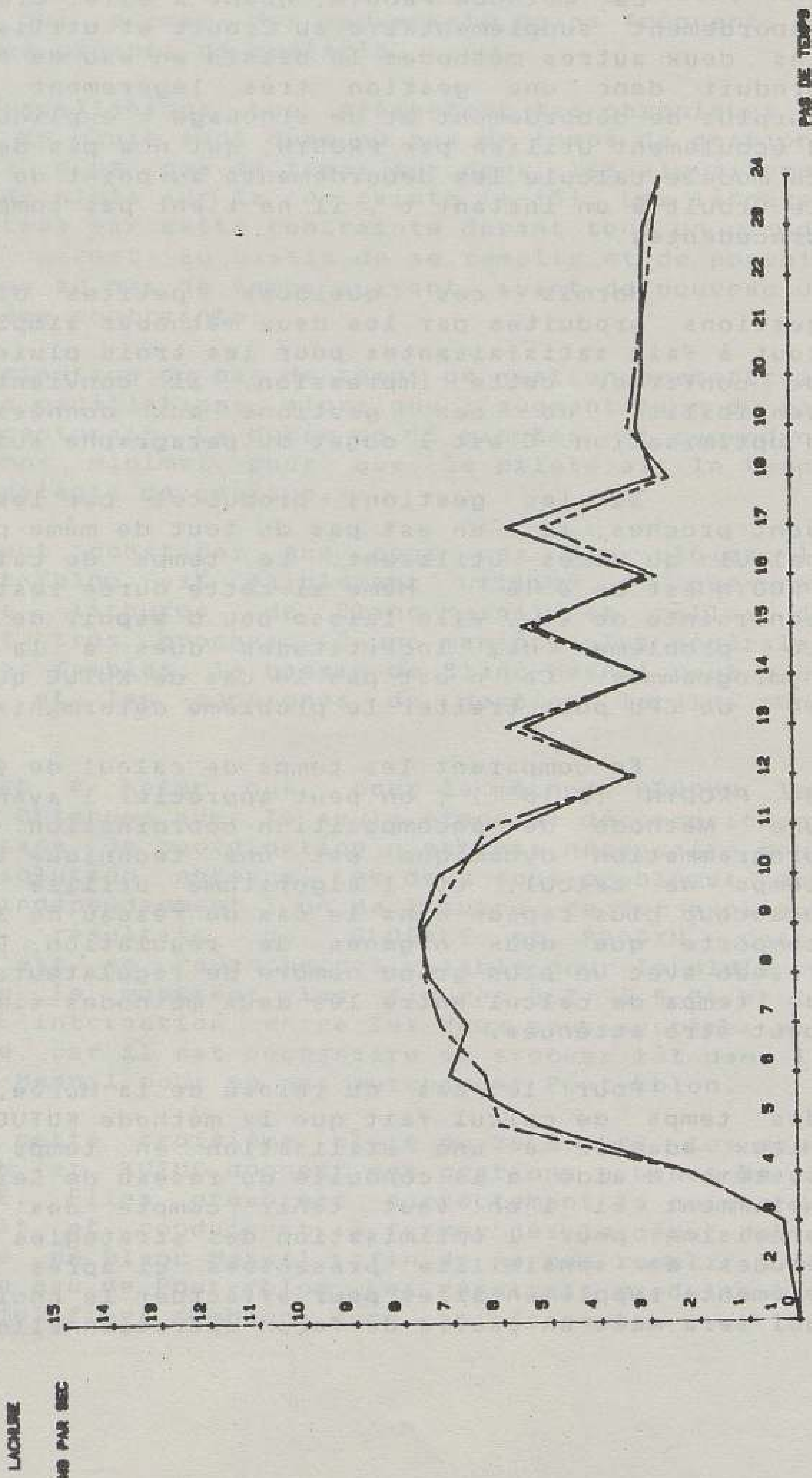
Pour le cas du réseau de la Morée, la comparaison des temps de calcul fait que la méthode KUTUC semble donc la mieux adaptée à une utilisation en temps réel au sein du système d'aide à la conduite du réseau de Seine-Saint-Denis, notamment si l'on veut tenir compte des incertitudes de prévision pour l'optimisation des stratégies de gestion. Les études de sensibilité présentées ci-après fournissent des éléments supplémentaires pour effectuer le choix de la méthode qui sera mise en oeuvre de façon opérationnelle.

Figure 5.9 Optimisation de la gestion
de la pluie du 14/09/1983

Lâchures à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 14 9 1983

METHODE GLOBALE
METHODE KUTUC
METHODE PRODYN



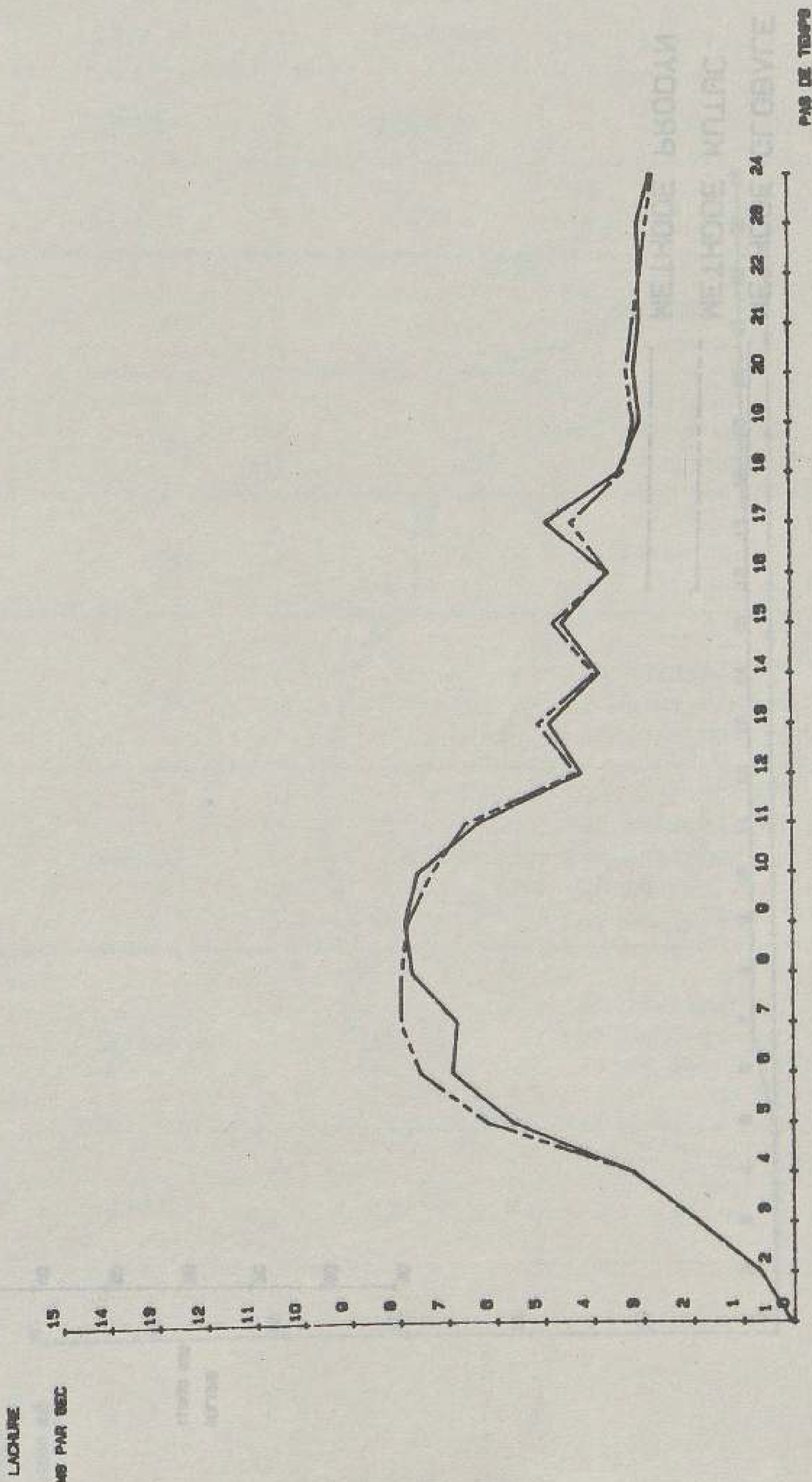
GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - LACHURES

Figure 5.10 Optimisation de la gestion de la pluie du 14/09/1983

Lâchures à Pont-Yblon

PLUIE DU 14 9 1983

_____ METHODE GLOBALE
 - - - - - METHODE KUTUC
 - . - . - METHODE PRODYN

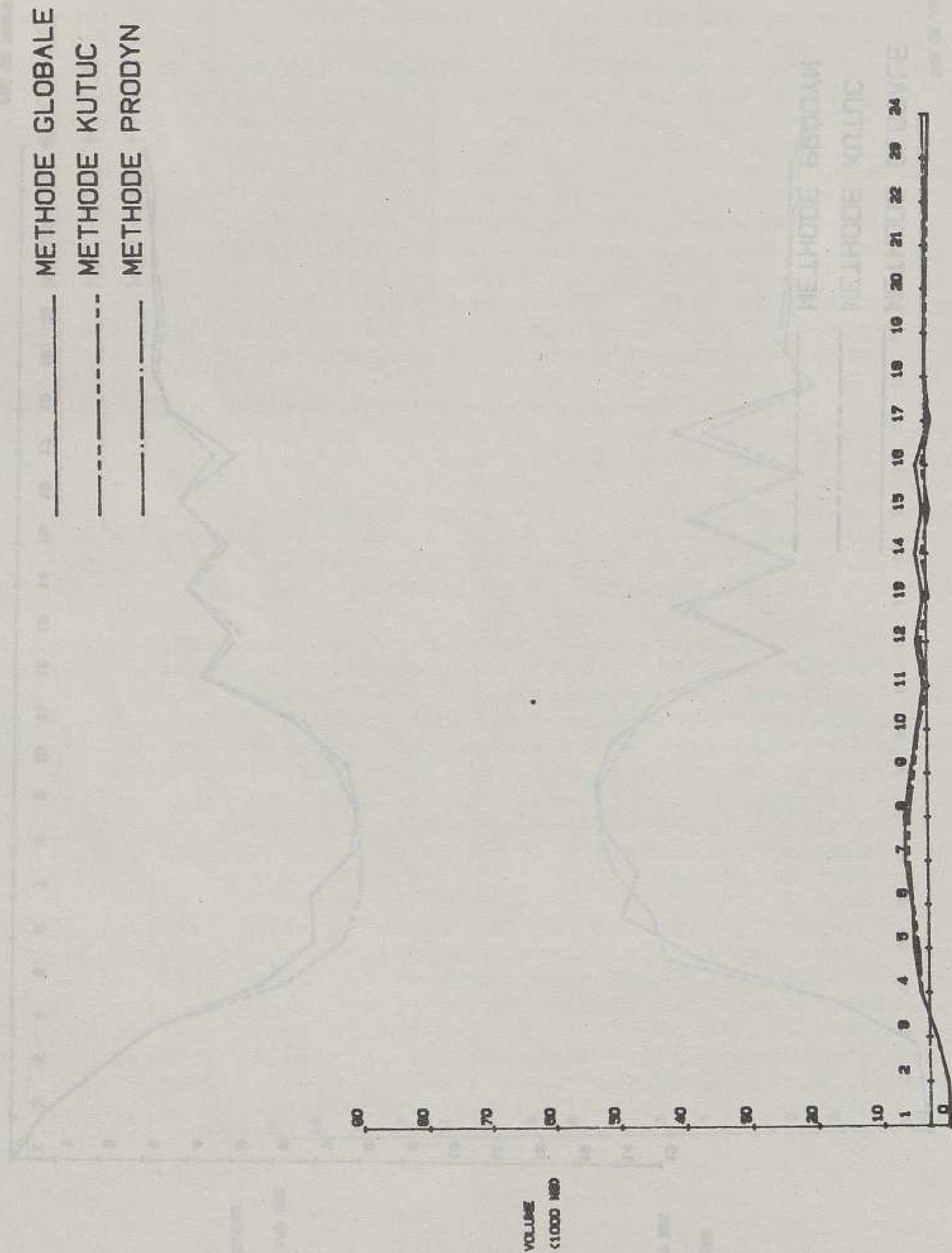


GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - LACHURES

Figure 5.11 Optimisation de la gestion de la pluie du 14/09/1983

Volumes à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 14 9 1983



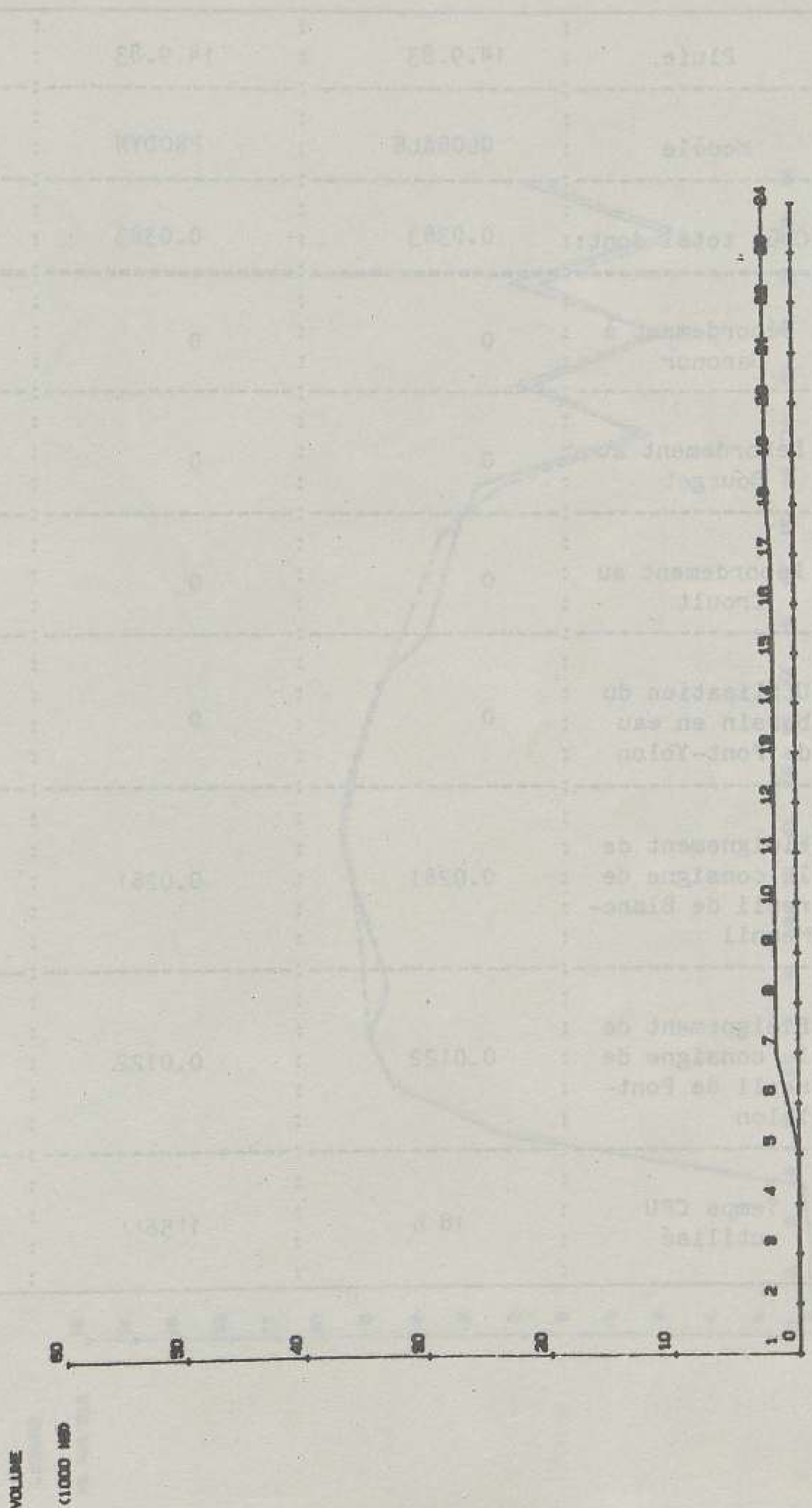
GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - VOLUMES

Figure 5.12 Optimisation de la gestion de la pluie du 14/09/1983

Volumes à Pont-Yblon

PLUIE DU 14 9 1983

METHODE GLOBALE
 METHODE KUTUC
 METHODE PRODYN



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - VOLUMES

Tableau 5.1 Optimisation de la gestion
de la pluie du 14/09/1983

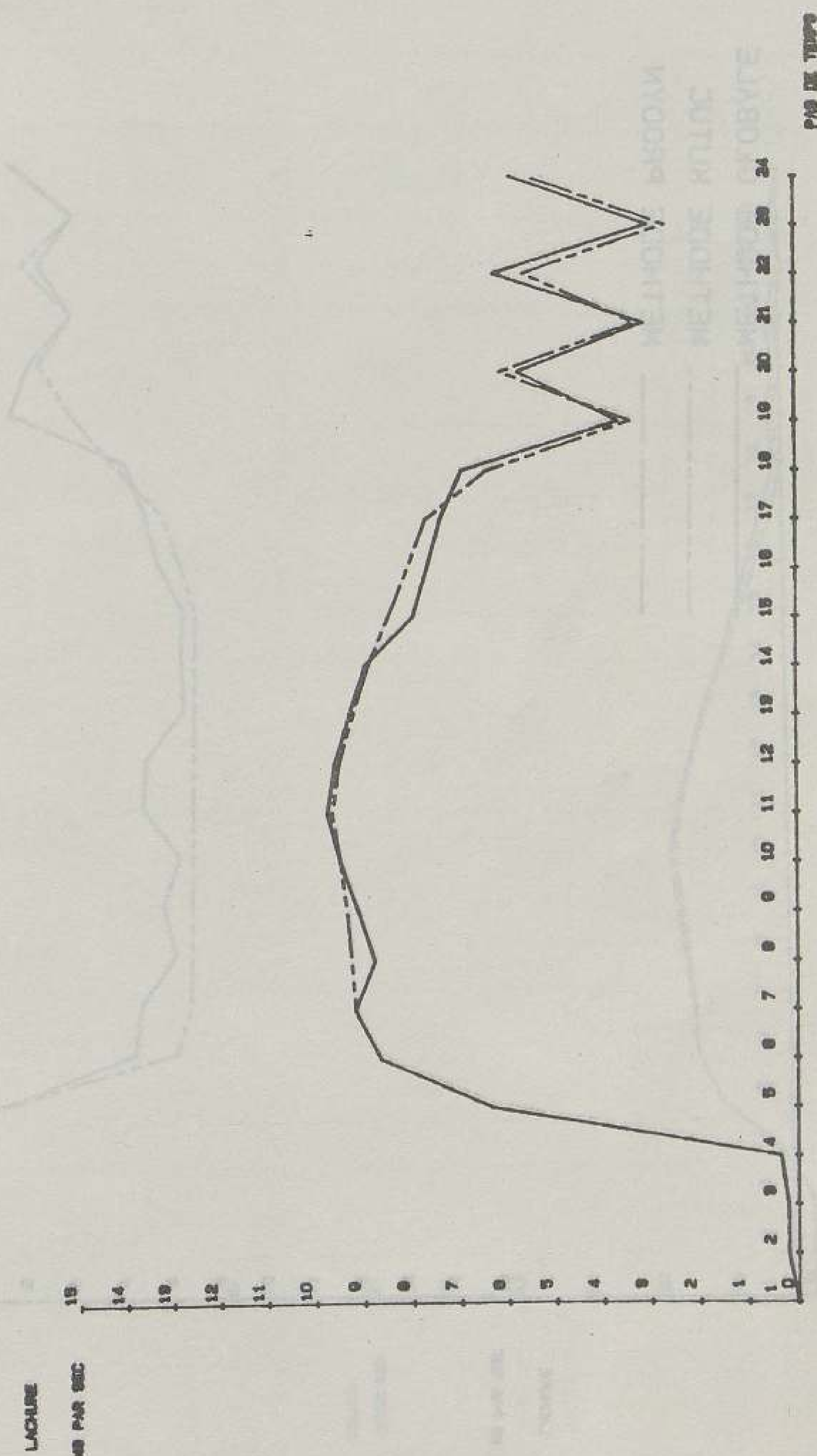
Valeurs de la fonction objectif
et temps de calcul

Pluie	14.9.83	14.9.83	14.9.83
Modèle	GLOBALE	PRODYN	KUTUC
Coût total dont:	0.0383	0.0383	0.0257
Débordement à Garonor	0	0	0
Débordement au Bourget	0	0	0
Débordement au Croult	0	0	0
Utilisation du bassin en eau de Pont-Yblon	0	0	0
Eloignement de la consigne de repli de Blanc- Mesnil	0.0261	0.0261	0.0257
Eloignement de la consigne de repli de Pont- Yblon	0.0122	0.0122	0
Temps CPU utilisé	18 h	1'56''	14''

Figure 5.13 Optimisation de la gestion de la pluie du 31/08/1983

Lâchures à Blanc-Mesnil

_____ METHODE GLOBALE
 - - - - - METHODE KUTUC
 - - METHODE PRODDYN



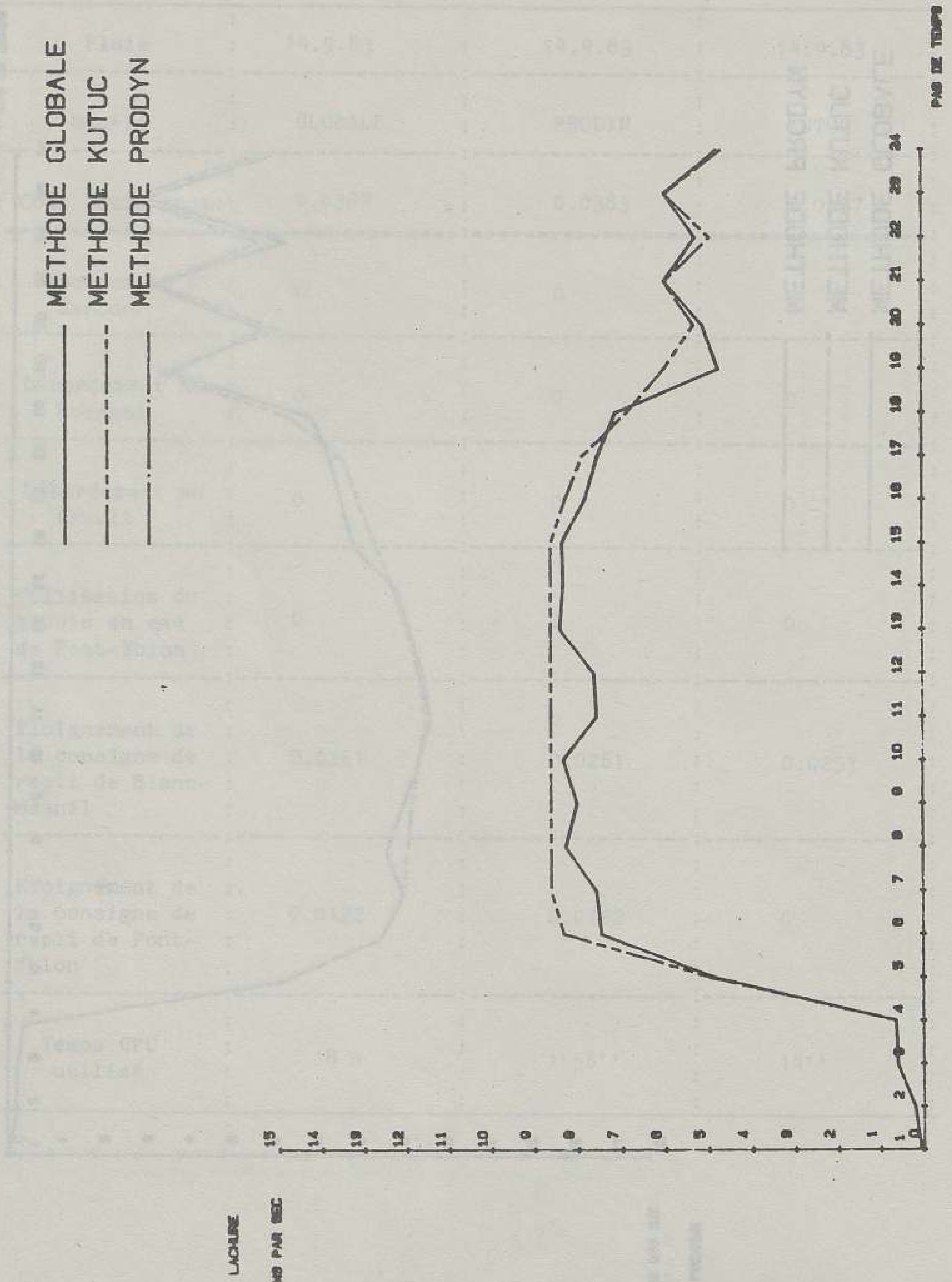
GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - LACHURES

PLUIE DU 31 8 1983

Figure 5.14 Optimisation de la gestion de la pluie du 31/08/1983

Lâchures à Pont-Yblon

PLUIE DU 31 8 1983

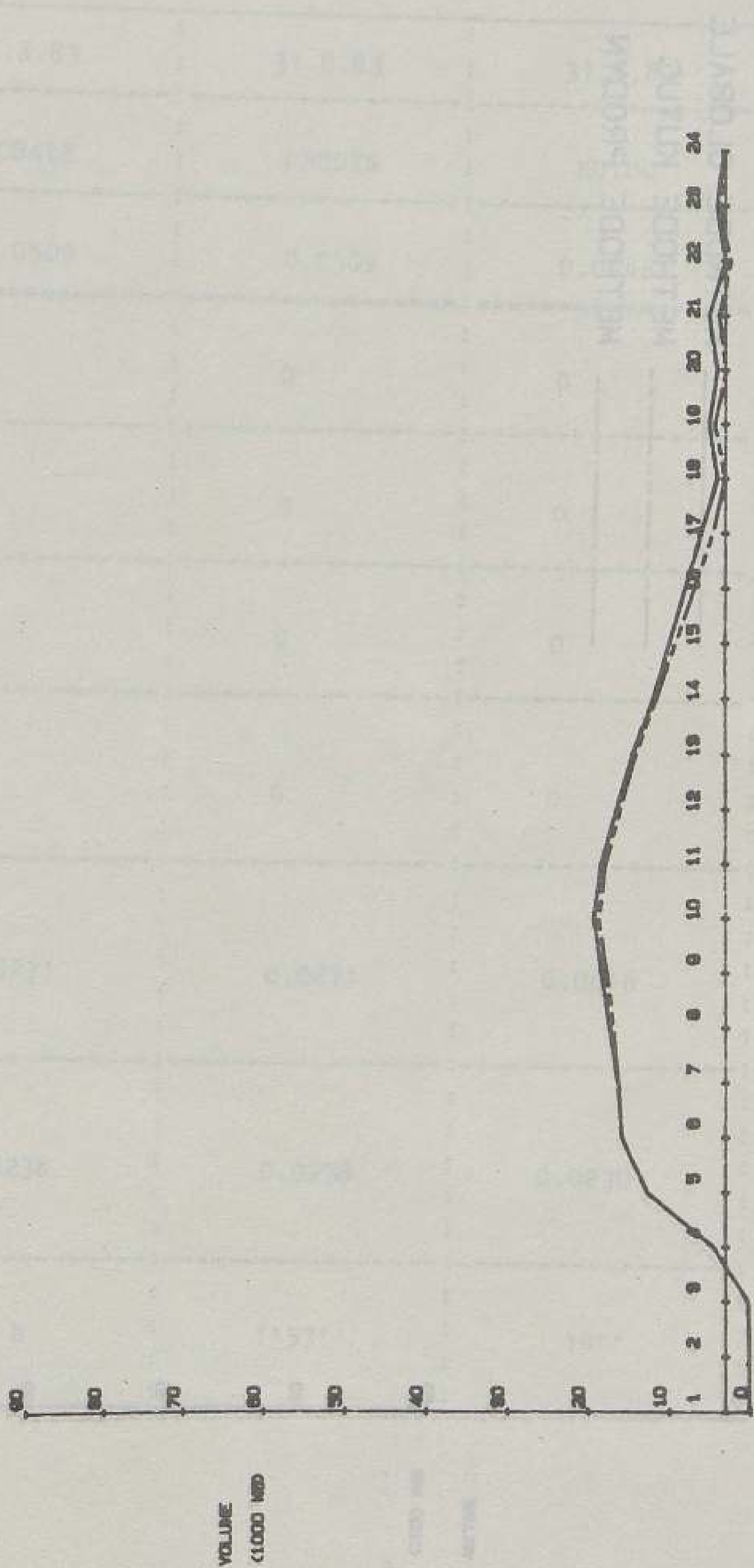


GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - LACHURES

Figure 5.15 Optimisation de la gestion de la pluie du 31/08/1983

Volumes à Blanc-Mesnil

METHODE GLOBALE
 METHODE KUTUC
 METHODE PRODDYN



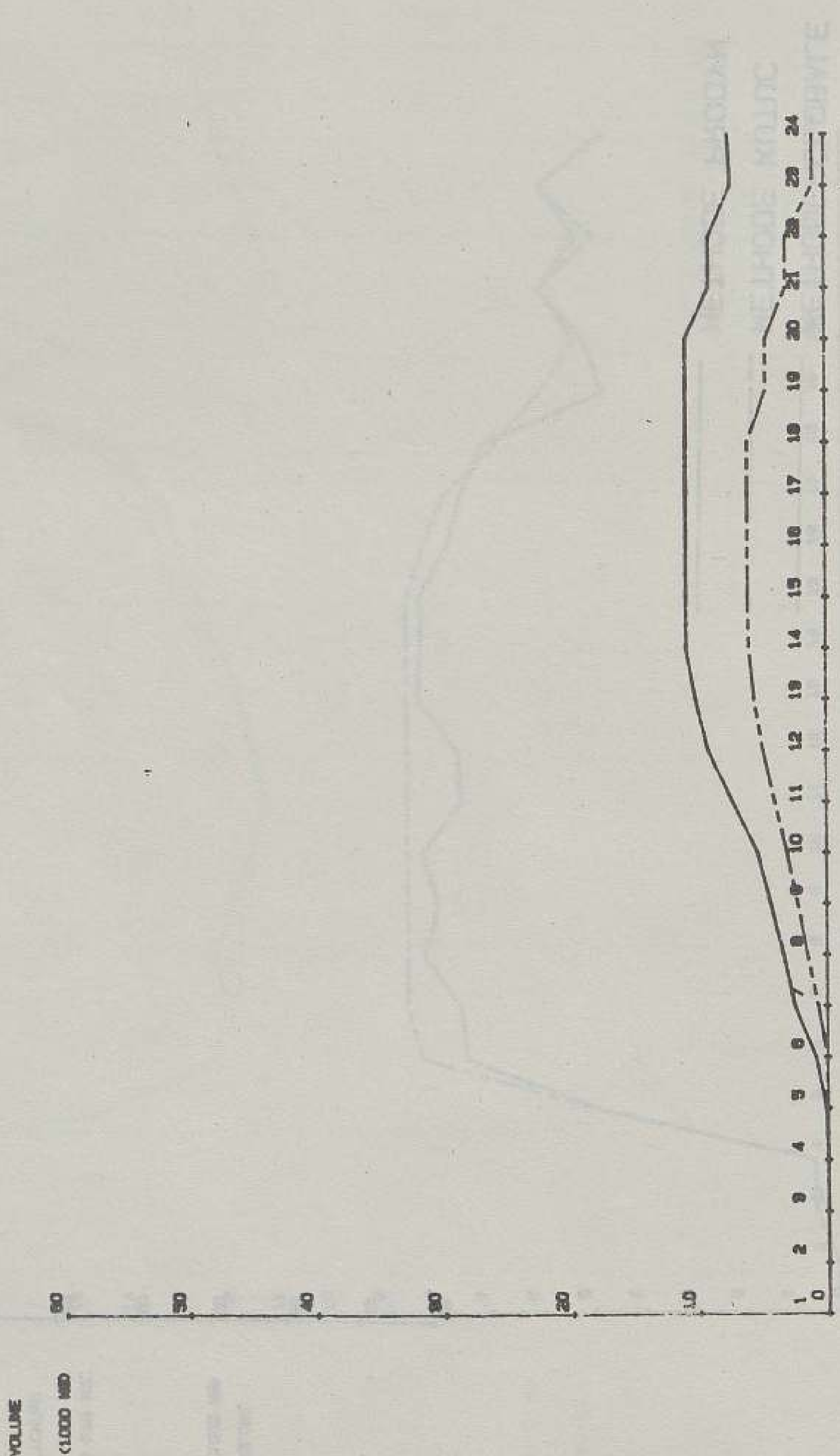
GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - VOLUMES

Figure 5.16 Optimisation de la gestion de la pluie du 31/08/1983

Volumes à Pont-Yblon

PLUIE DU 31 8 1983

METHODE GLOBALE
 METHODE KUTUC
 METHODE PRODYN



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - VOLUMES

Tableau 5.2 Optimisation de la gestion de la pluie du 31/08/1983

Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul

Pluie	31.8.83	31.8.83	31.8.83
Modèle	GLOBALE	PRODYN	KUTUC
Coût total dont:	0.0509	0.0509	0.0446
Débordement à Garonor	0	0	0
Débordement au Bourget	0	0	0
Débordement au Croult	0	0	0
Utilisation du bassin en eau de Pont-Yblon	0	0	0
Eloignement de la consigne de repli de Blanc-Mesnil	0.0271	0.0271	0.0216
Eloignement de la consigne de repli de Pont-Yblon	0.0238	0.0238	0.0230
Temps CPU utilisé	18 h	1'57''	14''

PLUIE DU 26 6 1983

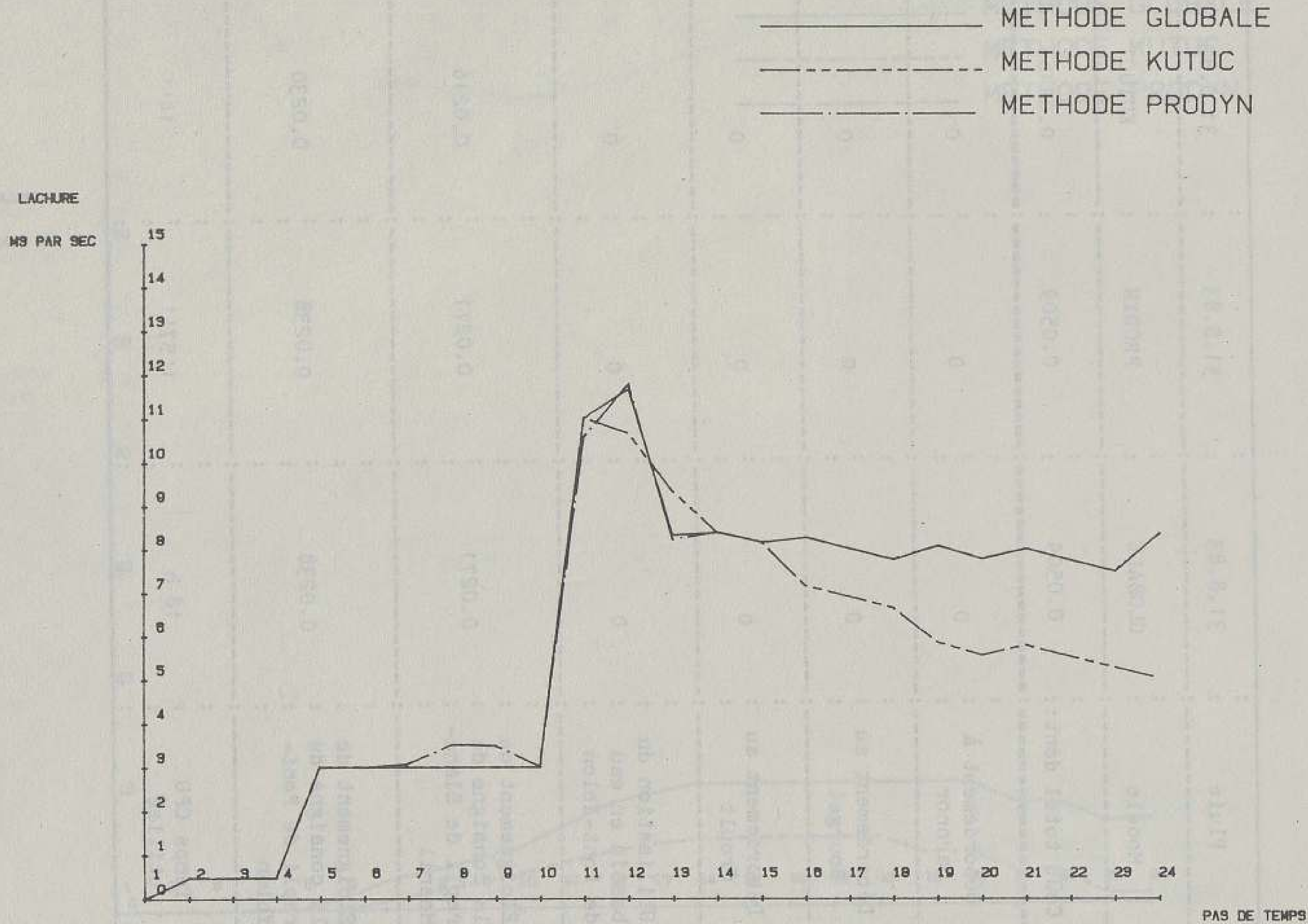


Figure 5.17 Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983 Lâchures à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 26 6 1983

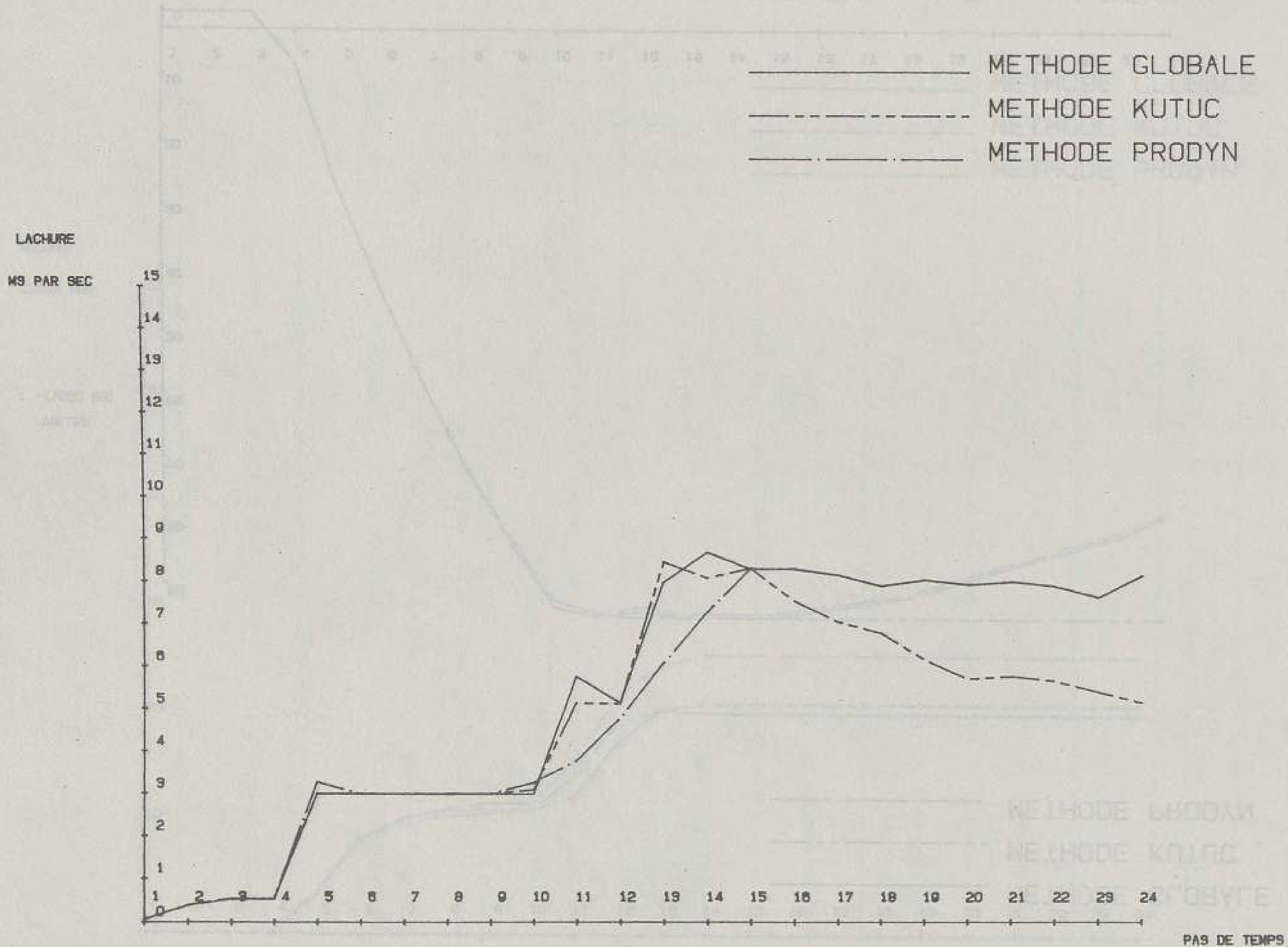


Figure 5.10 Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983
Lâchures à Pont-Yblon

PLUIE DU 26 6 1983

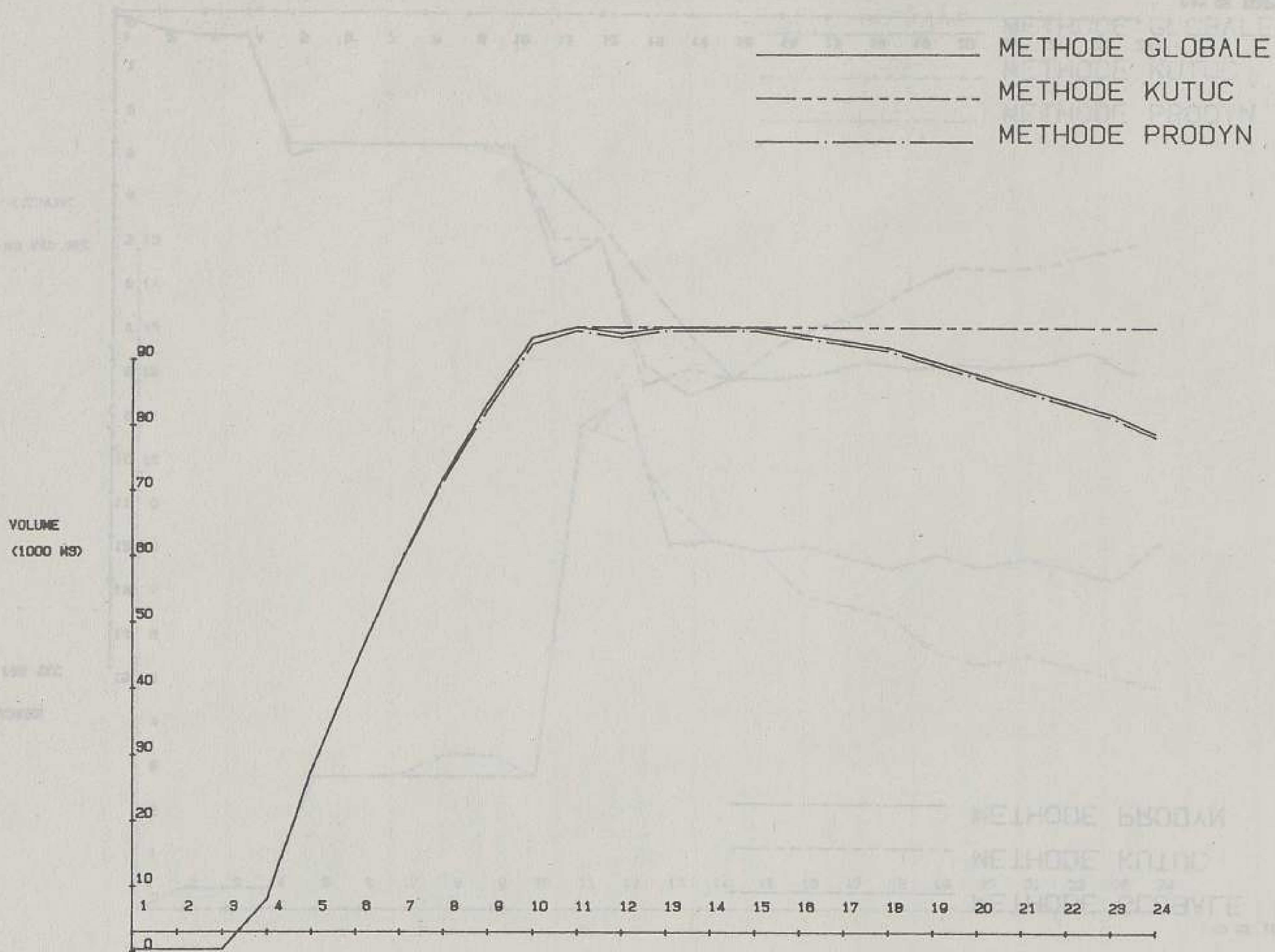


Figure 5.19 Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983
Volumes à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 26 03 6 1983

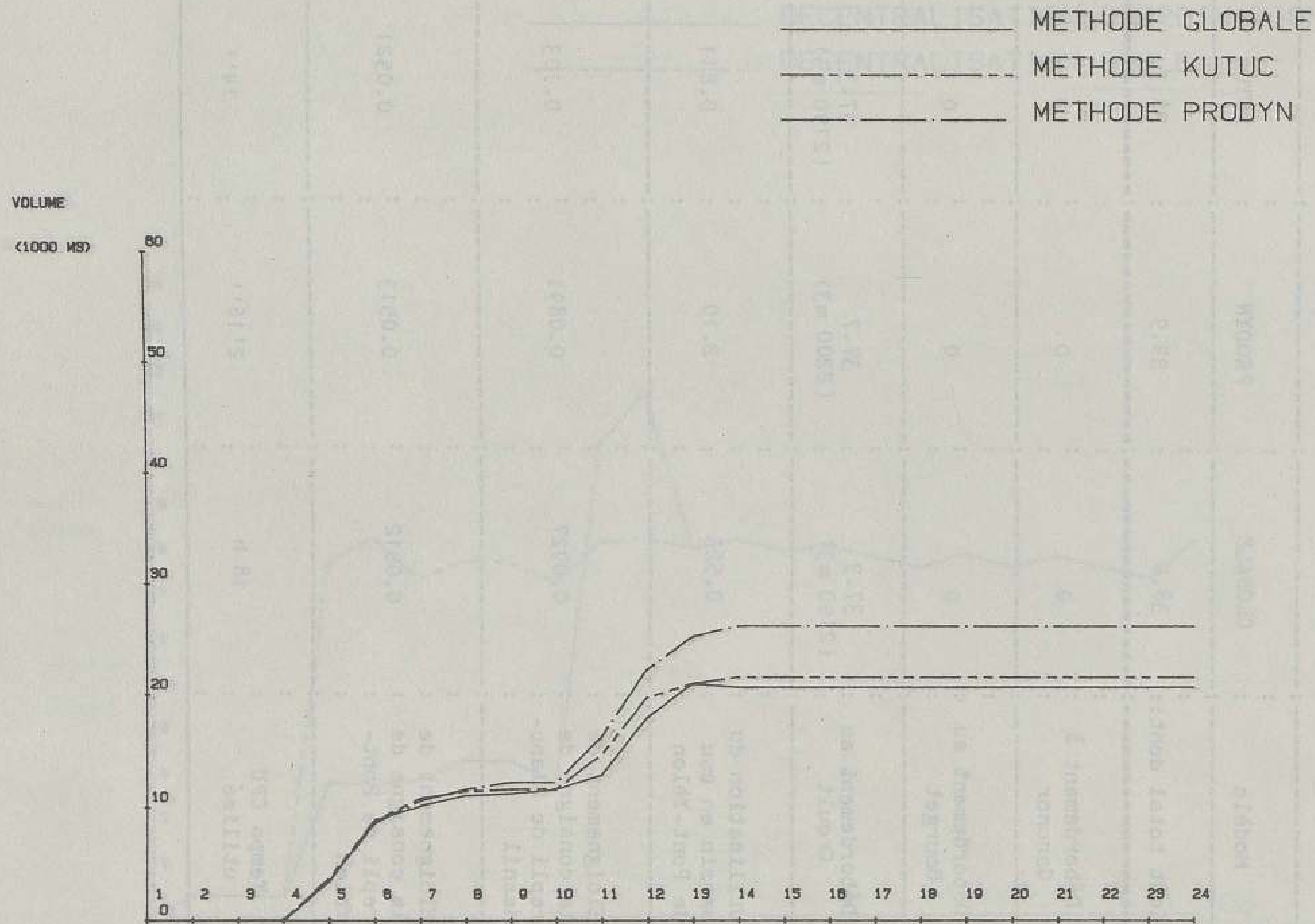


Figure 5.20 Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983
Volumes à Pont-Yblon

Tableau 5.3 Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983

Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul

Pluie	26.6.83	26.6.83	26.6.83
Modèle	GLOBALE	PRODYN	KUTUC
Coût total dont:	38.0	39.9	38.3
Débordement à Garonor	0	0	0
Débordement au Bourget	0	0	0
Débordement au Croult	37.3 (2190 m3)	37.7 (2200 m3)	37.3 (2190 m3)
Utilisation du bassin en eau de Pont-Yblon	0.525	2.10	0.811
Eloignement de la consigne de repli de Blanc-Mesnil	0.0927	0.0891	0.103
Eloignement de la consigne de repli de Pont-Yblon	0.0512	0.0513	0.0521
Temps CPU utilisé	18 h	2'16''	14''

PLUIE DU 26 6 1983

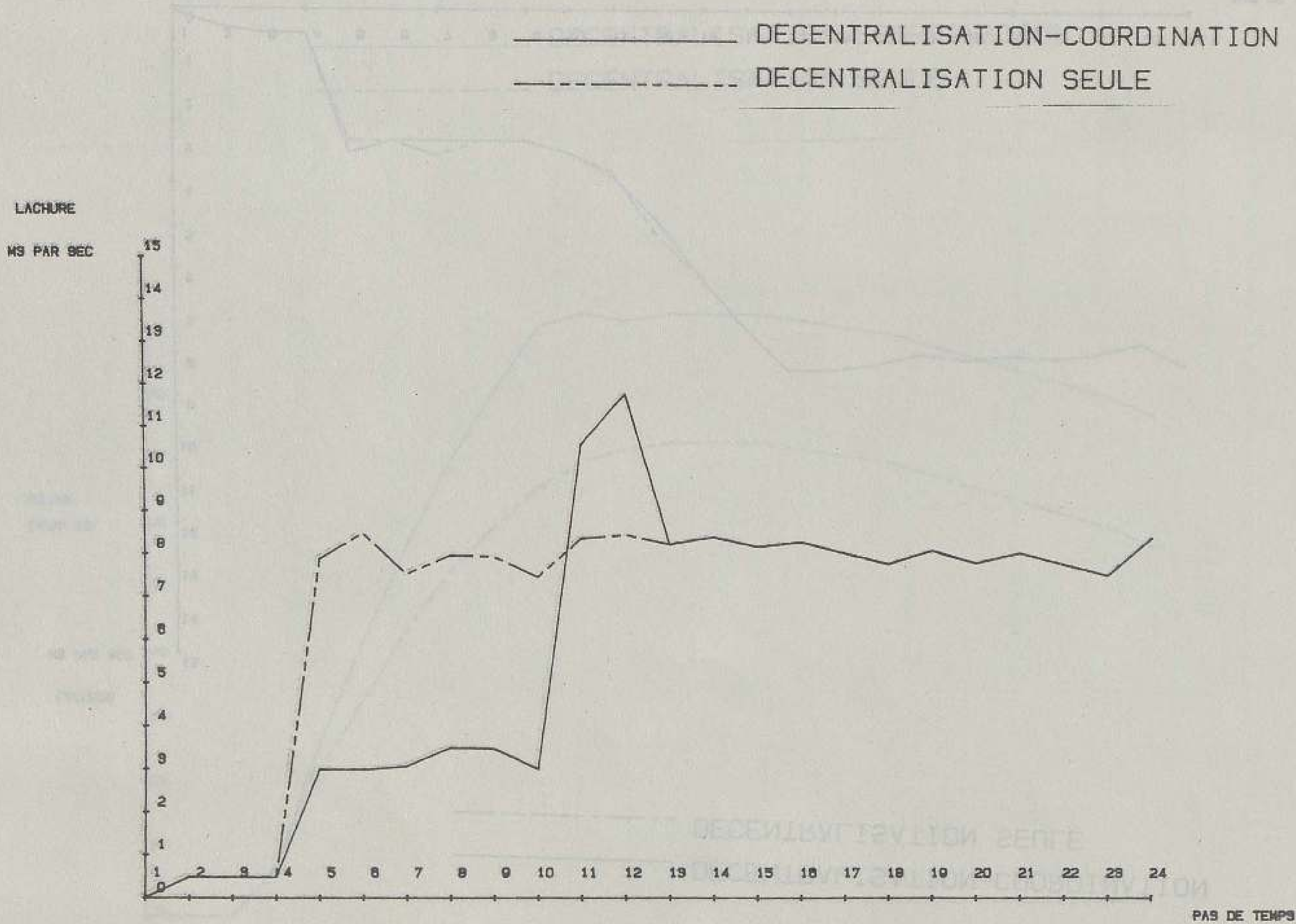


Figure 5.21 Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983

Méthode PRODYN et Décentralisation seule
Lachures à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 26 6 1983

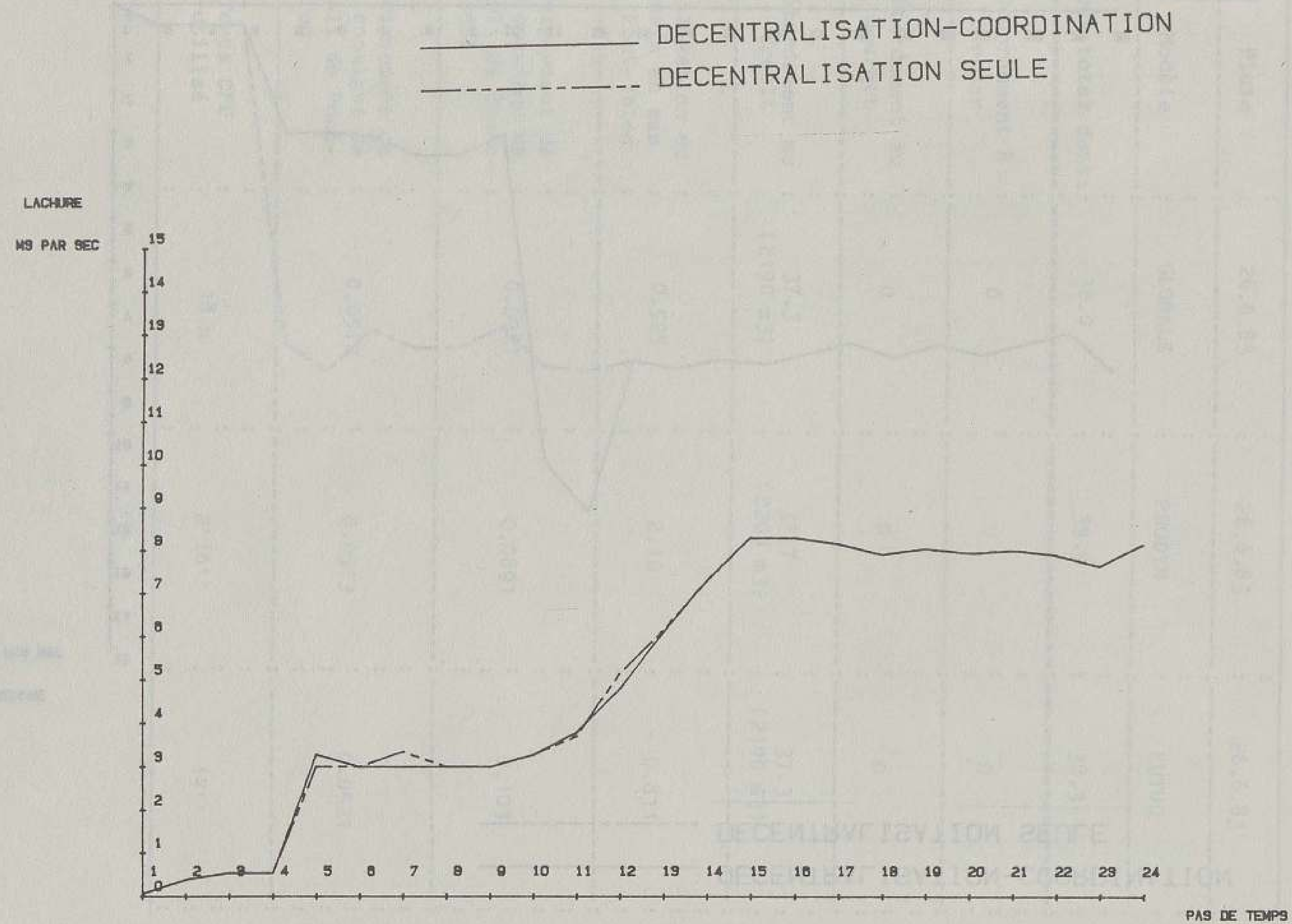
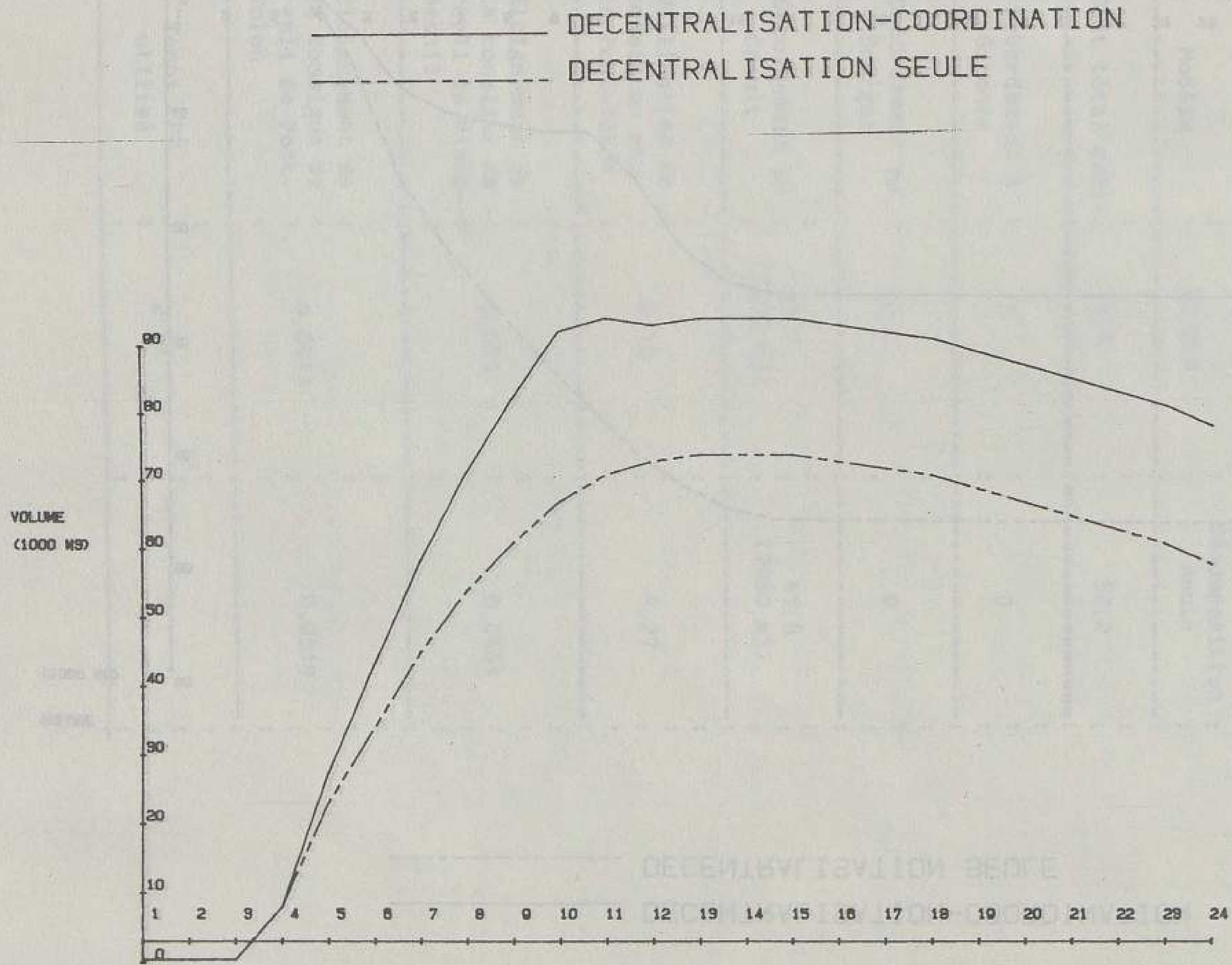


Figure 5.22 Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983

Méthode PRODYN et Décentralisation seule
Lâchures à Pont-Yblon

PLUIE DU 26 6 1983



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - VOLUMES

Figure 5.23 Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983
Méthode PRODYN et Décentralisation seule
Volumes à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 26 6 1983

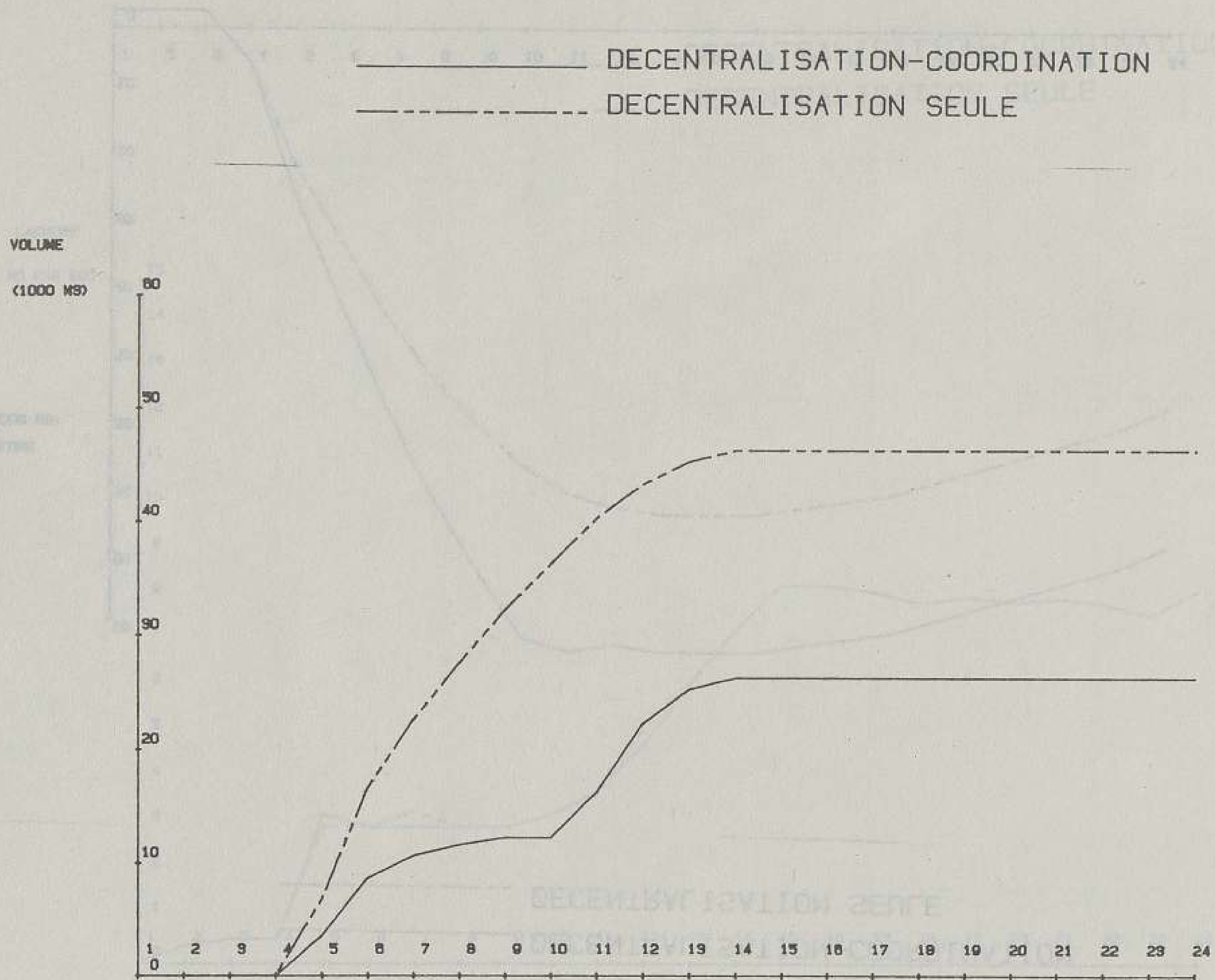


Figure 5.24 Optimisation de la gestion de la pluie du 26/06/1983
Méthode PRODYN et Décentralisation seule
Volumes à Pont-Yblon

Tableau 5.4 Optimisation de la gestion
de la pluie du 26/06/1983

Méthode PRODYN et Décentralisation seule

Valeurs de la fonction objectif
et temps de calcul

Pluie	26.6.83	26.6.83
Modèle	PRODYN	décomposition seule
Coût total dont:	39,9	52,2
Débordement à Garonor	0	0
Débordement au Bourget	0	0
Débordement au Croult	37,7 (2200 m3)	47,8 (2480 m3)
Utilisation du bassin en eau de Pont-Yblon	2,10	4,27
Eloignement de la consigne de repli de Blanc- Mesnil	0,0891	0,0464
Eloignement de la consigne de repli de Pont- Yblon	0,0513	0,0519
Temps CPU utilisé	2' 16''	9''

V.2. Etudes de sensibilité

V.2.1. Le protocole d'étude

a) Les paramètres étudiés

Les études de sensibilité des deux méthodes PRODYN et KUTUC, seules susceptibles d'être implantées au sein du système d'aide à la conduite, ont été menées sur quatre séries de paramètres.

On a tout d'abord étudié l'influence des paramètres propres aux méthodes d'optimisation, qui sont en quelque sorte les "boutons de réglage" des algorithmes. La sensibilité des stratégies proposées à ces paramètres permet d'apprécier la qualité de l'optimum obtenu. En effet, en modifiant ces paramètres de réglage, on modifie le cheminement de l'algorithme pour parvenir à la solution optimale. Si celle-ci est stable, on peut considérer qu'elle représente un optimum de bonne qualité, et non une gestion sous-optimale. De plus, un tel résultat laisse penser que ces paramètres peuvent être déterminés indépendamment des événements pluvieux.

Pour la méthode PRODYN, on a étudié l'influence des pas de discrétisation ΔQ et ΔV , celle des paramètres d'initialisation de l'algorithme qui sont les prix initiaux Π et les variables Λ , et celle des coefficients c , p , σ .

Pour la méthode KUTUC, on a étudié l'influence de la gestion initialisant l'algorithme, des coefficients du lagrangien augmenté c_1 , c_2 , c_3 , c_4 , des pas de gradient σ_1 , σ_2 , σ_3 , σ_4 , du coefficient de pénalisation w , et du pas de gradient τ .

La seconde série de paramètres étudiés concerne ceux caractérisant la structure du réseau d'assainissement. Les études de sensibilité ont tout d'abord porté sur les débits capables aux trois points de débordement $QDEBMAX_1$, $QDEBMAX_2$, $QDEBMAX_3$. La sensibilité des méthodes d'optimisation à ces paramètres permet de juger de l'importance à accorder à leur détermination précise.

Elles ont également porté sur les vitesses de propagation des ondes de débit dans les collecteurs, qui déterminent les paramètres des deux modèles d'écoulement utilisés par PRODYN et KUTUC.

La troisième série étudiée est constituée des paramètres qui sont à la disposition de l'exploitant. Ces paramètres reflètent les objectifs assignés aux méthodes d'optimisation et les contraintes qui leur sont imposées. Une forte sensibilité des résultats de gestion à ces paramètres nécessiterait la détermination très précise des coefficients entrant dans la décomposition de la fonction objectif et laisserait craindre l'impossibilité d'utiliser la même fonction objectif pour deux pluies différentes.

Les paramètres de cette série sont les suivants :

- coefficients de la fonction objectif :
 - $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ concernant les débordements ;
 - α_4 concernant le bassin de Pont-Yblon ;
 - β_1, β_2 concernant l'éloignement des consignes de repli.
- bornes inférieures des consignes de gestions : Q_{1min}, Q_{5min}
- consignes de repli : Q_{1repli}, Q_{5repli}
- pas de temps de gestion : Δt

La dernière série étudiée concerne les paramètres liés à l'incertitude des données hydrologiques, c'est à dire les hydrogrammes entrant sur le réseau.

Il n'a été réalisé que quelques études de sensibilité sur les hydrogrammes, car tout le prochain chapitre est consacré à la prise en compte des incertitudes qui pèsent sur eux. La sensibilité des stratégies de gestion aux variations des valeurs de ces hydrogrammes y sera alors analysée plus en détail. Les simulations réalisées ici ont seulement pour but d'évaluer l'importance de la prise en compte des incertitudes.

b) - Les simulations réalisées

Les études de sensibilité ont été conduites à partir de la version de base des méthodes d'optimisation, exposée au paragraphe V.1.2. où ont été décrites les valeurs des paramètres lors des premières simulations.

L'étude de sensibilité de chacun des paramètres a été menée à l'aide de cette version de base, où seule la valeur du paramètre étudié a été modifiée. La sensibilité simultanée à plusieurs paramètres n'a donc pas été étudiée.

Dans ces conditions, cette série d'études de sensibilité serait absolument correcte si les influences des paramètres étaient indépendantes. L'étude de ces indépendances est délicate, et il est probable que pour les paramètres propres aux méthodes d'optimisation, il n'y a pas une totale indépendance. Pour les autres paramètres en revanche, on peut penser que les influences sont plutôt indépendantes. Pour cette étude, on a fait l'hypothèse de l'indépendance.

Les stratégies de gestion obtenues par les simulations sont représentées sur les figures données en annexe. Les figures qui n'ont pas été exposées en annexe sont celles où la sensibilité du paramètre étudié est quasi-nulle. Les simulations suivantes ont été réalisées :

- paramètres propres aux méthodes d'optimisation :

. méthode PRODYN :

- $(\Delta Q, \Delta V) = (1 \text{ m}^3/\text{s}; 1 \text{ 000 m}^3)$ (version de base)
 $(2 \text{ m}^3/\text{s}; 2 \text{ 000 m}^3)$

Etudes de sensibilité réalisées pour les trois pluies.
 (figures n° A.1 à A.12, tableau A-1)

- Π^1 uniformément égal à : 0,01
 0,1
 1 (version de base)
 10
 100

Etudes de sensibilité réalisées pour la pluie du 26/6/83, seul évènement pour lequel la coordination est nécessaire.

Les gestions obtenues pour ces 5 valeurs du paramètre Π^1 sont strictement identiques (sauf pour la valeur 0,01 où l'on constate une très légère différence pour le début

de la gestion de Blanc-Mesnil). Du fait de cette quasi absence de sensibilité, les courbes des gestions ne sont pas exposées en annexe.

- $\rho = 0,1$
- 0,3
- 0,5 (version de base)
- 0,7
- 1,0

Etudes de sensibilité réalisées pour la pluie du 26/6/83 (figures n° A.13 à A.16 ; tableau A.2)

- Λ^1 uniformément égal à : 0 (version de base)
- 1
- 10
- 100

- $c = 10^{-2}$
- 10^{-3}
- 10^{-4} (version de base)
- 10^{-5}
- 10^{-6}

- $\sigma = 0,3.c$
- $0,75.c$
- c (version de base)
- $1,75.c$

Les paramètres Λ^1 , c et σ sont actifs dans l'algorithme d'optimisation de PRODYN lorsque la contrainte (4-18) est saturée. Or, pour les gestions obtenues pour chacune des pluies testées, la contrainte (4-18) n'est pas saturée. L'influence de ces trois paramètres est donc restée nulle pour les trois événements testés.

• méthode KUTUC :

- $\omega = 5.10^{-12}$
- 5.10^{-11}
- 5.10^{-10} (version de base)
- 5.10^{-9}
- 5.10^{-8}

Etudes réalisés pour les pluies du 31/8 et du 26/6 .
(figures n° A.17 à A.20)

$$- \tau = 0,01$$

0,1 (version de base)

1

10

Etudes réalisées pour les pluies du 31/8 et du 26/6
(figures n° A.21 à A.24)

- Gestion initiale égale :

. à la gestion locale (version de base)

. à la gestion obtenue par une méthode de décomposition des sous-systèmes sans coordination (avec programmation dynamique sur chaque sous-système)

. à une gestion aberrante (consignes uniformes de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les deux bassins).

Etudes réalisées pour les trois pluies
(figures n° A.25 à A.36)

$$- (c_1, c_2, c_3, c_4) = (10^{-4}, 10^{-4}, 10^{-4}, 100)$$

$$= (10^{-5}, 10^{-5}, 10^{-5}, 10)$$

$$= (10^{-6}, 10^{-6}, 10^{-6}, 1) \text{ (version de base)}$$

$$= (10^{-7}, 10^{-7}, 10^{-7}, 10^{-1})$$

$$= (10^{-8}, 10^{-8}, 10^{-8}, 10^{-2})$$

$$= (10^{-9}, 10^{-9}, 10^{-9}, 10^{-3})$$

Etudes réalisées pour la pluie du 26/6/83

(figures n° A.101 à A.104 ; tableau A.9)

Sur ces figures ne sont pas représentées les gestions correspondant aux valeurs $(10^{-4}, 10^{-4}, 10^{-4}, 100)$ ni celles correspondant aux valeurs $(10^{-9}, 10^{-9}, 10^{-9}, 10^{-3})$. En effet, pour les premières de ces valeurs, l'algorithme n'a pas convergé, et pour les secondes valeurs, il a produit des gestions ne respectant plus les contraintes (4-16), (4-17) et (4-18).

La plage possible pour les coefficients c_i reste cependant large.

$$\begin{aligned}
 - (\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4) &= (0,3.c_1 ; 0,3.c_2 ; 0,3.c_3 ; 0,3.c_4) \\
 & (0,75.c_1 ; 0,75.c_2 ; 0,75.c_3 ; 0,75.c_4) \\
 & (c_1 ; c_2 ; c_3 ; c_4) \\
 & (1,75.c_1 ; 1,75.c_2 ; 1,75.c_3 ; 1,75.c_4)
 \end{aligned}$$

Les gestions sont restées insensibles à ces paramètres. En revanche, dès que les σ_i dépassent les valeurs $2.c_i$, l'algorithme d'optimisation ne converge plus.

- paramètres caractérisant la structure du réseau :

$$\begin{aligned}
 - (QDEBMAX_1, QDEBMAX_2, QDEBMAX_3) \\
 &= (15; 20; 20) \text{ (version de base)} \\
 &= (13; 13; 17) \\
 &= (15; 15; 23)
 \end{aligned}$$

Etudes réalisées pour la pluie du 26/6/1983 .
(figures n° A.37 à A.44 - Tableau A.3)

- vitesse des ondes de débit

$$\begin{aligned}
 &= (3,0 \text{ m/s} ; 2,50 \text{ m/s}) \\
 &= (2,70 ; 2,20) \text{ (version de base)} \\
 &= (2,50 ; 2,00) \\
 &= (2,00 ; 1,50)
 \end{aligned}$$

Etudes réalisées pour les trois pluies .
(figures n° A.45 à A.52)

- paramètres à la disposition du gestionnaire :

$$\begin{aligned}
 - (\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) \\
 &= (1,8.10^{-2} ; 1,8.10^{-2} ; 1,8.10^{-2}) \text{ (version de base)} \\
 &= (0 ; 2,7.10^{-2} ; 2,7.10^{-2}) \\
 &= (5,4.10^{-2} ; 0 ; 0)
 \end{aligned}$$

$$= (4,4 \cdot 10^{-2} ; 0,5 \cdot 10^{-2} ; 0,5 \cdot 10^{-2})$$

Etudes réalisées pour la pluie du 26/6 .
(figures n° A.57 à A.56 - Tableau A.4)

$$\begin{aligned} - (\beta_1, \beta_2) &= (1,2 \cdot 10^{-4} ; 1,2 \cdot 10^{-4}) \text{ (version de base)} \\ & \quad (0,6 \cdot 10^{-4} ; 1,8 \cdot 10^{-4}) \\ & \quad (0,1 \cdot 10^{-4} ; 2,3 \cdot 10^{-4}) \end{aligned}$$

Etudes réalisées pour les pluies du 14/9 et du 31/8 .
Les stratégies restent insensibles à la variation de ce paramètre .

$$\begin{aligned} - (Q_{1\text{min}}, Q_{5\text{min}}) &= (3 \text{ m}^3/\text{s} ; 3 \text{ m}^3/\text{s}) \text{ (version de base)} \\ & \quad (0 ; 0) \end{aligned}$$

Etudes réalisées pour les trois pluies .
(figures n° A.57 à A.60 - Tableau A.5)

$$\begin{aligned} - (Q_{1\text{repli}}, Q_{5\text{repli}}) &= (12 \text{ m}^3/\text{s} ; 8 \text{ m}^3/\text{s}) \text{ (version de base)} \\ & \quad (10 ; 8) \\ & \quad (8 ; 6) \end{aligned}$$

Etudes réalisées pour les trois pluies .
(figures n° A.61 à 72 - Tableau A.6)

$$- \Delta t = 15' \text{ (version de base)}$$

30'

Etudes réalisées pour les pluies du 14/9 et du 26/6 .
(figures n° A.73 à A.80 - Tableau A.7)

On n'a pas réalisé de simulations pour Δt inférieur à 15' dans la mesure où cette valeur de 15' représente la borne inférieure permettant la réflexion et l'action du pilote.

- paramètres liés à l'incertitude des données hydrologiques :

- hydrogrammes d'entrée :

. 1^{ère} version : version de base (Fig n° 5.2, 5.4, 5.6)

. autres versions :

- pour les pluies du 14/09/83 et du 26/06/83 :

. pointe du Croult avancée d'1 heure et les autres hydrogrammes identiques à la version de base.

. pointe du Croult retardée d'1 heure et les autres hydrogrammes identiques à la version de base.

. temps de montée de la Morée amont multiplié par 2, pic de la Morée multiplié par 0.75, volume de crue de la Morée et les autres hydrogrammes identiques à la version de base.

- pour la pluie du 26/05/83 :

. temps de montée de la Morée multiplié par 2, pic de la Morée multiplié par 0.75, volume de la crue de la Morée identique à la version de base, pointe du Croult avancée d'1 heure.

. identique à la précédente simulation, avec pointe du Croult retardée d'1 heure.

(figures n° A.81 à A.100 - Tableau A.8)

V.2.2. Interprétation des résultats

a) Paramètres propres aux méthodes d'optimisation :

- Méthode PRODYN

Le doublement du pas de discrétisation des volumes et des débits dans les procédures de programmation dynamique n'entraîne pratiquement pas de changement dans la structure des gestions proposées (fig. A.1 à A.12).

De plus, les gestions optimales sont peu sensibles aux paramètres Π et ρ . Quant aux paramètres Λ_1 , c et σ , leur sensibilité est restée nulle sur une pluie aussi importante que celle du 26.6.1983.

C'est pourquoi, à la lumière des simulations réalisées sur trois événements historiques, il semble raisonnable de penser que les résultats de la méthode PRODYN sont peu sensibles aux paramètres propres à la méthode d'optimisation.

- Méthode KUTUC

La sensibilité des résultats au paramètre w est faible, sauf dans le cas où $w = 5 \cdot 10^{-8}$, ce qui est tout à fait normal (fig A.17 à A.20).

En effet, le paramètre w sert à initialiser l'algorithme et vise, au sein de celui-ci, à vidanger au plus vite les bassins. La valeur de w dans la version de base ($w = 5 \cdot 10^{-10}$) est calculée de telle sorte que les trois objectifs de l'optimisation (lutte contre les inondations, limitation de l'usage du bassin en eau, faible éloignement des consignes de repli) soient toujours prioritaires sur la vidange des bassins induite par w . Mais avec $w = 5 \cdot 10^{-8}$, cette vidange devient un objectif prioritaire vis à vis de l'éloignement des consignes de repli. C'est pourquoi avec $w = 5 \cdot 10^{-8}$, en fin de crue, lorsque le risque de débordement est écarté, la procédure cherche à vidanger au plus vite les bassins plutôt qu'à se rapprocher des consignes de repli. D'où la différence importante des gestions en fin de crue.

On constate, d'autre part, que les gestions sont pratiquement insensibles au pas de gradient τ (fig. A.21 à A.24).

De même, lorsque l'on modifie la gestion initialisant l'algorithme, (même en utilisant des gestions initiales aberrantes comme les consignes de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les deux bassins), les résultats obtenus sont très proches (fig A.25 à A. 36). La structure des gestions est quasi identique et les lâchures sont très peu différentes.

Enfin, si les paramètres c_i et les pas de gradient σ_i restent dans une certaine plage, les gestions obtenues ne sont pas sensibles à ces paramètres. Cette plage est assez large, puisque les c_i peuvent être multipliés par un coefficient allant jusqu'à 1000, et les σ_i évoluer entre 0 et $2 \cdot c_i$ sans altérer les résultats.

- Conclusion

Il semble donc que les méthodes PRODYN et KUTUC présentent une faible sensibilité aux paramètres propres à leurs algorithmes.

b) Paramètres caractérisant la structure du réseau

Les résultats des deux méthodes sont peu sensibles aux vitesses d'écoulement. Seules quelques petites différences ont été constatées pour la pluie du 26/06/1983 (figures A.45 à A.52).

En revanche, les gestions sont très sensibles à la valeur des débits-limites de débordement QDEBMAX (fig A.37 à A.44). Les coûts de ces gestions y sont également particulièrement sensibles (tableau A.3).

Cette forte sensibilité des gestions aux valeurs des QDEBMAX est inquiétante pour l'utilisation opérationnelle et en temps réel d'une méthode d'optimisation.

En effet, le système de télépilotage de Seine-Saint-Denis est essentiellement conçu pour la gestion des phénomènes critiques pouvant engendrer des débordements. C'est justement pour ces événements critiques que la valeur des paramètres QDEBMAX est déterminante. De plus, QDEBMAX n'est pas toujours une variable constante et peut dépendre du temps, par le biais des influences aval, comme c'est le cas de la variable $QDEBMAX_1$ (cf. chapitre IV). Dans ce cas, QDEBMAX n'est pas seulement une donnée caractérisant la structure du réseau, mais dépend également de l'évènement en cours et de sa gestion.

Ainsi, pour pouvoir correctement appréhender les influences aval et les valeurs correctes des QDEBMAX influencés, il faudrait pouvoir utiliser au sein de la procédure d'optimisation en temps réel, des modèles hydrauliques fins et bien sûr pouvoir disposer de données de précision équivalente.

Si les QDEBMAX sont influencés par les hydrogrammes d'apport sur le réseau, il faudrait de plus évaluer très précisément les apports, ce qui semble tout à fait impossible

dans la mesure où une grande partie de ces apports résultent de prévisions évidemment imprécises. Le réseau de la Morée ne présente heureusement pas de tels phénomènes.

Enfin, le réseau qui sert de support à cette étude n'est pas très complexe et les difficultés mentionnées ci-dessus pourraient s'aggraver dans le cas de structures de réseaux beaucoup plus compliquées, comportant notamment un plus grand nombre de réservoirs en série s'auto-influençant et influençant l'écoulement à leur amont.

Face à ces constatations peu encourageantes, une première solution consiste à attendre l'apparition de méthodes très fiables permettant en temps réel d'estimer précisément les influences aval (très gros ordinateurs à coûts abordables permettant de faire exécuter en temps réel des modèles hydrauliques fins au sein des techniques d'optimisation, estimation précise des apports en réseau par une prévision très fiable de la pluie et de sa transformation en débits...).

Une seconde solution consiste à chercher dès maintenant à améliorer (et non pas forcément à optimiser) la gestion faite aujourd'hui localement, tout en étant conscient des insuffisances et en prenant les précautions nécessaires pour éviter l'application de consignes de gestion dangereuses.

C'est la seconde solution qui a été choisie ici, dans la mesure où les moyens permettant de prendre ces précautions nécessaires existent.

Les moyens qui ont été mis en oeuvre dans le cas du réseau de la Morée sont de trois ordres :

- estimation aussi précise que possible des QDEBMAX, en temps différé, avec un modèle de simulation hydraulique fin, et à l'aide de nombreux événements pluvieux historiques pour lesquels on possède des mesures de pluie et des mesures de débit entrant et circulant dans le réseau.

Pour les QDEBMAX faiblement influencés par l'aval (cas de QDEBMAX₂ et QDEBMAX₃ du chapitre IV), ces simulations en temps différé permettent de déterminer assez précisément les débits-limites avant débordement. Pour les QDEBMAX influencés par l'aval, ces simulations, complétées éventuellement par des simulations sur des événements fictifs, permettent d'apprécier l'importance des influences aval, et même de proposer des fonctions empiriques permettant de les représenter, certes imparfaitement, mais en moyenne à peu près correctement. Il est vrai que, comme on l'a déjà indiqué, les QDEBMAX du réseau de la Morée ne sont pas influencés par les apports.

Même si elle n'est pas parfaite, une telle démarche permet déjà d'améliorer la gestion. Pour le montrer, on a calculé les valeurs de la fonction objectif pour les trois gestions représentées sur les courbes A.37 à A.40, en supposant (cas le plus défavorable pour les débordements) que les valeurs réelles des débits-limites $QDEBMAX_i$ étaient ($13m^3/s$, $13m^3/s$, $17m^3/s$). De même, on a calculé les valeurs de cette fonction objectif pour la gestion purement locale. Les résultats présentés sur le tableau 5.5 montrent que, même en se trompant de façon significative sur l'estimation des $QDEBMAX$ (erreur de l'ordre de 15% à 35%), on améliore nettement l'efficacité de la gestion par rapport à la gestion locale.

- utilisation en temps réel d'une simulation fine afin de contrôler a posteriori la gestion proposée par la méthode d'optimisation;

- simulation fine en temps réel de la gestion locale, afin de ne pas appliquer de consignes de gestion qui soient moins efficaces que celles de la gestion locale.

Cette démarche est loin d'être idéale, mais elle permet déjà d'améliorer significativement la gestion du réseau par temps de crise. Avec les précautions mentionnées précédemment, elle évite le risque de jouer à "l'apprenti sorcier". Elle pourra enfin évidemment être améliorée dans l'avenir.

c) Paramètres à la disposition du gestionnaire

PRODYN et KUTUC ayant jusque là donné des résultats similaires, on a seulement utilisé KUTUC pour étudier la sensibilité des gestions à ces paramètres.

La sensibilité des résultats de la méthode KUTUC aux paramètres α_1 , α_2 , α_3 , de la fonction objectif est faible. En effet, il convient d'abord de noter que dans tous les cas α_2 et α_3 sont égaux car ils correspondent physiquement à deux zones de débordement qui sont très proches. De plus, sur les figures A.53 à A.56, on constate la quasi similitude des gestions obtenues pour les distributions des valeurs suivantes $(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) = (1,8 \cdot 10^{-2}; 1,8 \cdot 10^{-2}; 1,8 \cdot 10^{-2})$, $(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) = (0; 2,7 \cdot 10^{-2}; 2,7 \cdot 10^{-2})$ ou $(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) = (4,4 \cdot 10^{-2}; 0,5 \cdot 10^{-2}; 0,5 \cdot 10^{-2})$. Seule la distribution $(5,4 \cdot 10^{-2}; 0; 0)$ amène une gestion complètement différente, ce qui est bien compréhensible parce que l'on supprime alors de fait les zones

de débordement les plus sensibles.

Enfin, le cas $(0; 2,7 \cdot 10^{-2}; 2,7 \cdot 10^{-2})$ permet de remarquer que pour la pluie du 26/06/83, le risque de débordement à l'aval de Pont-Ybon et la nécessité de ne pas trop remplir ce bassin conduit automatiquement à ne pas déborder à Garonor.

La sensibilité des gestions aux paramètres β_1 et β_2 est nulle tant que la valeur de ces paramètres respecte la hiérarchie stricte des objectifs de l'optimisation (débordement - bassin en eau - consignes de repli). Il est important de noter que la valeur relative de β_1 par rapport à β_2 n'influe aucunement sur les gestions, et que la méthode cherche systématiquement à se rapprocher de la consigne de repli de Pont-Yblon avant de se rapprocher de celle de Blanc-Mesnil.

La structure générale de ces gestions est également préservée lorsque les lâchures minimales $Q_{1\text{min}}$ et $Q_{5\text{min}}$ passent de la valeur $3 \text{ m}^3/\text{s}$ à $0 \text{ m}^3/\text{s}$. Les seules différences existent lorsqu'il y a risque de débordement (pluie du 26/06/83, par exemple). La possibilité de fermer complètement les vannes permet ainsi de limiter davantage ou même d'éviter les débordements (fig - A.57 à A.60 - tableau A.5). Néanmoins, la structure générale de la gestion n'est pas bouleversée.

Il convient néanmoins de noter que la sécurité consistant à refuser de fermer complètement les vannes se paye au niveau des débordements. Le compromis entre sécurité de la gestion et amélioration de son efficacité a été une préoccupation permanente des promoteurs du système de télépilotage. Ce compromis montre qu'il reste encore beaucoup à faire et que tout gain en fiabilité pourra se traduire par un gain en efficacité.

Les gestions pratiquement identiques ont été obtenues avec des consignes de repli respectives à Blanc-Mesnil et Pont-Yblon de $12 \text{ m}^3/\text{s}$ et $8 \text{ m}^3/\text{s}$ ou de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ et $8 \text{ m}^3/\text{s}$. Les figures A.61 à A.72 montrent que, lorsqu'il n'y a pas de risque de débordement ou d'utilisation du bassin en eau, les gestions sont adaptées aux consignes de repli ($8 \text{ m}^3/\text{s}$ et $6 \text{ m}^3/\text{s}$ par exemple) mais que leur structure générale est préservée.

Enfin, le doublement du pas de temps de gestion Δt ne bouleverse pas non plus cette structure (fig. A.73 à A.80). Les gestions sont, cependant, moins fines et d'un coût plus élevé (doublement du volume débordé pour la pluie du 26/06/83 - tableau A.7).

d) Paramètres liés à l'incertitude des données hydrologiques

Les gestions sont très sensibles aux hydrogrammes d'entrée sur le réseau, et tout particulièrement lorsqu'il y a risque d'inondation, au décalage dans le temps des pointes de l'hydrogramme provenant de la Morée et de celui du Croult (fig. A.81 à A.100). Pour la pluie du 26/06/83 par exemple, lorsque ce décalage est diminué d'une heure ou augmenté d'une heure, les débordements peuvent être respectivement multipliés par 2,5 ou bien être totalement éliminés (tableau A.8).

Or, l'aléa qui pèse sur l'estimation des hydrogrammes d'entrée sur le réseau est important. Il résulte tout d'abord de l'aléa qui pèse sur l'estimation des lames d'eau. Il résulte aussi de l'aléa concernant la transformation de la pluie en débit.

On a vu au chapitre III que les hyétogrammes de pluie utilisés pour construire les stratégies de gestion sont composés d'une partie résultant de mesures de pluie déjà tombée, et d'une partie de pluie prévue. Si la connaissance de la pluie tombée peut être assurée à peu près correctement (à 10 ou 20% près) grâce aux mesures pluviographiques et radar, la prévision de pluie peut être entachée d'une erreur beaucoup plus importante. Les études permettant de quantifier cette erreur sont actuellement en cours (Jacquet G. et al., 1986) et leurs résultats définitifs ne sont pas encore disponibles. Néanmoins, on peut dès maintenant mettre au point une méthode permettant de tenir compte de ces incertitudes dans la détermination des stratégies optimales de gestion.

La connaissance des hydrogrammes de ruissellement résultant d'une pluie connue est également entâchée d'incertitude. Même avec de nombreuses mesures, la prédétermination des paramètres d'un modèle de ruissellement n'est pas une chose simple, en particulier lorsque les bassins versants sont étendus, comme c'est le cas pour le réseau de la Morée, et malgré le degré important d'imperméabilisation de ces bassins. Les variables comme les surfaces actives, les coefficients de ruissellement, les antécédents de pluie contrôlent la précision des résultats. En général, on estime que les apports en débit peuvent être déterminés avec une précision de 20 à 30% .

Ainsi, les hydrogrammes d'apport sont frappés d'aléas importants. La prévision de la pluie est sans doute la source d'incertitude la plus importante, mais elle n'est pas la source unique. C'est pourquoi une étude particulière permettant la prise en compte de ces aléas dans la méthode d'optimisation paraît absolument nécessaire. Cette étude est l'objet du chapitre suivant.

e) Conclusion

Au cours des études de sensibilité, on a pu constater la similitude des résultats produits par les deux méthodes PRODYN et KUTUC, et on a vu au début du chapitre V (comparaison avec la programmation dynamique globale) que ces résultats semblaient satisfaisants, tout au moins sur les trois événements testés. En revanche, le temps de calcul qu'elles utilisent différencie assez nettement les deux méthodes.

Les paramètres vis à vis desquels les gestions sont les plus sensibles sont les capacités des collecteurs avant débordement et les hydrogrammes d'apport en réseau.

On a indiqué précédemment de quelle manière, imparfaite mais avec des précautions importantes, on pouvait évaluer les débits-limites avant débordement, tout au moins dans le cas particulier du réseau de la Morée. Dans ce cas et malgré une erreur importante sur l'estimation de ces débits-limites, on a mis en lumière l'amélioration apportée à la gestion par rapport à la gestion locale.

On a également mis en lumière la nécessité de tenir compte des aléas concernant les hydrogrammes d'apport au sein de la méthode d'optimisation. Il est bien évident qu'une telle

prise en compte utilisera des temps de calcul nettement supérieurs à la simple optimisation d'un évènement parfaitement déterminé. Compte tenu des temps de calcul respectifs des méthodes PRODYN et KUTUC et de la contrainte de temps du chapitre III, la méthode KUTUC semble la plus adéquate pour la prise en compte des incertitudes. C'est pourquoi c'est cette méthode qui a été utilisée pour mener l'étude présentée au chapitre suivant.

CHAPITRE VIPRISE EN COMPTE DES INCERTITUDES DE PREVISIONDANS LA METHODE D'OPTIMISATION

Comme il a été indiqué au chapitre II, les lois régissant l'incertitude sur les valeurs des hydrogrammes d'entrée à chaque pas de temps sont délicates à construire. Elles ne peuvent pas être extraites simplement des mesures actuellement disponibles.

En revanche, l'incertitude sur quelques paramètres caractéristiques de ces hydrogrammes semble plus facilement accessible. A partir de ces paramètres et de leur loi, il est alors possible de construire des scénarios d'hydrogrammes prévus.

En construisant par simulation un grand nombre de ces scénarios, il serait alors possible de calculer les lois conditionnelles des valeurs des hydrogrammes à chaque pas de temps, afin d'optimiser l'espérance mathématique de la fonction objectif. Cependant, il est à craindre qu'une telle optimisation stochastique prenne beaucoup de temps de calcul et soit incompatible avec la contrainte de 4 minutes.

C'est pourquoi on propose d'utiliser la méthode d'optimisation déterministe retenue au chapitre précédent, non pas sur un seul scénario de prévision des hydrogrammes, mais sur plusieurs scénarios, construits à partir des renseignements fournis par la prévision et des connaissances actuelles sur l'incertitude de cette prévision.

Il est fort probable que cette méthode heuristique est sous optimale, car l'aléa pesant sur les décisions futures est incorrectement pris en compte. Néanmoins, le fait d'utiliser la procédure à chaque pas de temps, en bénéficiant ainsi de l'amélioration de la prévision au cours du déroulement de l'évènement pluvieux, limite déjà les effets de cette incorrection. De plus comme on le verra ci-après, les délais de ruissellement sur les bassins versants permettent de travailler sur des hydrogrammes dont les valeurs des premiers pas de temps sont issues de mesure de pluie et non pas de prévision.

Or, ces premiers pas de temps jouent un rôle plus important que les autres dans la détermination des consignes de gestion des premiers pas de temps. Cette constatation permet d'espérer que la procédure d'optimisation en avenir incertain proposée ici ne conduit pas à un résultat grossièrement sous optimal. Les stratégies obtenues avec une prévision parfaite constituent enfin une référence permettant de juger de la qualité des résultats produits par cette méthode heuristique.

Le paragraphe VI.1 ci-dessous décrit la méthode de construction des scénarios de prévision des hydrogrammes. Le paragraphe VI.2 expose la procédure d'optimisation en temps réel utilisant ces scénarios, avec ses diverses variantes possibles. Enfin, le paragraphe VI.3 donne les résultats obtenus par cette méthode et les compare avec ceux obtenus à partir de la seule prévision sans construction d'autres scénarios, ou avec ceux obtenus avec une prévision parfaite. Quelques études de sensibilité, concernant notamment le nombre de scénarios utilisés, sont également exposées.

VI.1. Construction des scénarios de prévision

Le paragraphe III.4.2.d. indique la forme des hyétogrammes prévus, caractérisés par les dates de début et fin de pluie et les intensités moyennes toutes les trente minutes.

On pourrait étudier l'incertitude concernant ces données moyennes, et ainsi construire des scénarios de hyétogrammes respectant la structure de cette incertitude. Il faudrait de plus estimer l'incertitude sur le hyétogramme réel (de pas de temps de 5 ou 10 minutes) que l'on peut retrouver à partir du hyétogramme prévu (de pas de temps de 30 minutes). Enfin, comme on l'a dit au chapitre précédent, la transformation pluie-débit est également frappée d'aléas qui ne peuvent pas être pris en compte en considérant seulement les hyétogrammes.

Pour faciliter l'étude de ces incertitudes, on a préféré travailler sur les hydrogrammes de ruissellement à l'exutoire des bassins versants, plutôt que sur les hyétogrammes qui les provoquent. Ce choix est compatible avec l'optimisation des consignes de gestion, car celles-ci ne sont fonctions des hyétogrammes qu'à travers les hydrogrammes, et présente trois avantages principaux. Le premier de ces avantages vient du fait qu'il est ainsi possible de ne pas

tenir compte de la répartition spatiale de la pluie, puisque l'on travaille sur un hydrogramme mesuré en un point unique du bassin versant. La collecte des données et l'évaluation des incertitudes en sont grandement facilitées. Le deuxième avantage est qu'il est possible de bénéficier du rôle de filtre des bassins versants. Comme les hydrogrammes de ruissellement ont des formes que l'on retrouve plus systématiquement d'un événement à l'autre que celles des hyétogrammes, on peut caractériser presque complètement les hydrogrammes par un nombre restreint de paramètres. Il suffit alors d'évaluer l'incertitude sur ces quelques paramètres pour pouvoir construire des scénarios d'hydrogrammes, ce qui n'est pas le cas avec les hyétogrammes dont les formes sont beaucoup plus diverses (Desbordes, 1973 et 1974 b) (Desbordes, Masson, 1981) (Desbordes et al., 1975).

Enfin, le troisième avantage vient du fait qu'en travaillant sur les hydrogrammes, on peut intégrer l'incertitude due à la transformation pluie-débit, à condition bien sûr de connaître la structure de cette incertitude. Pour ce faire, il faut disposer de grandes quantités de mesures de pluie et de débit concomittantes sur l'ensemble des sous-bassins versants. Ne disposant pas de l'évaluation de cette incertitude, on n'a pas pris en compte dans cette étude, les aléas pesant sur la transformation pluie-débit. La construction des scénarios décrite ci-après pourrait cependant l'inclure sans difficulté.

Lors de l'optimisation en temps réel, la méthode de construction des scénarios sera utilisée de la manière suivante :

- prévision de hyétogrammes de la forme de la figure 3.8 du chapitre III, pour chacun des sous-bassins versants ;
- transformation de ces hyétogrammes en hydrogrammes à chacun des points d'entrée sur le réseau à gérer (4 points pour le réseau de la Morée), à l'aide de modèles de ruissellement qui ont fait l'objet de nombreuses études de calage ;
- pour chacun de ces hydrogrammes, extraction des quelques paramètres le caractérisant (paragraphe VI.1.1) ;
- tirage dans les lois respectives de n valeurs pour chacun de ces paramètres et pour chaque hydrogramme d'apport (paragraphe VI.1.2.) ;
- reconstitution de n hydrogrammes à partir des paramètres tirés, pour chacun des points d'apport.

On obtient ainsi n scénarios de l'évènement à gérer, respectant la structure de l'incertitude concernant la prévision (paragraphe VI.1.3.).

Cette méthode de construction des scénarios d'hydrogramme peut apparaître complexe et lourde. On pourrait en effet imaginer prévoir directement les hydrogrammes, sans passer par la prévision de la pluie. Pour ce faire, on pourrait utiliser des modèles autorégressifs du type de ceux qui sont utilisés pour la prévision des crues des rivières et qui seraient plus maniables.

On n'a pas utilisé de tels modèles pour les raisons suivantes :

- la mise au point de tels modèles nécessite de très grandes quantités d'informations sur les débits et les intensités de pluie. Ces quantités d'informations font encore défaut à l'heure actuelle sur le réseau de la Morée ;

- la prévision de pluie permet d'avoir une image, certes imprécise, mais globale du phénomène en cours sur une durée de quelques heures, alors que la prévision des débits par modèle autorégressif ne couvrirait que quelques quarts d'heure ;

- enfin, les temps de réponse des bassins versants permettent de mener l'optimisation sur des hydrogrammes dont une partie est issue de mesures de pluie (et non plus de prévision). Ce temps d'avance dû au ruissellement, qui n'existe que pour les grands bassins versants comme ceux du réseau de la Morée, permet de limiter considérablement les aléas dus à la prévision (cf. paragraphe VI.3).

En temps réel, la procédure d'optimisation, donc de construction des scénarios, sera utilisée à chaque pas de temps de gestion (de durée de 15 minutes) pour bénéficier de nouvelles mesures de pluie et de l'amélioration de la prévision lors du développement de l'évènement (cf. paragraphe VI.2).

Supposons donc que l'on se situe au début du pas de temps k , durant lequel il faut construire des scénarios et réaliser une optimisation de la gestion du réseau pour la période $[(k+1).\Delta t, N.\Delta t]$, où $N.\Delta t$ constitue l'horizon de l'optimisation. A cet instant, et après avoir réalisé une prévision de pluie, les hydrogrammes dont on dispose sont de la forme suivante :

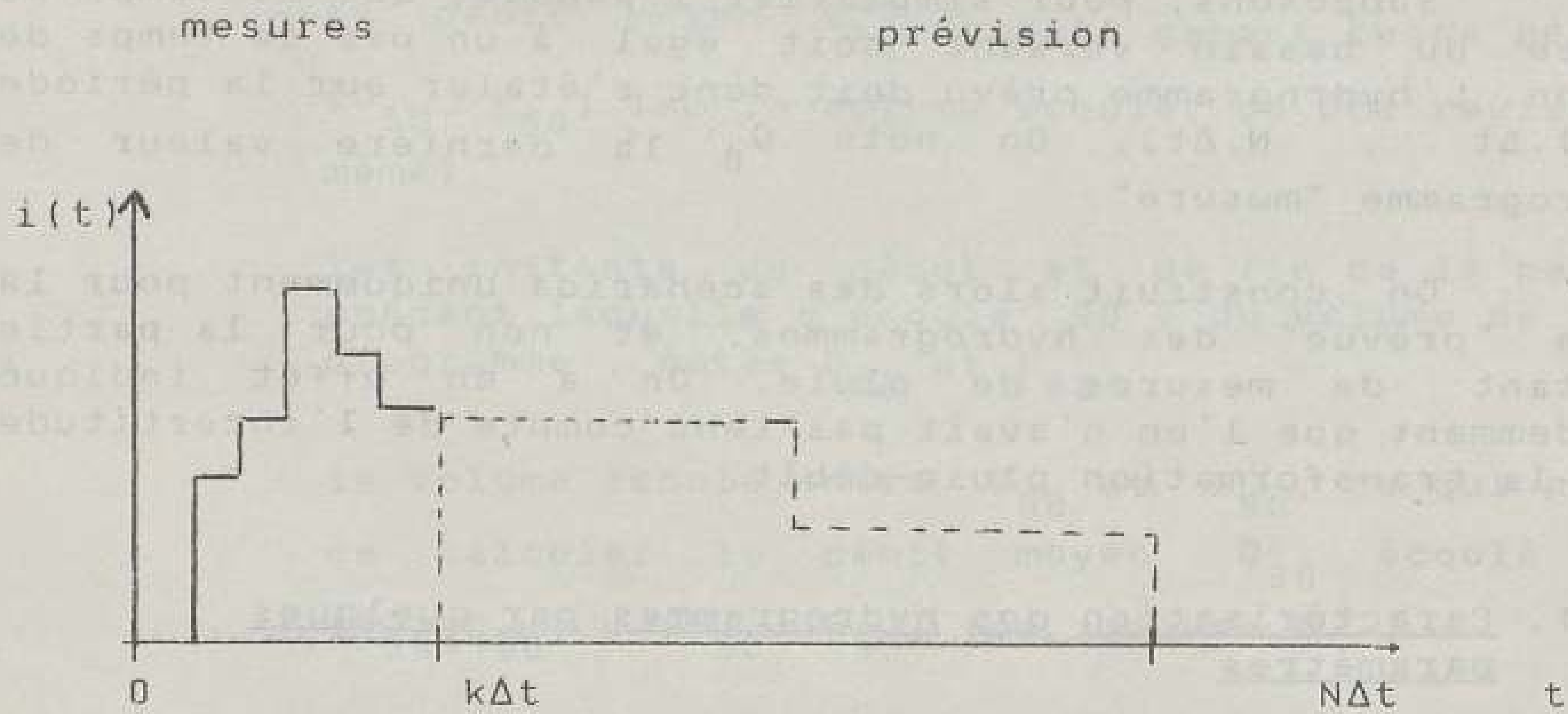


Figure 6.1. Hyétogramme disponible en temps réel

A l'aide des modèles de ruissellement, on en déduit des hydrogrammes entrant sur le réseau. Grâce au temps de réponse des bassins versants, la part de l'hydrogramme, issue des mesures de pluie, dépassera $k.\Delta t$ (cf. figure 6.2). Dans le cas du réseau de la Morée, où tous les bassins versants ont des temps de réponse supérieurs à $\Delta t = 15$ minutes, l'hydrogramme "mesuré" (i.e. résultant de mesures de pluie et d'une transformation par le modèle de ruissellement) atteindra au moins l'instant $(k+1).\Delta t$:

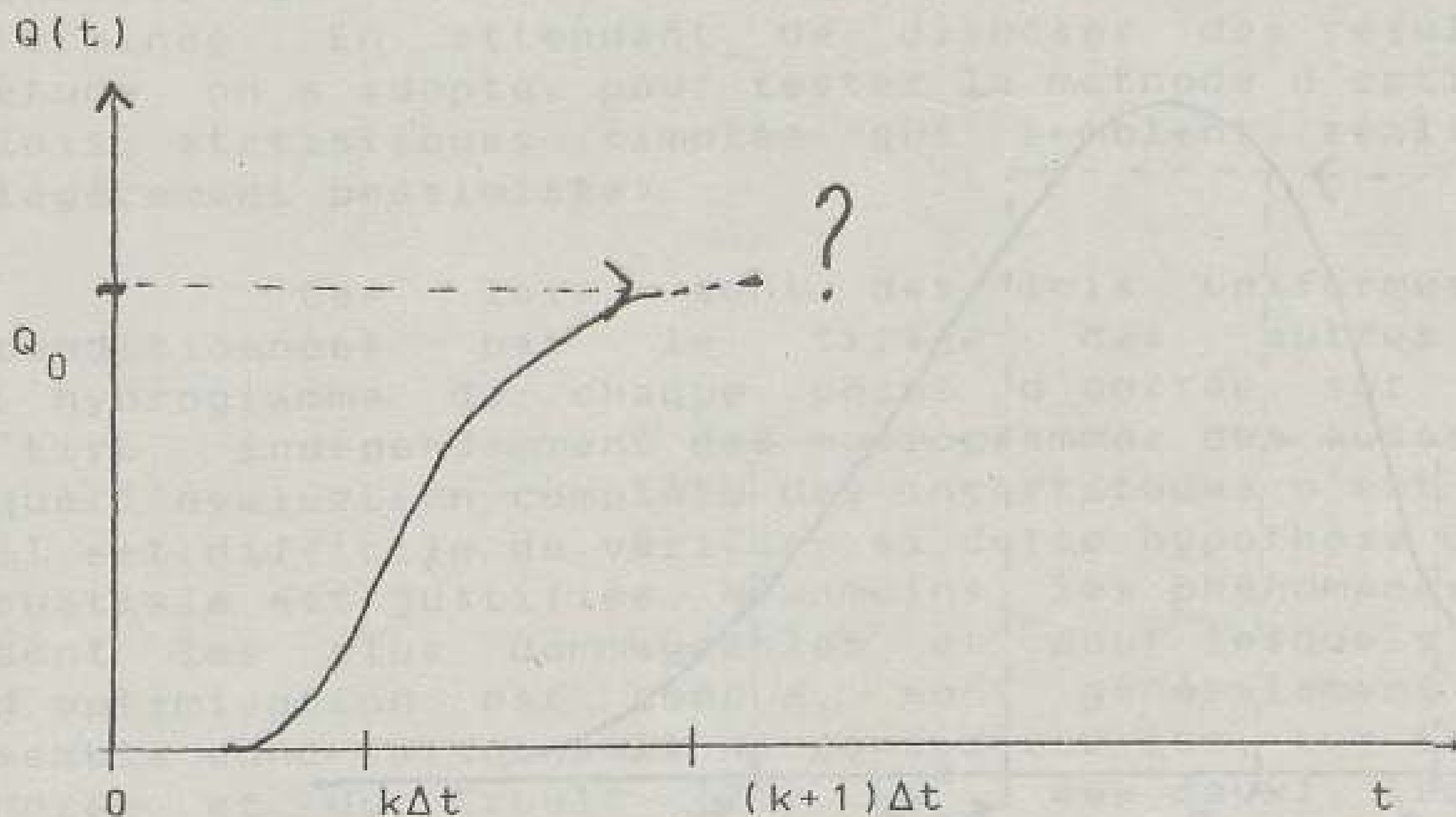


Figure 6.2 Début de l'hydrogramme disponible en temps réel

Supposons, pour simplifier l'exposé, que le temps de réponse du bassin versant soit égal à un pas de temps de gestion. L'hydrogramme prévu doit donc s'étaler sur la période $[(k+1).\Delta t, N.\Delta t]$. On note Q_0 la dernière valeur de l'hydrogramme "mesuré".

On construit alors des scénarios uniquement pour la partie "prévue" des hydrogrammes, et non pour la partie résultant de mesures de pluie. On a en effet indiqué précédemment que l'on n'avait pas tenu compte de l'incertitude due à la transformation pluie-débit.

VI.1.1. Caractérisation des hydrogrammes par quelques paramètres

Une fois que les hydrogrammes prévus ont été déduits des hyétogrammes prévus, on caractérise ces hydrogrammes par le calcul de quelques paramètres significatifs.

Les paramètres choisis pour caractériser un hydrogramme sont les suivants :

- les instants de début et de fin de la période la plus courte pendant laquelle s'écoule 50 % du volume de l'hydrogramme. Cette période est en quelque sorte la période de ruissellement intense. Les instants de début et de fin de cette période sont notés respectivement D_{50} et F_{50} . (cf. figure n° 6-3).

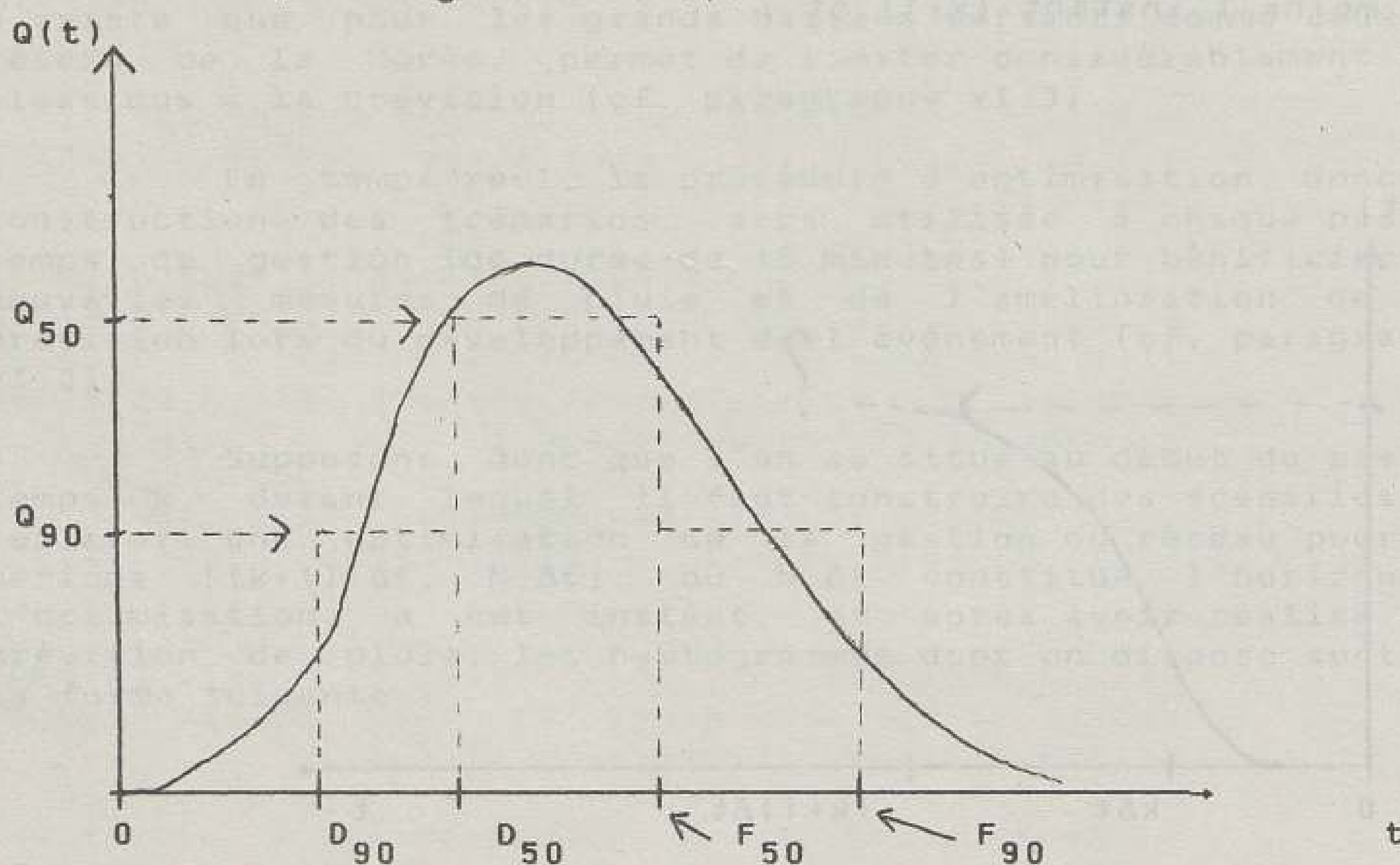


Figure 6.3. Décomposition d'un hydrogramme en 6 paramètres

- le débit moyen Q_{50} écoulé durant cette période $[D_{50}, F_{50}]$ (ou le volume écoulé, ce qui revient au même).
- les instants de début et de fin de la période pendant laquelle s'écoule 90 % du volume de l'hydrogramme, notés D_{90} et F_{90} .
- le volume écoulé entre D_{90} et F_{90} , ce qui permet de calculer le débit moyen Q_{90} écoulé dans $[D_{90}, D_{50}] \cup [F_{50}, F_{90}]$ (cf. figure 6.3).

VI.1.2. Lois statistiques de l'incertitude des paramètres caractérisant un hydrogramme

Après avoir extrait les paramètres caractérisant les hydrogrammes prévus, on tire n valeurs pour chacun de ces paramètres dans leur loi de probabilité respective. Ce travail est réalisé pour chaque hydrogramme d'apport sur le réseau. Ces n valeurs constituent en quelque sorte les "squelettes" de n scénarios d'hydrogramme.

Les six paramètres caractérisant un hydrogramme ont été choisis d'une part parce qu'ils permettaient une reconstruction simple et correcte de l'hydrogramme (cf. paragraphe VI.1.3), et d'autre part parce que l'incertitude due à la prévision et qui portait sur eux semblait accessible.

Comme on l'a déjà dit, l'évaluation de cette incertitude est actuellement en cours, mais n'est pas encore terminée. En attendant de disposer des résultats de cette étude, on a adopté, pour tester la méthode d'optimisation, des lois statistiques simples qui semblent réalistes, et même légèrement pessimistes.

Ces lois sont des lois uniformes bornées et conditionnées par le tirage des autres paramètres. L'hydrogramme de chaque point d'entrée sur le réseau est "tiré" indépendamment des hydrogrammes des autres points. Tant que l'évaluation complète des incertitudes n'est pas réalisée, il est difficile de vérifier si cette hypothèse d'indépendance spatiale est justifiée. Néanmoins, les phénomènes orageux, qui sont les plus dommageables et pour lesquels cette méthode d'optimisation est conçue, sont généralement localisés. Il semble donc raisonnable de considérer que, sur le bassin de la Morée et du Croult (250 km^2 à eux deux), les hydrogrammes d'apport sont peu corrélés entre eux. Les trois pluies historiques déjà utilisées semblent confirmer cette hypothèse.

Les lois permettant de construire les scénarios sont présentées ci-dessous :

- on utilise la fonction $h(t)$ définie sur R^+ par :

- $h(t) = 30$ minutes pour $t \leq 30$ minutes

- $h(t) = 90$ minutes pour $t > 4$ heures

- $h(t)$ varie linéairement entre 30 et 90 minutes, pour t compris entre 30 minutes et 4 heures.

- on note t_1 l'instant auquel est faite la prévision des hyétogrammes de pluie. Dans l'exemple du paragraphe précédent, la prévision était faite au début du pas de temps k , soit pour $t_1 = (k-1) \cdot \Delta t$.

- loi de D_{50} : tirage de \tilde{D}_{50} dans une loi uniforme entre :
 $\sup[t_1, D_{50} - h(D_{50} - t_1)]$ et $D_{50} + h(D_{50} - t_1)$

- loi de D_{90} : tirage de \tilde{D}_{90} dans une loi uniforme entre :
 $\sup[t_1, \inf(\tilde{D}_{50}, D_{90} - h(D_{90} - t_1))]$ et
 $\inf[\tilde{D}_{50}, D_{90} + h(D_{90} - t_1)]$.

- loi de F_{50} : tirage de $\tilde{F}_{50} - \tilde{D}_{50}$ dans une loi uniforme entre :
 $\sup[0, F_{50} - D_{50} - h(F_{50} - t_1)]$ et
 $F_{50} - D_{50} + h(F_{50} - t_1)$.

- loi de F_{90} : tirage de $\tilde{F}_{90} - \tilde{F}_{50}$ dans une loi uniforme entre :
 $\sup[0, F_{90} - F_{50} - h(F_{90} - t_1)]$ et
 $F_{90} - F_{50} + h(F_{90} - t_1)$

- loi de Q_{50} : tirage de \tilde{Q}_{50} dans une loi uniforme entre :
 $0,5 \cdot Q_{50}$ et $1,5 \cdot Q_{50}$

- loi de Q_{90} : tirage de \tilde{Q}_{90} dans une loi uniforme entre :
 $\inf[\tilde{Q}_{50}, (0,5 \cdot Q_{90})]$ et $\inf[\tilde{Q}_{50}, (1,5 \cdot Q_{90})]$

Ces lois ne constituent bien sûr qu'une vague esquisse de la structure réelle des incertitudes qui pèsent sur les 6 paramètres. Elles ont été construites en accord avec les chercheurs qui mènent l'étude sur l'évaluation correcte de ces incertitudes (Jacquet et al., 1986) et devront être remplacées par les lois mises à jour au cours de cette étude. Elles permettent cependant de construire différents scénarios d'hydrogrammes entrant sur le réseau à partir d'une prévision de pluie.

VI.1.3. Recomposition des hydrogrammes à partir des six paramètres

Après le tirage dans les lois de probabilité, on dispose du squelette (c'est à dire d'un jeu de 6 paramètres) de n scénarios d'hydrogramme pour chaque point d'apport sur le réseau.

Il faut alors reconstruire un hydrogramme complet à l'aide de chaque jeu de 6 paramètres. On obtient ainsi n scénarios d'hydrogramme pour chaque point d'apport sur le réseau, c'est à dire n scénarios de l'évènement pluvieux à gérer.

On expose dans ce paragraphe la technique de recomposition d'un hydrogramme à partir des 6 paramètres. En temps réel, ce travail est réalisé avec les paramètres tirés dans les lois de probabilité présentées précédemment, c'est à dire, en utilisant les notations du paragraphe précédent, avec les paramètres coiffés d'un "tilde". Par souci de simplification de l'exposé, on a ici retiré le "tilde".

La recomposition d'un hydrogramme à partir des 6 paramètres le caractérisant est faite différemment selon que l'on est en montée de crue ($D_{50} > D_{90}$ ou $D_{50} = D_{90}$ et $Q_0 < Q_{50}$) ou bien en décrue ($D_{50} = D_{90}$ et $Q_0 \geq Q_{50}$).

Le cas $D_{50} < D_{90}$ suppose un hydrogramme à deux maxima bien différenciés. Il n'a jamais été rencontré sur les hydrogrammes dont on disposait. C'est pourquoi lors du tirage de ces paramètres dans leur loi de probabilité respective, on tire d'abord D_{50} , puis ensuite D_{90} en imposant $D_{90} \leq D_{50}$.

La méthode de reconstitution des hydrogrammes exposée ci-après s'appuie sur le fait que les hydrogrammes de ruissellement des grands bassins versants du réseau de la Morée ne présentent pas plusieurs maxima bien différenciés. Pour des bassins versants présentant cette particularité, la méthode de reconstitution devrait être modifiée afin de traduire la forme générale des hydrogrammes. Cependant, les méthodes d'optimisation déterministes étudiées aux chapitres IV et V, ainsi que la démarche générale du chapitre VI pourraient être utilisées pour de tels bassins.

a). Montée de crue :

Lorsque l'on est en montée de crue, l'hydrogramme recomposé a la forme d'un double triangle (Desbordes M., 1973). Deux cas doivent alors être considérés selon que $D_{50} > D_{90}$ ou que $D_{50} = D_{90}$ et $Q_0 < Q_{50}$.

- 1^{er} cas : $D_{50} > D_{90}$

Dans ce cas et avec des hydrogrammes à un seul pic marqué, on a toujours $Q_0 \leq Q_{90}$. L'hydrogramme est alors reconstruit comme l'indique la figure 6.4.

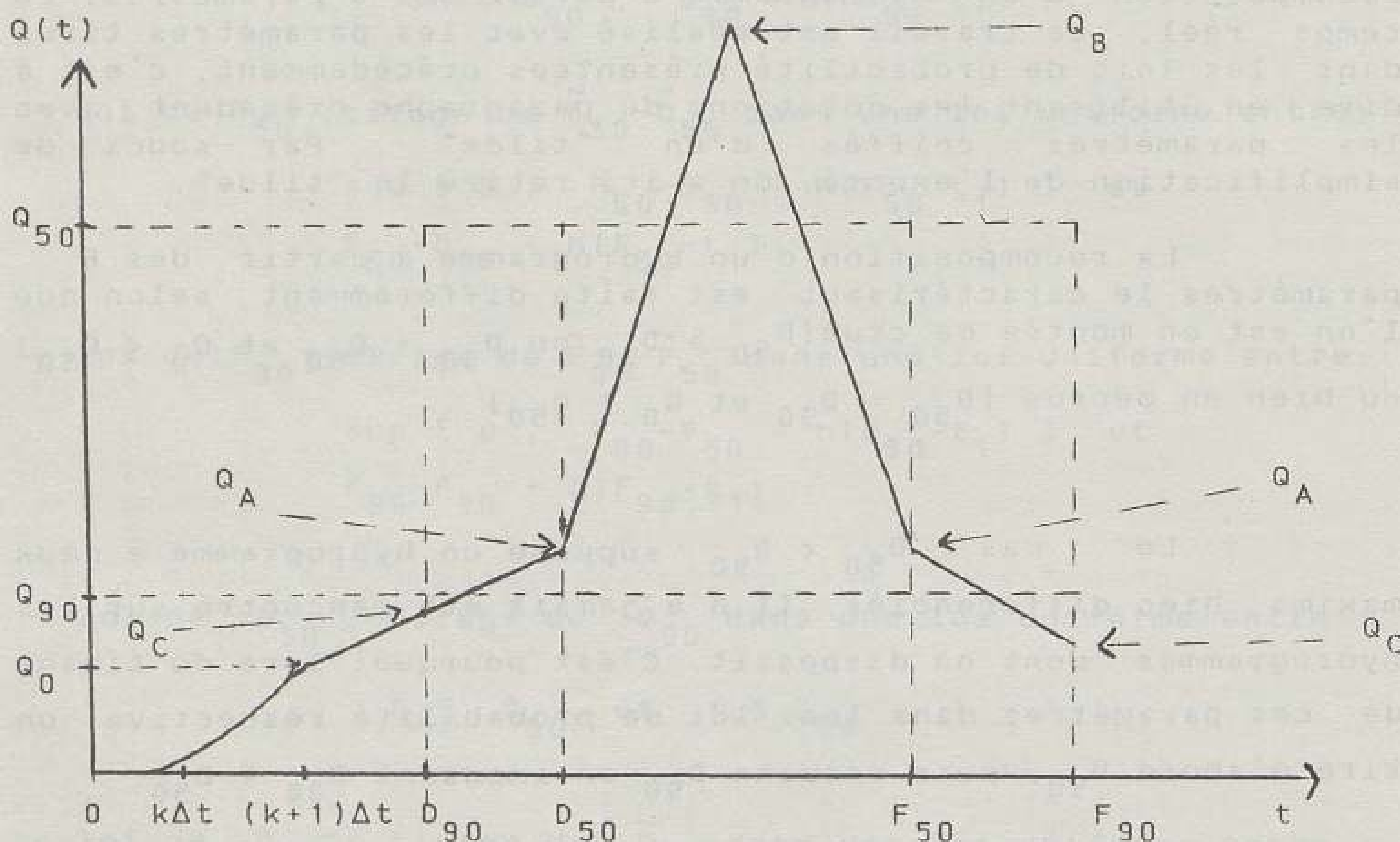


Figure 6.4. Reconstitution d'un hydrogramme en montée de crue (1^{er} cas)

$$\text{où } Q_C = \frac{Q_0 \cdot (D_{50} - D_{90}) + 2 \cdot Q_{90} \cdot (D_{90} - (k+1)\Delta t)}{D_{50} + D_{90} - 2 \cdot (k+1)\Delta t}$$

(on a ainsi toujours $Q_0 \leq Q_C \leq Q_{90}$, car $Q_0 \leq Q_{90}$)

$$Q_A = Q_{90} + (Q_{90} - Q_C)$$

$$Q_B = Q_{50} + (Q_{50} - Q_A)$$

- 2^{ème} cas : $D_{50} = D_{90}$ et $Q_0 < Q_{50}$

(le cas $Q_0 \geq Q_{50}$ correspond à la décrue, et est traité plus loin)

L'hydrogramme est reconstruit comme l'indique la figure 6.5.

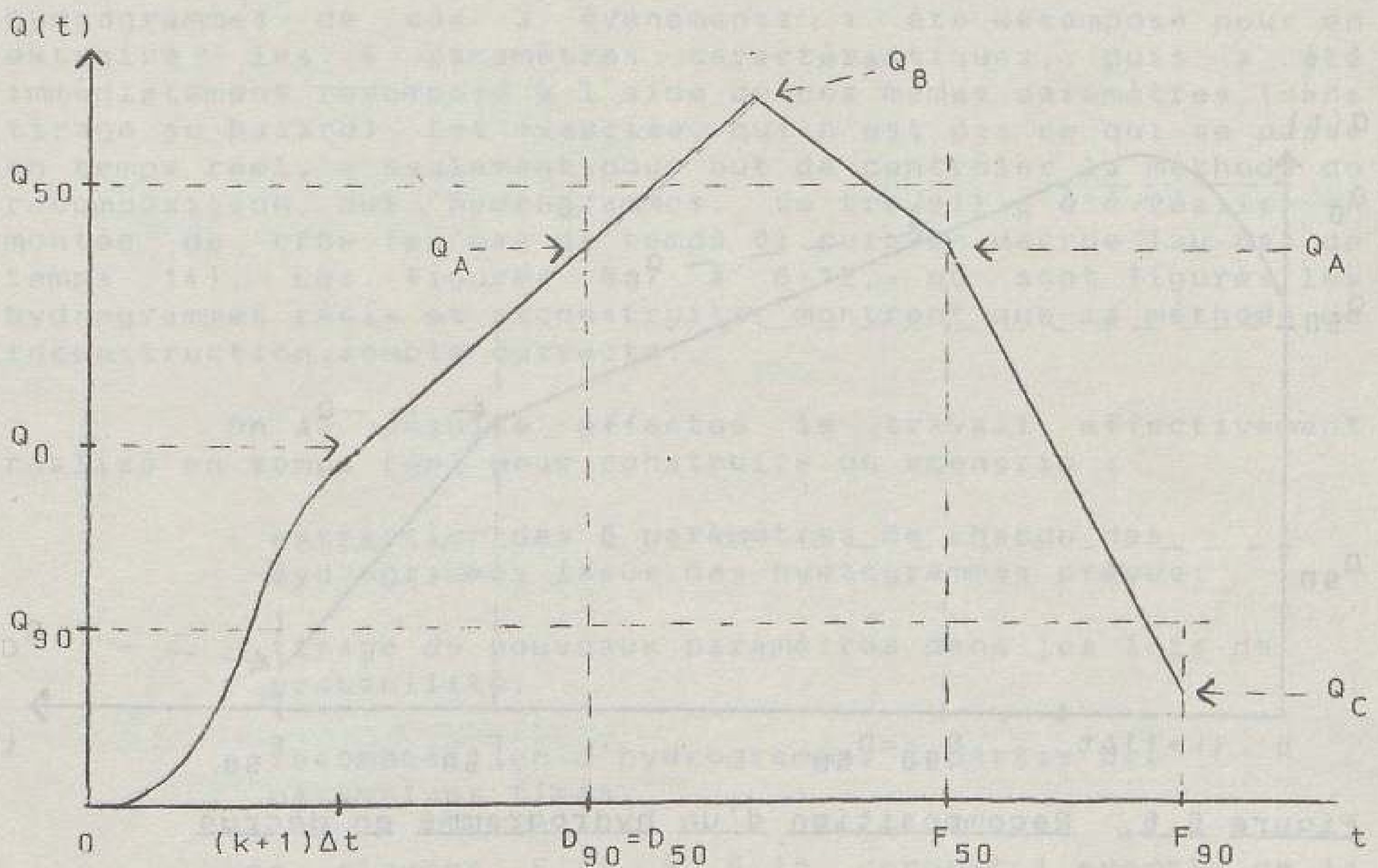


Figure 6.5. Recomposition d'un hydrogramme en montée de crue (2^{ème} cas)

$$\text{où } Q_A = \frac{Q_0 \cdot (F_{50} - D_{50}) + 4 \cdot Q_{50} \cdot (D_{50} - (k+1)\Delta t)}{F_{50} + 3 \cdot D_{50} - 4 \cdot (k+1)\Delta t}$$

(on a ainsi toujours $Q_0 \leq Q_A \leq Q_{50}$)

$$Q_B = Q_{50} + (Q_{50} - Q_A)$$

$$Q_C = \sup(0, 2 \cdot Q_{90} - Q_A)$$

La figure 6.5 présente le cas où $Q_{90} < Q_0 < Q_{50}$, mais le calcul est strictement identique avec $Q_0 \leq Q_{90}$.

b). Décrue :

Lorsque l'on est en décrue ($D_{50} = D_{90}$ et $Q_0 \geq Q_{50}$), l'hydrogramme est reconstruit comme l'indique la figure 6.6.

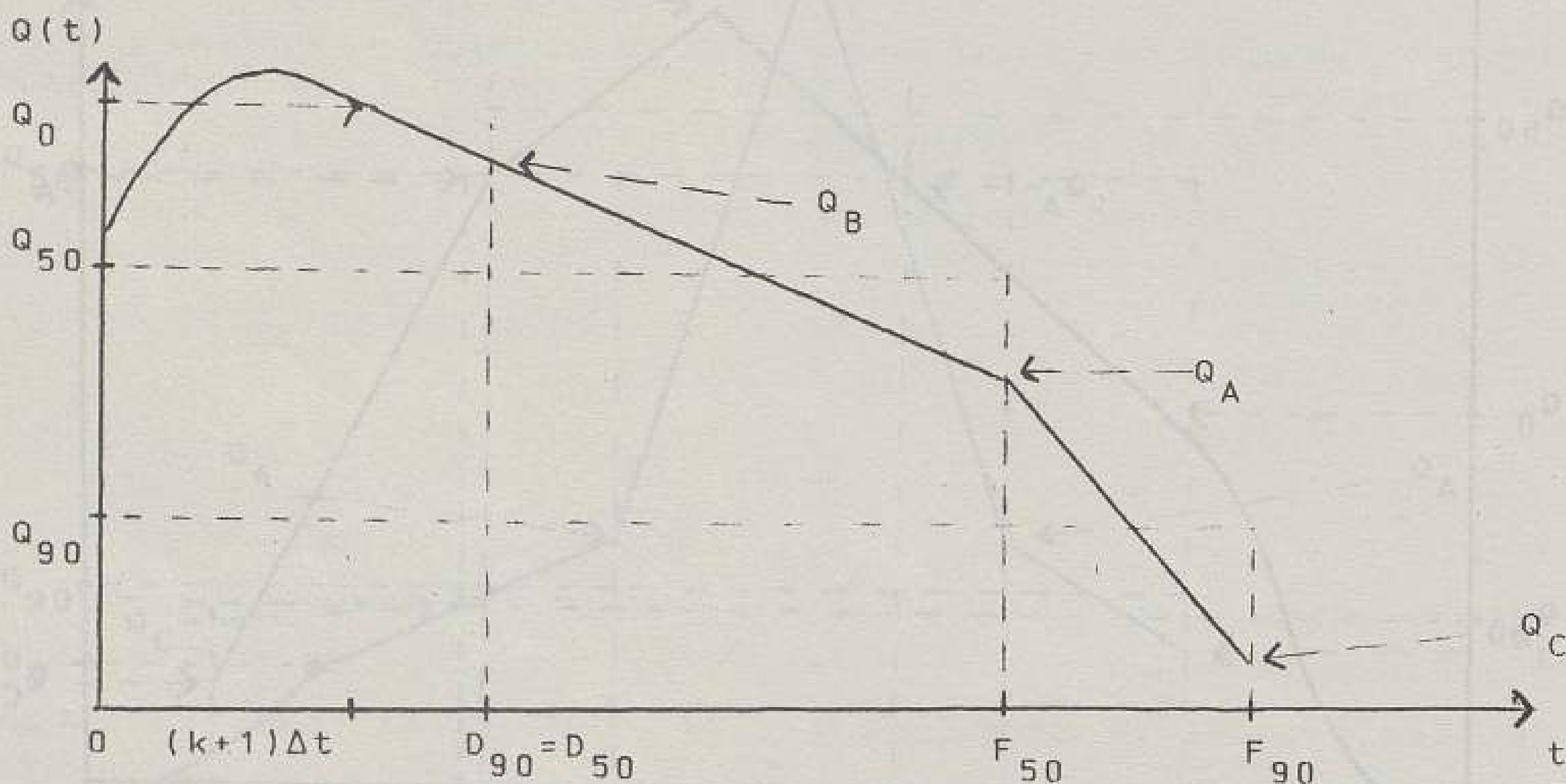


Figure 6.6. Reconstitution d'un hydrogramme en décrue

$$\text{où } Q_B = \frac{Q_0 \cdot (F_{50} - D_{50}) + 2 \cdot Q_{50} \cdot (D_{50} - (k+1)\Delta t)}{F_{50} + D_{50} - 2 \cdot (k+1)\Delta t}$$

$$Q_A = \sup (Q_{90} , Q_{50} + (Q_{50} - Q_B))$$

$$Q_C = \sup (0 , 2 \cdot Q_{90} - Q_A)$$

Même si son exposé peut paraître complexe, cette méthode de reconstitution des hydrogrammes à partir de 6 paramètres est en fait simple. Elle peut même paraître simpliste quand on sait qu'elle est appliquée pour n'importe quel évènement pluvieux et sur chacun des 4 points d'introduction de débit du réseau de la Morée.

Pour contrôler qu'elle est cependant à peu près correcte, on l'a testée sur les hydrogrammes des trois pluies historiques déjà utilisées au chapitre V. Chacun des 4 hydrogrammes de ces 3 évènements a été décomposé pour en extraire les 6 paramètres caractéristiques, puis a été immédiatement recomposé à l'aide de ces mêmes paramètres (sans tirage au hasard). Cet exercice, qui n'est pas ce qui se passe en temps réel, a seulement pour but de contrôler la méthode de reconstitution des hydrogrammes. Ce travail a été réalisé en montée de crue (au pas de temps 0) puis en décrue (au pas de temps 14). Les figures 6-7 à 6-12, où sont figurés les hydrogrammes réels et reconstruits, montrent que la méthode de reconstruction semble correcte.

On a ensuite effectué le travail effectivement réalisé en temps réel pour construire un scénario :

- extraction des 6 paramètres de chacun des hydrogrammes issus des hyétogrammes prévus;
- tirage de nouveaux paramètres dans les lois de probabilité;
- reconstitution d'hydrogrammes à partir des paramètres tirés.

Les figures 6.13 à 6.18 donnent l'exemple de la construction d'un tel scénario, à partir des hydrogrammes des

trois pluies historiques déjà mentionnées. Chaque scénario a été construit à partir de deux instants différents : en début de crue (pas de temps 0) et en fin de crue (pas de temps 14). Sur ces figures, on peut constater l'effet des temps de réponse des différents bassins versants :

- 15 minutes pour les bassins versants de Garonor et du Bourget,
- 30 minutes pour le bassin versant de Blanc-Mesnil,
- 60 minutes pour le bassin versant du Croult.

Ces temps de réponse permettent de limiter l'influence des aléas de prévision dans la détermination des premières consignes de gestion, comme on le constatera au paragraphe VI.3.

Figure n° 6.7 Reconstruction des hydrogrammes de la pluie
du 14/09/1983, dès le début de la crue.

(pas de temps 0)

légende :

———— hydrogramme mesuré

----- hydrogramme reconstruit

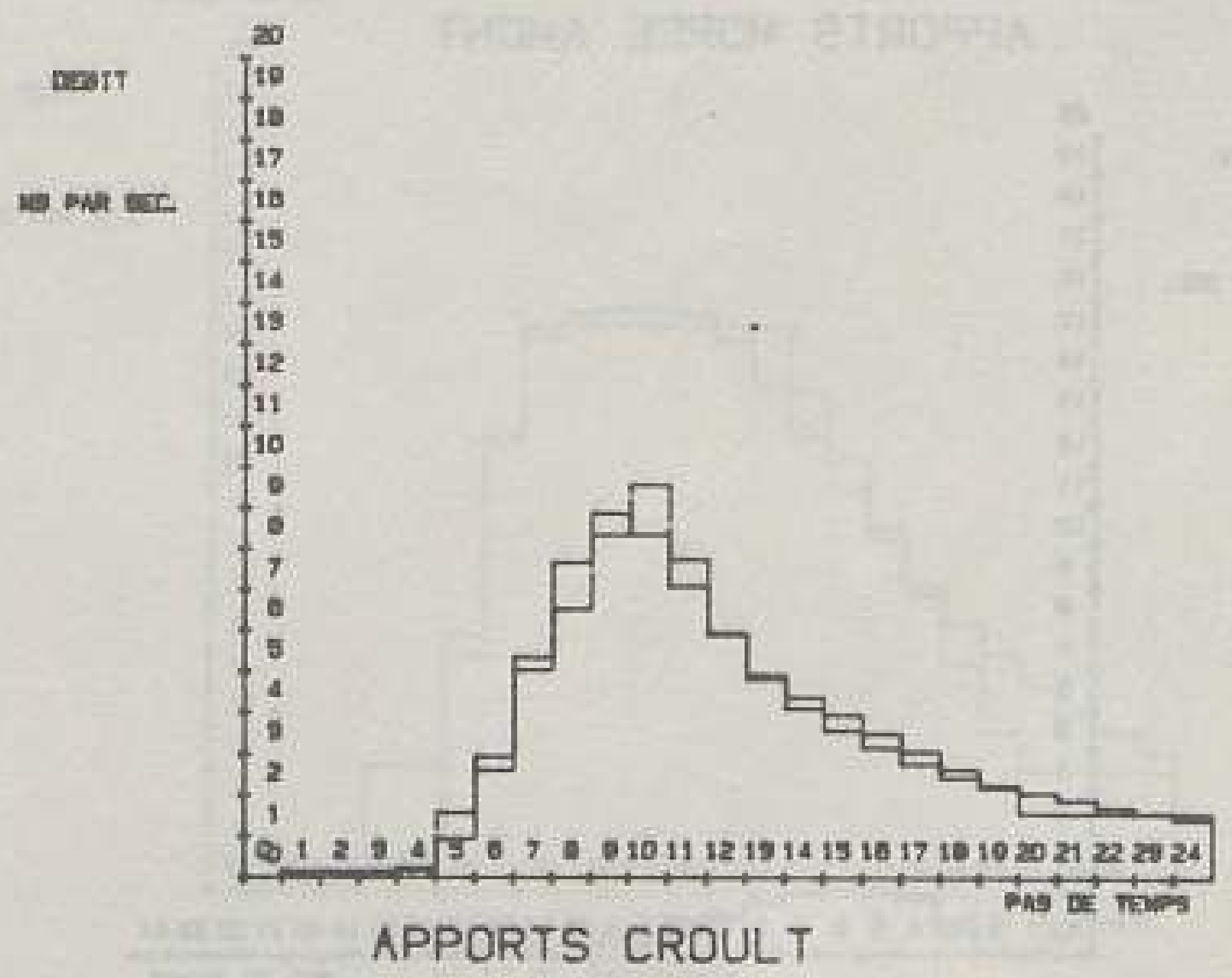
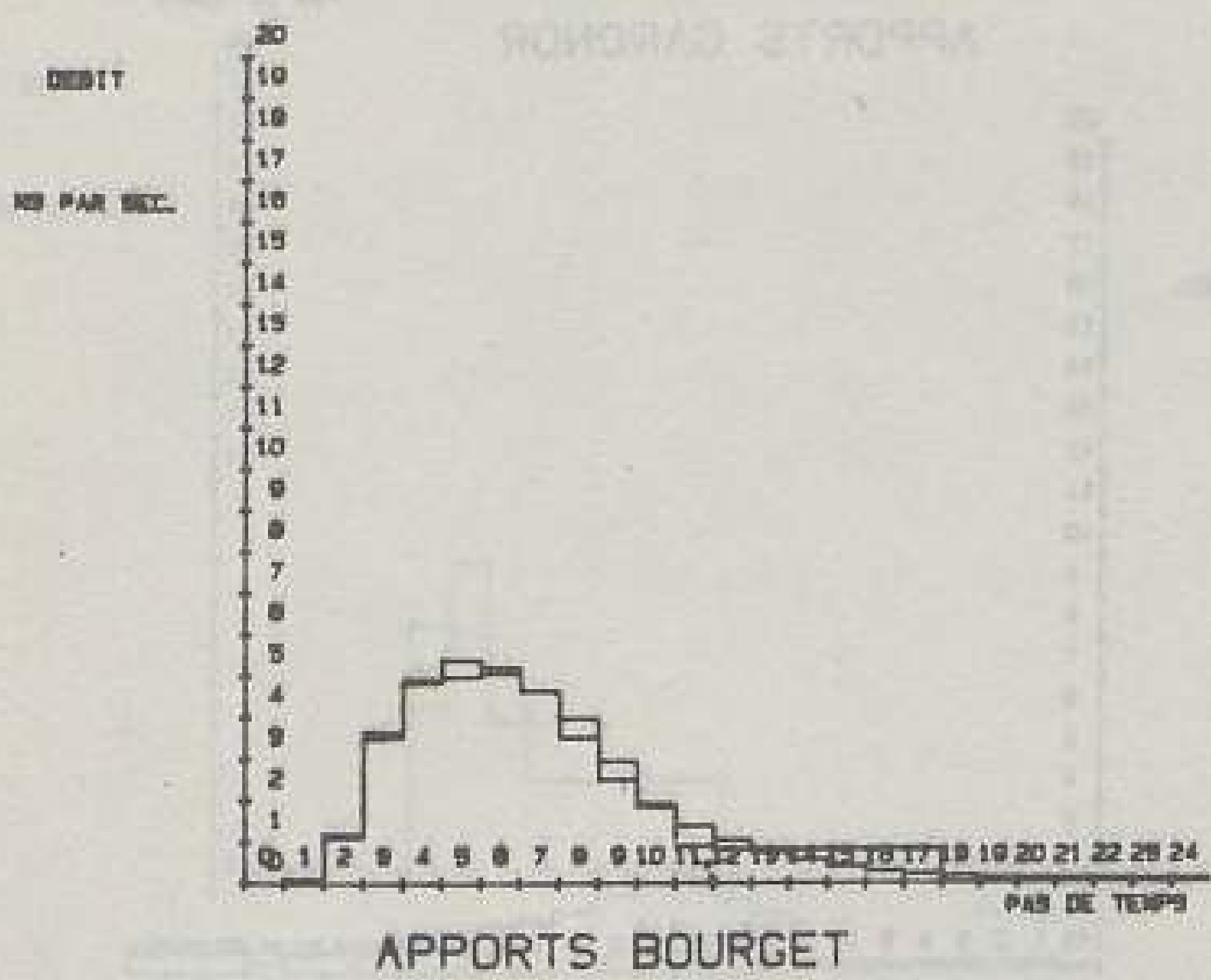
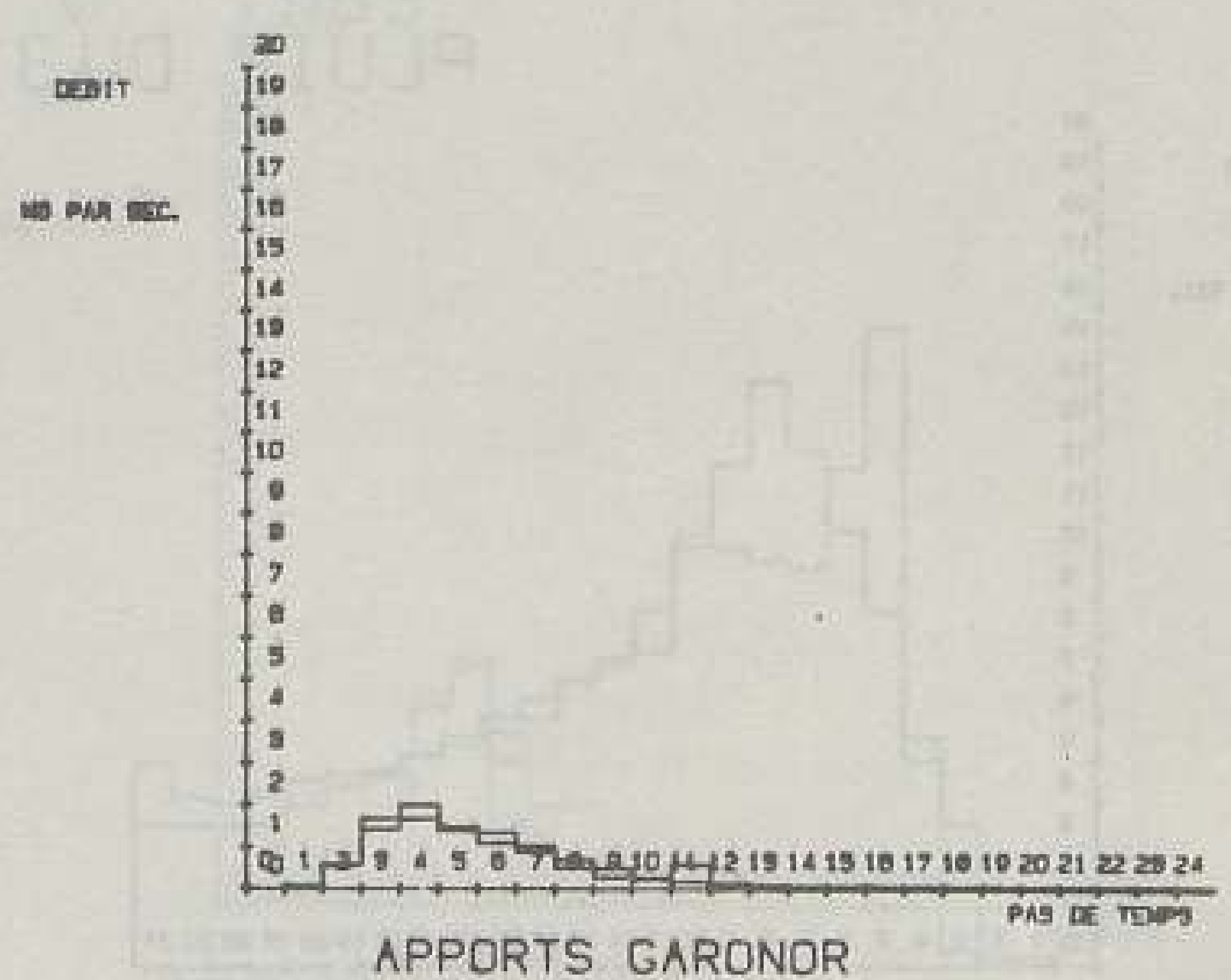
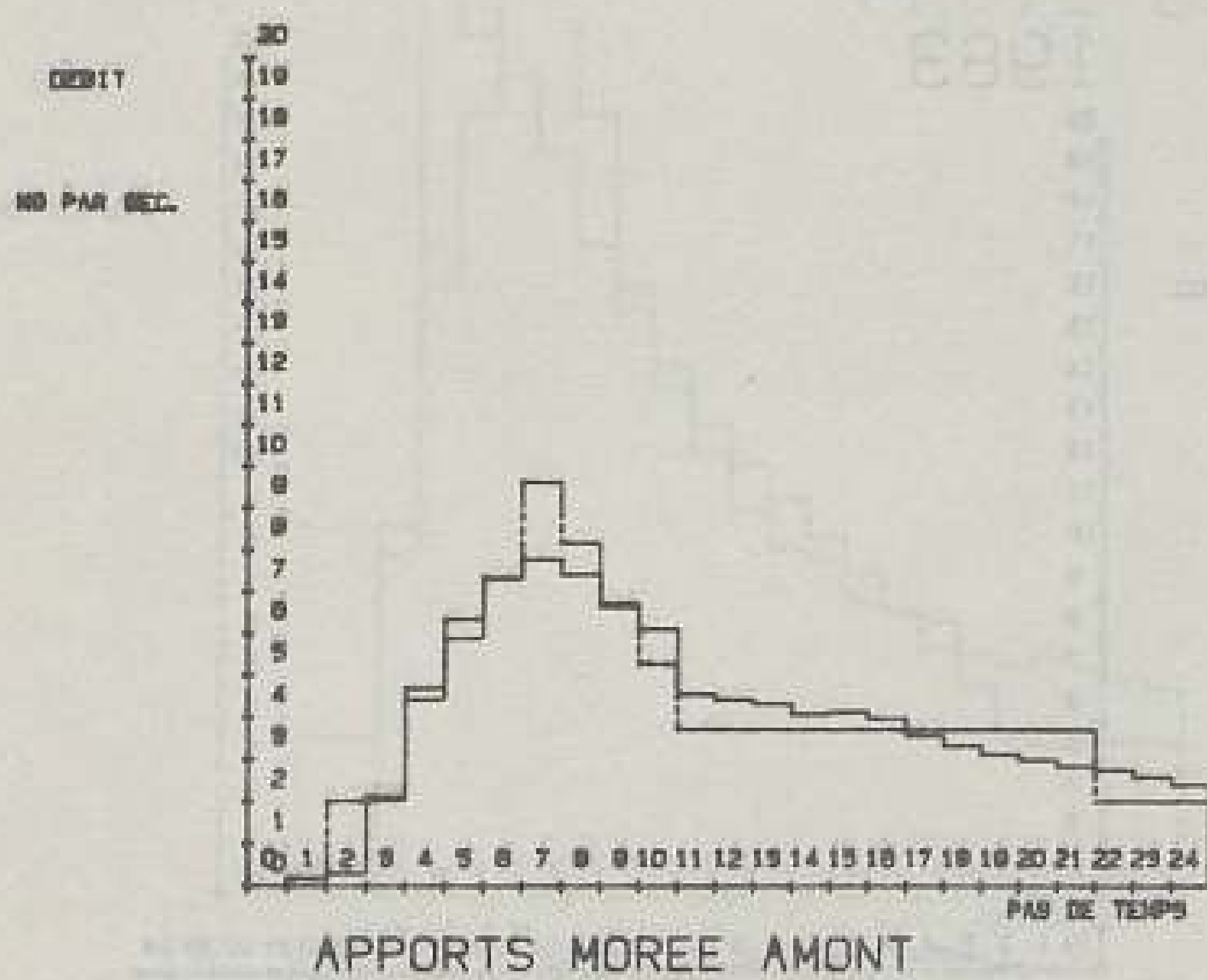


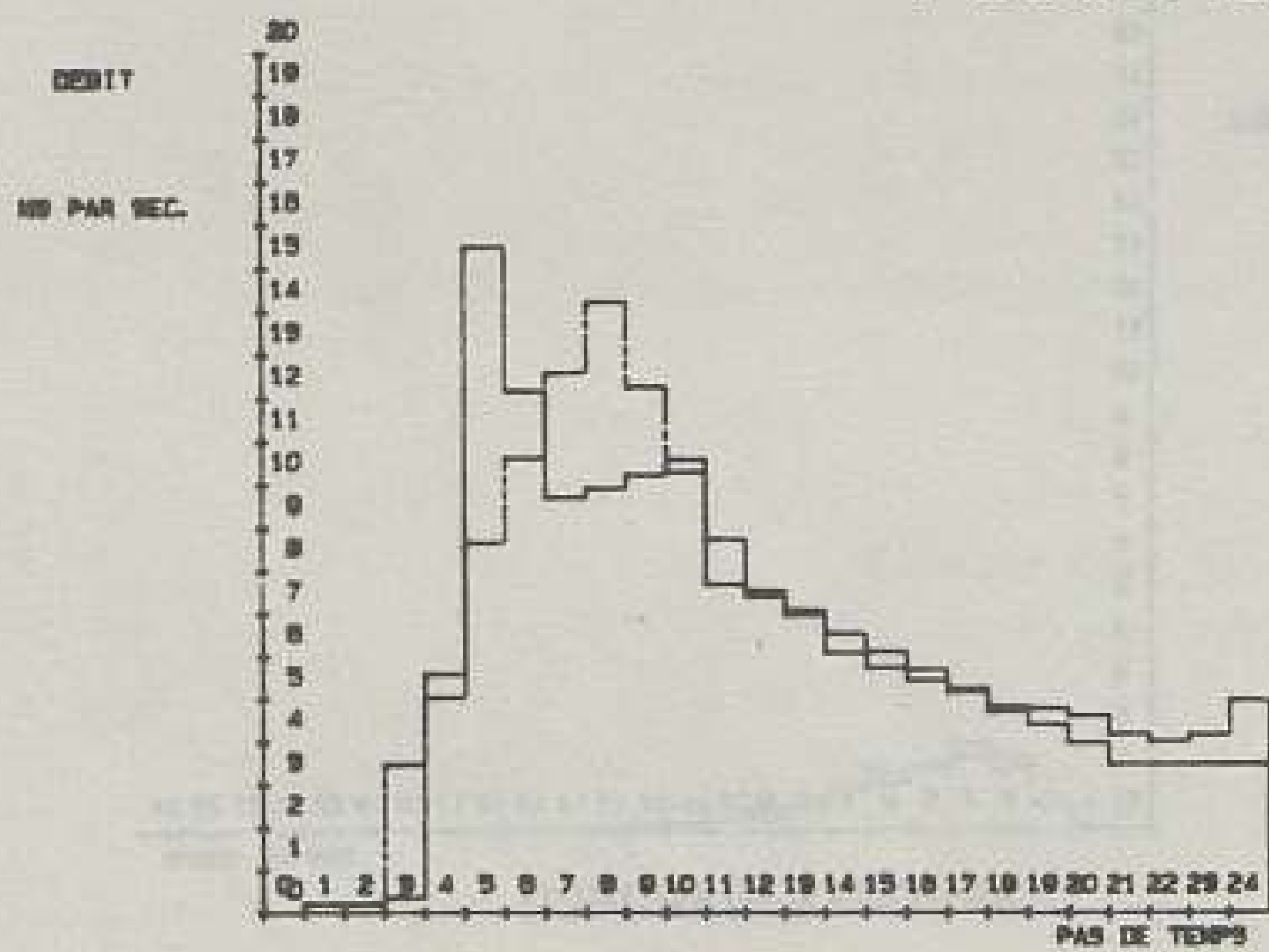
Figure n° 6.8 Reconstruction des hydrogrammes de la pluie
du 31/08/1983, dès le début de la crue.

(pas de temps 0)

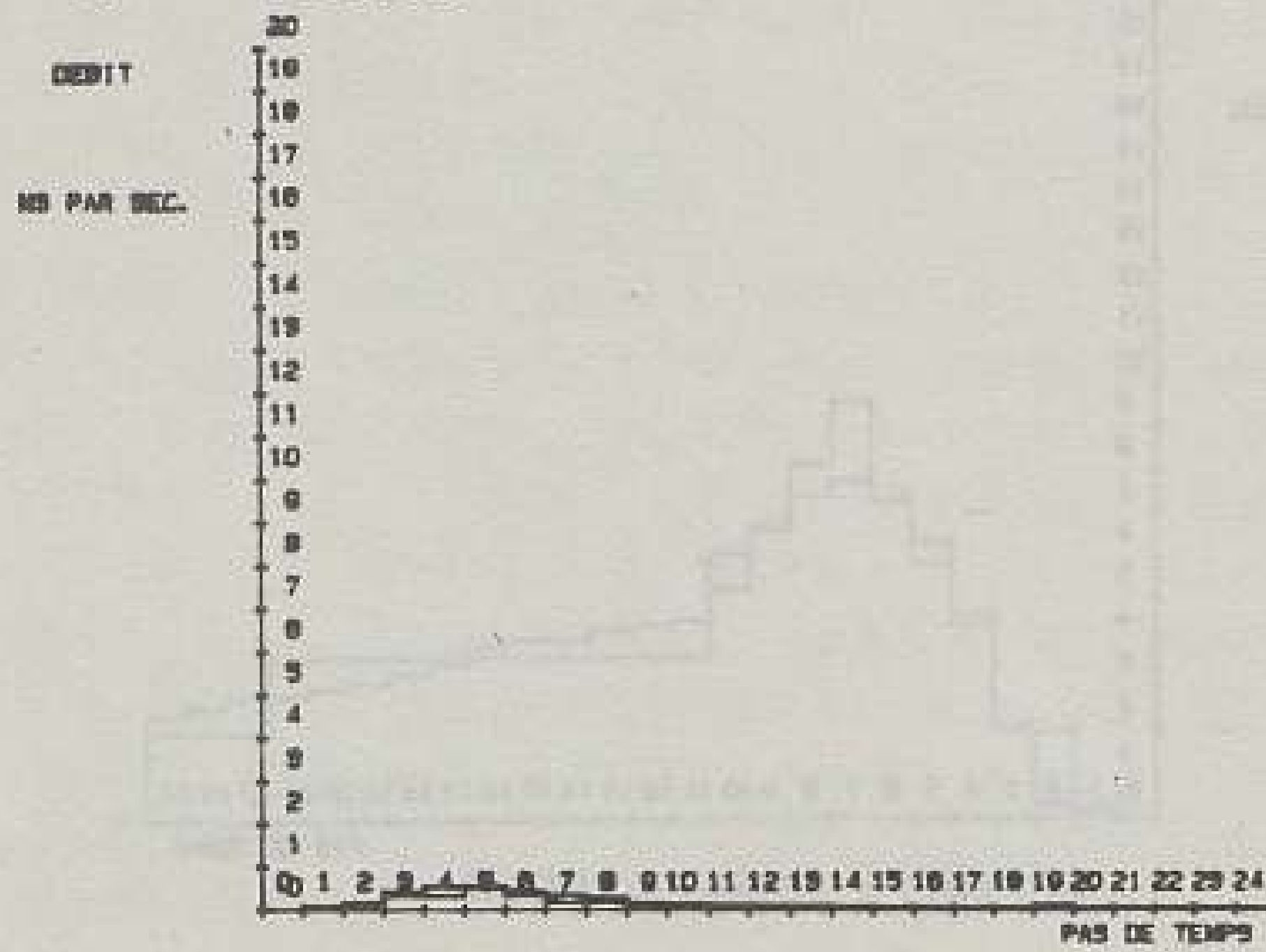
légende :

-
- hydrogramme mesuré
- hydrogramme reconstruit

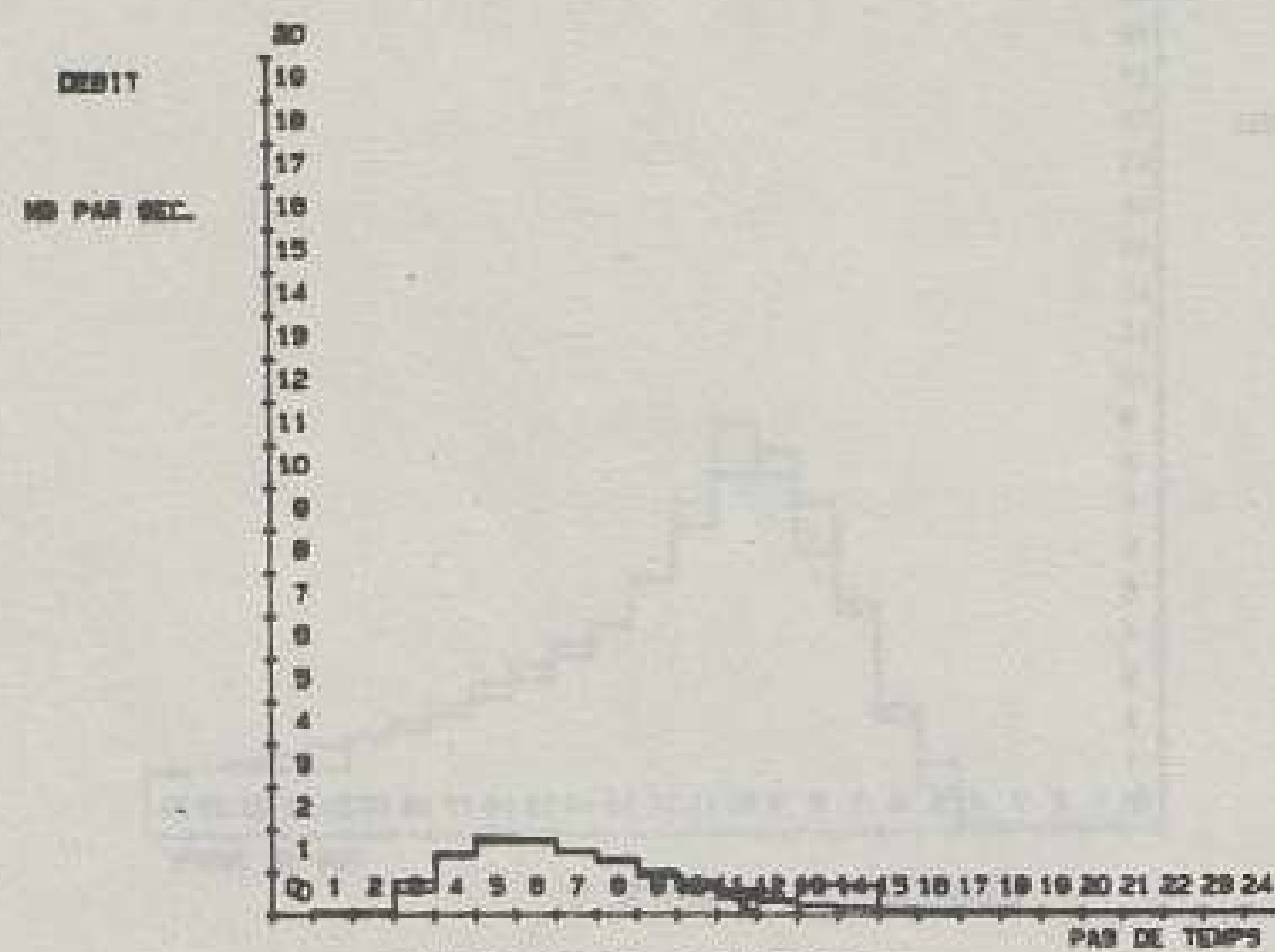
PLUIE DU 31 8 1983



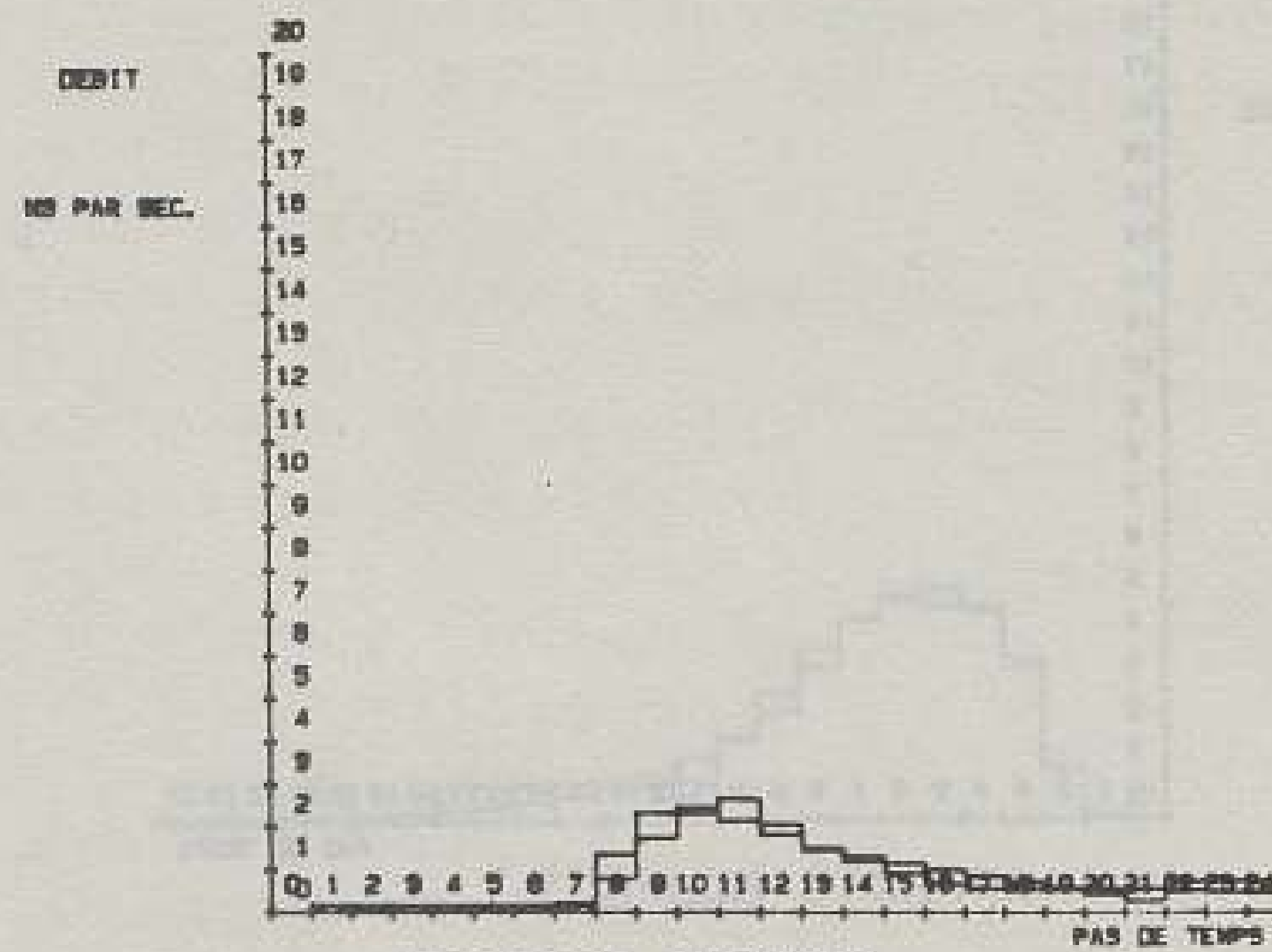
APPORTS MOREE AMONT



APPORTS GARONOR



APPORTS BOURGET



APPORTS CROULT

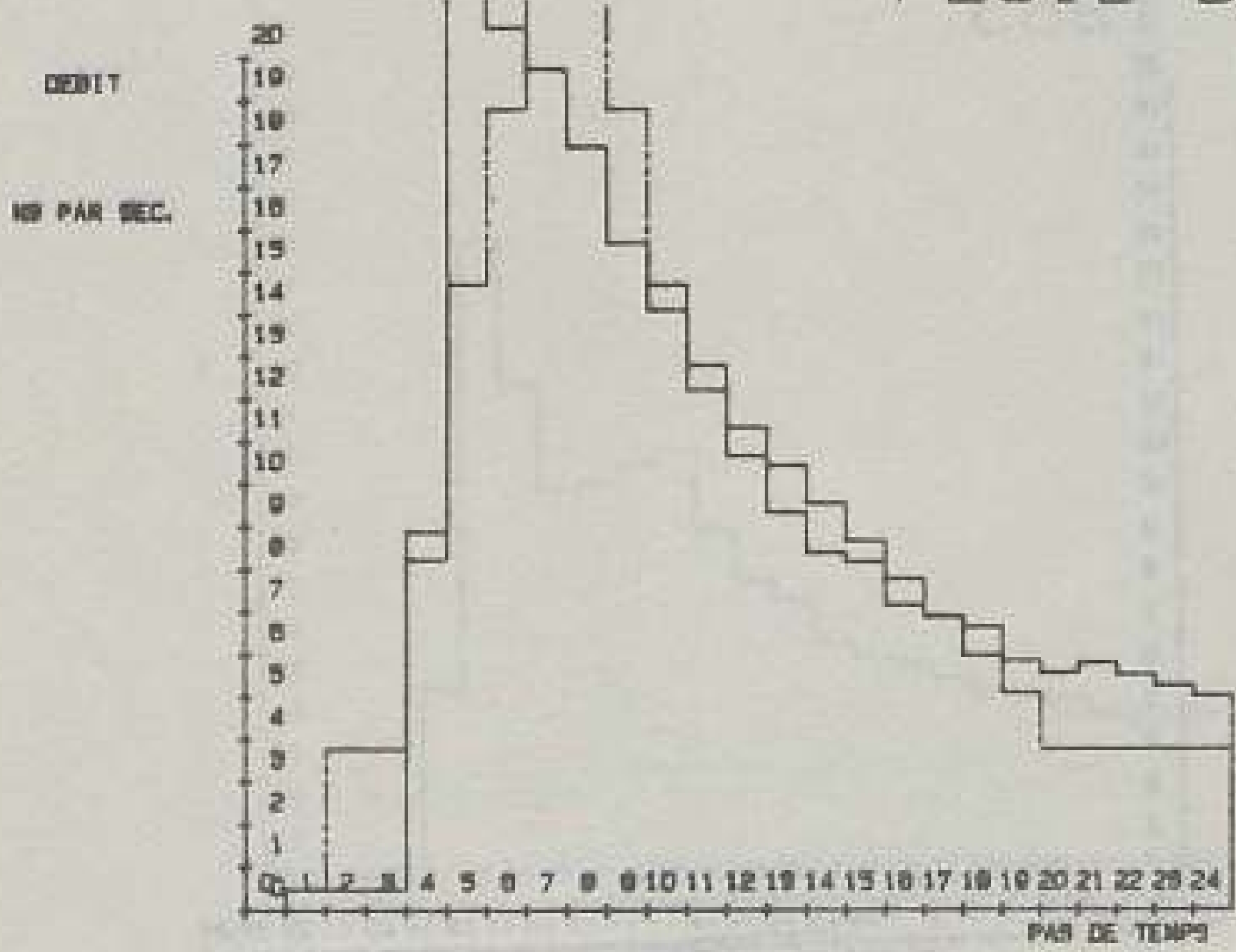
Figure n° 6.9 Reconstruction des hydrogrammes de la pluie
du 26/06/1983, dès le début de la crue.

(pas de temps 0)

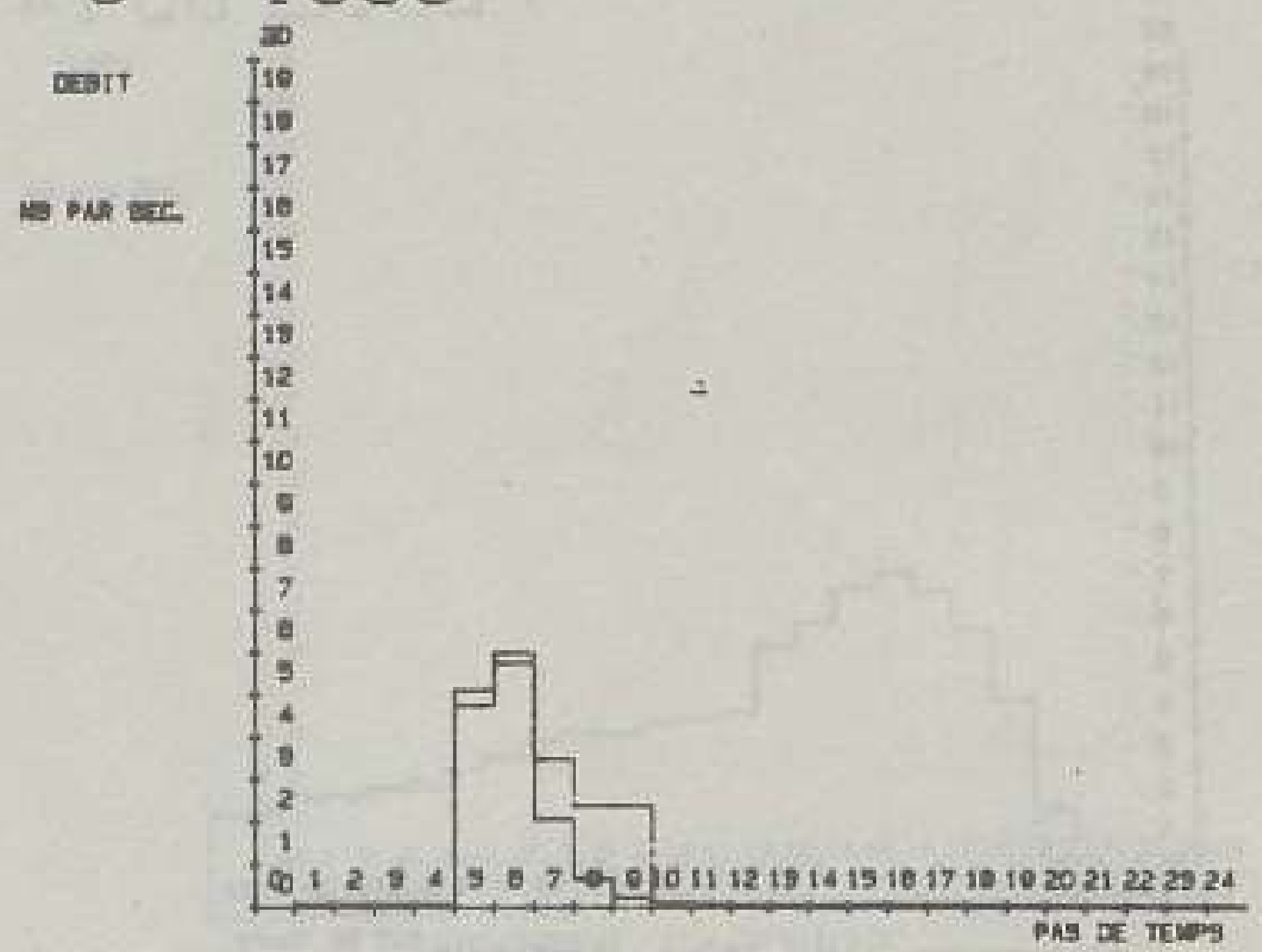
légende :

-
- hydrogramme mesuré
- hydrogramme reconstruit

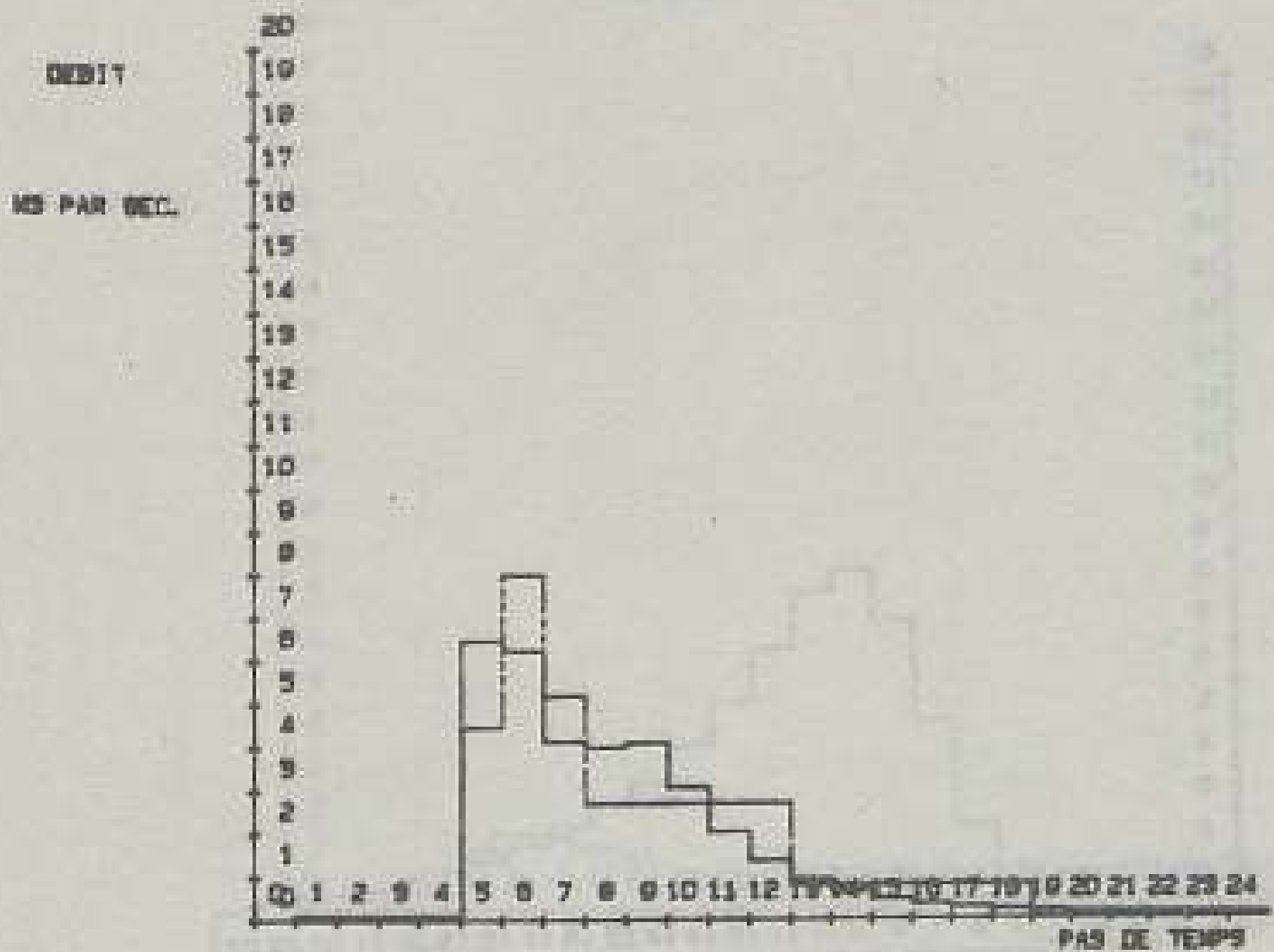
PLUIE DU 26 6 1983



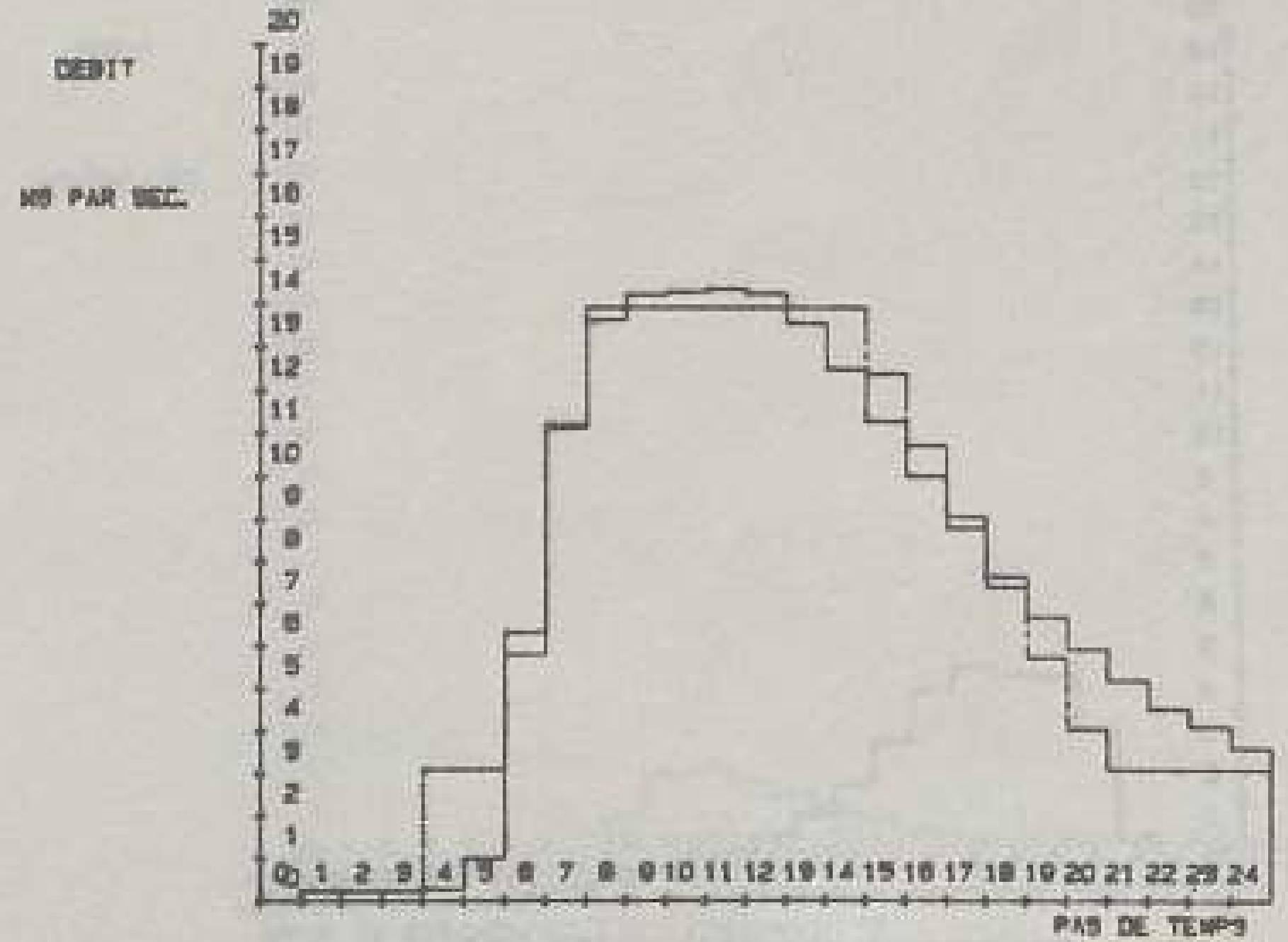
APPORTS MOREE AMONT



APPORTS GARONOR



APPORTS BOURGET



APPORTS CROULT

Figure n° 6.10 Reconstruction des hydrogrammes de la pluie
du 14/09/1983, lors de la fin de crue.

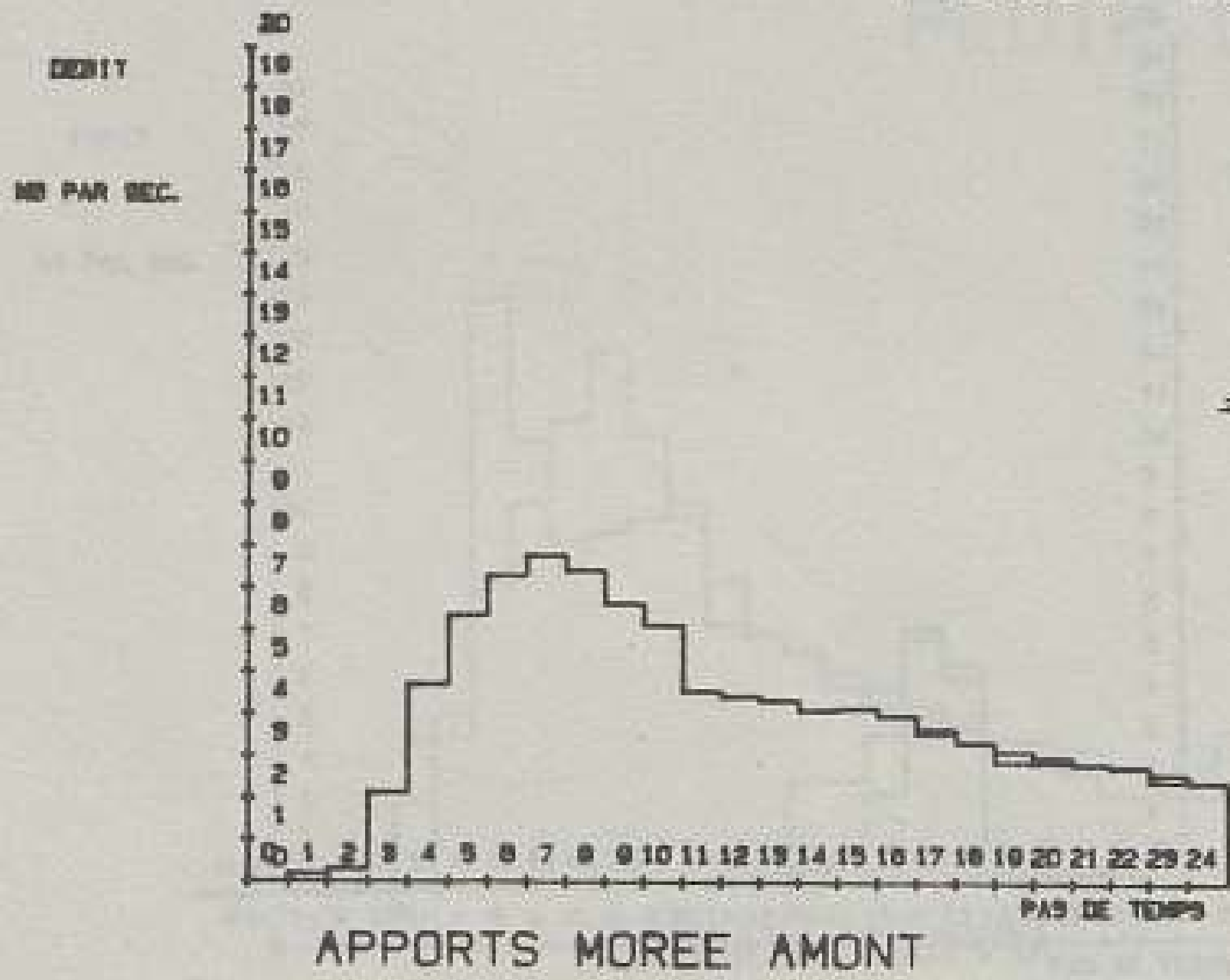
(pas de temps 14)

légende :

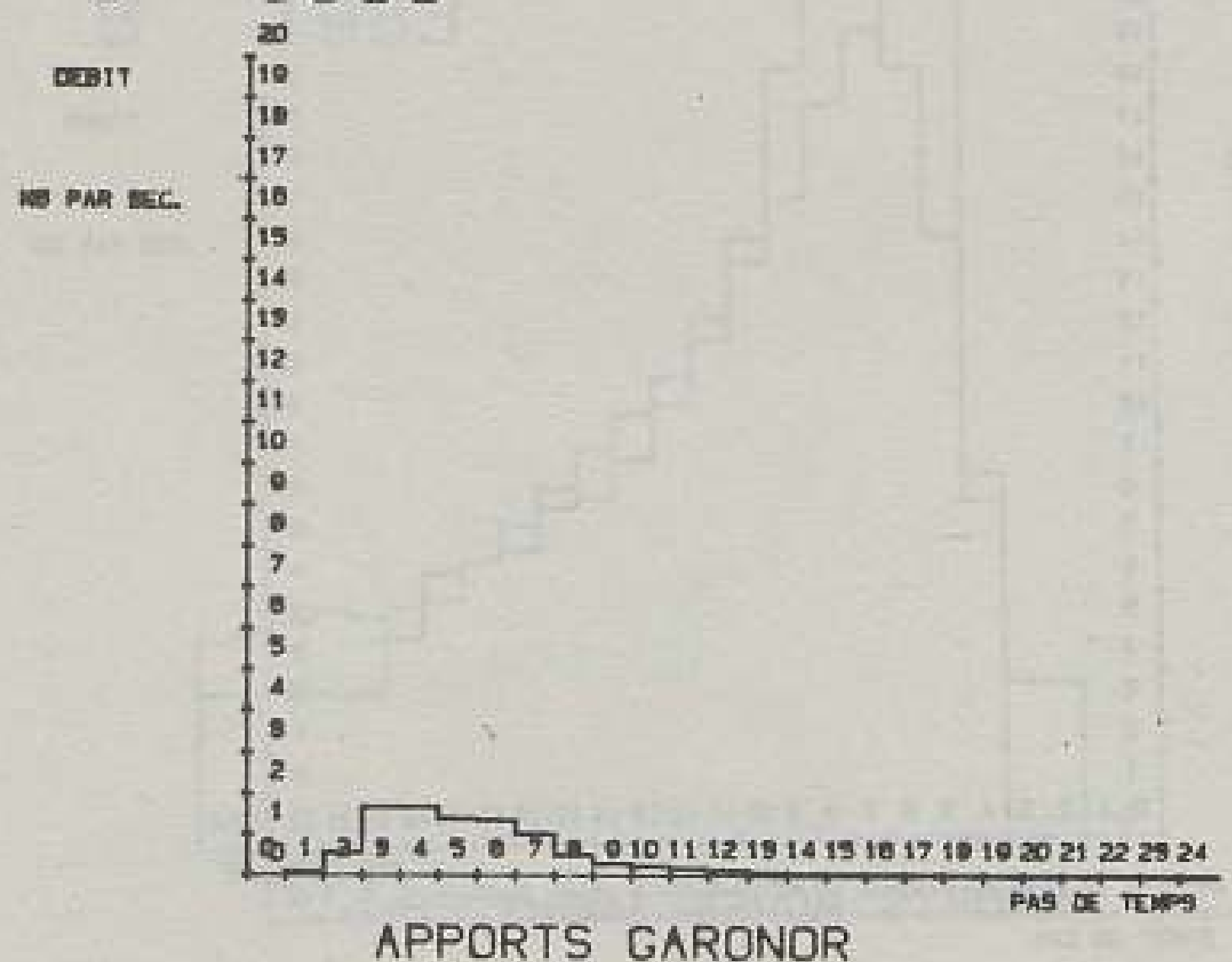
———— hydrogramme mesuré

----- hydrogramme reconstruit

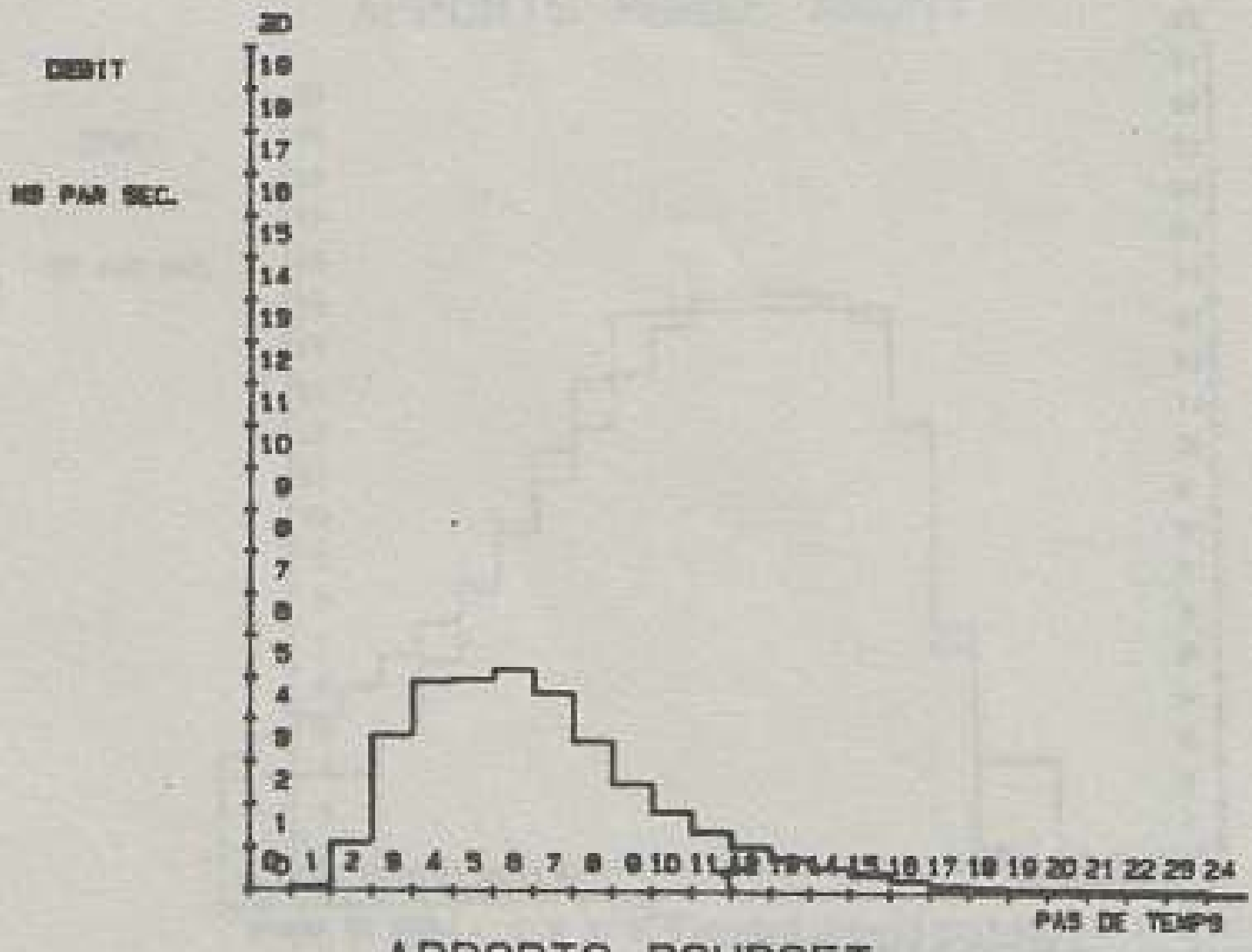
PLUIE DU 14 9 1983



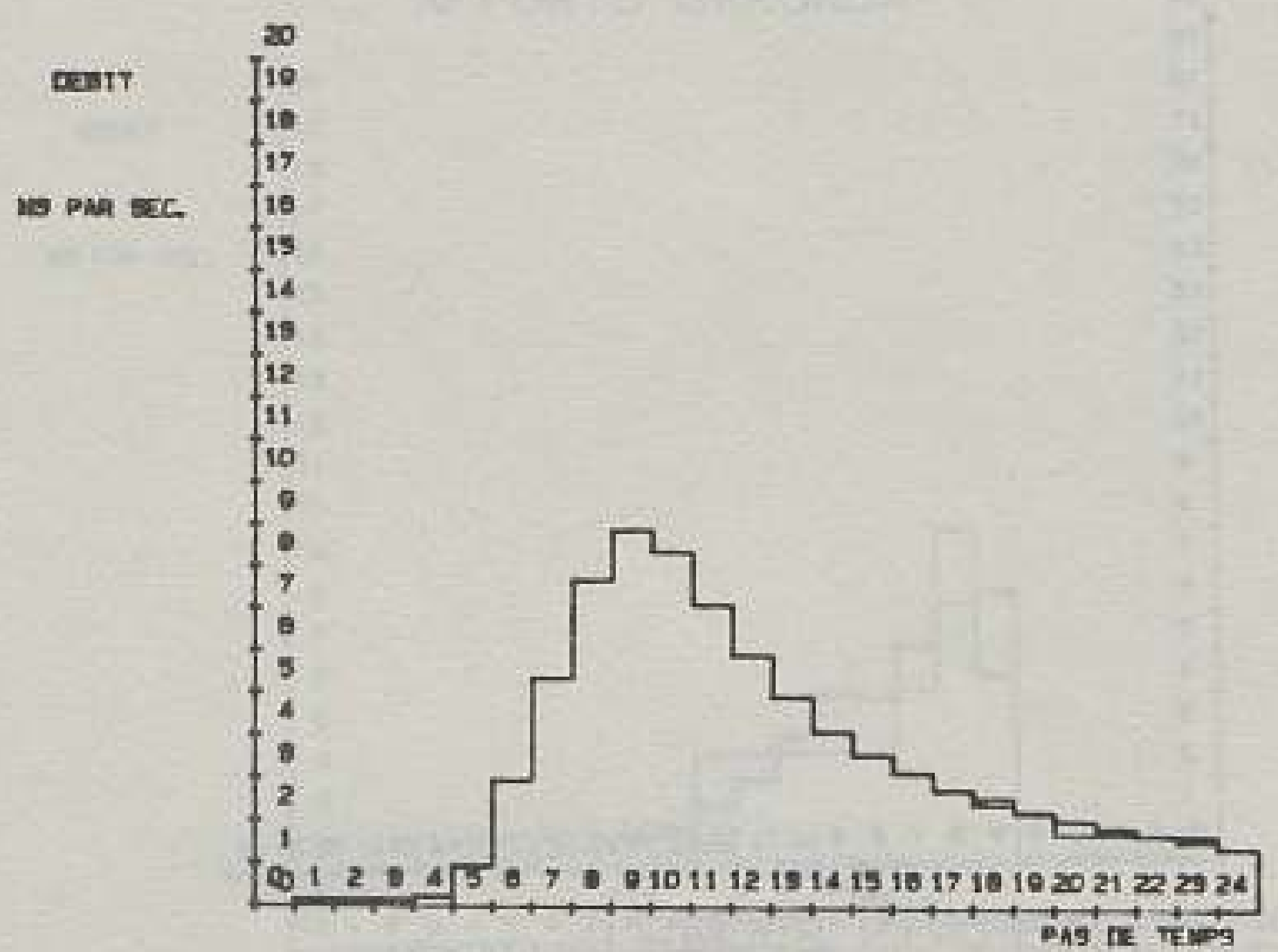
APPORTS MOREE AMONT



APPORTS GARONOR



APPORTS BOURGET



APPORTS CROULT

figure n° 6.11 reconstruction des hydrogrammes de la pluie
du 31/08/1983, lors de la fin de crue.

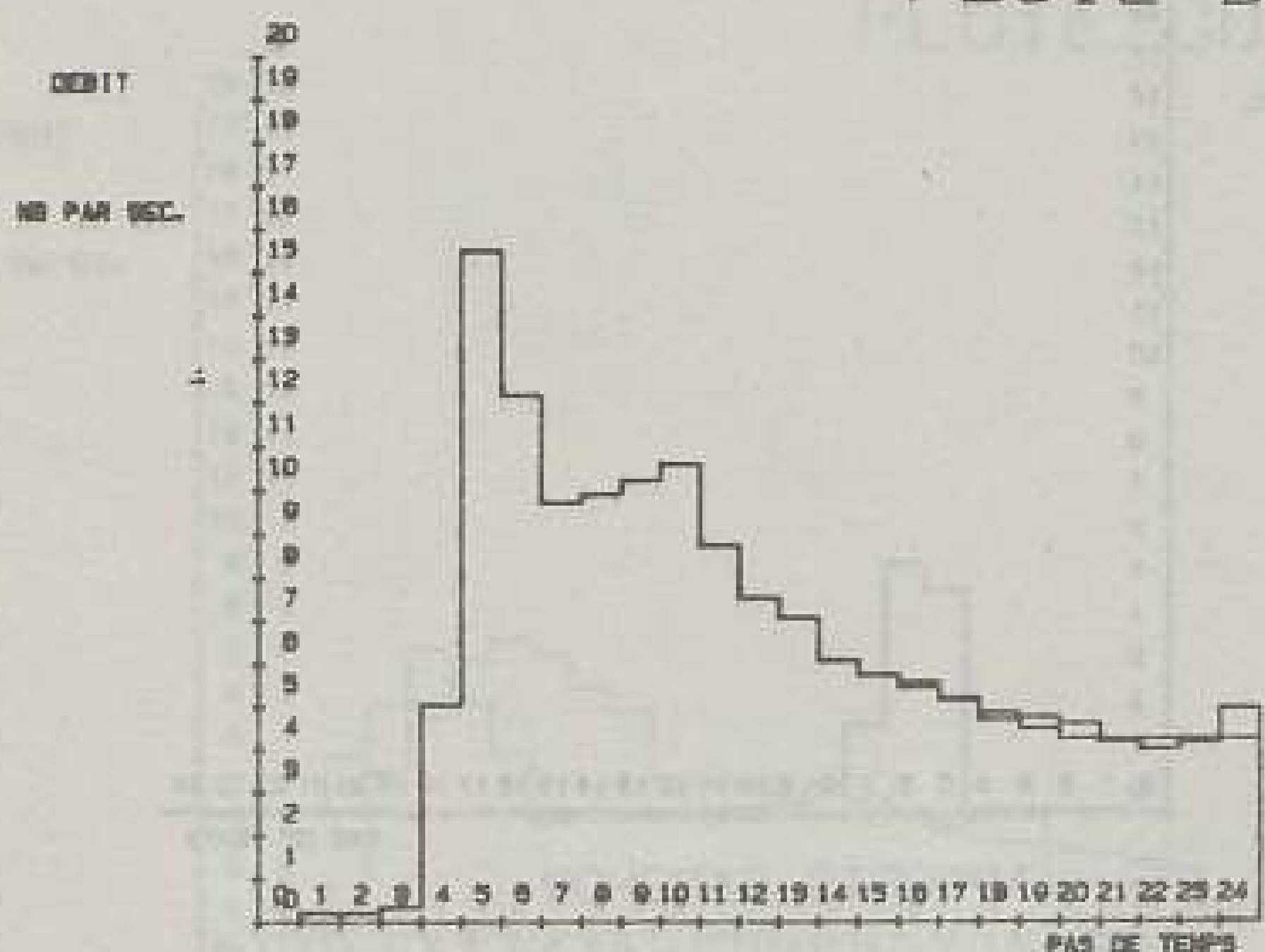
(pas de temps 14)

légende :

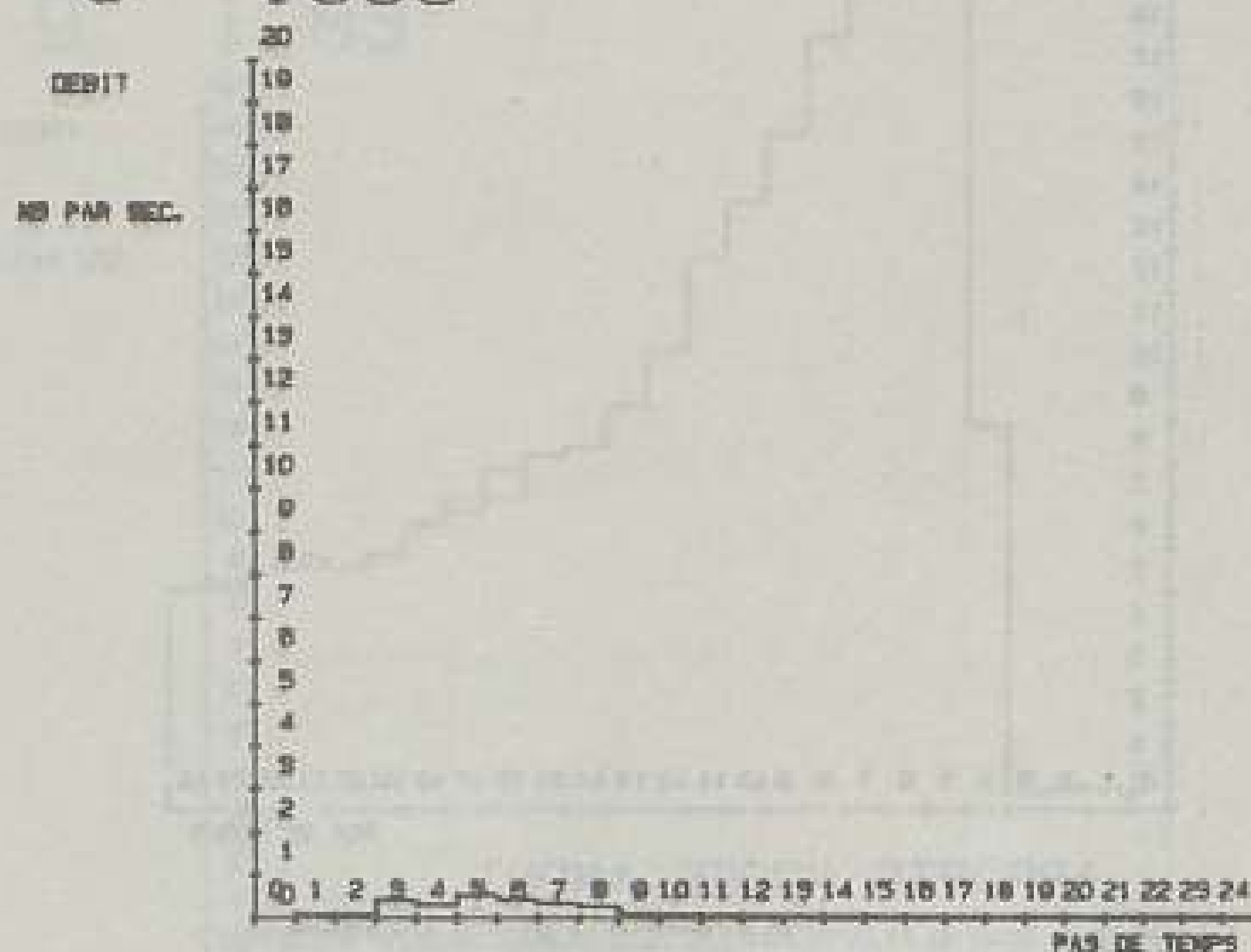
————— hydrogramme mesuré

----- hydrogramme reconstruit

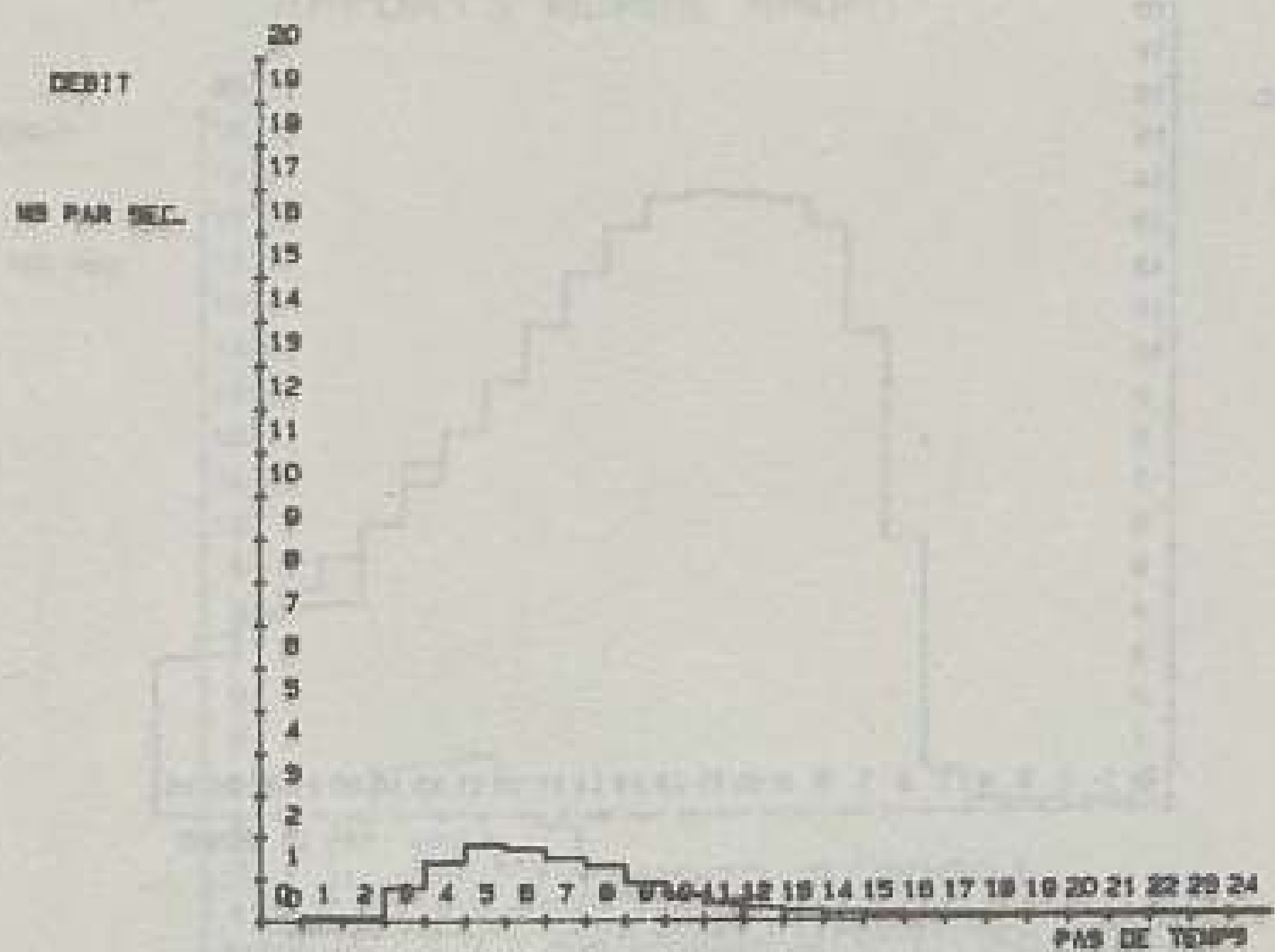
PLUIE DU 31 8 1983



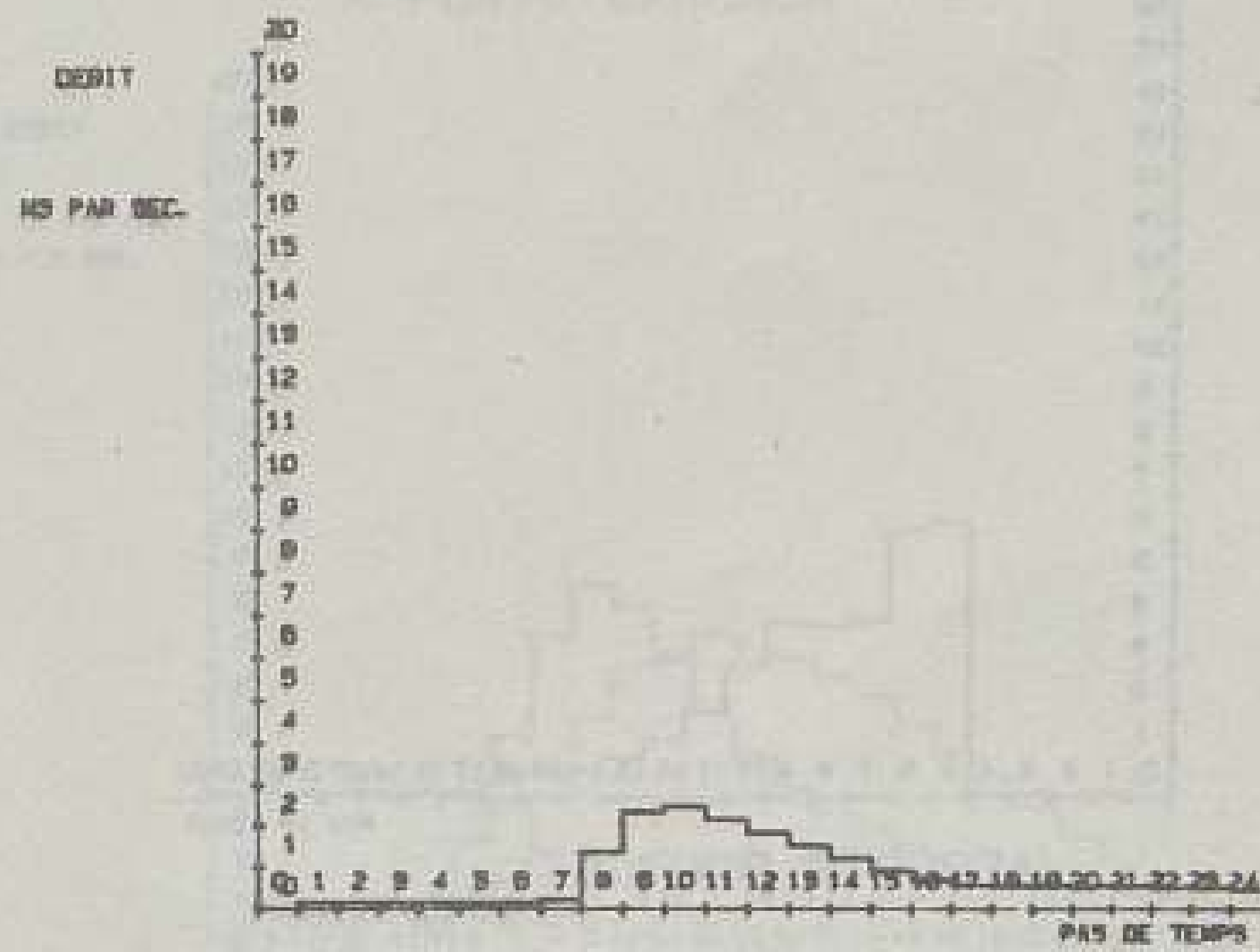
APPORTS MOREE AMONT



APPORTS GARONOR



APPORTS BOURGET



APPORTS CROULT

Figure n° 6.12 Reconstruction des hydrogrammes de la pluie
du 26/06/1983, lors de la fin de crue.

(pas de temps 14)

légende :

-
- hydrogramme mesuré
- hydrogramme reconstruit

PLUIE DU 26 6 1983

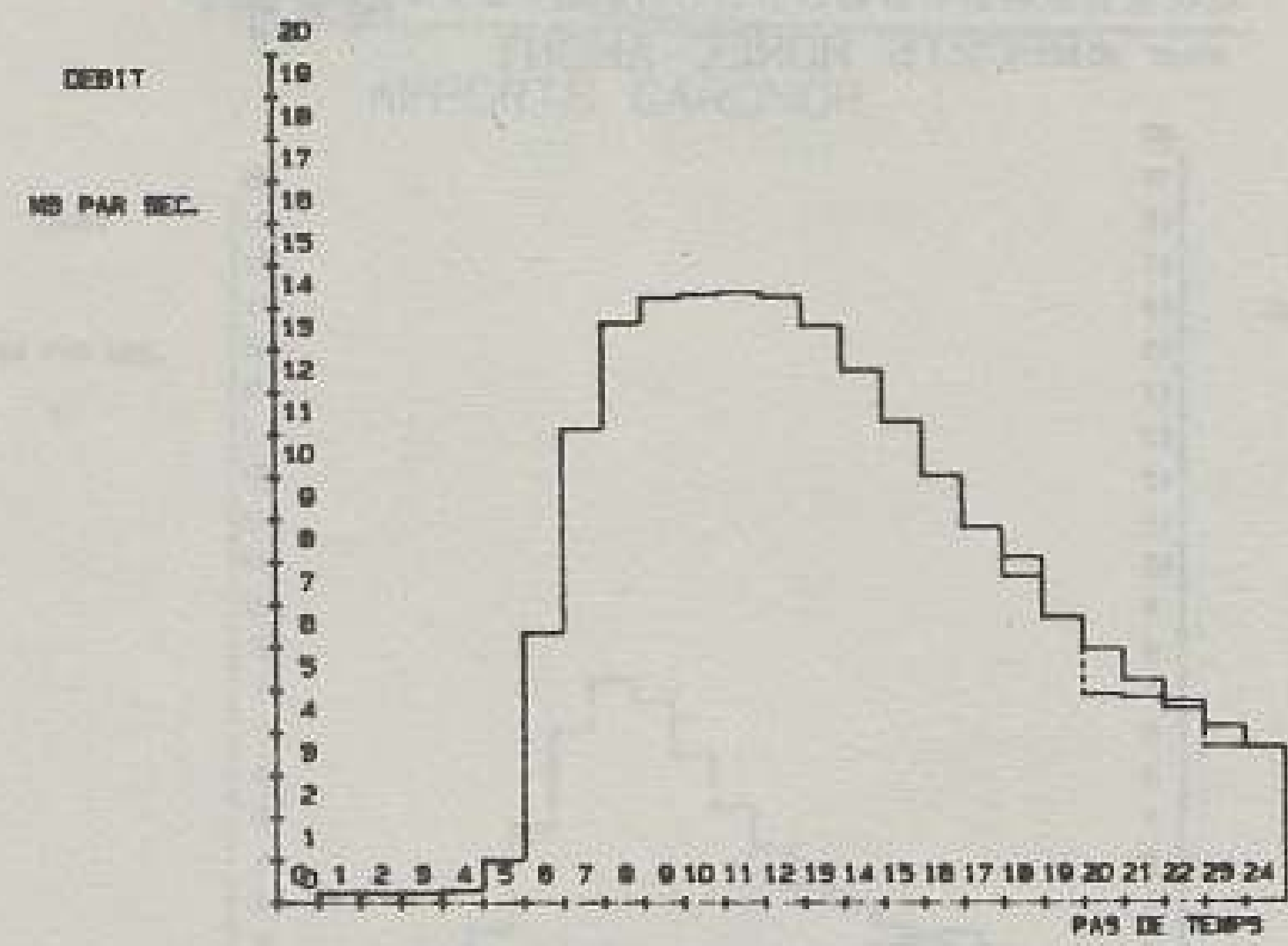
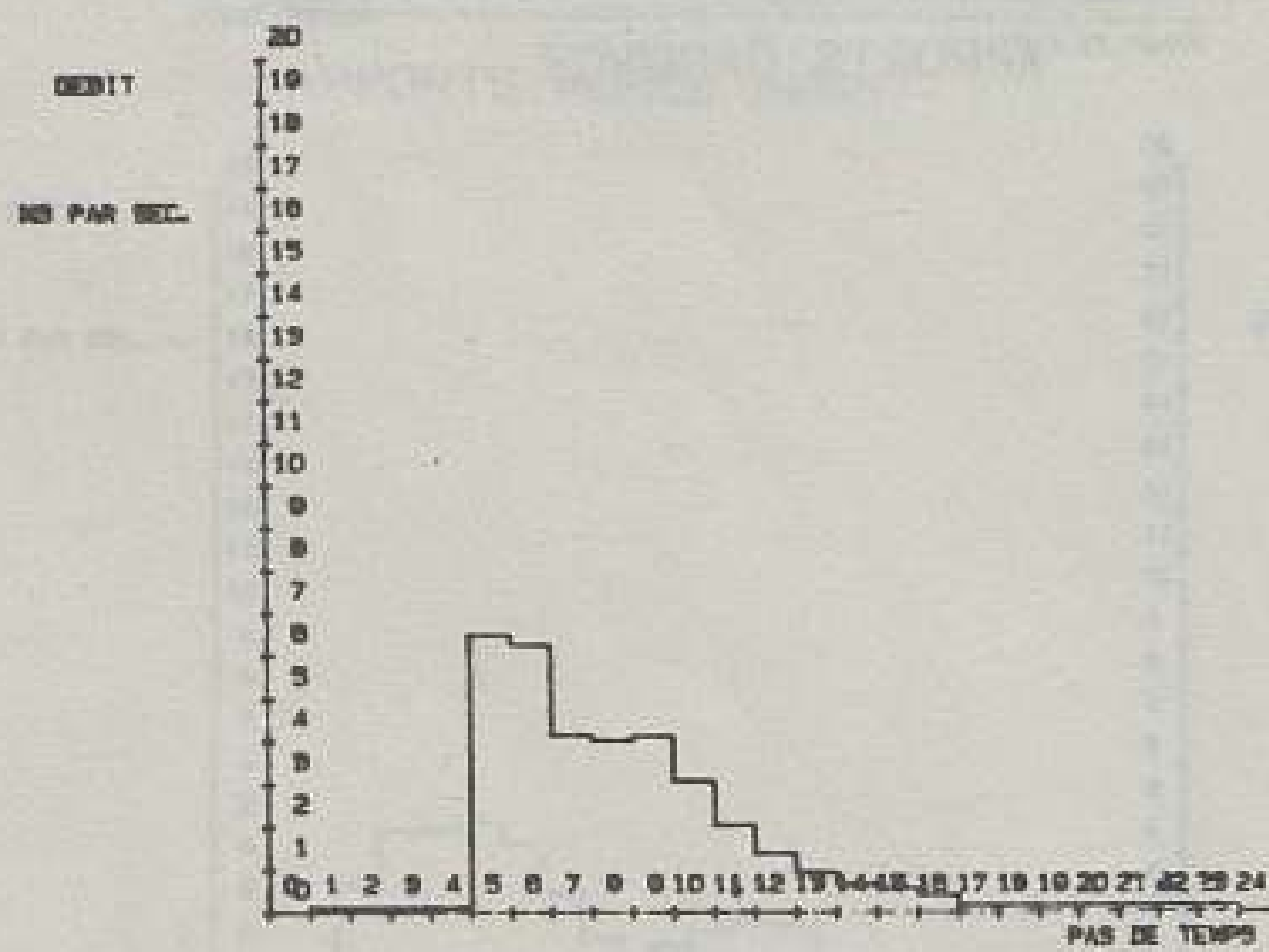
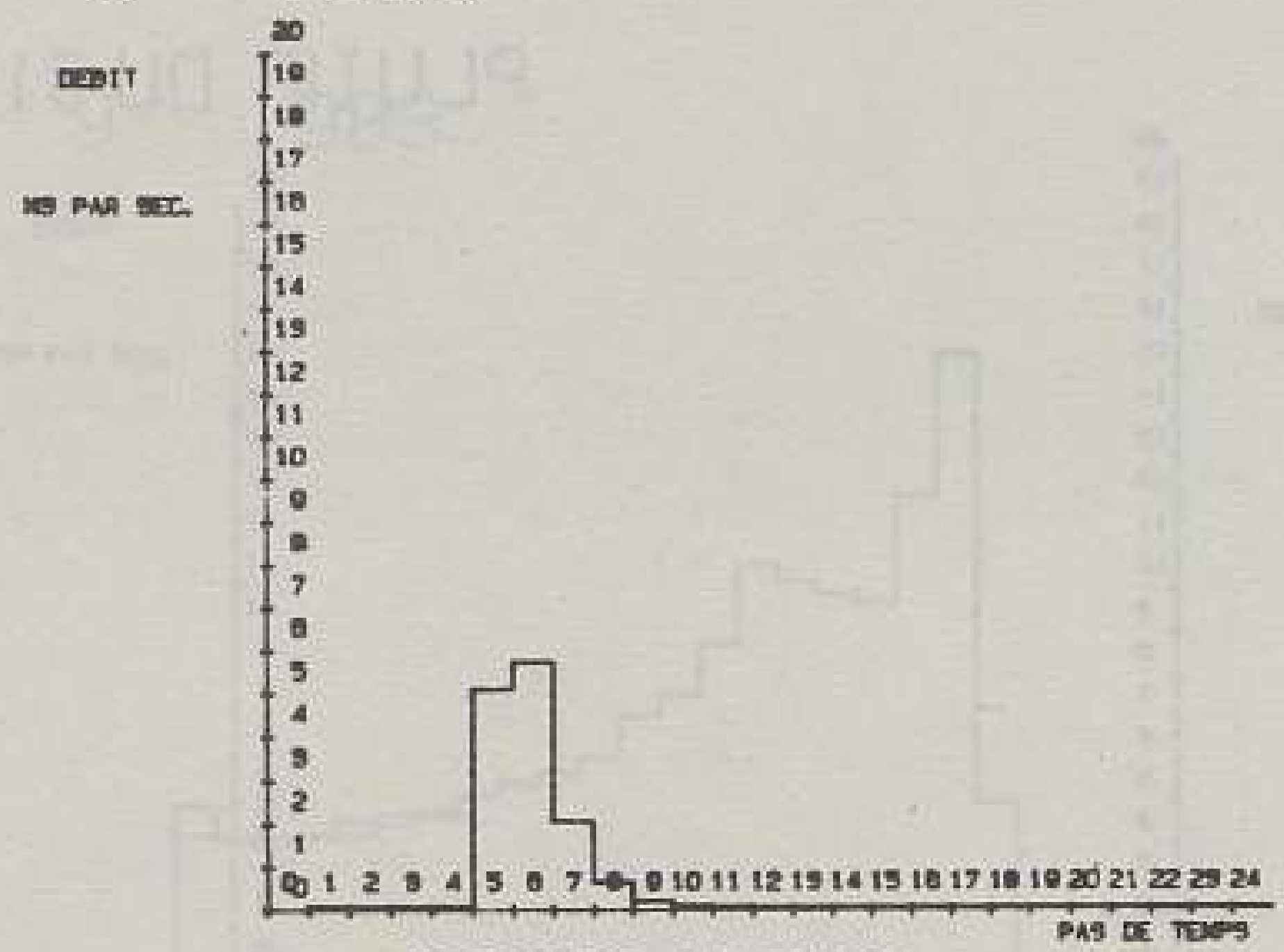
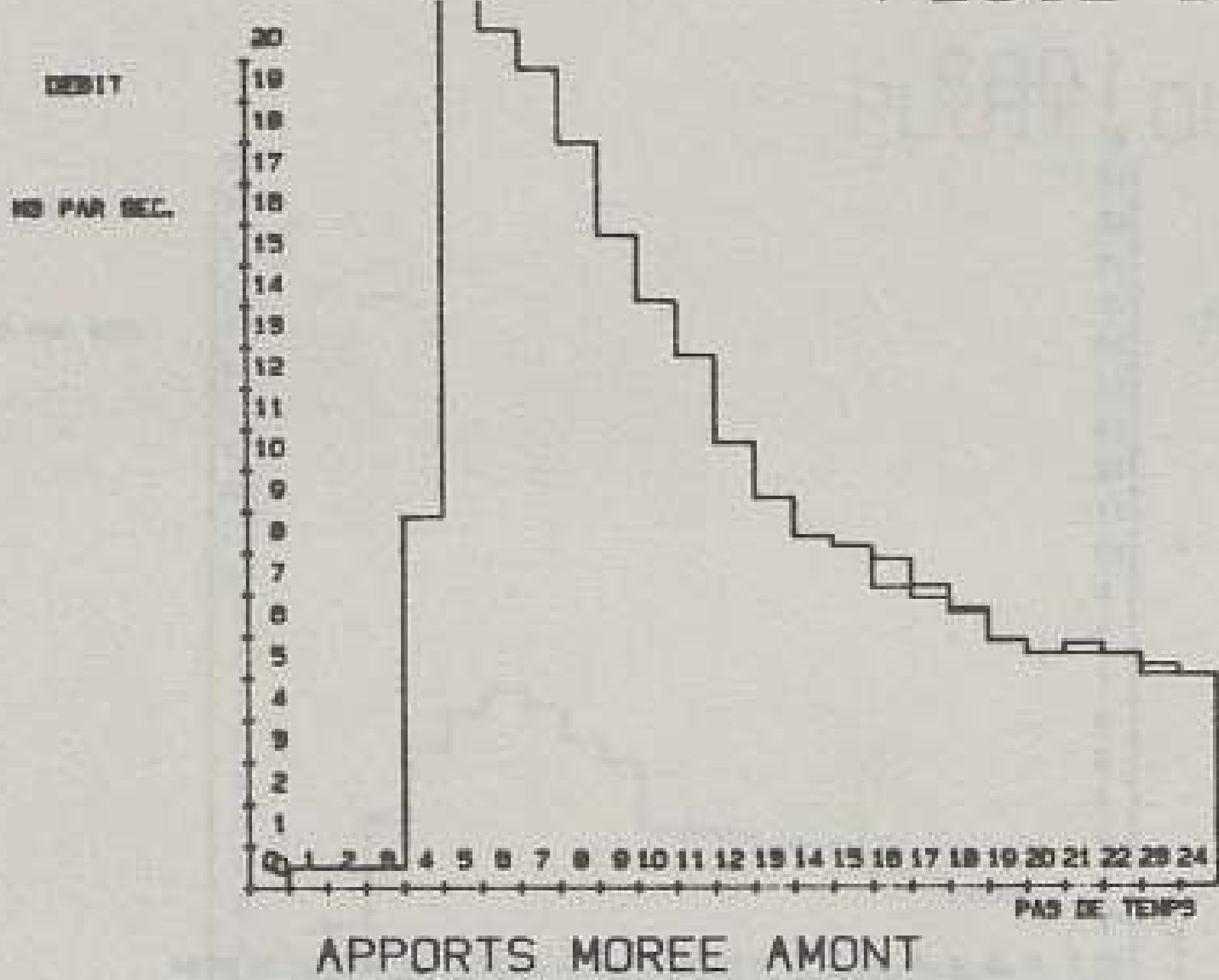


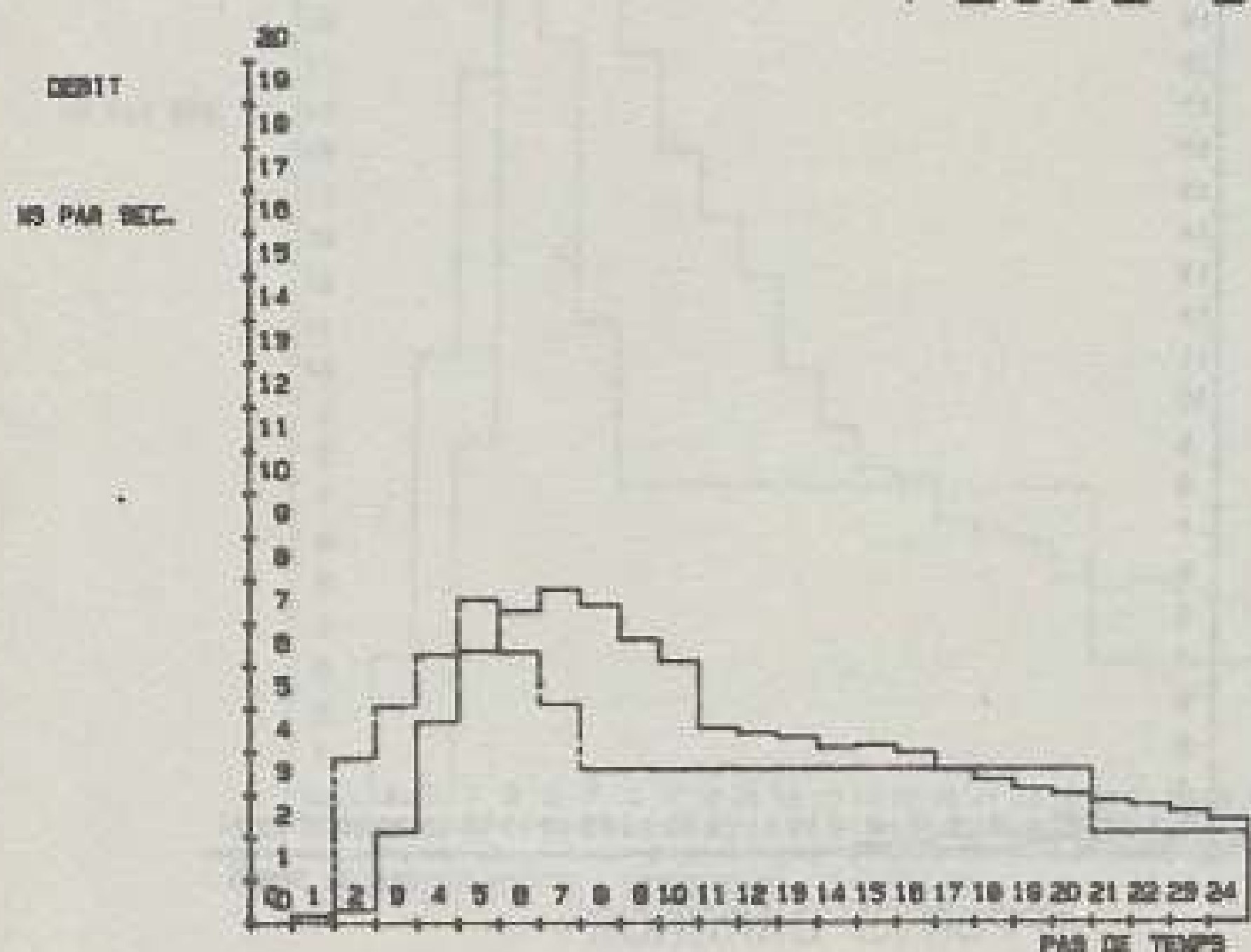
Figure n° 6.13 Construction d'un scénario de prévision pour la pluie du 14/09/1983, dès le début de la pluie.

(pas de temps 0)

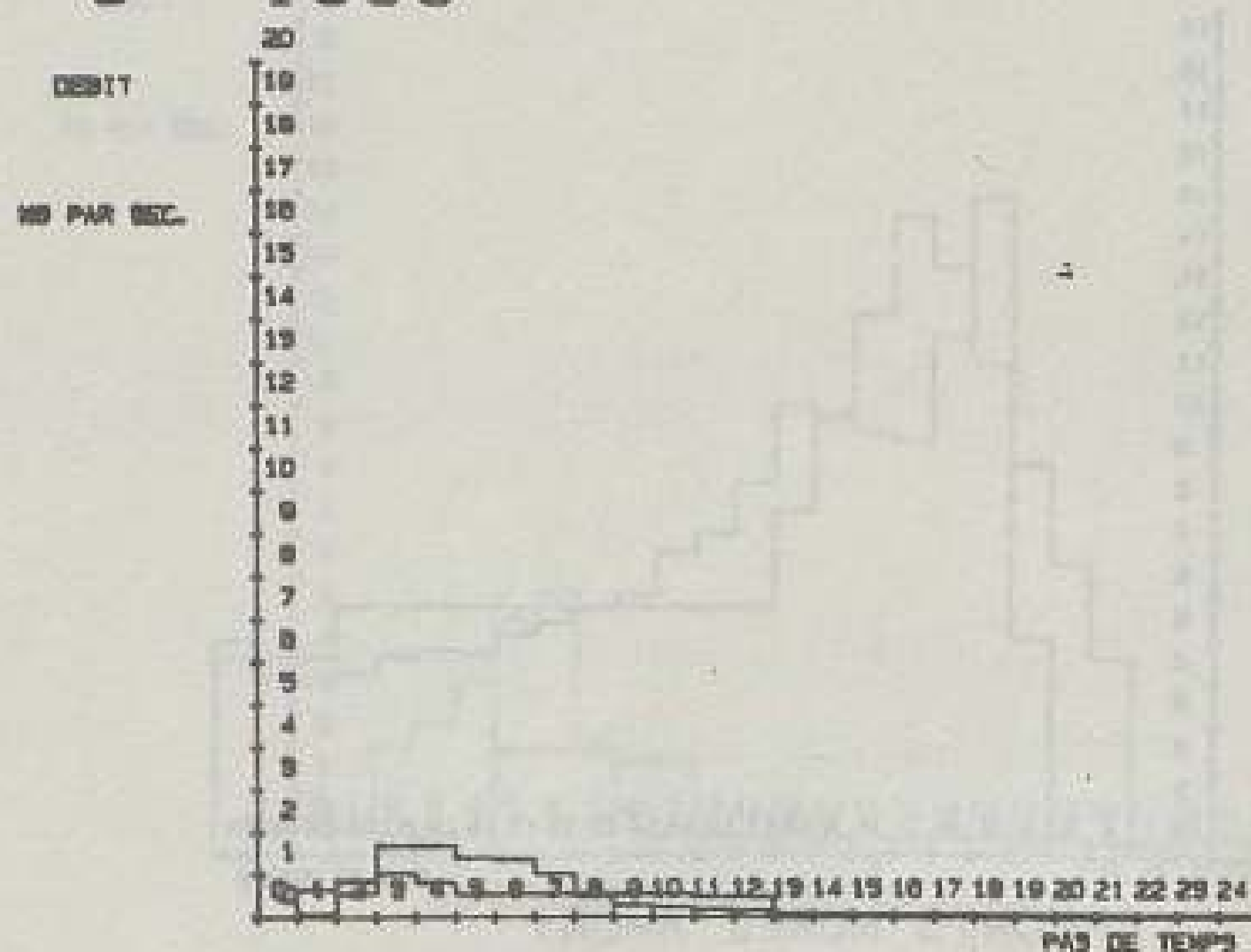
légende :

-
- hydrogramme mesuré
- scénario

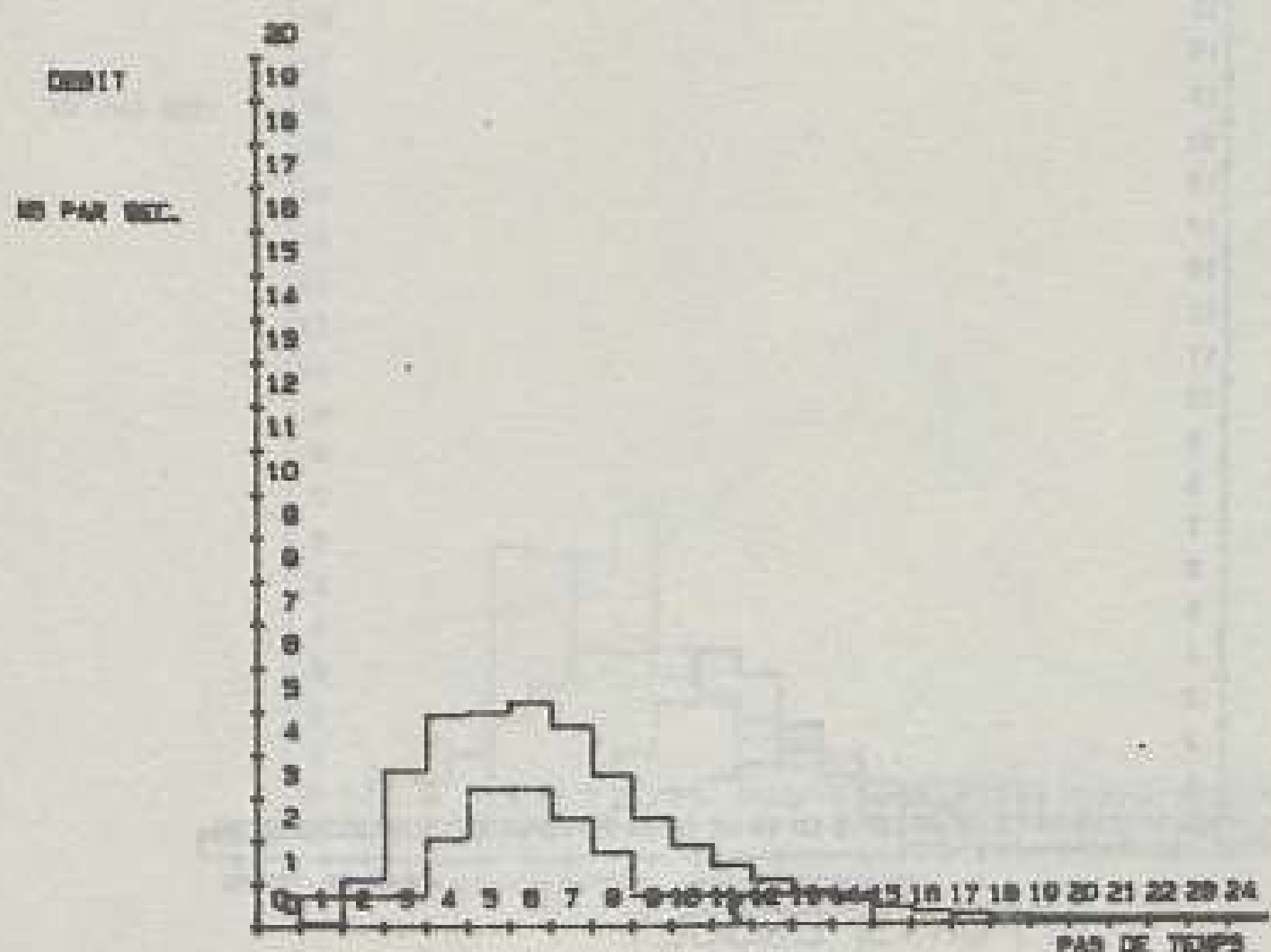
PLUIE DU 14 9 1983



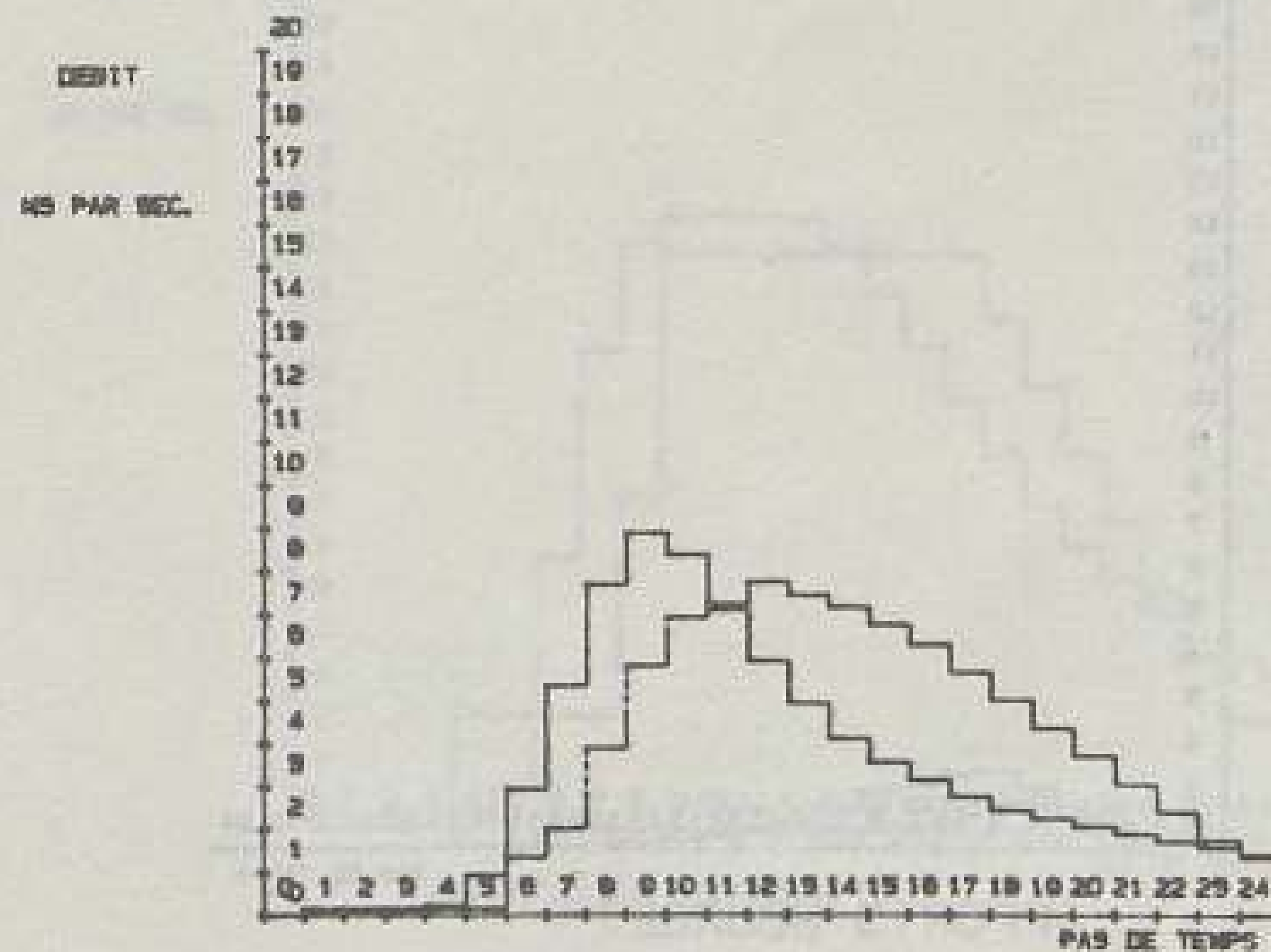
APPORTS MOREE AMONT



APPORTS GARONOR



APPORTS BOURGET



APPORTS CROULT

Figure n° 6.14 Construction d'un scénario de prévision pour
la pluie du 31/08/1983 , dès le début de la
pluie .

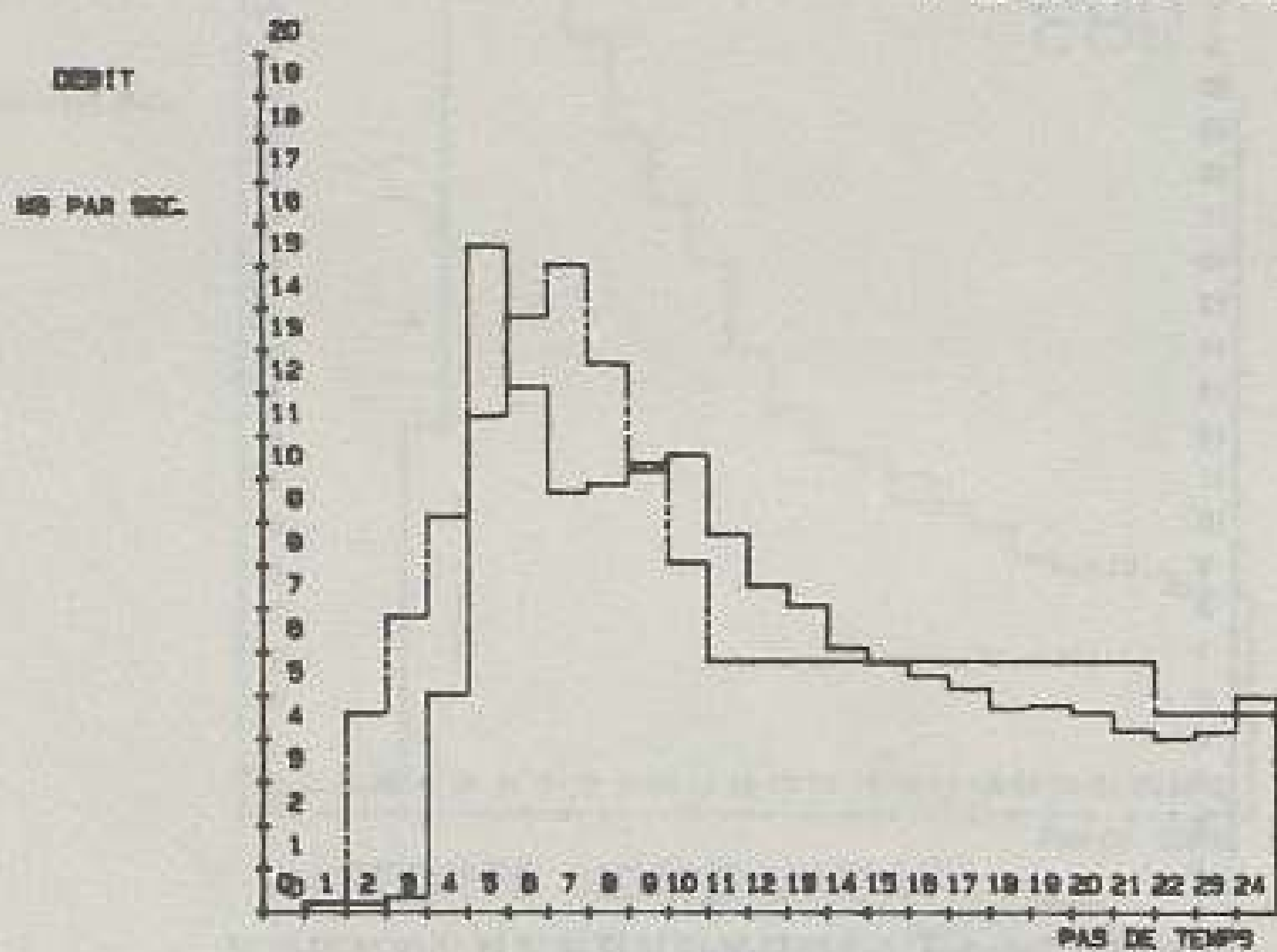
(pas de temps 0)

légende :

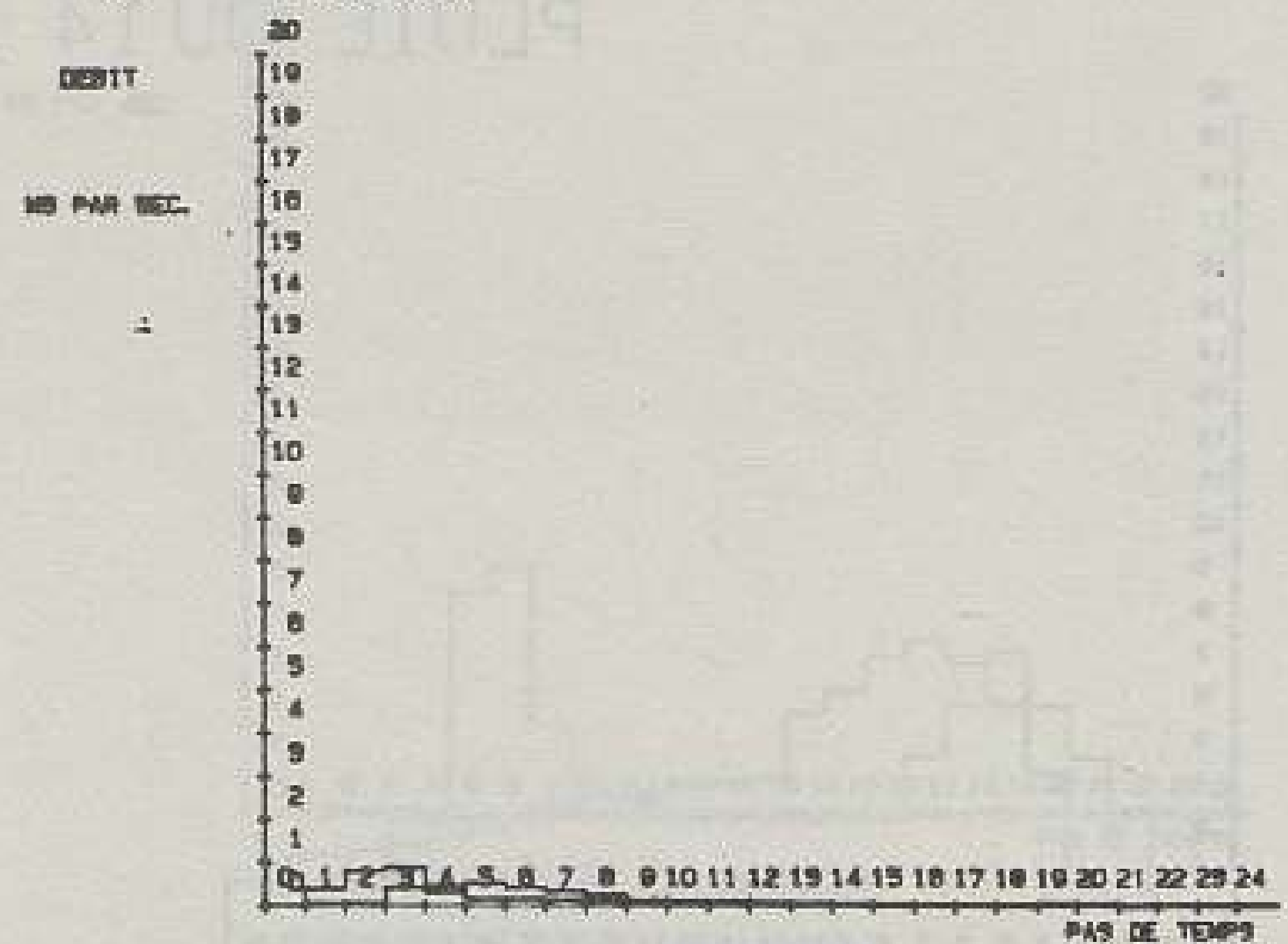
- -----

- hydrogramme mesuré
- scénario

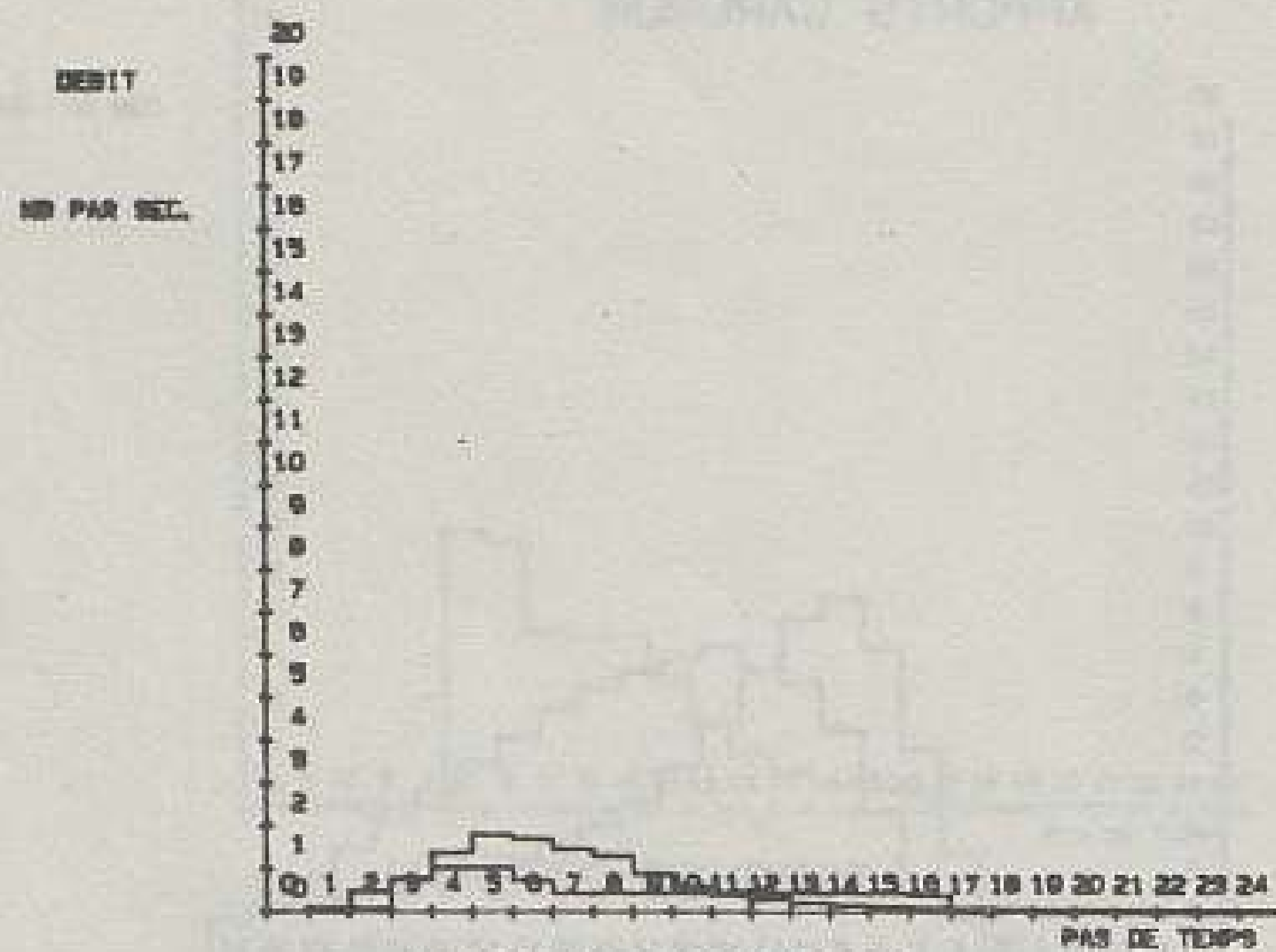
PLUIE DU 31 8 1983



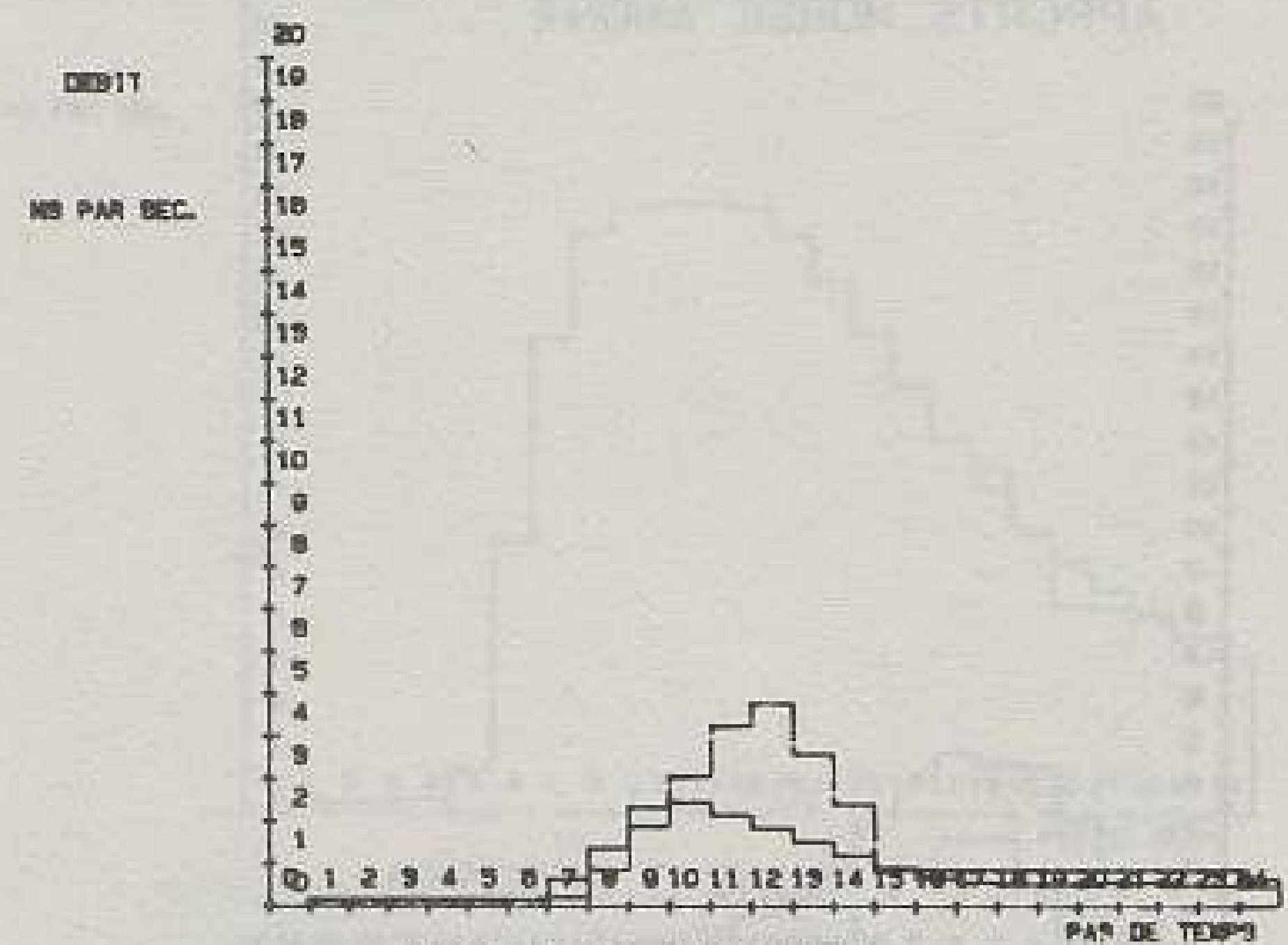
APPORTS MOREE AMONT



APPORTS GARONOR



APPORTS BOURGET



APPORTS CROULT

Figure n° 6.15 : Construction d'un scénario de prévision pour la pluie du 26/06/1983, dès le début de la pluie.

(pas de temps 0)

légende :

- hydrogramme mesuré
- scénario

PLUIE DU 26 6 1983

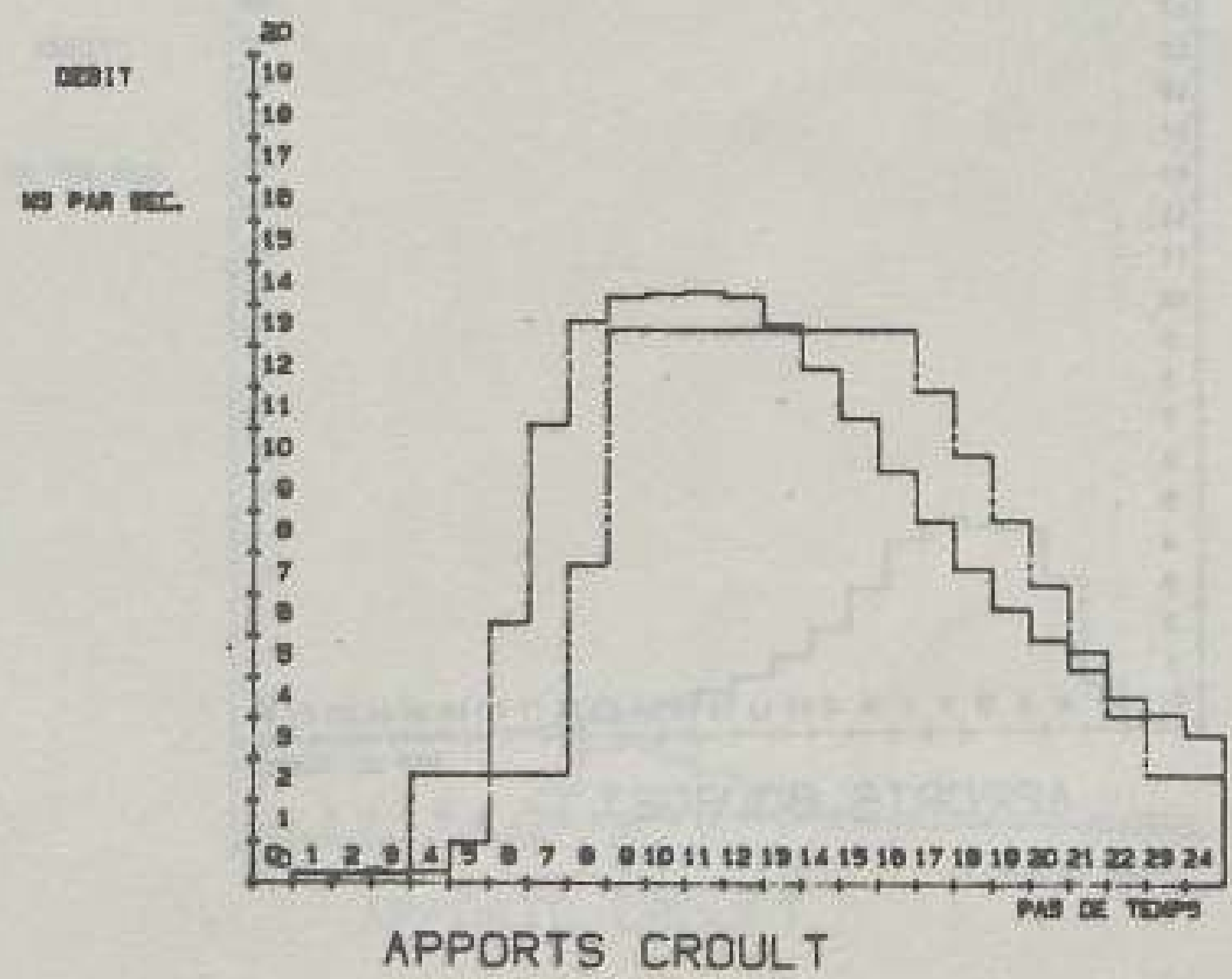
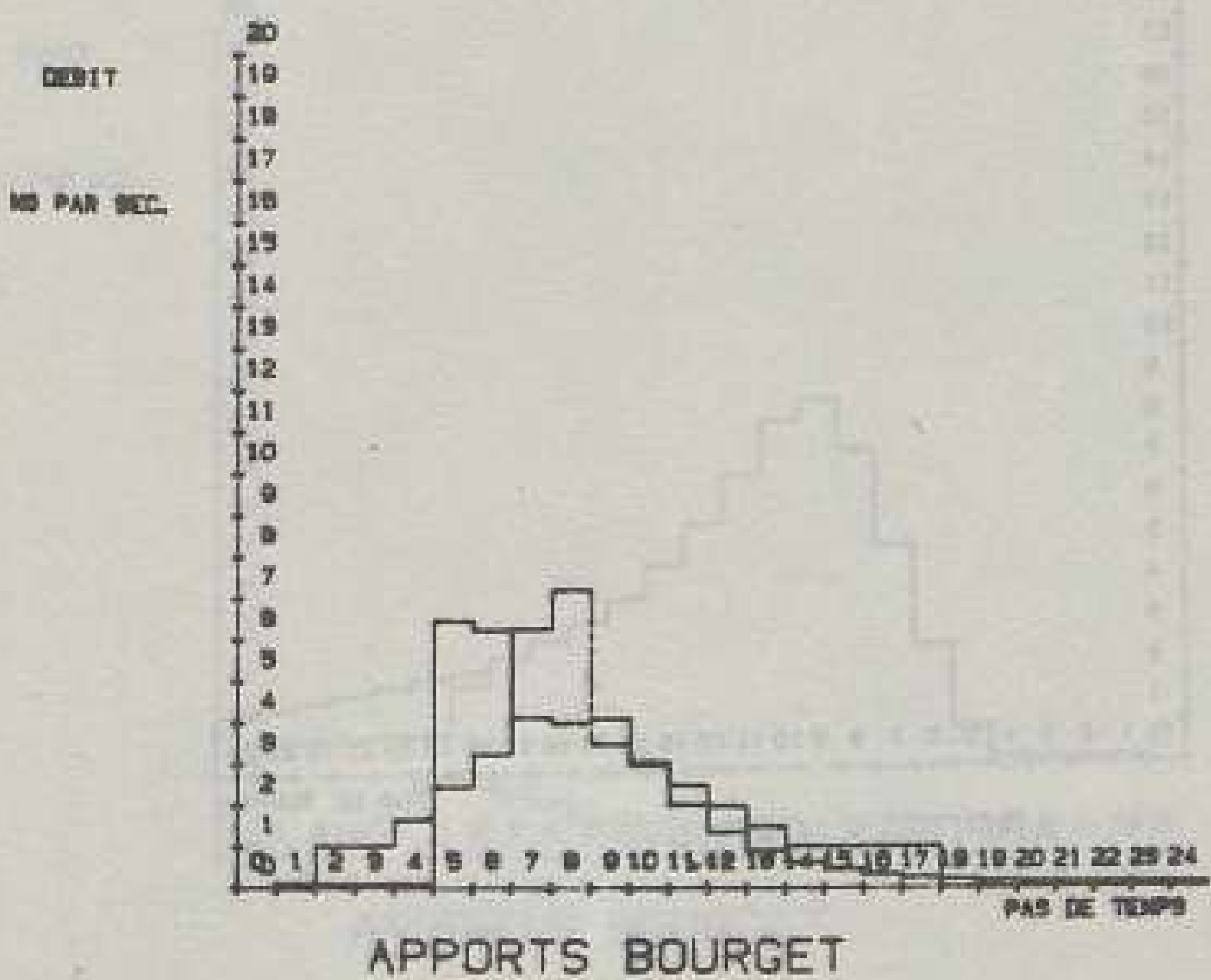
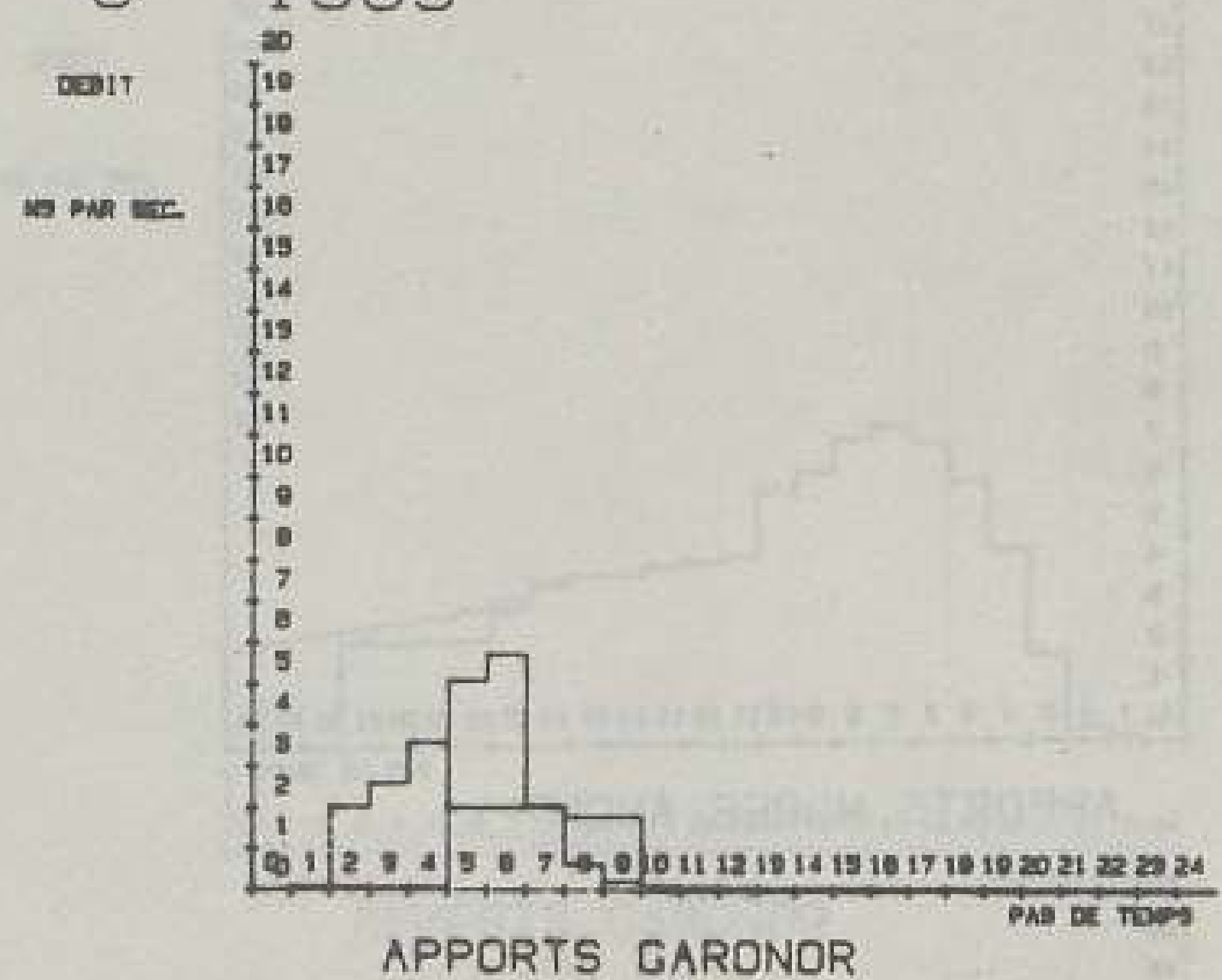
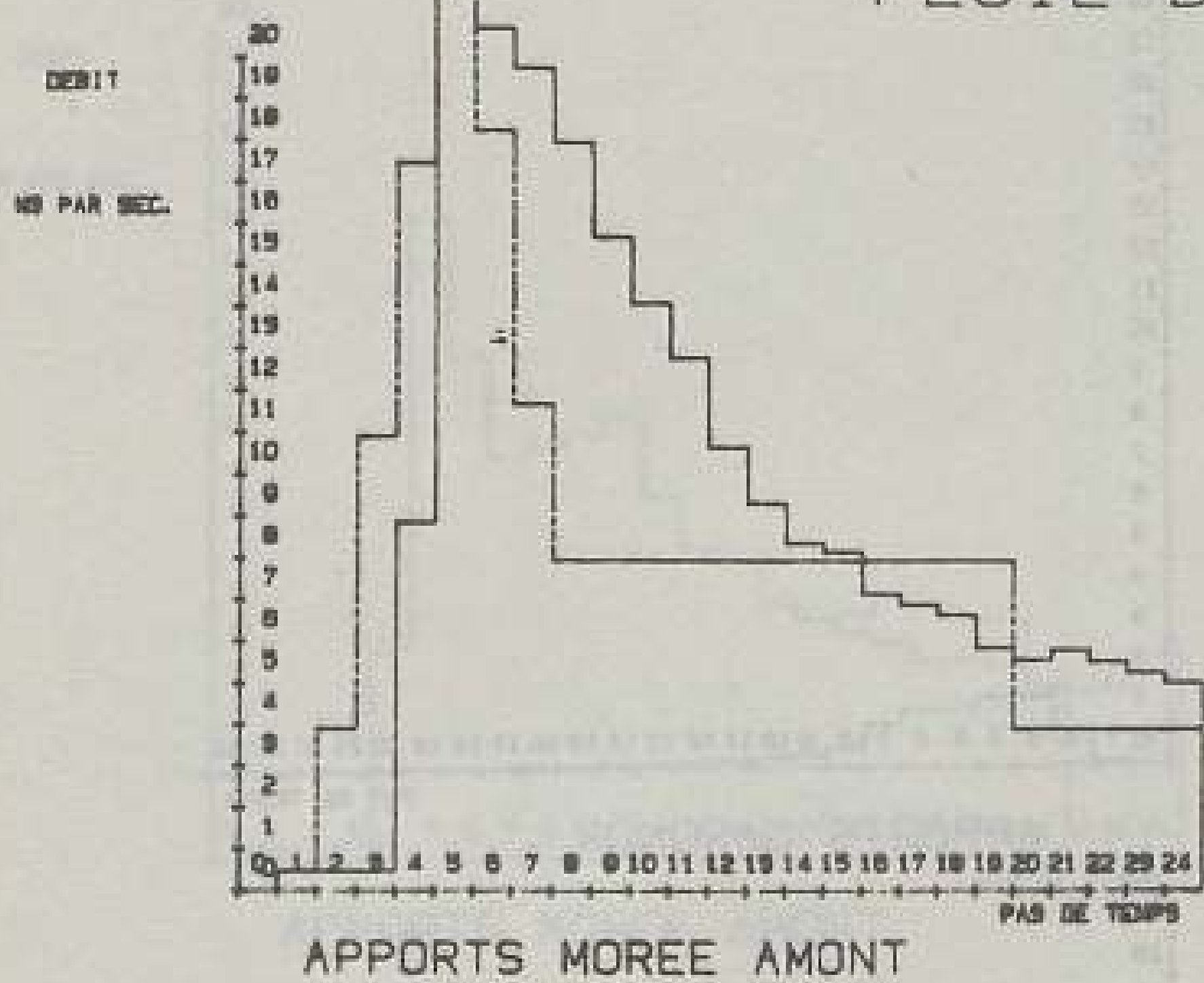


Figure n° 6.16 Construction d'un scénario de prévision pour la pluie du 14/09/1983, à la fin de la pluie.

(pas de temps 14)

légende :

-
- hydrogramme mesuré
- scénario

PLUIE DU 14 9 1983

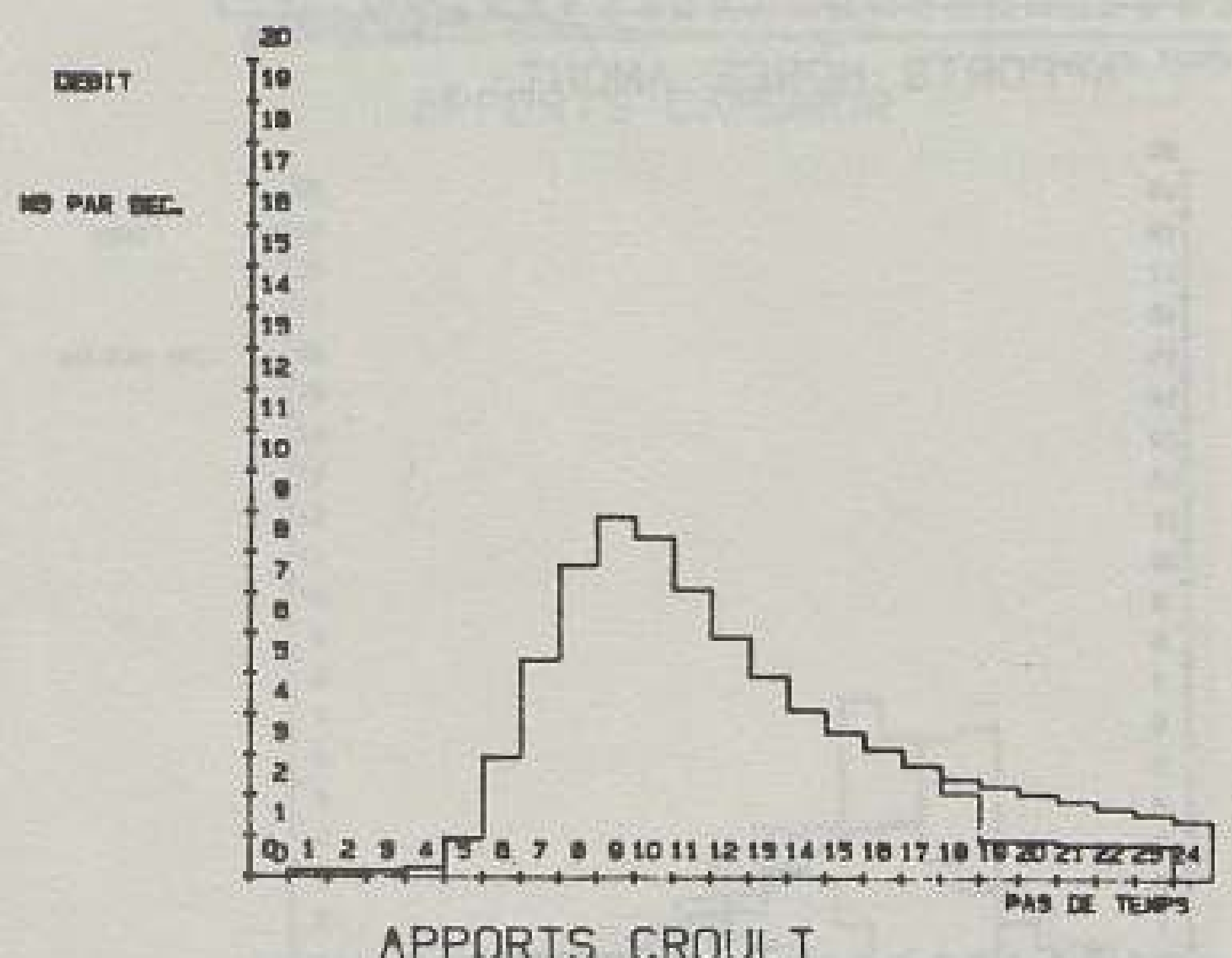
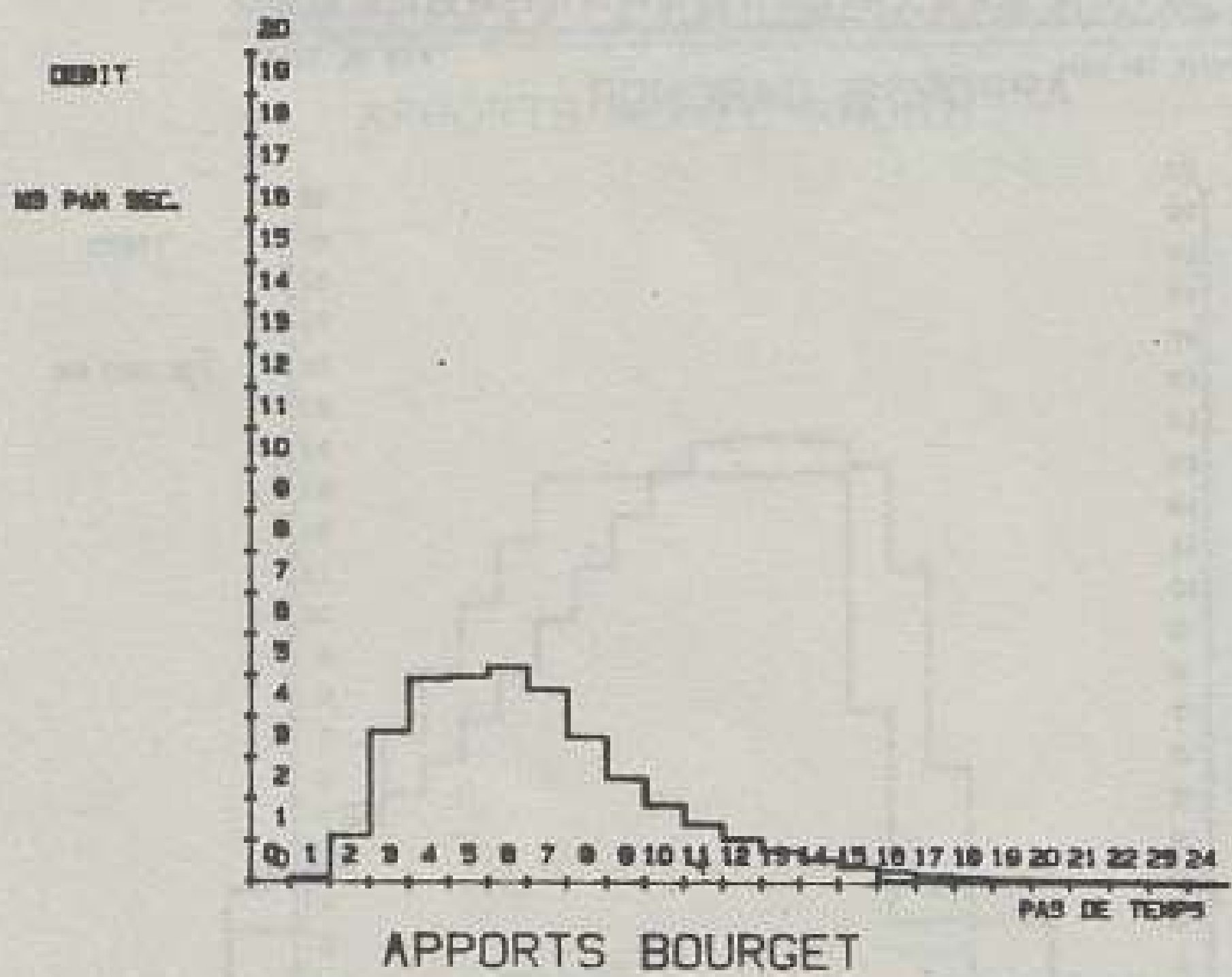
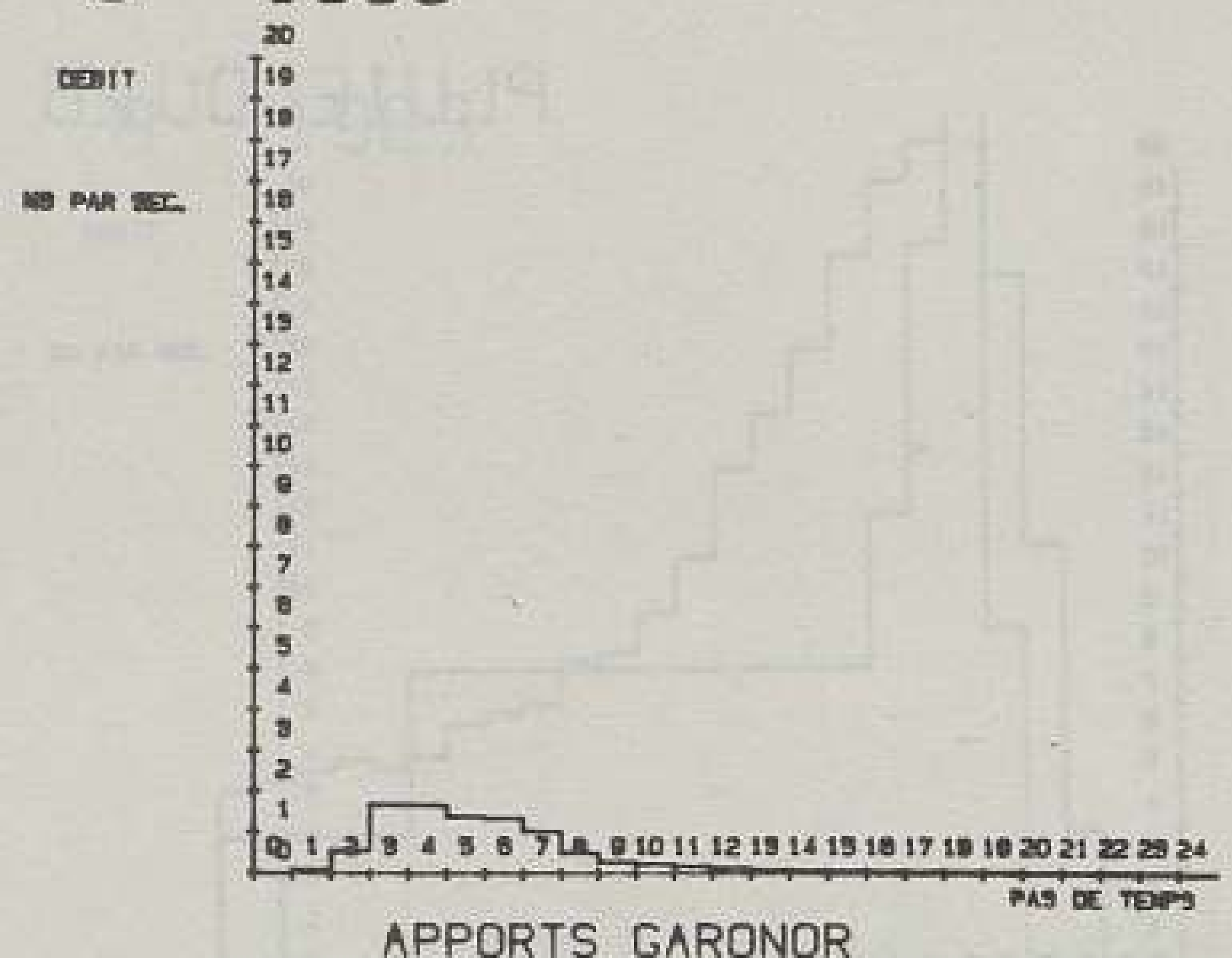
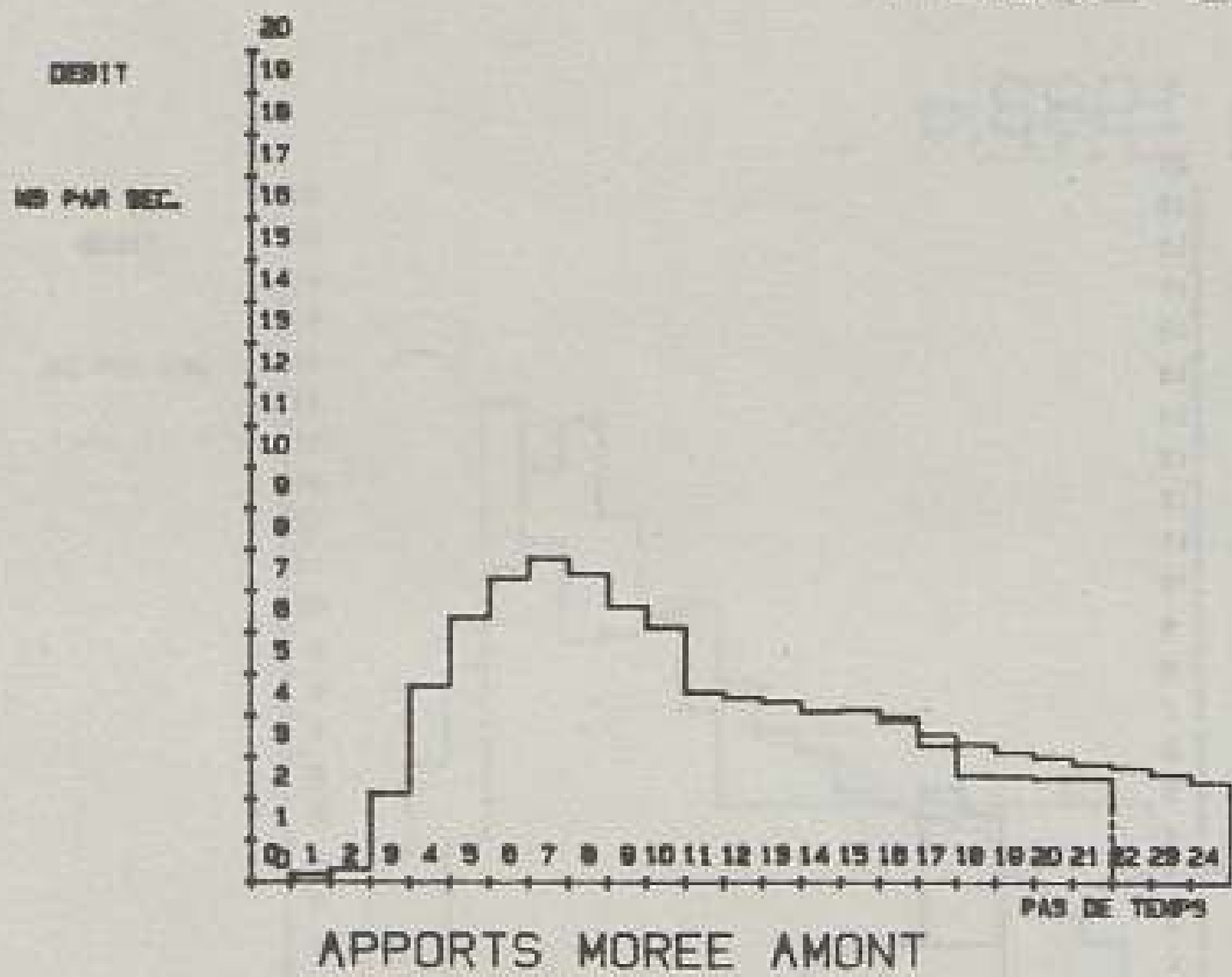


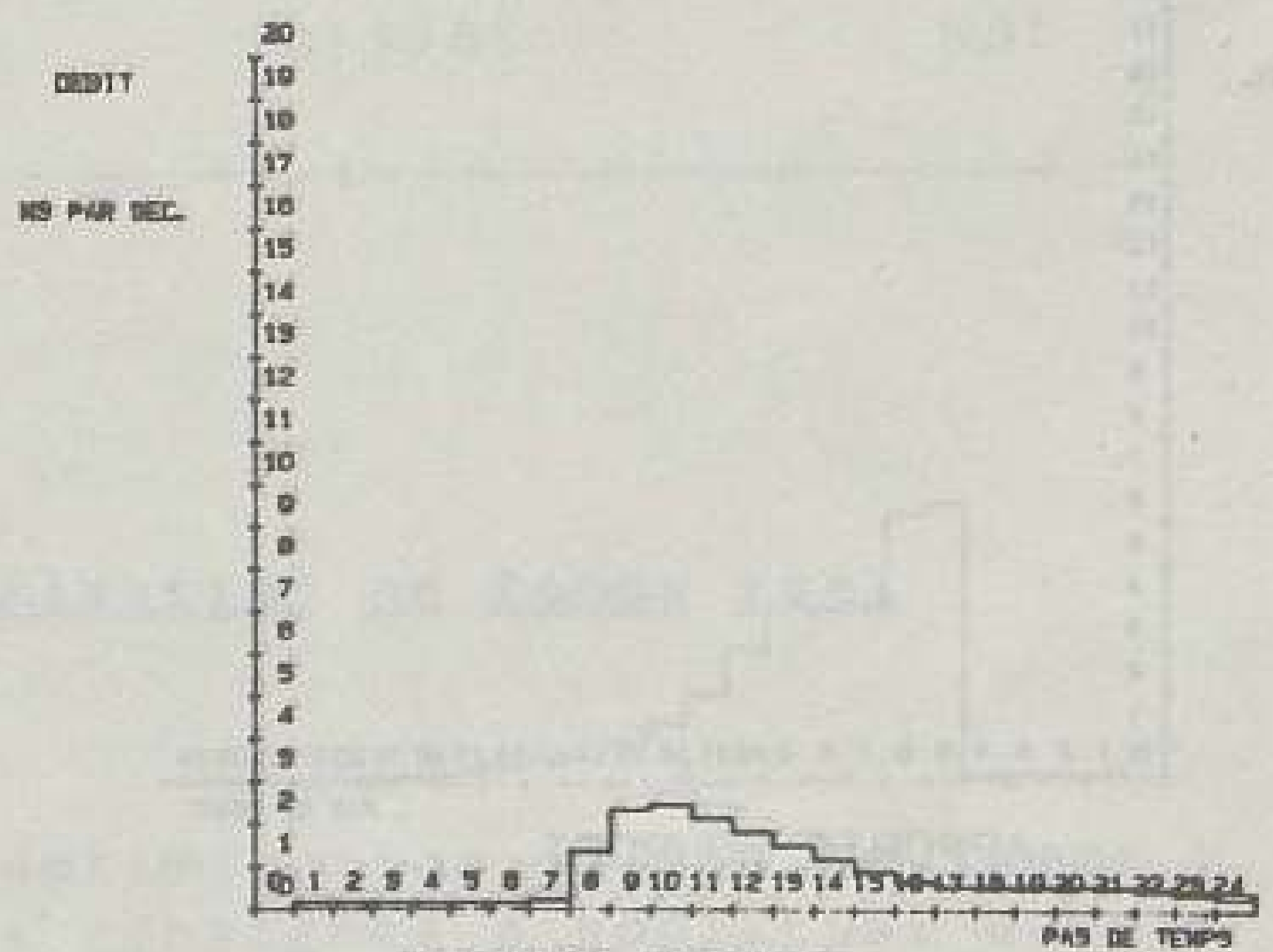
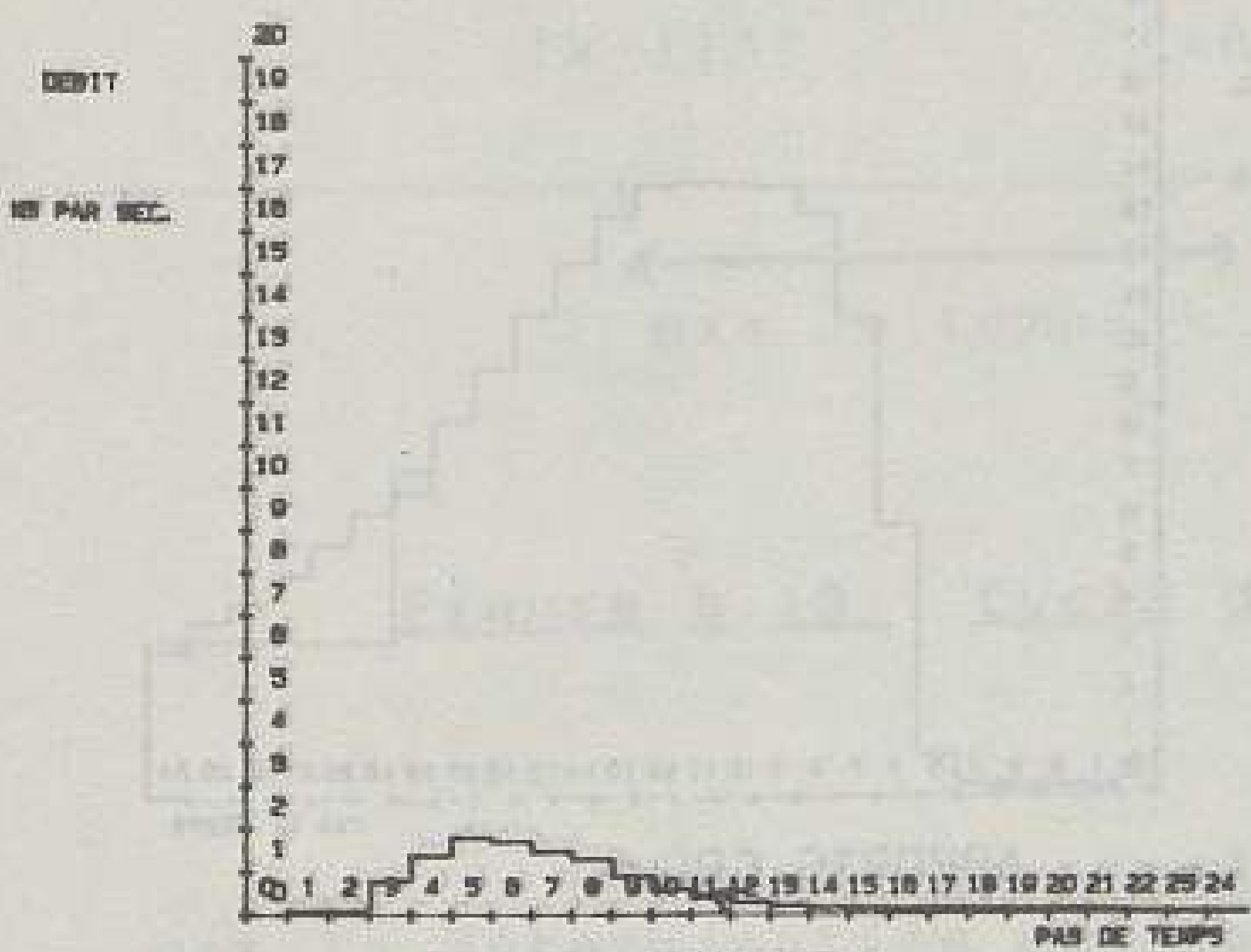
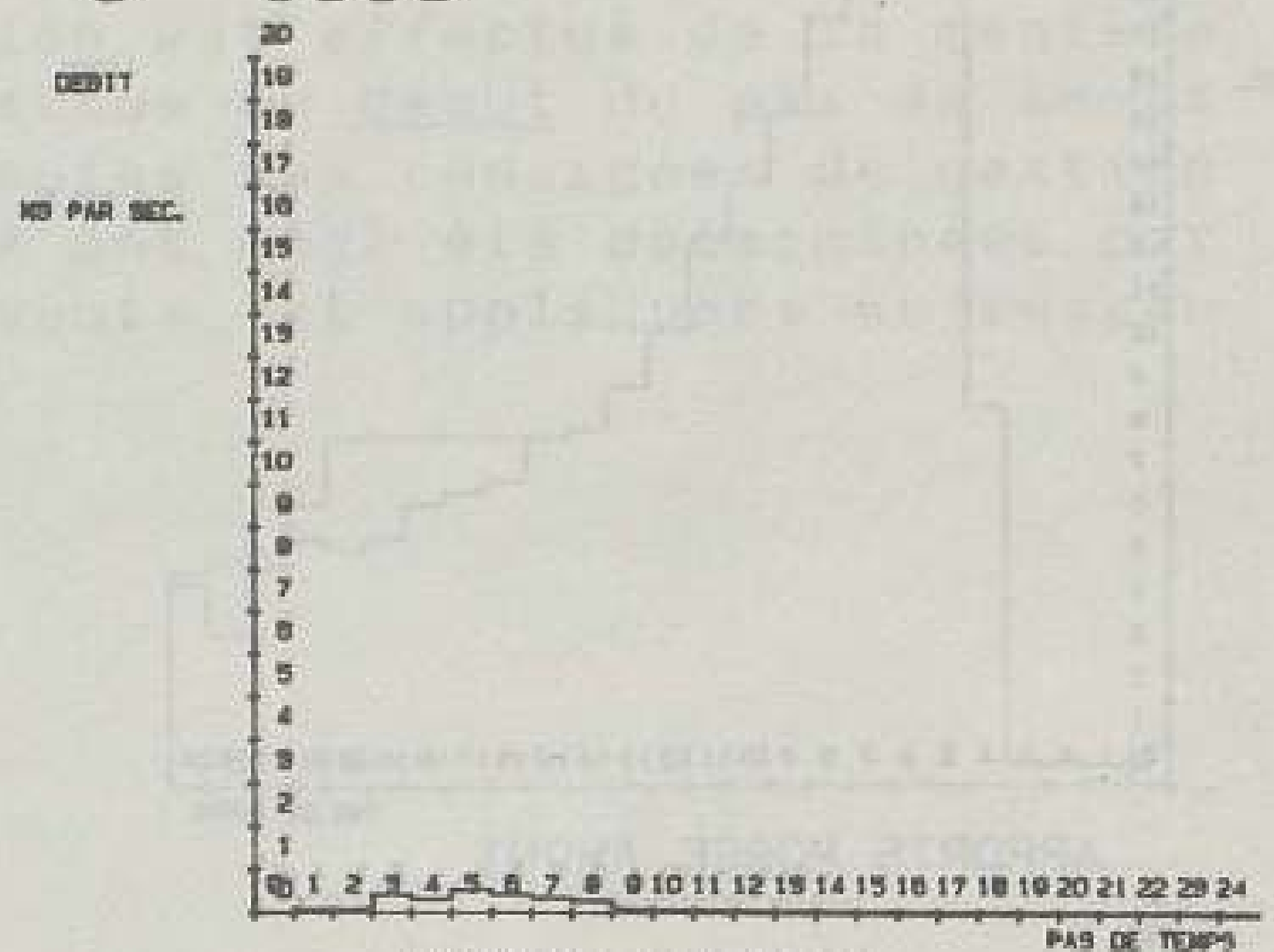
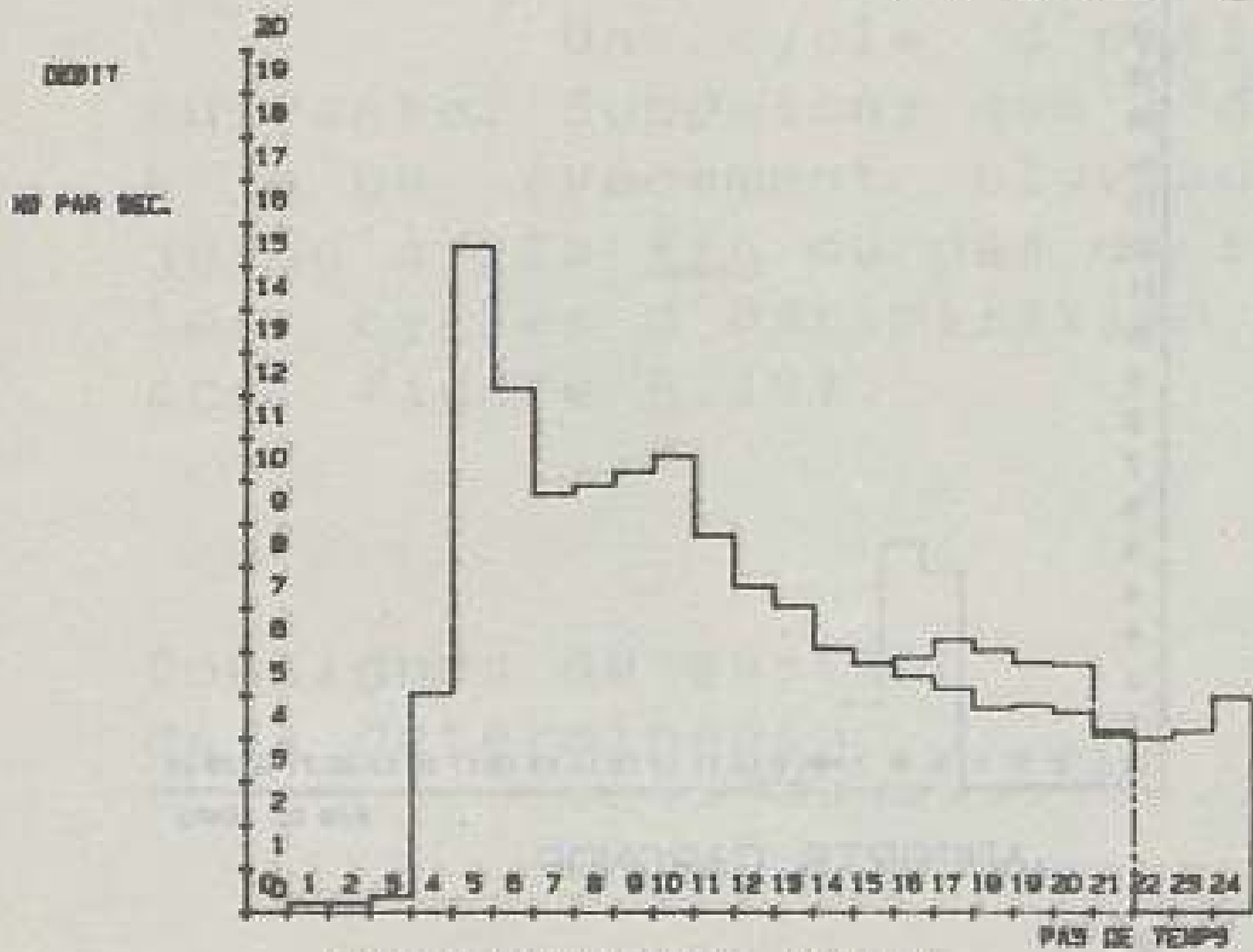
Figure n° 6.17 Construction d'un scénario de prévision pour la pluie du 31/08/1983, à la fin de la pluie.

(pas de temps 14)

légende :

-
- hydrogramme mesuré
- scénario

PLUIE DU 31 8 1983



APPORTS BOURGET

APPORTS CROULT

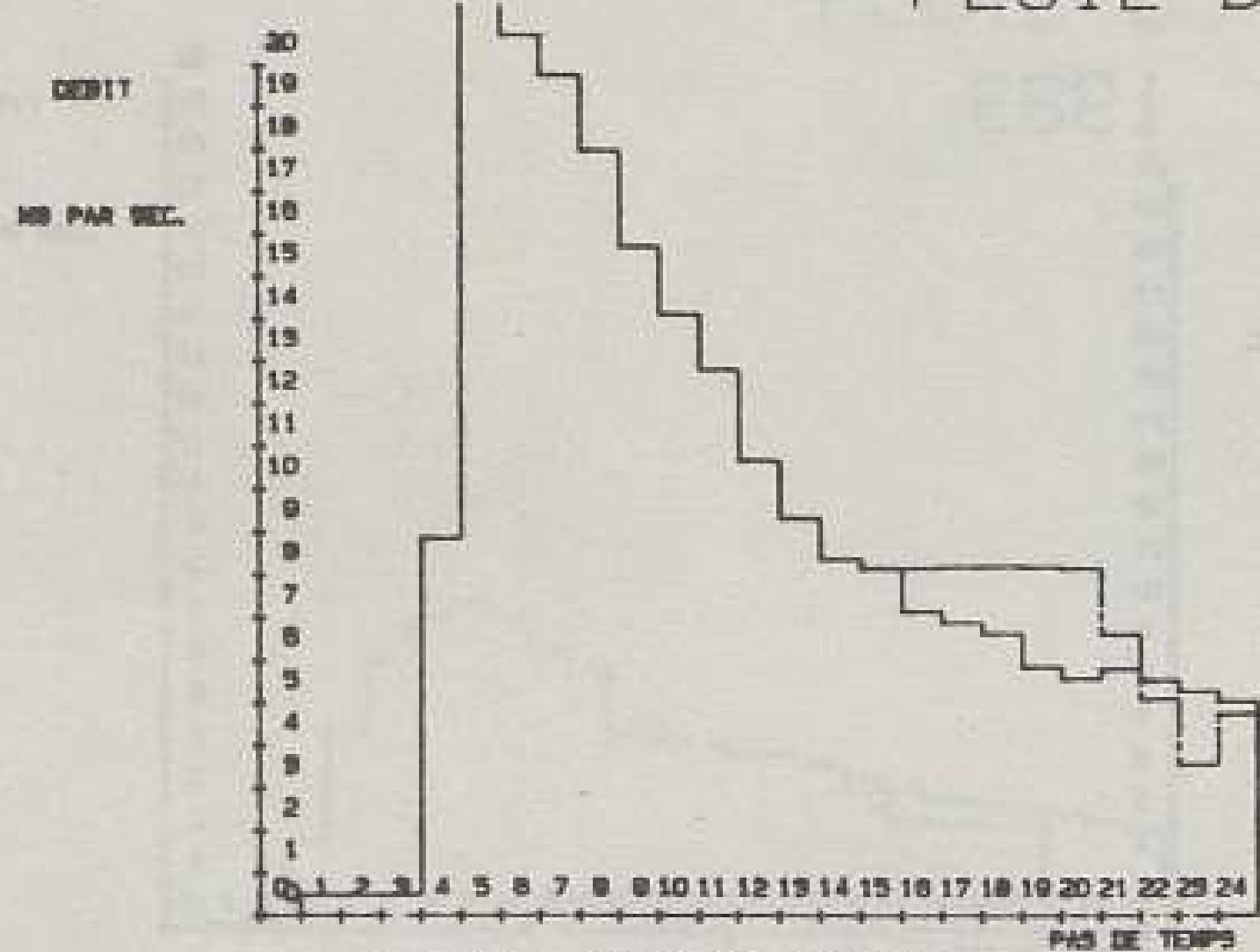
Figure n° 6.18 Construction d'un scénario de prévision pour la pluie du 26/06/1983, à la fin de la pluie.

(pas de temps 14)

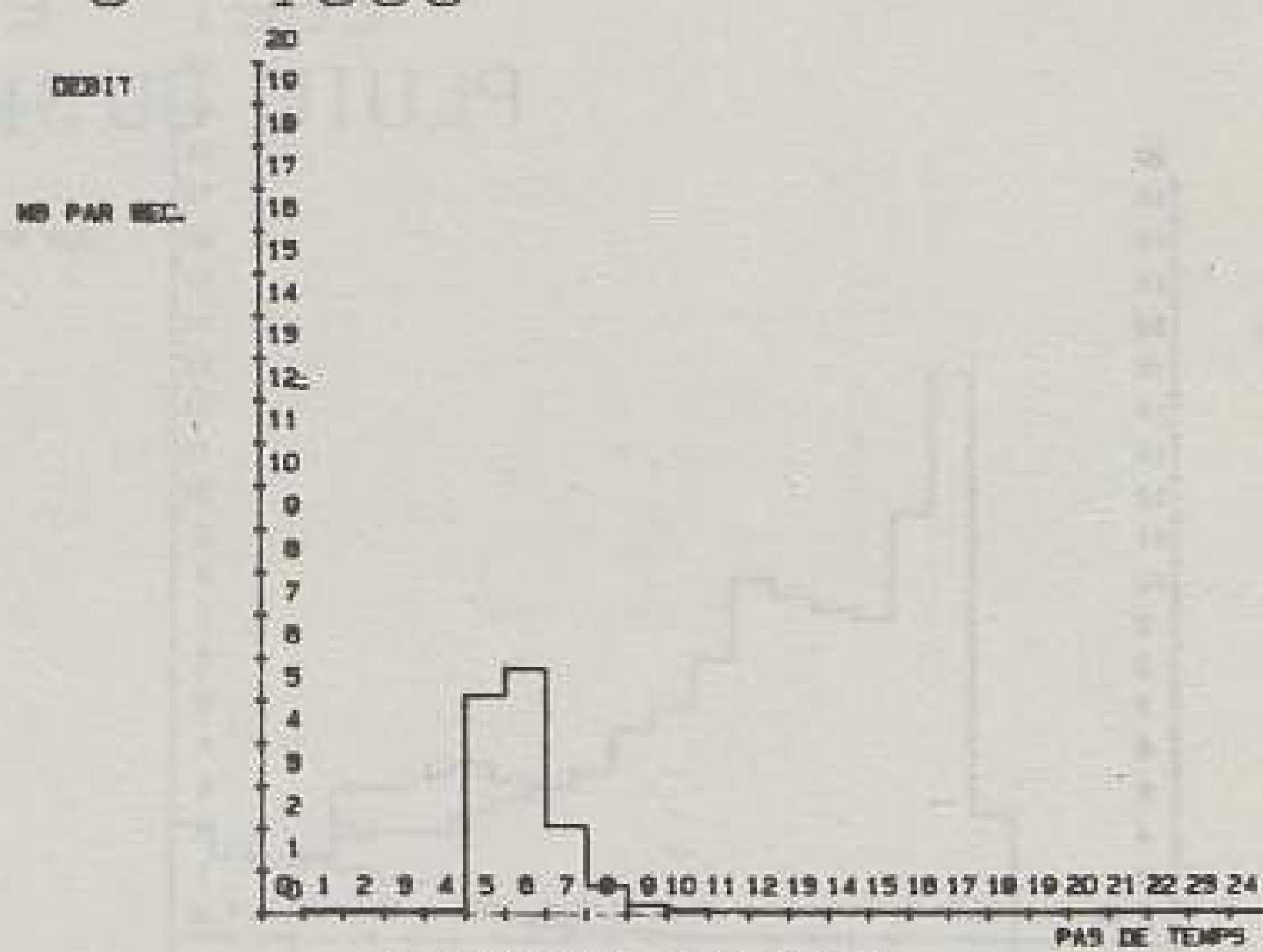
légende :

-
- hydrogramme mesuré
- scénario

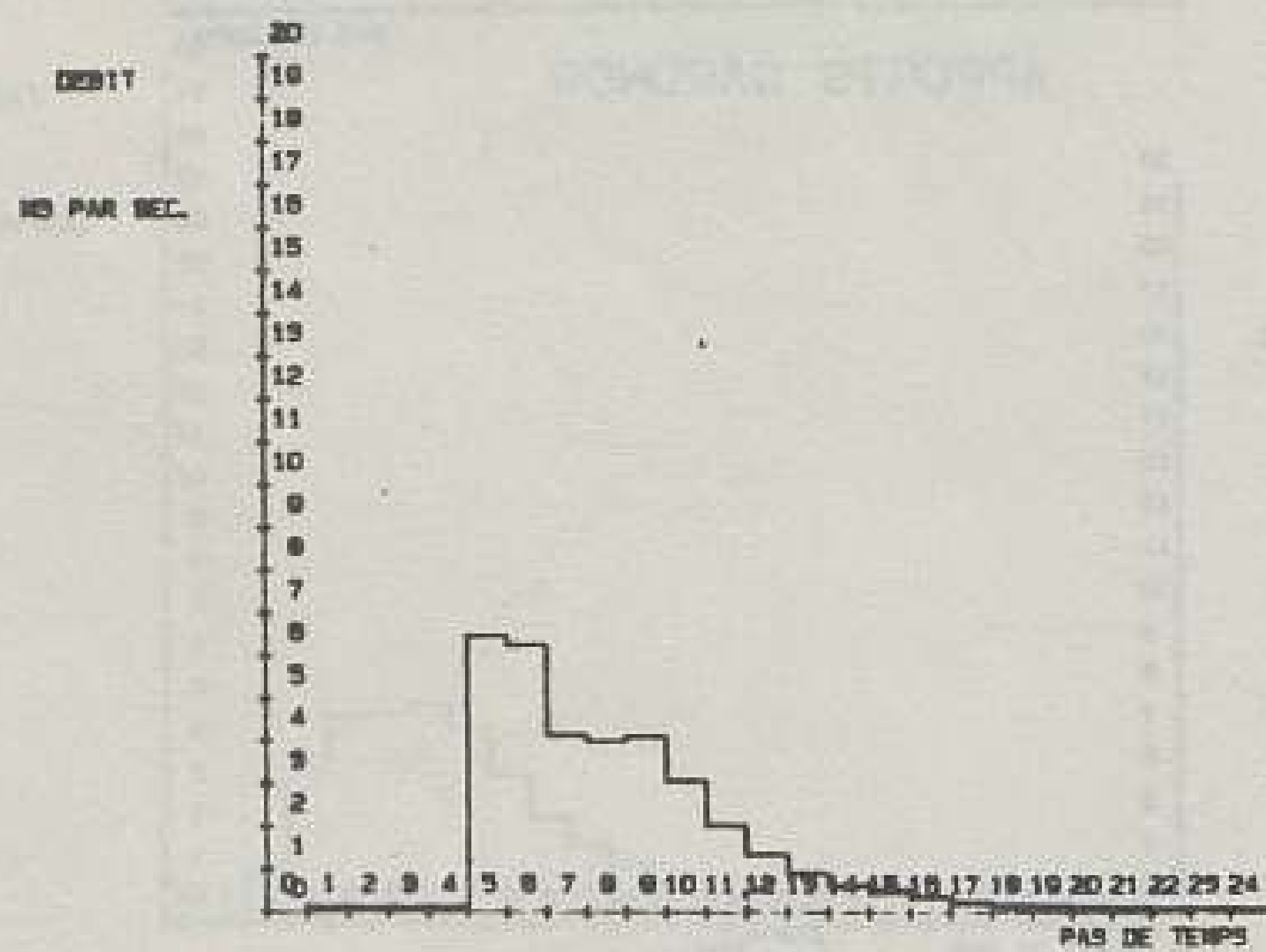
PLUIE DU 26 6 1983



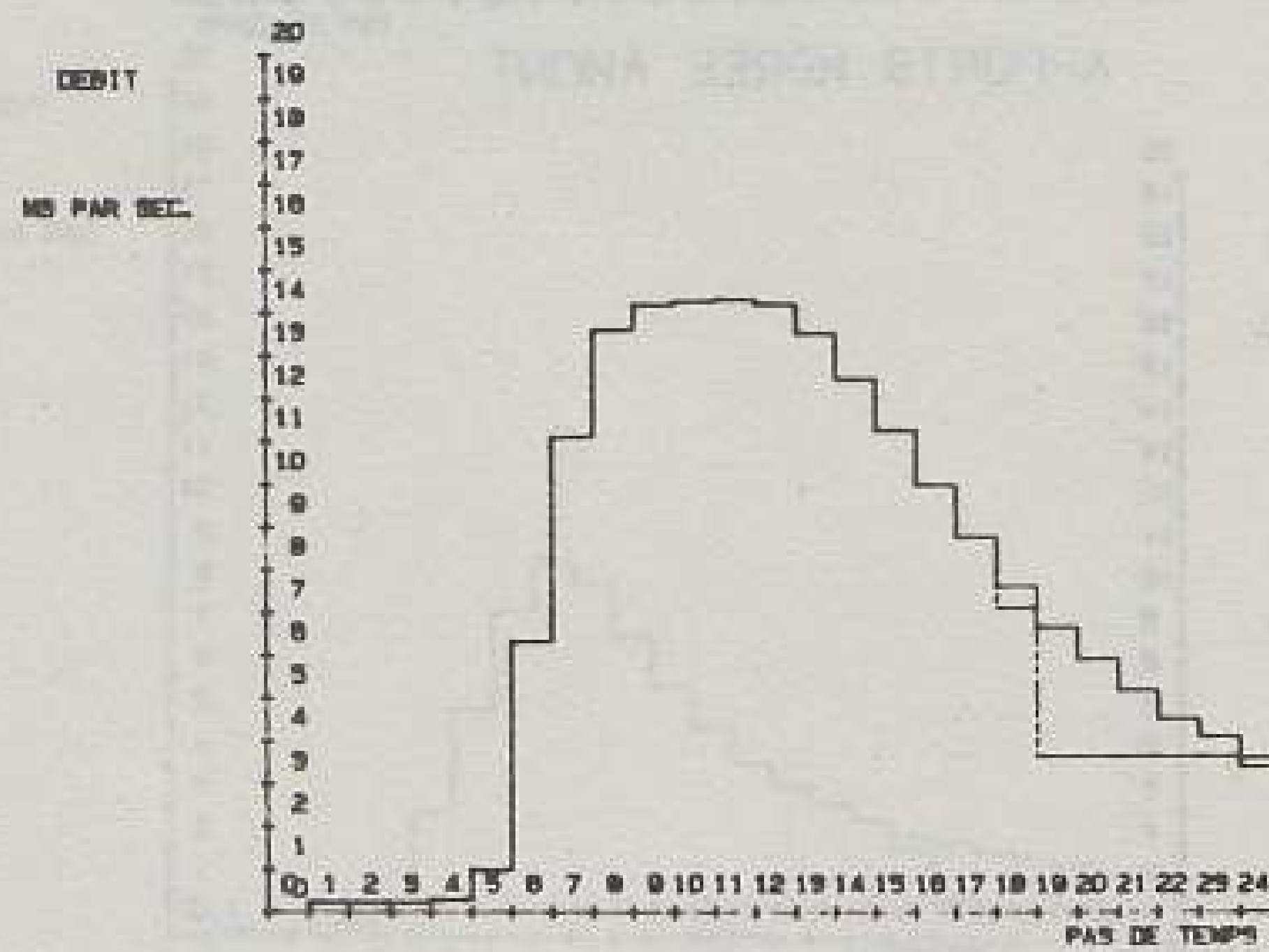
APPORTS MOREE AMONT



APPORTS GARONOR



APPORTS BOURGET



APPORTS CROULT

VI.2. Méthode d'optimisation à l'aide des scénarios de prévision

VI.2.1. Principe général

Afin de tenir compte de l'amélioration de la prévision au fur et à mesure du déroulement de l'évènement pluvieux, et afin de bénéficier des temps de réponse des bassins versants qui permettent d'effectuer l'optimisation sur des hydrogrammes dont une partie résulte de mesures de pluie, l'application en temps réel de la méthode d'optimisation est réalisée à chaque pas de temps de gestion. A l'issue de ce calcul d'optimisation, seules les consignes optimales du pas de temps suivant sont appliquées au réseau, les consignes ultérieures étant déterminées par des cycles d'optimisation ultérieurs.

Un cycle d'optimisation est effectué de la manière suivante. Supposons que l'on se situe au début du pas de temps k d'un évènement pluvieux. Toutes les consignes de gestion jusqu'à la fin du pas de temps k ont déjà été déterminées par les cycles d'optimisation précédents, et appliquées au réseau (cf. figure 6.19).

Consignes de gestion
déjà déterminées

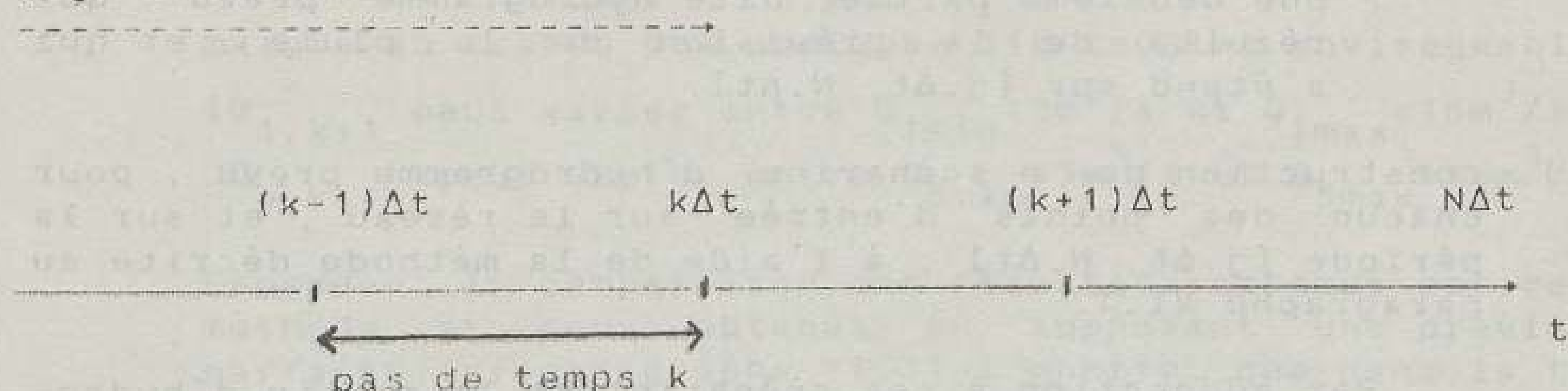


Figure 6.19. Cycle d'optimisation en temps réel

L'objet du cycle d'optimisation du pas de temps k est la détermination optimale des consignes à appliquer au pas de temps $(k+1)$, c'est à dire entre $k.\Delta t$ et $(k+1).\Delta t$. Pour ce faire, l'optimisation sera néanmoins réalisée sur la période $[k.\Delta t, N.\Delta t]$, $N.\Delta t$ étant l'horizon de l'optimisation, afin de tenir compte de la suite de l'évènement dans les décisions appliquées au pas de temps $(k+1)$.

Les tâches effectuées lors du cycle du pas de temps k sont les suivantes :

- i). détermination de l'état du système à l'instant $k.\Delta t$ à l'aide des mesures effectuées à l'instant $(k-1).\Delta t$ (ou aux instants précédents en cas de défaut de mesure) et à l'aide des consignes appliquées au pas de temps k (et aux instants précédents en cas de défaut de mesure);
- ii). détermination des hydrogrammes entrant sur le réseau , sur la période $[k.\Delta t , N.\Delta t]$, à l'aide des mesures de pluie effectuées jusqu'à l'instant $(k-1).\Delta t$ et de la prévision sur la période $[(k-1).\Delta t , N.\Delta t]$. Les hydrogrammes sont composés de deux parties :

- une première partie , dite hydrogramme "mesuré" , qui résulte des mesures de pluie antérieures à $(k-1).\Delta t$. Cette partie s'étend sur une période $[k.\Delta t , j.\Delta t]$ où $[j - (k-1)].\Delta t$ représente le temps de réponse des bassins versants.

Pour le bassin versant amont de Blanc-Mesnil dont le temps de réponse est égal à $2.\Delta t$, on a $j = k + 1$; pour le bassin versant du Croult de temps de réponse $4.\Delta t$, on a $j = k + 3$; pour les bassins versants de Garonor et du Bourget de temps de réponse Δt , on a $j = k$ et la partie mesurée de l'hydrogramme n'existe pas.

- une deuxième partie, dite hydrogramme "prévu", qui résulte de la prévision de la pluie , et qui s'étend sur $[j.\Delta t , N.\Delta t]$.

- iii). construction de n scénarios d'hydrogramme prévu , pour chacun des points d'entrée sur le réseau , et sur la période $[j.\Delta t , N.\Delta t]$, à l'aide de la méthode décrite au paragraphe VI.1.

Par adjonction à ces scénarios de la partie d'hydrogramme mesuré sur la durée $[k.\Delta t , j.\Delta t]$, on obtient n scénarios d'hydrogramme sur la durée $[k.\Delta t , N.\Delta t]$ et pour chacun des points d'apport.

Tous ces scénarios vont ensuite être traités par la méthode d'optimisation déterministe (point v ci-après) . Afin de respecter la contrainte de temps exposée au chapitre III , il est clair qu'il faut limiter le nombre de scénarios qui vont être utilisés . Dans le cas du réseau de la Morée, cette contrainte de temps n'a permis l'utilisation que de 5 scénarios . Ce nombre peut paraître bien faible quand on sait que ces 5 scénarios sont supposés représenter la totalité des aléas concernant la prévision.

Cependant, l'utilisation de la méthode à chaque pas de temps limite considérablement les effets de la prise en compte approximative de ces aléas. Sur les trois pluies historiques déjà utilisées, on a de plus comparé les résultats obtenus avec 1 seul scénario (issu directement de la prévision), avec 5 scénarios, avec 20 scénarios, ou avec une prévision parfaite. Ces résultats exposés au paragraphe VI.3, montrent, que, sur ces trois pluies au moins, l'utilisation de 5 scénarios améliorent considérablement le choix des consignes de gestion par rapport à l'utilisation d'un seul scénario, et que les résultats obtenus avec 5 scénarios ne sont pas trop éloignés des résultats obtenus avec une prévision parfaite.

- iv). Choix de p décisions possibles au pas de temps $(k+1)$ (c'est à dire pour le réseau de la Morée, p couples de valeurs $(Q_{1,k+1}, Q_{5,k+1})$, qui vont être testées et dont on appliquera la meilleure.

Lors de l'application de cette méthode de prise en compte des incertitudes à la gestion d'un réservoir, les auteurs de (Miquel, Roche, 1984 a et b) testent l'ensemble des décisions possibles. En raison de la contrainte de temps, il n'a pas été possible dans le cas du réseau de la Morée de tester toutes les décisions possibles. La contrainte de temps autorise le test de 5 couples $(Q_{1,k+1}, Q_{5,k+1})$, ce qui peut paraître bien maigre au regard des quelques 140 couples envisageables.

($Q_{1,k+1}$ peut varier entre $Q_{1\min} = 3\text{m}^3/\text{s}$ et $Q_{1\max} = 15\text{m}^3/\text{s}$ et $Q_{5,k+1}$ peut varier entre $Q_{5\min} = 3\text{m}^3/\text{s}$ et $Q_{5\max} = 15\text{m}^3/\text{s}$)

Cependant, la comparaison des résultats obtenus par cette méthode et ceux obtenus en supposant une prévision parfaite (cf. paragraphe VI.3), montre que dans la très grande majorité des cas, le couple optimal résultant de la prévision parfaite est très proche, sinon égal à l'un des 5 couples testés.

La méthode utilisée pour choisir ces 5 couples est la suivante. On réalise une optimisation déterministe sur la période $[k.\Delta t, N.\Delta t]$, pour chacun des 5 scénarios d'hydrogramme. On obtient ainsi 5 stratégies de gestion (une pour chaque scénario l). On retient alors le premier couple $(Q_1, Q_5)_l$, $l=1$ à 5, de chacune de ces stratégies. Ce premier couple est celui qui serait appliqué au

réseau pendant la période $[k.\Delta t, (k+1).\Delta t]$ si le scénario 1 devait représenter la situation réelle. Comme ce n'est pas le cas, on va tester l'influence du couple $(Q_1, Q_5)_1$ sur les autres scénarios p ($p \neq 1$). C'est l'objet du point v.

Ce premier couple $(Q_1, Q_5)_1$ est largement influencé par le début des hydrogrammes (même s'il ne l'est pas complètement), et, grâce aux temps de réponse des bassins versants de l'amont de Blanc-Mesnil et du Croult, le début de ces hydrogrammes est identique au début d'hydrogrammes parfaitement prévus. On comprend alors que ces 5 couples puissent suffire pour tenir compte des incertitudes à peu près correctement.

v). Avec chacun des 5 couples précédemment déterminés, on réalise le travail suivant :

- on suppose que le couple i est appliquée au pas de temps $(k+1)$;
- pour chacun des 5 scénarios d'hydrogramme, on réalise une optimisation déterministe sur la période restante $[(k+1).\Delta t, N.\Delta t]$;
- pour le couple i et le scénario j , on calcule une valeur $C(i, j)$, résultant de l'addition de la valeur de la fonction objectif après optimisation sur $[(k+1).\Delta t, N.\Delta t]$ pour le scénario j , sachant que la consigne i est appliquée sur $[k.\Delta t, (k+1).\Delta t]$, et de la valeur de cette même fonction objectif résultant de l'application de cette consigne i entre $k.\Delta t$ et $(k+1).\Delta t$. Comme on a 5 couples i et 5 scénarios j , on obtient 25 valeurs $C(i, j)$.

vi). On applique à l'ensemble des $C(i, j)$ un certain critère de décision exposé au paragraphe suivant VI.2.2., afin de pouvoir retenir la décision optimale vis à vis de ce critère. Cette décision est celle qui est appliquée au pas de temps $(k+1)$.

Comme l'ensemble de ces calculs doit être réalisé en respectant la contrainte de temps, c'est à dire en moins de 4 minutes, on comprend qu'on ne peut malheureusement pas multiplier les scénarios utilisés.

VI.2.2. Critères de décision

Depuis ces dernières décennies, on a pu constater le développement de nombreux critères de décision face à l'incertitude (Macgilchrist, 1986) (Raiffa, 1979). On expose succinctement ci-dessous quatre de ces critères parmi les plus courants.

- le critère du MINIMIN est le plus optimiste. Il consiste, pour le problème de décision présenté au paragraphe précédent, à choisir la décision i_1 qui donne la possibilité d'atteindre l'objectif correspondant au coût minimum du scénario le plus optimiste :

$$(6-1) \quad i_1 = \text{Arg} [\text{MIN}_i \text{ MIN}_j C(i, j)]$$

Il est clair qu'un tel critère est rarement employé. Il ne suppose en effet aucune aversion au risque de la part de l'exploitant du réseau.

- le critère du MINMAX est un critère pessimiste car il consiste à prendre la décision correspondant au coût minimum du scénario le plus pessimiste, et donc à choisir la décision i_2 définie par :

$$(6-2) \quad i_2 = \text{Arg} [\text{MIN}_i \text{ MAX}_j C(i, j)]$$

Ce critère peut être qualifié de prudent, notamment si les prévisions sont médiocres, dans la mesure où il évite obligatoirement la valeur maximale de la grille des $C(i, j)$.

- le critère de la moyenne est plus proche de la stratégie obtenue en utilisant l'espérance mathématique des valeurs de la fonction objectif. C'est le critère de BAYES, utilisé avec des probabilités égales pour chacun des scénarios. Il consiste à prendre la décision i_3 définie par :

$$(6-3) \quad i_3 = \text{Arg} [\text{MIN}_i \sum_{j=1}^5 C(i, j)]$$

Ce critère, qui semble le plus naturel, risque cependant de conduire à l'application de consignes de gestion médiocres si la prévision est mauvaise. Si la qualité de la prévision est à peu près constante et correcte, il semble en revanche bien adapté.

Il est à noter que ce critère peut s'appliquer de façon équivalente au coût $C(i,j)$ ou au regret $R(i,j)$ défini ci-après.

- le critère du MINMAX regret consiste à choisir la décision i_4 pour laquelle le regret $R(i,j)$ défini par :

$$(6-4) \quad R(i,j) = C(i,j) - \underset{i}{\text{MIN}} [C(i,j)]$$

est minimal. On a donc :

$$(6-5) \quad i_4 = \underset{i}{\text{Arg}} [\underset{i}{\text{MIN}} \underset{j}{\text{MAX}} R(i,j)]$$

Pour le cas du réseau de la Morée, et sur les trois pluies historiques déjà mentionnées, on a comparé les résultats fournis par l'utilisation de ces quatre critères. Ces résultats sont analysés au paragraphe VI.3. ci-après.

VI.3. Résultats des simulations

Deux séries de simulations ont été effectuées avec la méthode de prise en compte des incertitudes de prévision décrite précédemment. La première série, effectuée sur chacune des trois pluies historiques déjà utilisées, concerne l'influence du nombre de scénarios utilisés. La seconde série permet de comparer les résultats obtenus avec les différents critères de décision évoqués au paragraphe précédent.

VI.3.1. Simulations réalisées avec différents nombres de scénarios

Les gestions obtenues avec 1 seul scénario de prévision réactualisé à chaque pas de temps, avec 5 scénarios ou avec 20 scénarios, sont comparées aux gestions obtenues avec une prévision parfaite. (figures 6-20 à 6-31 - Tableaux 6-1 à 6-3).

Comme les scénarios sont tirés dans des lois de probabilité, les gestions présentées avec 1 ou 5 scénarios sont plus ou moins efficaces selon que le tirage a été plus ou moins heureux. C'est pourquoi pour chaque pluie, on a réalisé 300 passages de la méthode d'optimisation stochastique (300 simulations complètes avec le critère de la moyenne) avec 1 ou 5 scénarios, réactualisés à chaque pas de temps. On a ainsi pu établir la distribution des coûts des gestions obtenues avec 1 ou 5 scénarios (figures 6.32 à 6.34). Sur les figures 6.20 à 6.31, sont présentées des simulations dont les coûts correspondent à peu près aux coûts moyens des distributions.

On constate sur les distributions des figures 6.32 à 6.34, que l'utilisation de la méthode stochastique avec 5 scénarios améliore nettement l'efficacité de la gestion par rapport à l'utilisation d'un seul scénario de prévision. Les coûts moyens, ainsi que les volumes de débordement sont en effet réduits de près de 40 % et restent assez proches des coûts des gestions obtenues avec une prévision parfaite. On constate de plus la faible dispersion de ces coûts autour de la moyenne.

Cette faible dispersion semble due aux quelques pas de temps d'avance que procurent les temps de réponse des bassins versants importants (amont de Blanc-Mesnil et Croult). A la limite, ces temps de réponse permettraient de gérer à peu près correctement (i.e avec des coûts peu éloignés de ceux obtenus avec une prévision parfaite), de façon réactive, les pluies faibles ou moyennes comme celles du 14/9/1983 ou du 31/8/1983. En revanche, une gestion réactive de la pluie du 26/6/1983 serait très mauvaise, parce que dans ce cas, la confluence avec le Croult doit être prévue à Blanc-Mesnil au moins 45 minutes auparavant.

Si les coûts sont proches, les gestions obtenues avec 5 scénarios sont en revanche beaucoup moins "lissées" que celles obtenues avec une prévision parfaite, et il arrive que, pour certains pas de temps, elles s'en écartent sensiblement (figures 6-20 à 6-31). Néanmoins, la forme des gestions est généralement préservée, ce qui n'est pas toujours le cas avec 1 seul scénario (exemple de la pluie du 14/09/1983).

Ces gestions "en dents de scie" sont essentiellement dues au fait qu'à chaque pas de temps, on effectue une nouvelle prévision et on tire de nouveaux scénarios, qui diffèrent généralement des précédents. Ces "dents de scie" résultent donc de l'utilisation de plusieurs scénarios, et sont en quelque sorte la contre-partie de l'efficacité au niveau des coûts. Elles seraient atténuées si la prévision était plus fiable, et ces résultats confirment ainsi l'importance des travaux actuellement menés afin d'améliorer la fiabilité de la prévision.

L'efficacité des gestions est bien sûr encore améliorée lorsque l'on utilise davantage de scénarios. Malheureusement, la contrainte de temps de calcul, limitée à 4 minutes par pas de temps, ne permet pas l'utilisation de plus de 5 scénarios (Tableaux 6-1 à 6-3). En effet, la procédure à 5 scénarios consomme entre 1 minute et 4 minutes de CPU pour un horizon de gestion oscillant entre 6 et 24 pas de temps (l'horizon de la gestion diminue évidemment au fur et à mesure que la procédure d'optimisation se rapproche de la fin de pluie). Le temps de calcul évolue à peu près comme le carré du nombre de scénarios et l'utilisation de 20 scénarios est inenvisageable en temps réel.

VI.3.2. Simulations réalisées avec différents critères de décision

On a comparé les résultats obtenus en utilisant 5 scénarios "moyens" et chacun des critères de décision exposés au paragraphe VI.2.2. (Figures 6-35 à 6-46 - Tableaux 6-4 à 6-6).

On peut constater sur les figures 6-35 à 6-46 que les quatre différents critères proposent des gestions semblables et les tableaux 6-4 à 6-6 montrent qu'aucun de ces critères n'est plus efficace ni moins efficace que les autres. En effet, pour chacune des 3 pluies testées, le critère le plus performant est différent et aucun ne semble donner de piètres résultats.

Ici aussi, les quelques pas de temps d'avance pendant lesquels les hydrogrammes sont considérés comme déterminés et ne subissent pas l'aléa de la prévision, peuvent expliquer en partie la similitude des résultats obtenus avec les différents critères de gestion.

Cependant, on peut également avancer d'autres hypothèses pour expliquer cette faible sensibilité :

- la méthode de génération des scénarios est peut-être trop optimiste et conduit à des scénarios trop semblables. L'évaluation précise des incertitudes de prévision permettra de juger de la qualité de cette méthode de génération. On pourra éventuellement la modifier, sans perturber pour autant l'ensemble de la procédure d'optimisation;

- la fonction objectif est peut-être trop peu sensible. On pourrait par exemple lui adjoindre un terme favorisant les gestions "lissées" dans le temps, au détriment des gestions en dents de scie.

VI.3.3. Conclusion

On présente en conclusion sur les figures 6-47 à 6-58 et les tableaux 6-7 à 6-9, l'apport de la méthode d'optimisation stochastique utilisant 5 scénarios par rapport, d'une part, à la gestion locale actuelle, et d'autre part, à une gestion centralisée mais réactive, c'est à dire sans prévision de pluie. Pour cette dernière gestion, les lâchures sont déterminées à chaque pas de temps uniquement à l'aide de la pluie tombée à ce moment et en supposant nulle la pluie ultérieure.

On constate que la gestion centralisée avec la prévision de pluie (permettant l'optimisation stochastique) est surtout utile pour les événements pluvieux importants comme celui du 26/6/1986. Ceci n'est guère une surprise dans la mesure où se sont les pluies importantes, engendrant des débordements, qui ont justifié le développement du système de télépilotage.

Pour ces pluies importantes, les gains dûs à la méthode d'optimisation stochastique sont très importants, même s'il reste des progrès à faire dans l'évaluation et l'amélioration de la prévision des hydrogrammes.

Néanmoins, il convient de garder à l'esprit que cette méthode heuristique d'optimisation sur scénarios doit être utilisée avec prudence pour d'autres problèmes d'optimisation de la gestion d'un réseau d'assainissement.

En effet, la qualité des résultats obtenus sur le réseau de la Morée sont très largement conditionnés par le fait que les premiers pas de temps des deux hydrogrammes importants de la Morée et du Croult sont évalués à partir d'intensités mesurées. Les temps de réponse importants de ces grands bassins versants permettent ainsi de lancer la procédure d'optimisation avec plusieurs pas de temps d'hydrogramme supposés correctement évalués. Dans le cas de bassins versants de taille plus réduite ou de temps de réponse beaucoup plus rapide, la qualité de la prévision des hydrogrammes influencerait bien davantage la qualité des gestions.

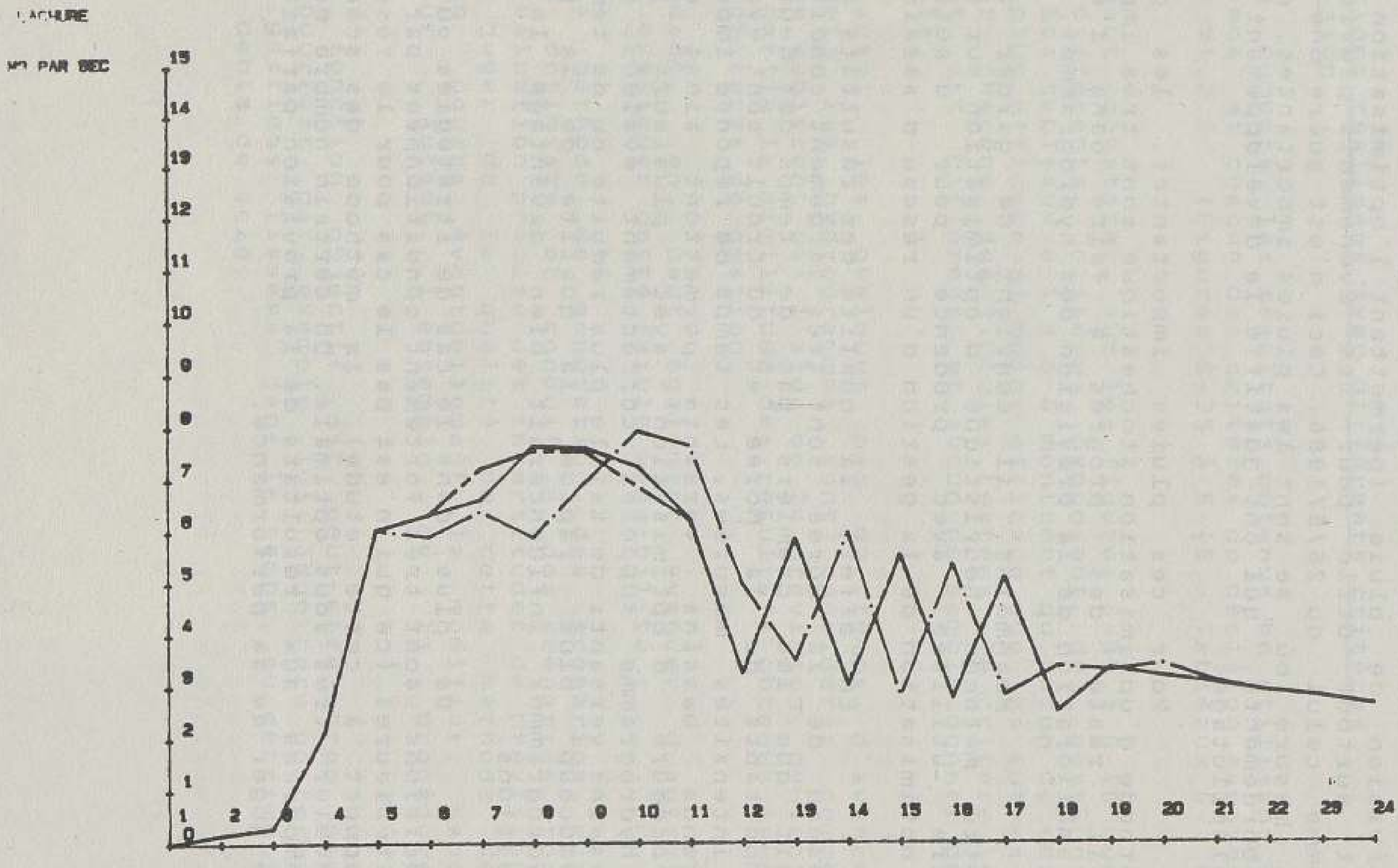
De plus, dans le cas de stratégies où les premières décisions sont très fortement conditionnées par les décisions ultérieures (ce qui n'est pas le cas pour le réseau servant de support à cette étude), la méthode des scénarios peut se révéler très sous optimale. Un certain nombre de simulations, comparées aux résultats de la prévision parfaite, permettent de juger de sa performance.

PLUIE DU 14 9 1983

Figure n° 6.20

Gestions optimales selon le nombre de scénarios : Pluie du 14/09/1983 - Lâchures à Blanc-Mesnil

_____ 5 SCENAR. MOYENNE
 - - - - - 20 SCENAR. MOYENNE
 - . - . - . 1 SCENAR.
 - - - - - PREVISION PARFAITE



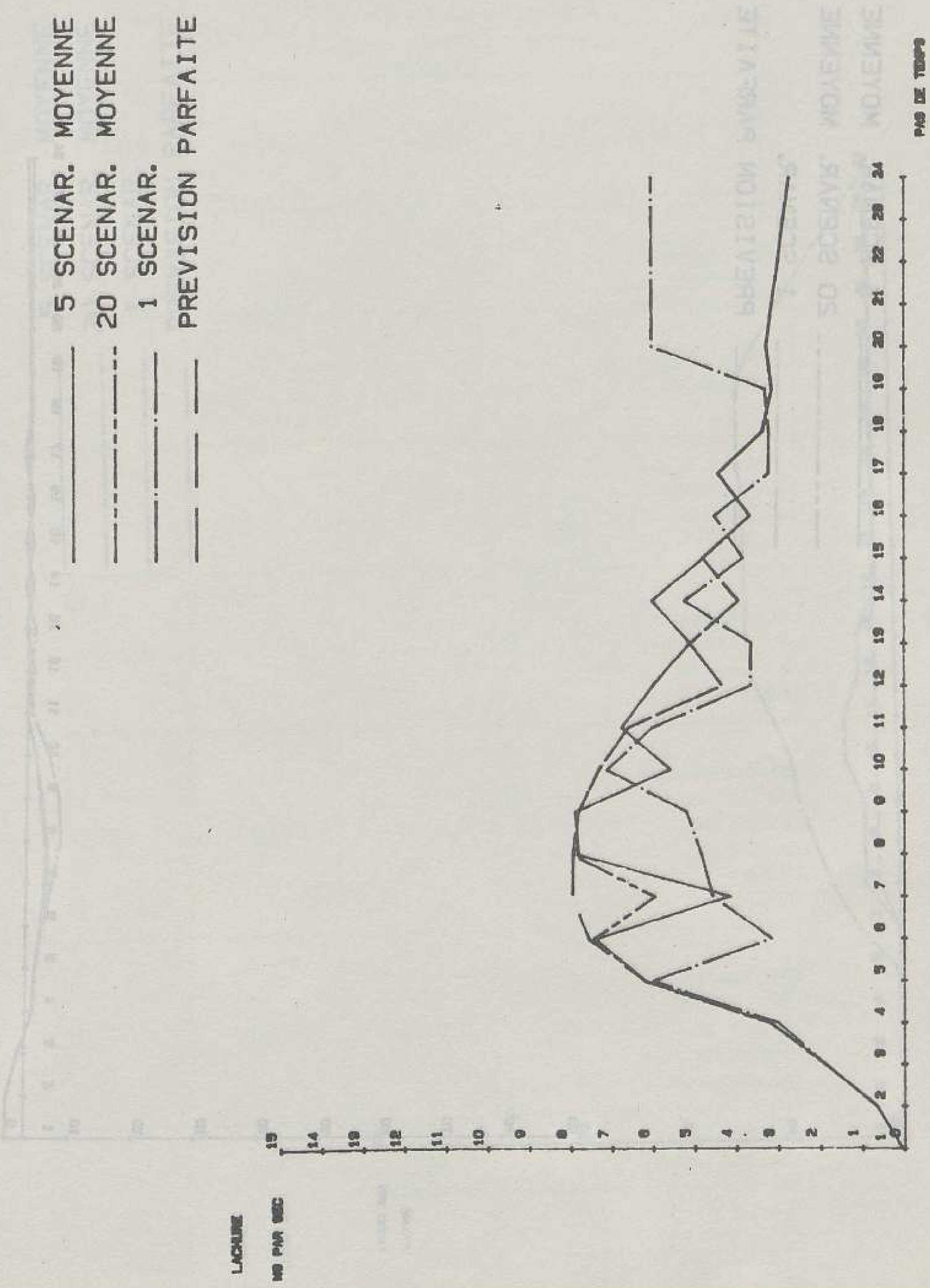
GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - LACHURES

Figure n° 6.21 Gestions optimales selon le nombre de scénarios . Pluie du 14/09/1983 .

Lâchures à Pont-Yblon

PLUIE DU 14 9 1983

- 5 SCENAR. MOYENNE
- 20 SCENAR. MOYENNE
- 1 SCENAR.
- PREVISION PARFAITE

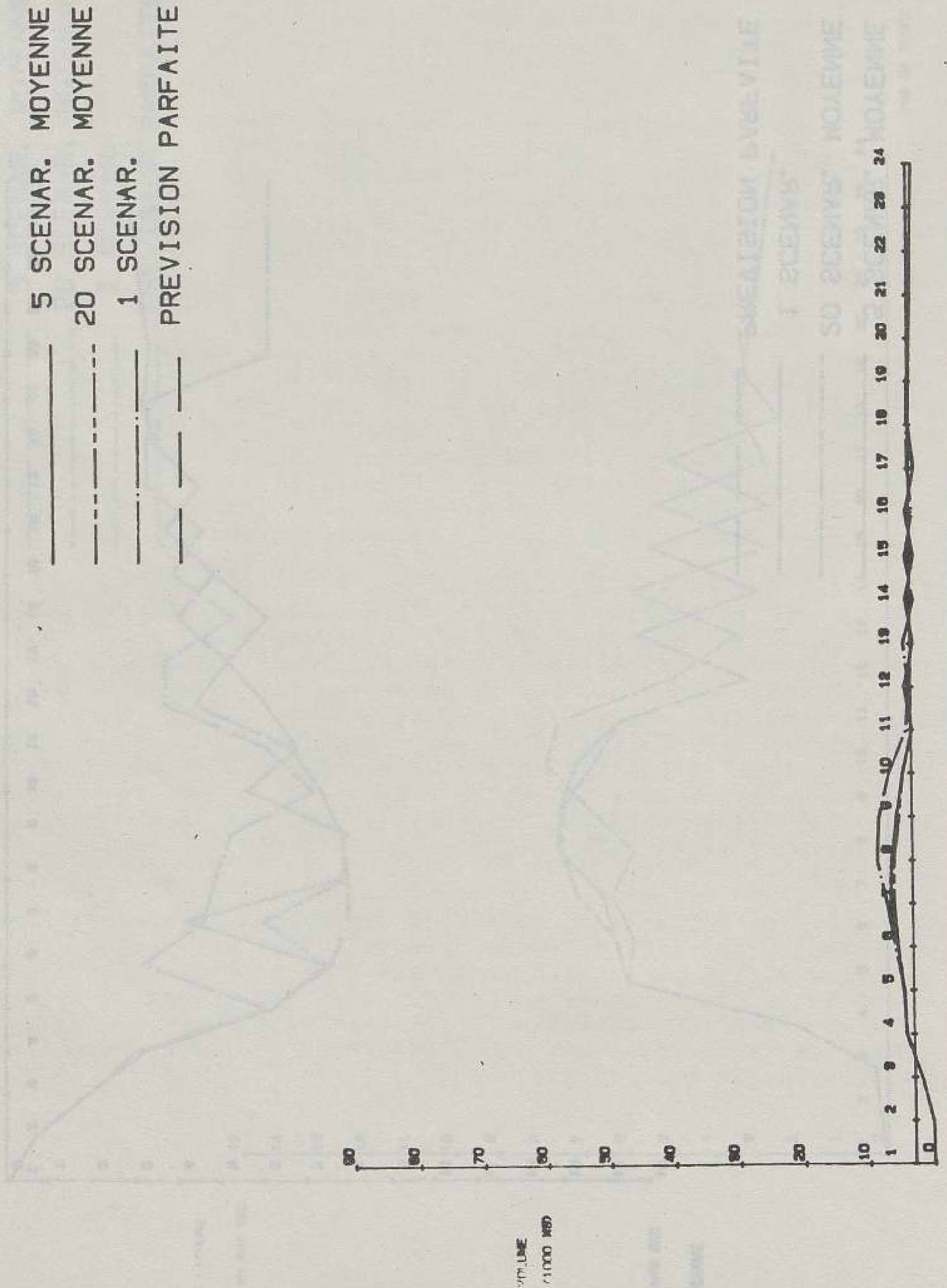


GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - LACHURES

Figure n° 6.22 Gestions optimales selon le nombre de scénarios . Pluie du 14/09/1983 .

Volumes à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 14 9 1983



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - VOLUMES

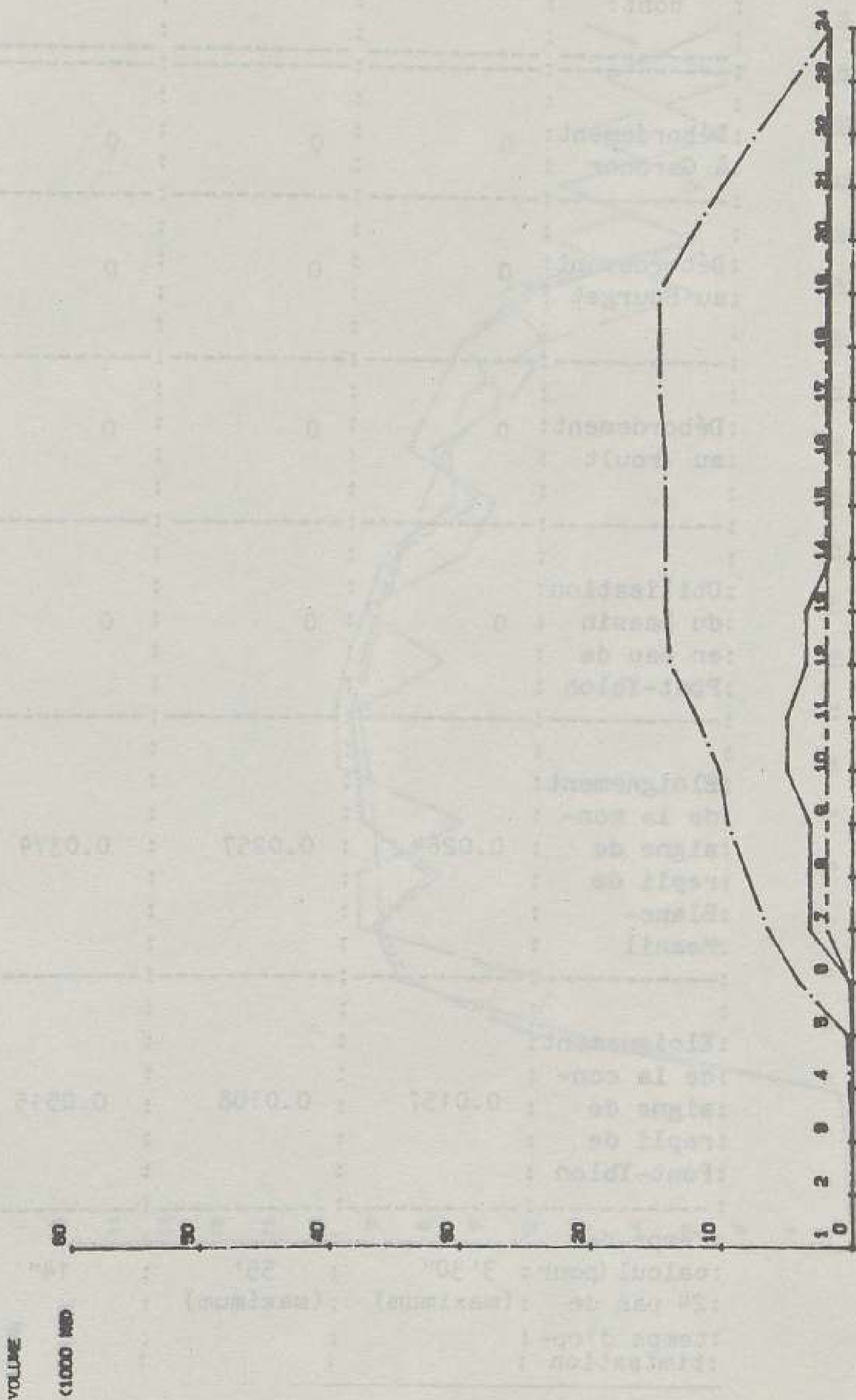
Figure n° 6.23

Gestions optimales selon le nombre de scénarios . Pluie du 14/09/1983 .

Volumes à Pont-Yblon

PLUIE DU 14 9 1983

- 5 SCENAR. MOYENNE
- 20 SCENAR. MOYENNE
- 1 SCENAR.
- PREVISION PARFAITE



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - VOLUMES

Tableau n° 6.1 Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le nombre de scénarios .
Pluie du 14/09/1983 .

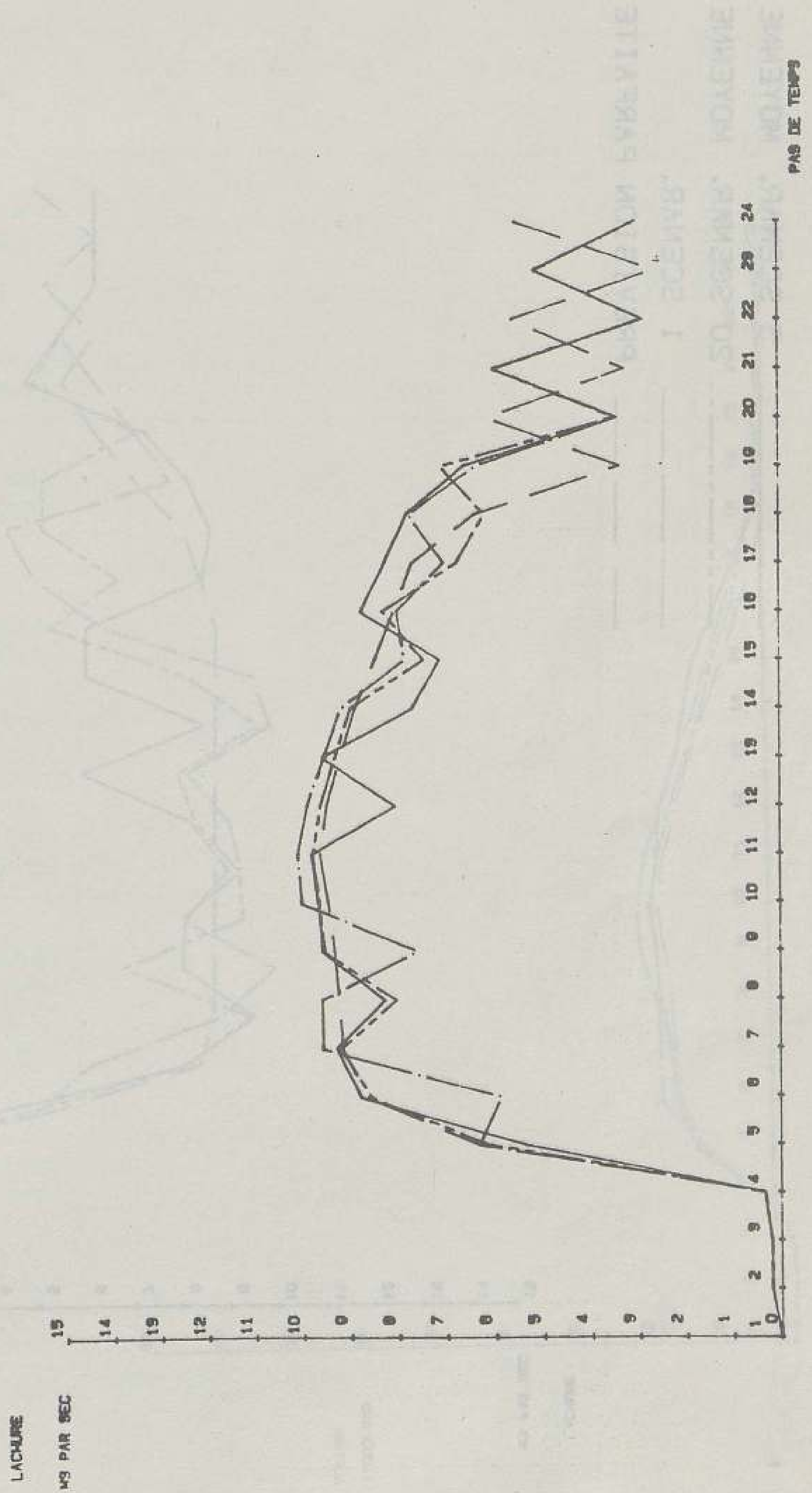
: Pluie	: 14.9.83	: 14.9.83	: 14.9.83	: 14.9.83
: Modèle	: 5 scénarios moyenne	: 20 scénarios moyenne	: 1 scénario	: prévision parfaite
: Coût total dont:	: 0.0421	: 0.0365	: 0.0894	: 0.0257
: Débordement à Garonor	: 0	: 0	: 0	: 0
: Débordement au Bourget	: 0	: 0	: 0	: 0
: Débordement au Crout	: 0	: 0	: 0	: 0
: Utilisation du bassin en eau de Pont-Yblon	: 0	: 0	: 0	: 0
: Eloignement de la con- signe de repli de Blanc- Mesnil	: 0.0264	: 0.0257	: 0.0379	: 0.0257
: Eloignement de la con- signe de repli de Pont-Yblon	: 0.0157	: 0.0108	: 0.0515	: 0
: Temps de calcul (pour 24 pas de temps d'op- timisation	: 3' 30" (maximum)	: 55' (maximum)	: 14"	: 14"

Figure n° 6.24

Gestions optimales selon le nombre de scénarios . Pluie du 31/08/1983 .

Lâchures à Blanc-Mesnil

- 5 SCENAR. MOYENNE
- 20 SCENAR. MOYENNE
- 1 SCENAR.
- PREVISION PARFAITE



PLUIE DU 31 8 1983

GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - LACHURES

PLUIE DU 31 - 8 1983

Figure n° 6.25

Gestions optimales selon le nombre de scénarios . Pluie du 31/08/1983 .

Lâchures à Pont-Yblon

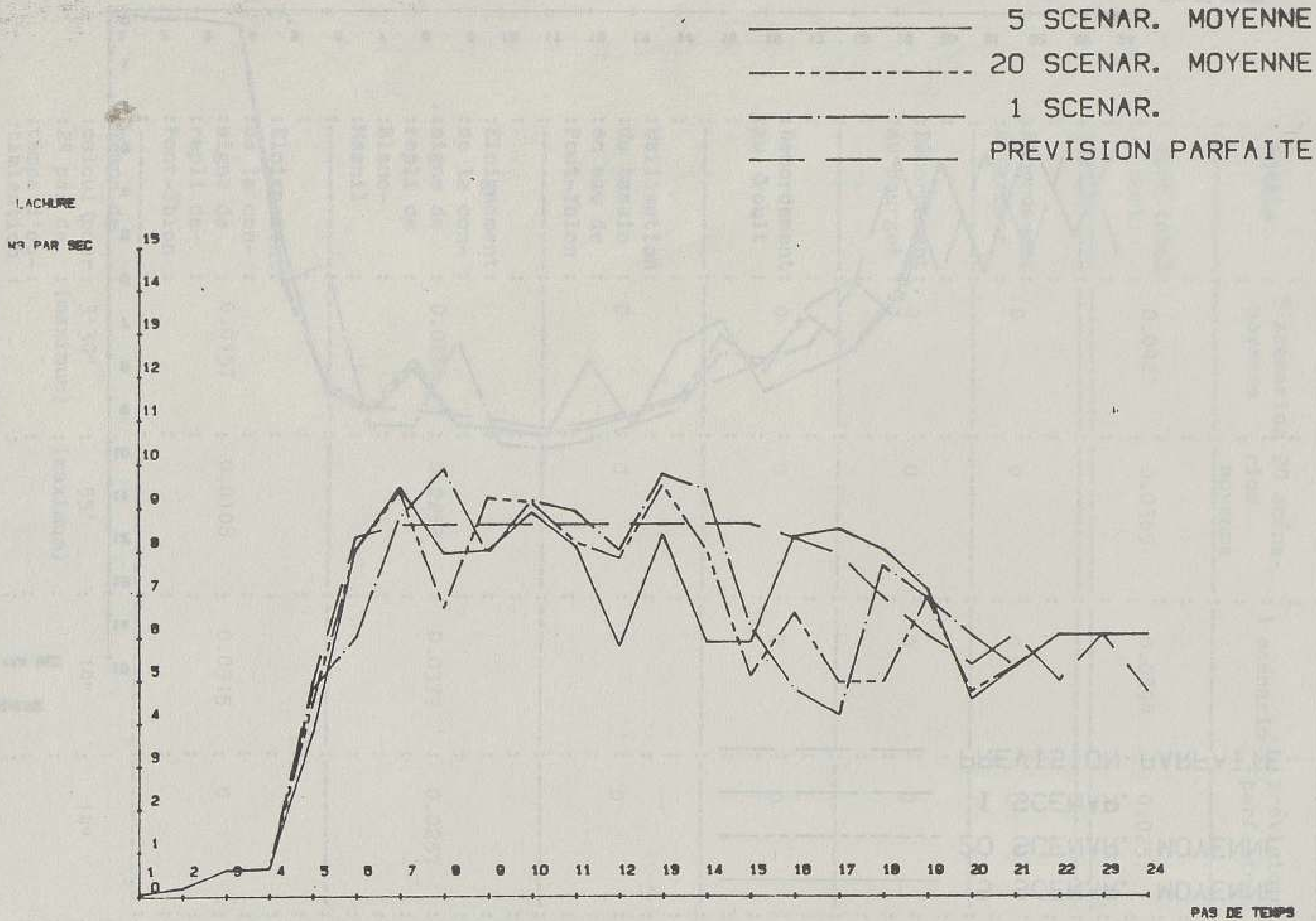
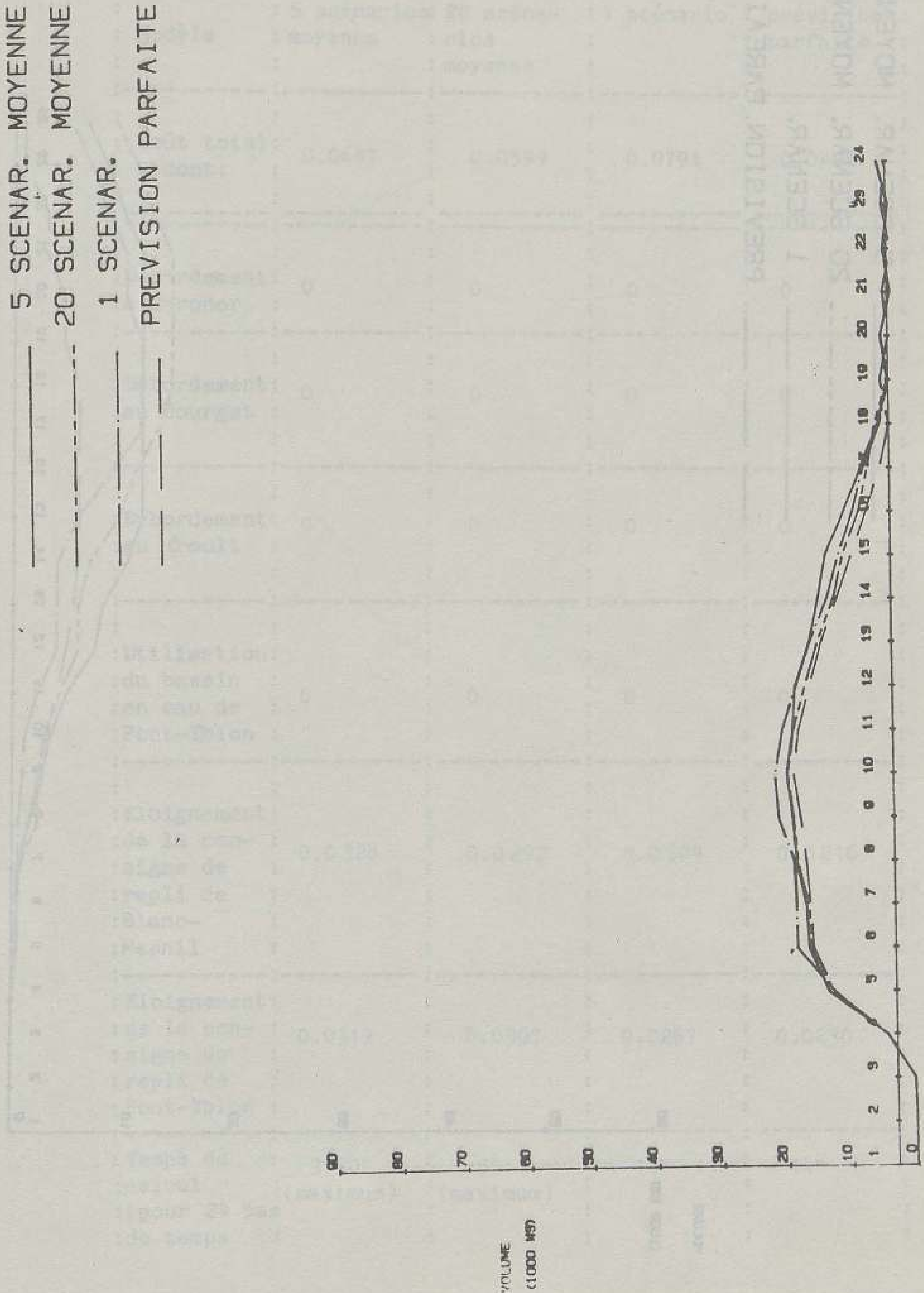


Figure n° 6.26 Gestions optimales selon le nombre de scénarios . Pluie du 31/08/1983 .

Volumes à Blanc-Mesnil



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - VOLUMES

PLUIE DU 31 8 1983

Figure n° 6.27

Gestions optimales selon le nombre de scénarios . Pluie du 31/08/1983 .

Volumes à Pont-Yblon

5 SCENAR. MOYENNE
 20 SCENAR. MOYENNE
 1 SCENAR.
 PREVISION PARFAITE

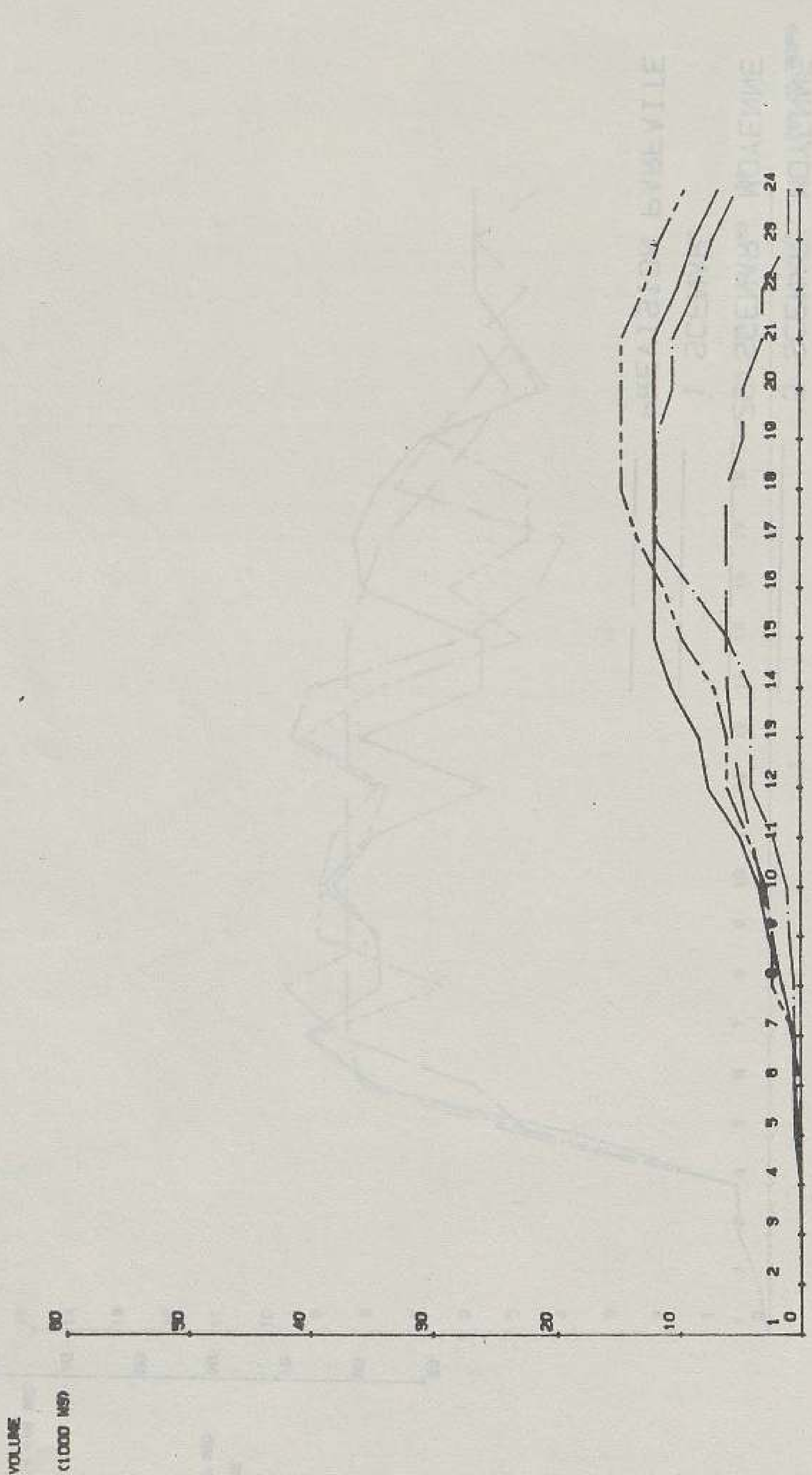


Tableau n° 6.2 Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le nombre de scénarios .
Pluie du 31/08/1983 .

: Pluie	: 31.8.83	: 31.8.83	: 31.8.83	: 31.8.83
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Modèle	: 5 scénarios: moyenne	: 20 scénarios: moyenne	: 1 scénario	: prévision parfaite
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Coût total:	: 0.0647	: 0.0599	: 0.0791	: 0.0446
: dont:				
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Débordement:	: 0	: 0	: 0	: 0
: à Garonor				
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Débordement:	: 0	: 0	: 0	: 0
: au Bourget				
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Débordement:	: 0	: 0	: 0	: 0
: au Crout				
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Utilisation:				
: du bassin	: 0	: 0	: 0	: 0
: en eau de				
: Pont-Yblon				
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Eloignement:				
: de la con-	: 0.0328	: 0.0292	: 0.0504	: 0.0216
: signe de				
: repli de				
: Blanc-				
: Mesnil				
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Eloignement:				
: de la con-	: 0.0319	: 0.0307	: 0.0287	: 0.0230
: signe de				
: repli de				
: Pont-Yblon				
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Temps de	: 3'30"	: 55'	: 14"	: 14"
: calcul	: (maximum)	: (maximum)		
: (pour 24 pas				
: de temps				

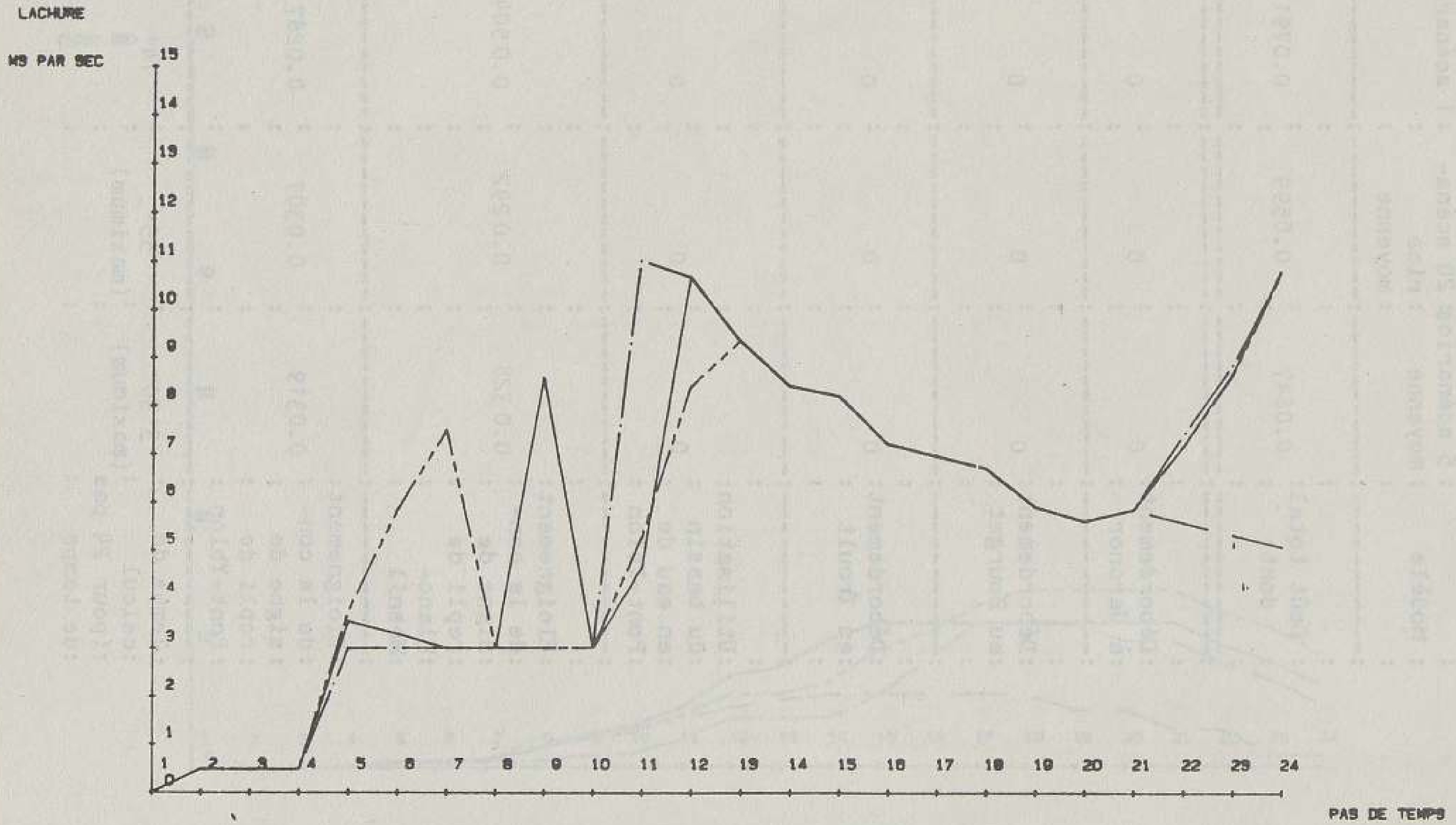
PLUIE DU 26 6 1983

Figure n° 6.28

Gestions optimales selon le nombre de scénarios + Pluie du 26/06/1983

Lâchures à Blanc-Mesnil

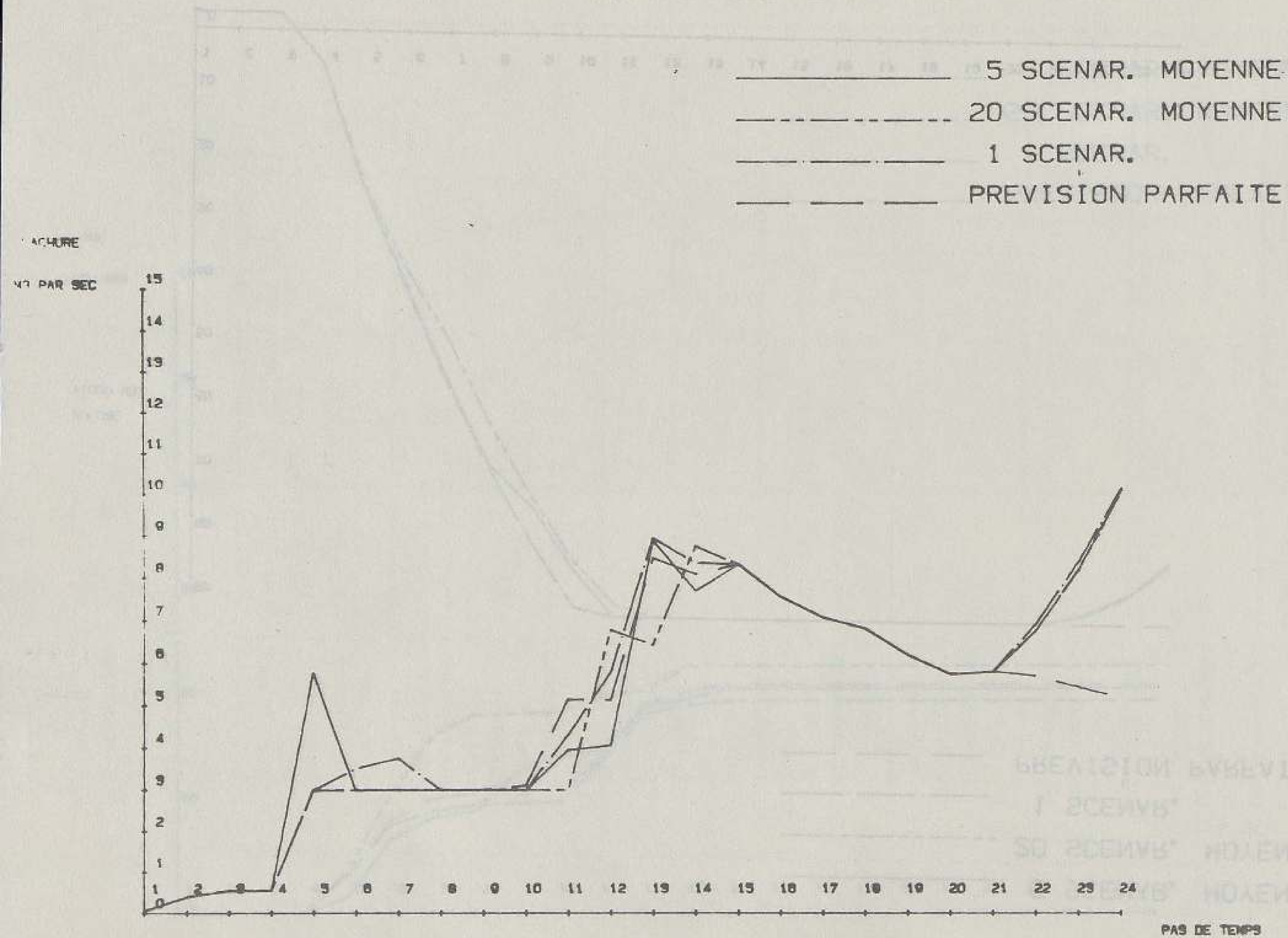
- 5 SCENAR. MOYENNE
- - - - - 20 SCENAR. MOYENNE
- 1 SCENAR.
- - - - - PREVISION PARFAITE



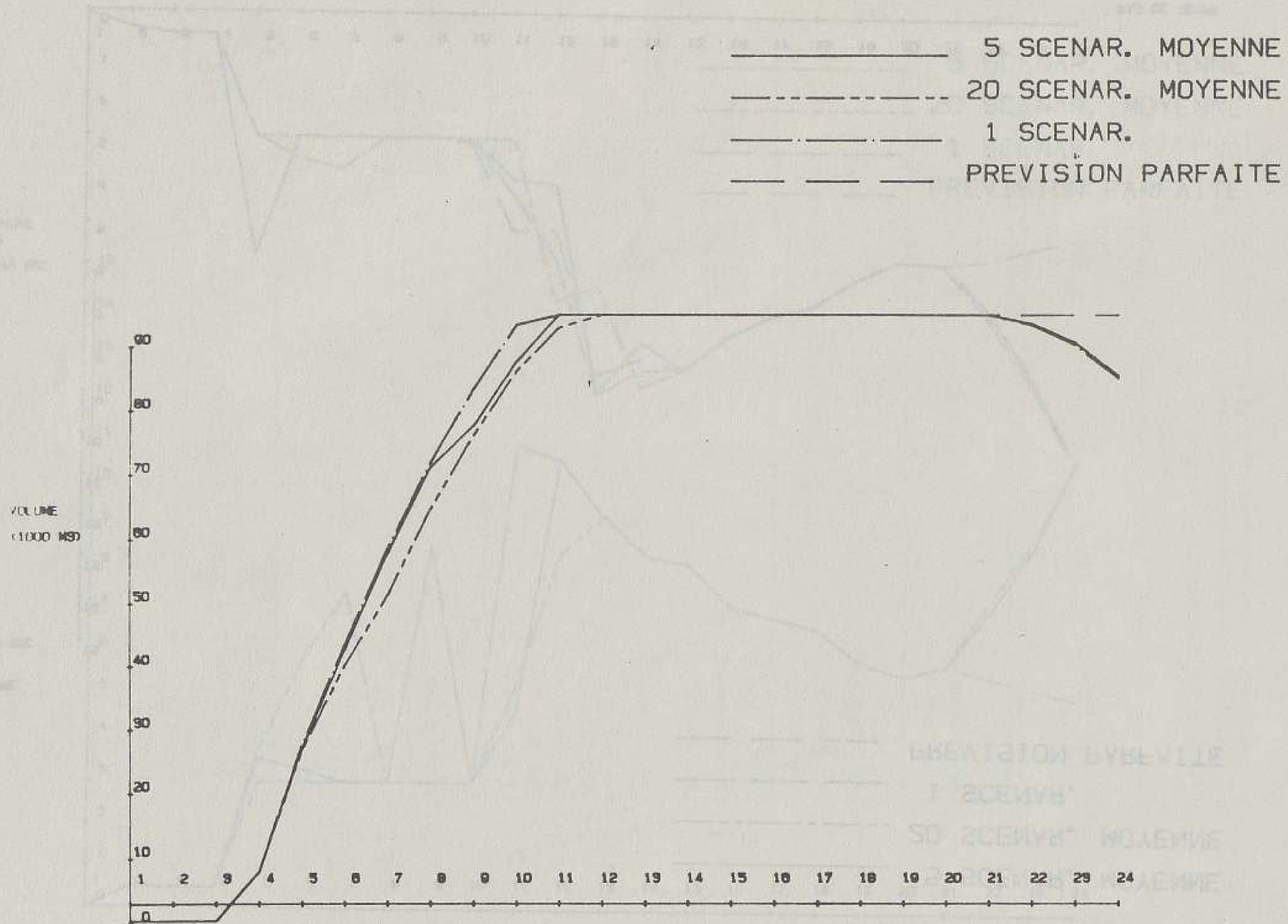
PLUIE DU 26 6 1983

Figure n° 6.29

Gestions optimales selon le nombre de scénarios + Pluie du 26/06/1983 + Lâchures à Pont-Yblon



PLUIE DU 26 6 1983



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - VOLUMES

Figure n° 6.30
 Gestions optimales selon le nombre de scénarios - Pluie du 26/06/1983 -
 Volumes à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 26 6 1983

Figure n° 6.31
 Gestions optimales selon le nombre de scénarios
 Pluie du 26/06/1983
 Volumes à Pont-Yblon

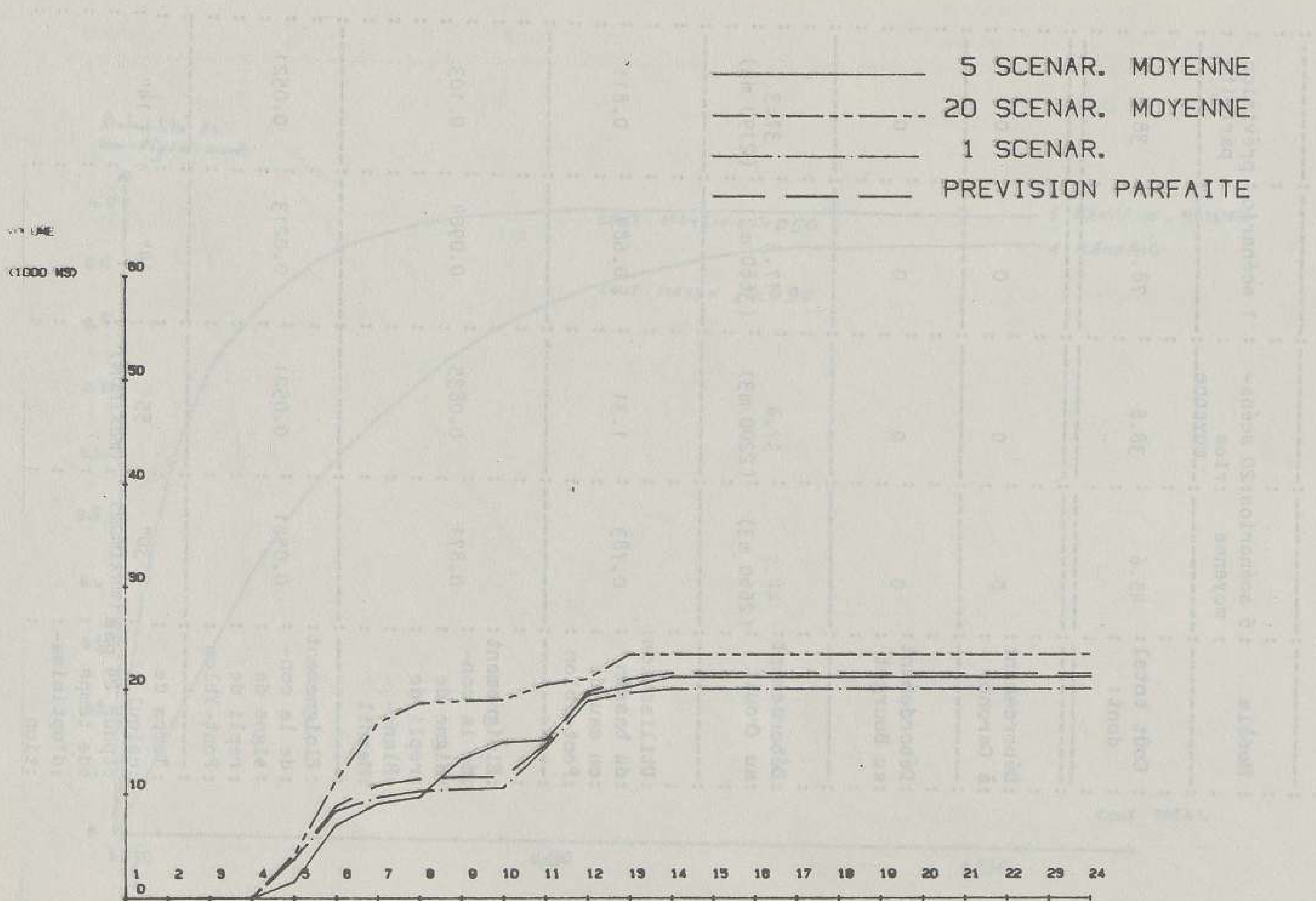


Tableau n° 5.3 Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le nombre de scénarios .
Pluie du 26/06/1983 .

: Pluie	: 26.6.83	: 26.6.83	: 26.6.83	: 26.6.83
-----	-----	-----	-----	-----
: Modèle	: 5 scénarios	: 20 scénarios	: 1 scénario	: prévision
	: moyenne	: moyenne		: parfaite
-----	-----	-----	-----	-----
: Coût total	: 45.6	: 38.8	: 78.1	: 38.3
: dont:				
-----	-----	-----	-----	-----
: Débordement				
: à Garonor	: 0	: 0	: 0	: 0
-----	-----	-----	-----	-----
: Débordement				
: au Bourget	: 0	: 0	: 0	: 0
-----	-----	-----	-----	-----
: Débordement				
: au Crout	: 44.7 (2660 m3)	: 37.4 (2200 m3)	: 77.3 (3660 m3)	: 37.3 (2190 m3)
-----	-----	-----	-----	-----
: Utilisation				
: du bassin	: 0.783	: 1.31	: 0.689	: 0.811
: en eau de				
: Pont-Yblon				
-----	-----	-----	-----	-----
: Eloignement				
: de la con-				
: signe de	: 0.871	: 0.0835	: 0.0904	: 0.103
: repli de				
: Blanc-				
: Mesnil				
-----	-----	-----	-----	-----
: Eloignement				
: de la con-				
: signe de	: 0.0501	: 0.0521	: 0.0213	: 0.0521
: repli de				
: Pont-Yblon				
-----	-----	-----	-----	-----
: Temps de				
: calcul	: 3' 30"	: 55'	: 14"	: 14"
: (pour 24 pas	: (maximum)	: (maximum)		
: de temps				
: d'optimisa-				
: tion				

Figure n° 6.32 Distributions des coûts de la méthode d'optimisation stochastique .
Pluie du 14/09/1983 .

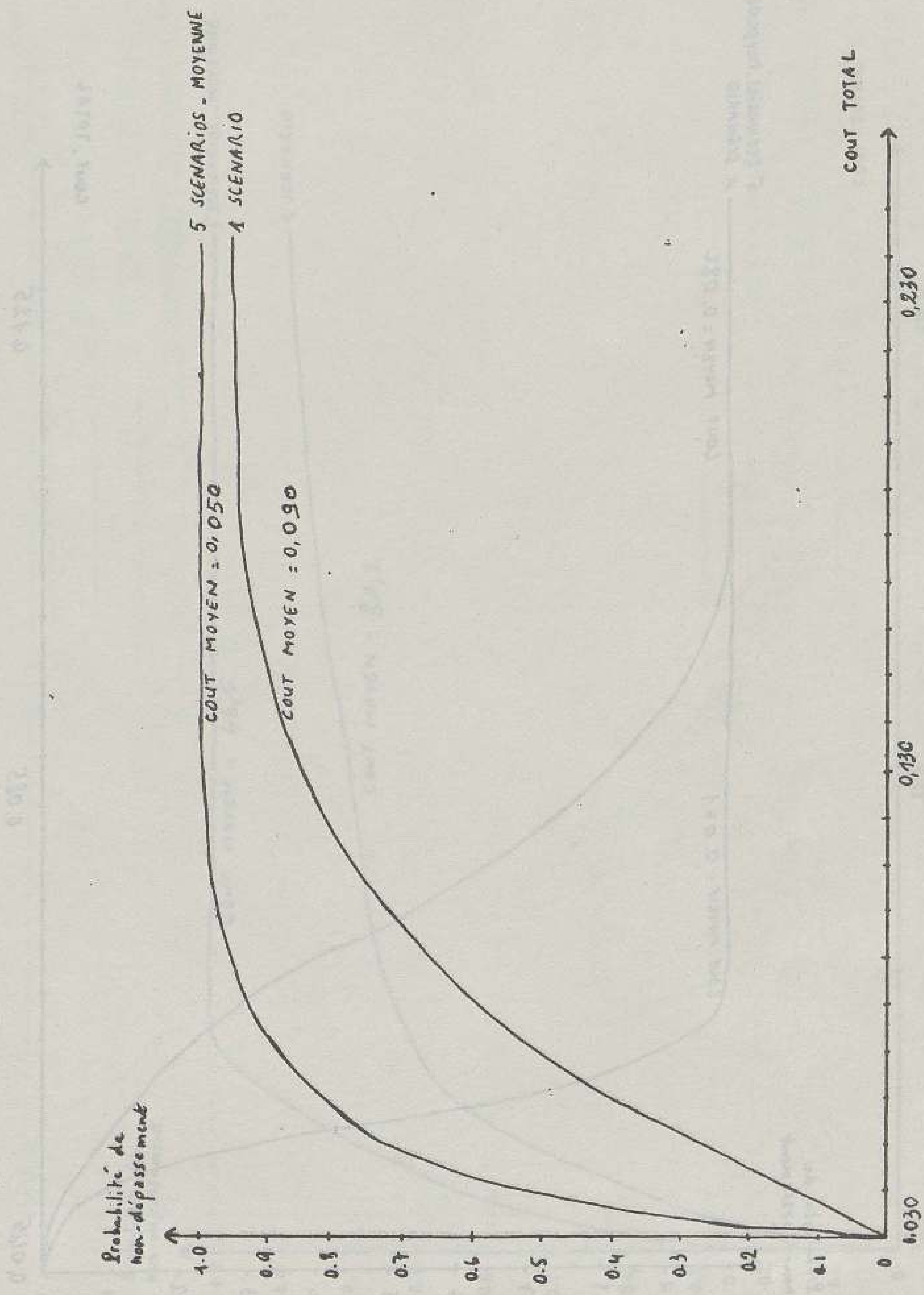


Figure n° 6.33 Distributions des coûts de la méthode d'optimisation stochastique .
Pluie du 31/08/1983 .

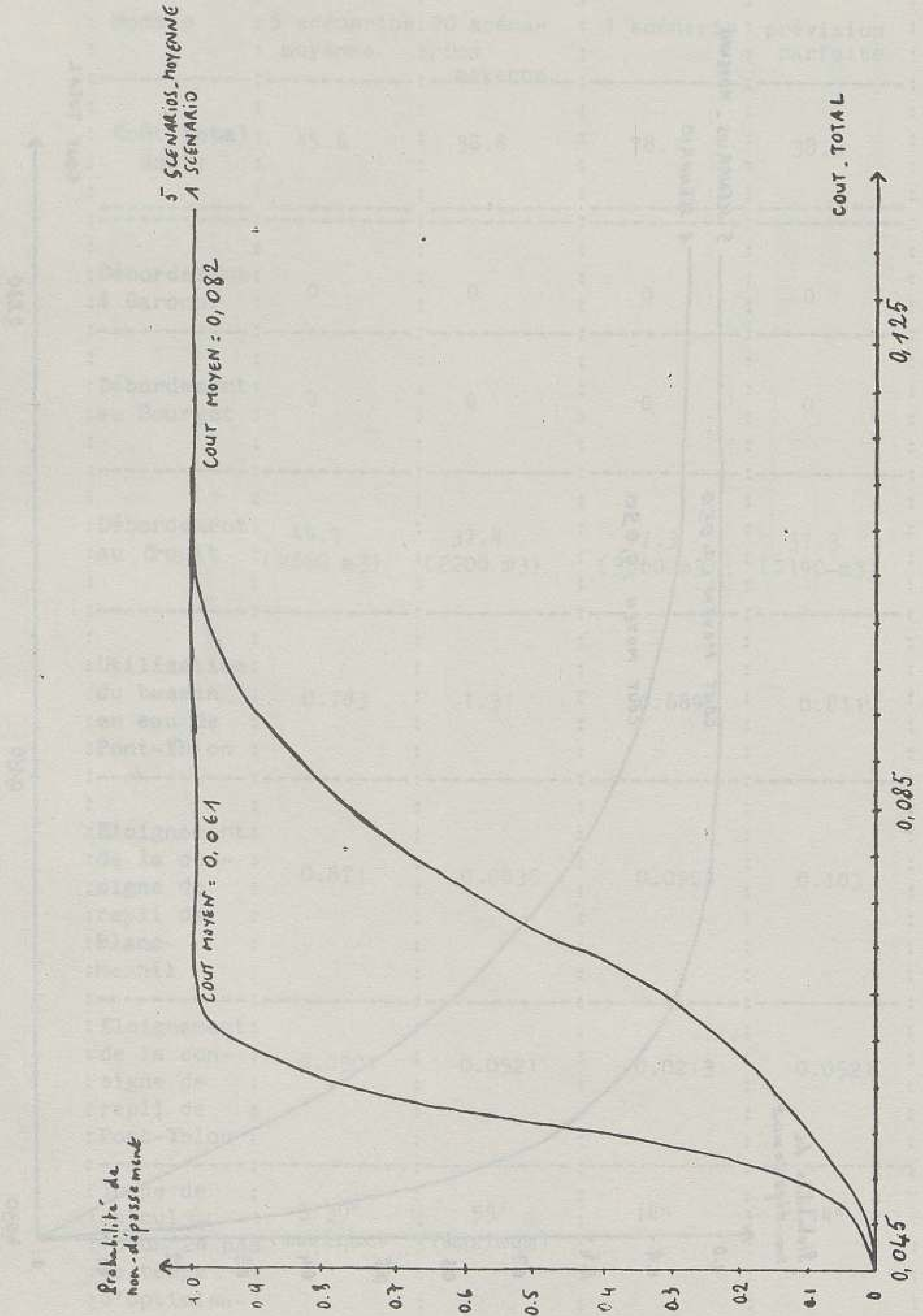


Figure n° 6.34 Distributions des coûts de la méthode d'optimisation stochastique .
Pluie du 26/06/1983 .

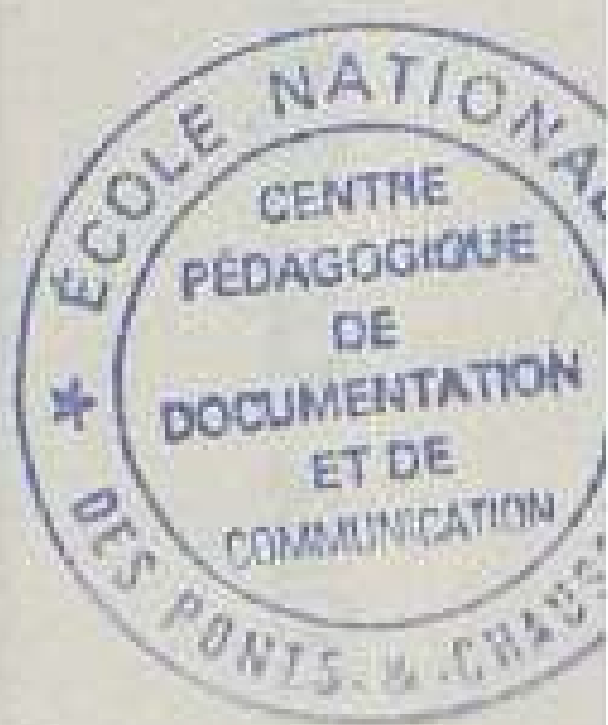
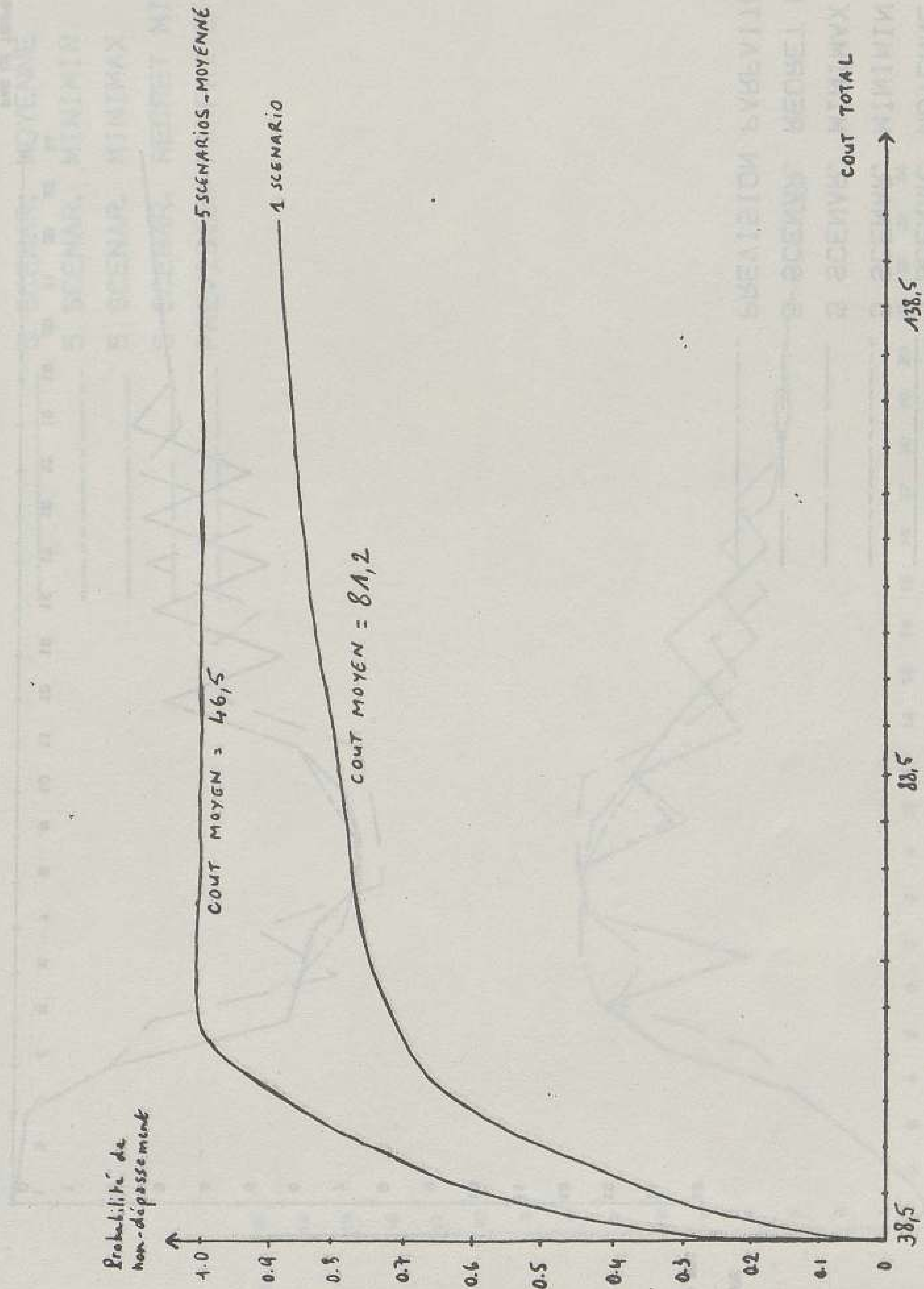
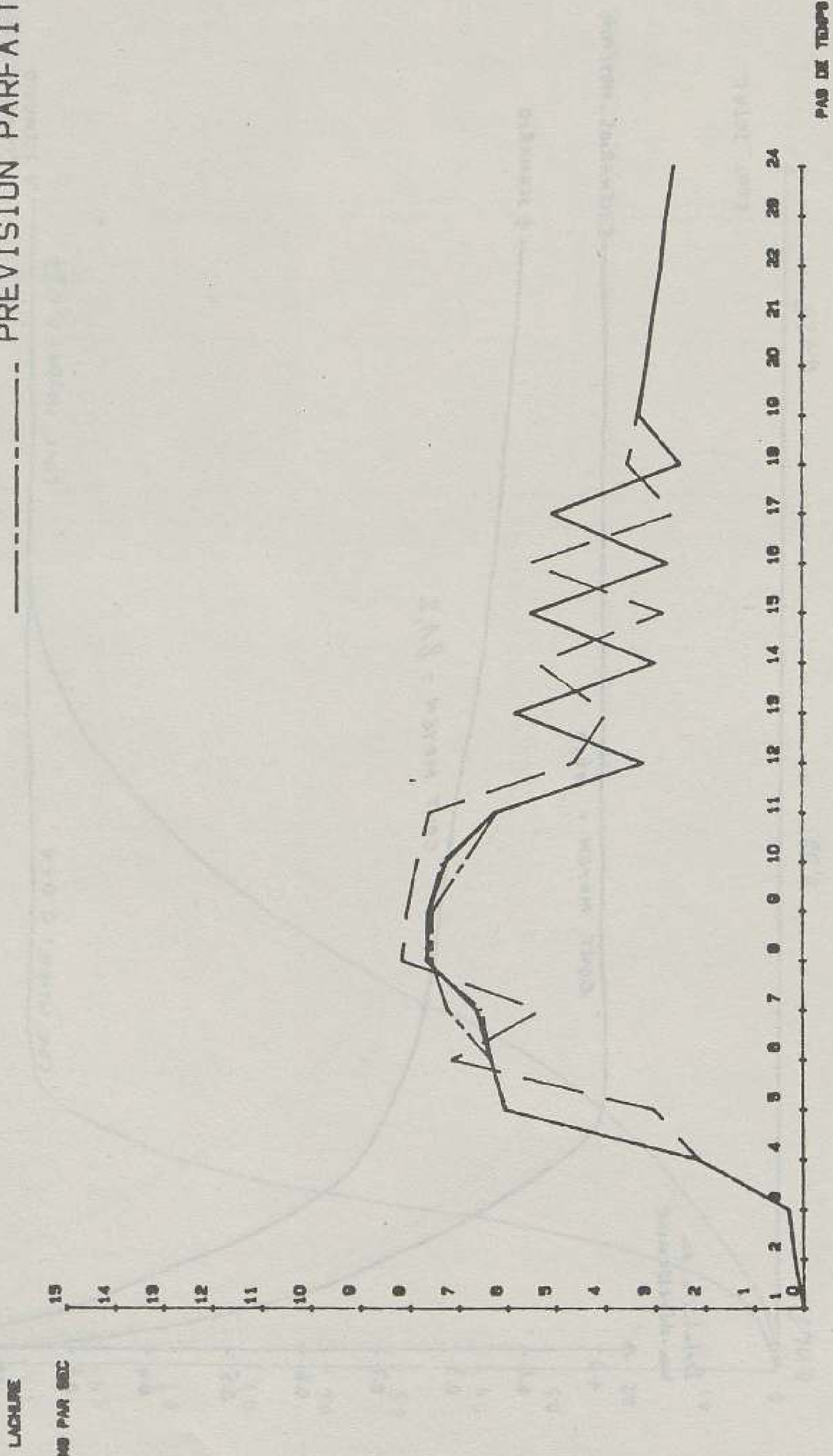


Figure n° 6.35 Gestions optimales selon le critère de décision . Pluie du 14/09/1983 .

Lâchures à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 14 9 1983

- 5 SCENAR. MOYENNE
- 5 SCENAR. MINIMIN
- 5 SCENAR. MINIMAX
- 5 SCENAR. REGRET MINI
- PREVISION PARFAITE



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - LACHURES

PLUIE DU 14 9 1983

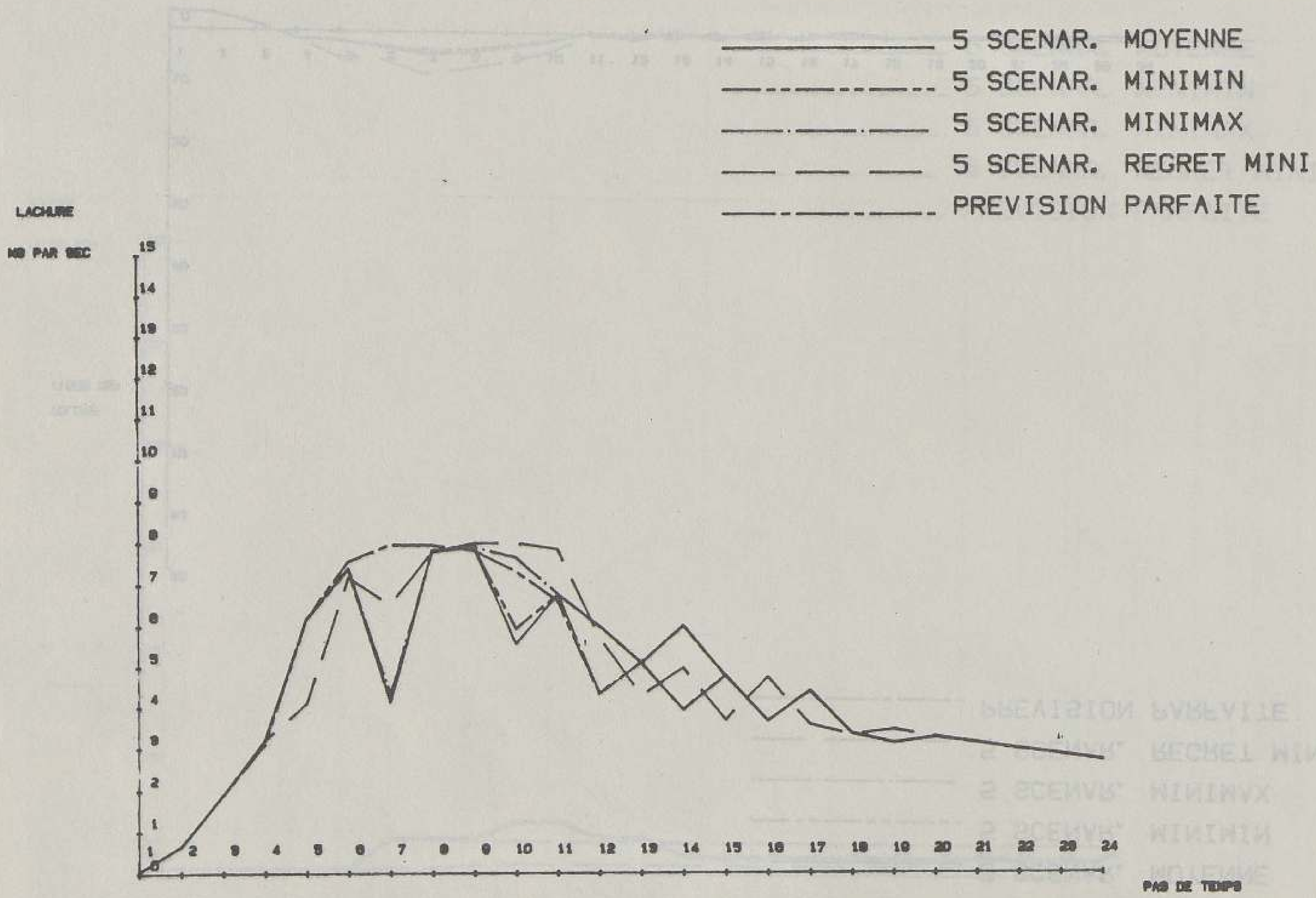
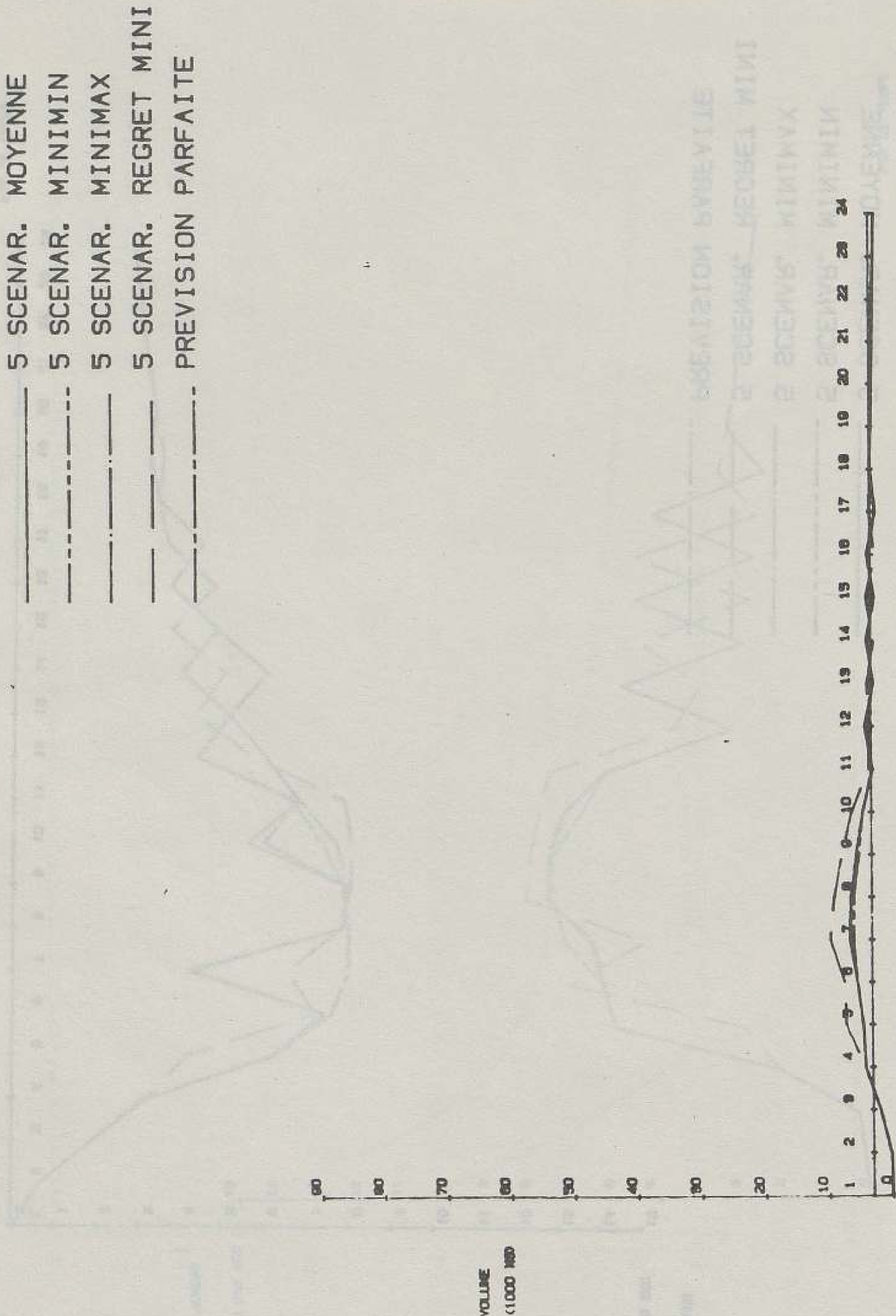


Figure n° 6.36
 Gestions optimales selon le critère de
 décision : Pluie du 14/09/1983
 Lâchures à Pont-Yblon

Figure n° 6.37 Gestions optimales selon le critère de décision . Pluie du 14/09/1983 .

Volumes à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 14 9 1983



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - VOLUMES

PLUIE DU 14 9 1983

Figure n° 6.38 Gestions optimales selon le critère de décision à Pluie du 14/09/1983

Volumes à Pont-Yblon

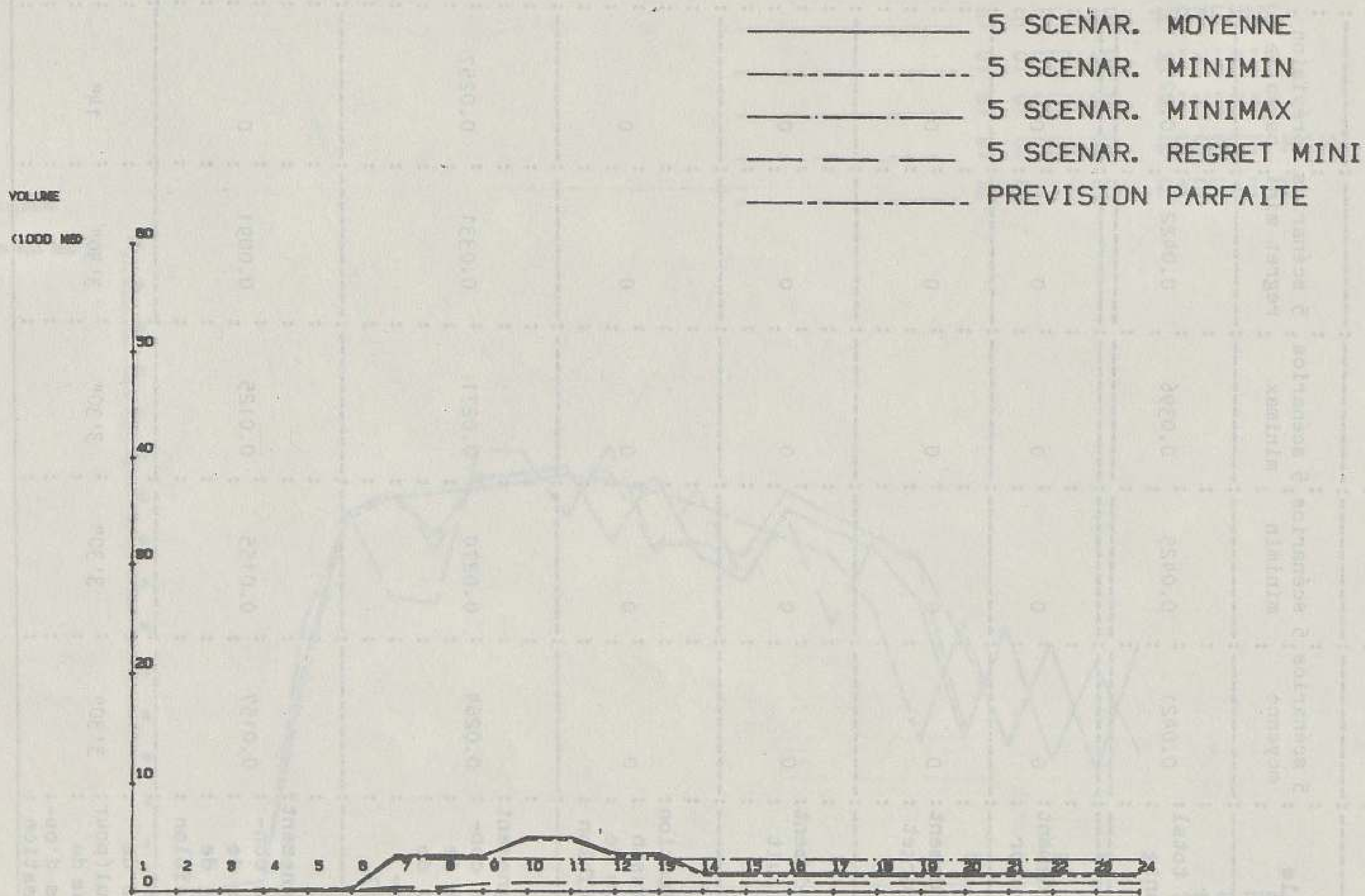


Tableau n° 6.4 Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le critère de décision
Pluie du 14/09/1983

Pluie	14.9.83	14.9.83	14.9.83	14.9.83	14.9.83
Modèle	5 scénarios moyenne	5 scénarios minimin	5 scénarios minimax	5 scénarios regret mini	prévision parfaite
Coût total dont:	0.0421	0.0425	0.0396	0.0422	0.0257
Débordement à Garonor	0	0	0	0	0
Débordement au Bourget	0	0	0	0	0
Débordement au Crault	0	0	0	0	0
Utilisation du bassin en eau de Pont-Yblon	0	0	0	0	0
Eloignement de la con- signe de repli de Blanc- Mesnil	0.0264	0.0270	0.0271	0.0331	0.0257
Eloignement de la con- signe de repli de Pont-Yblon	0.0157	0.0155	0.0125	0.0091	0
Temps de calcul (pour 24 pas de temps d'op- timisation	3' 30"	3' 30"	3' 30"	3' 30"	14"

PLUIE DU 31 8 1983

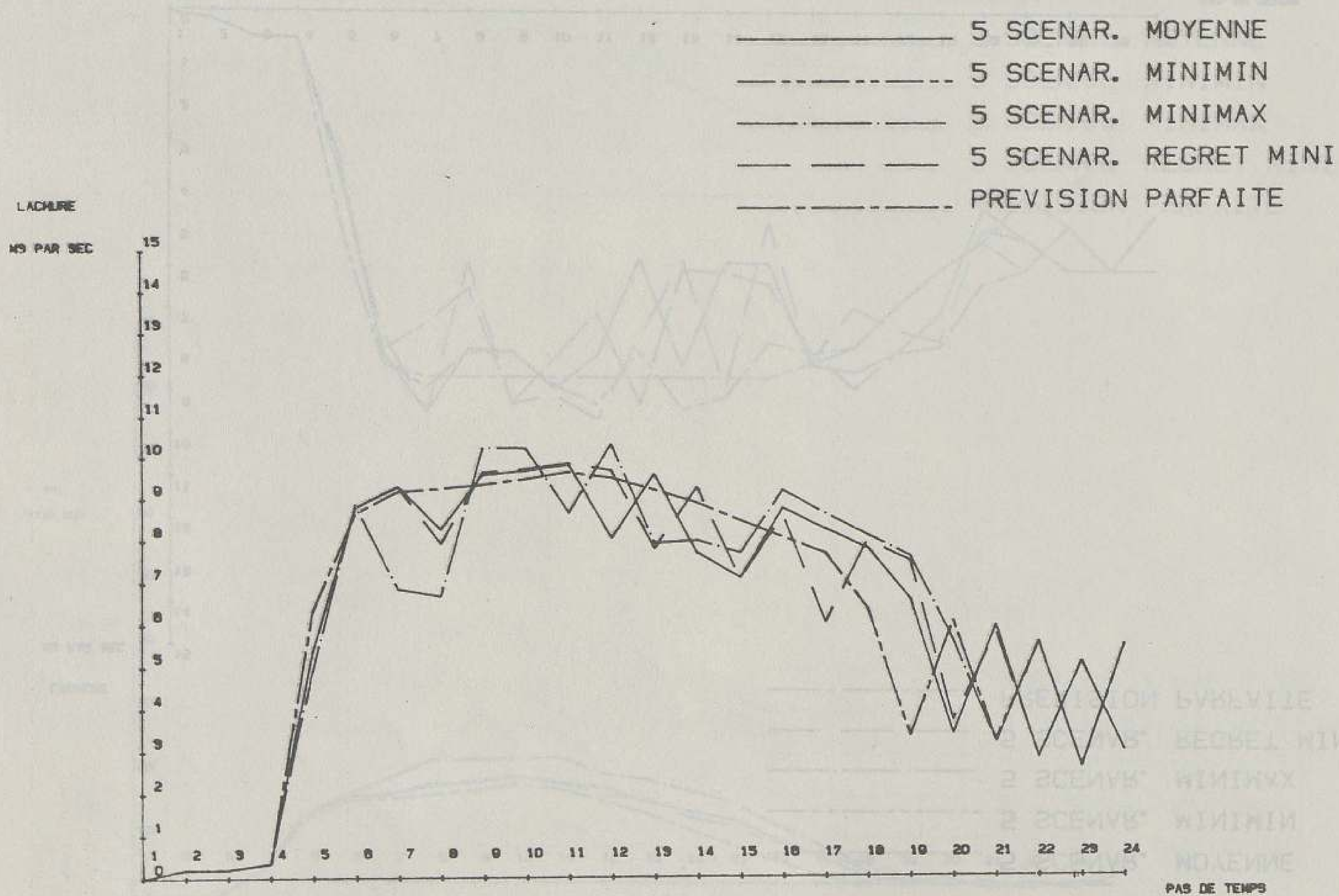


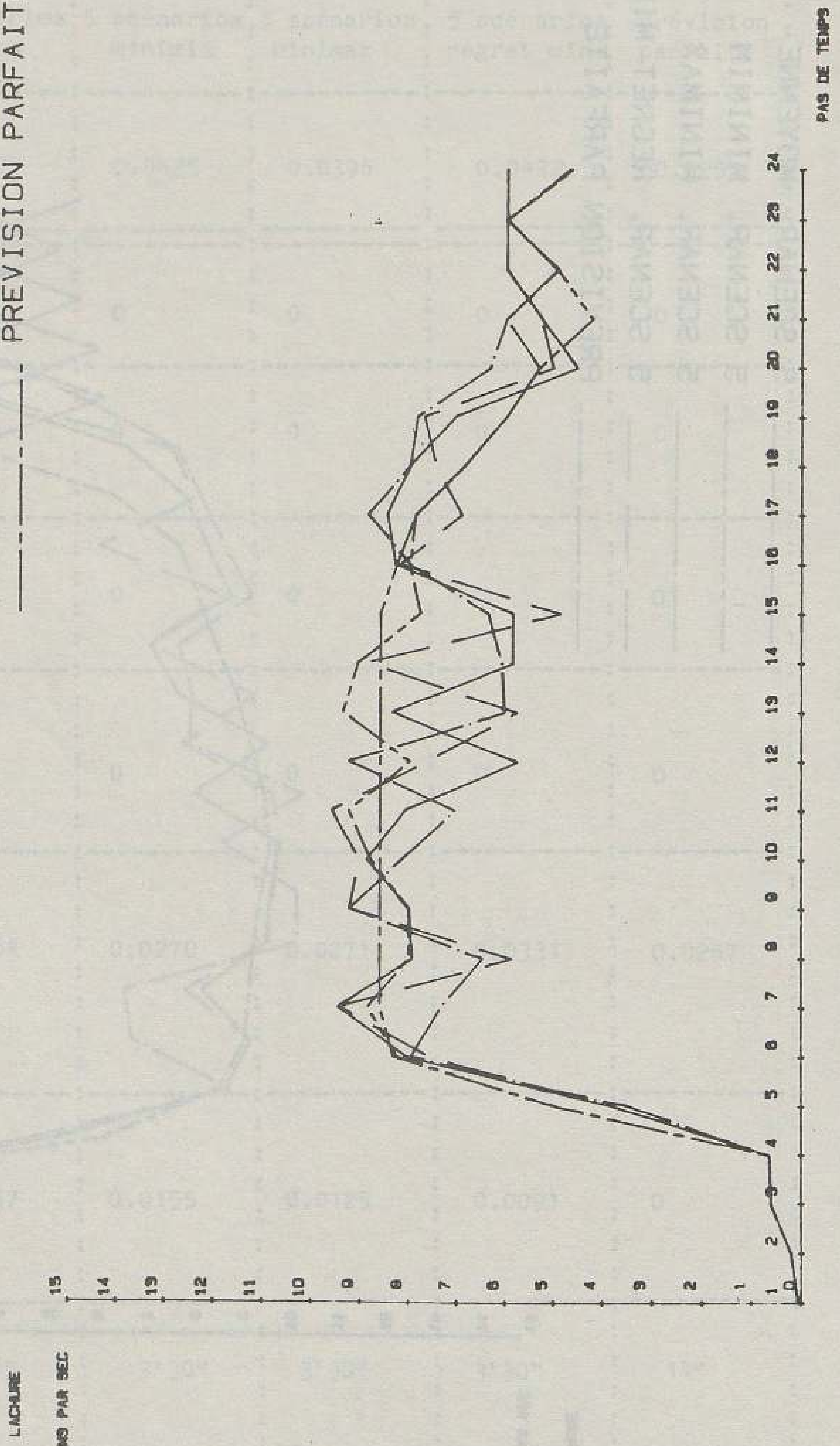
Figure n° 6.39
 Gestions optimales selon le critère de
 décision + Pluie du 31/08/1983 +
 Lâchures à Blanc-Mesnil

Figure n° 6.40 Gestions optimales selon le critère de décision . Pluie du 31/08/1983 .

Lâchures à Pont-Yblon

PLUIE DU 31 8 1983

- 5 SCENAR. MOYENNE
- 5 SCENAR. MINIMIN
- 5 SCENAR. MINIMAX
- 5 SCENAR. REGRET MINI
- PREVISION PARFAITE

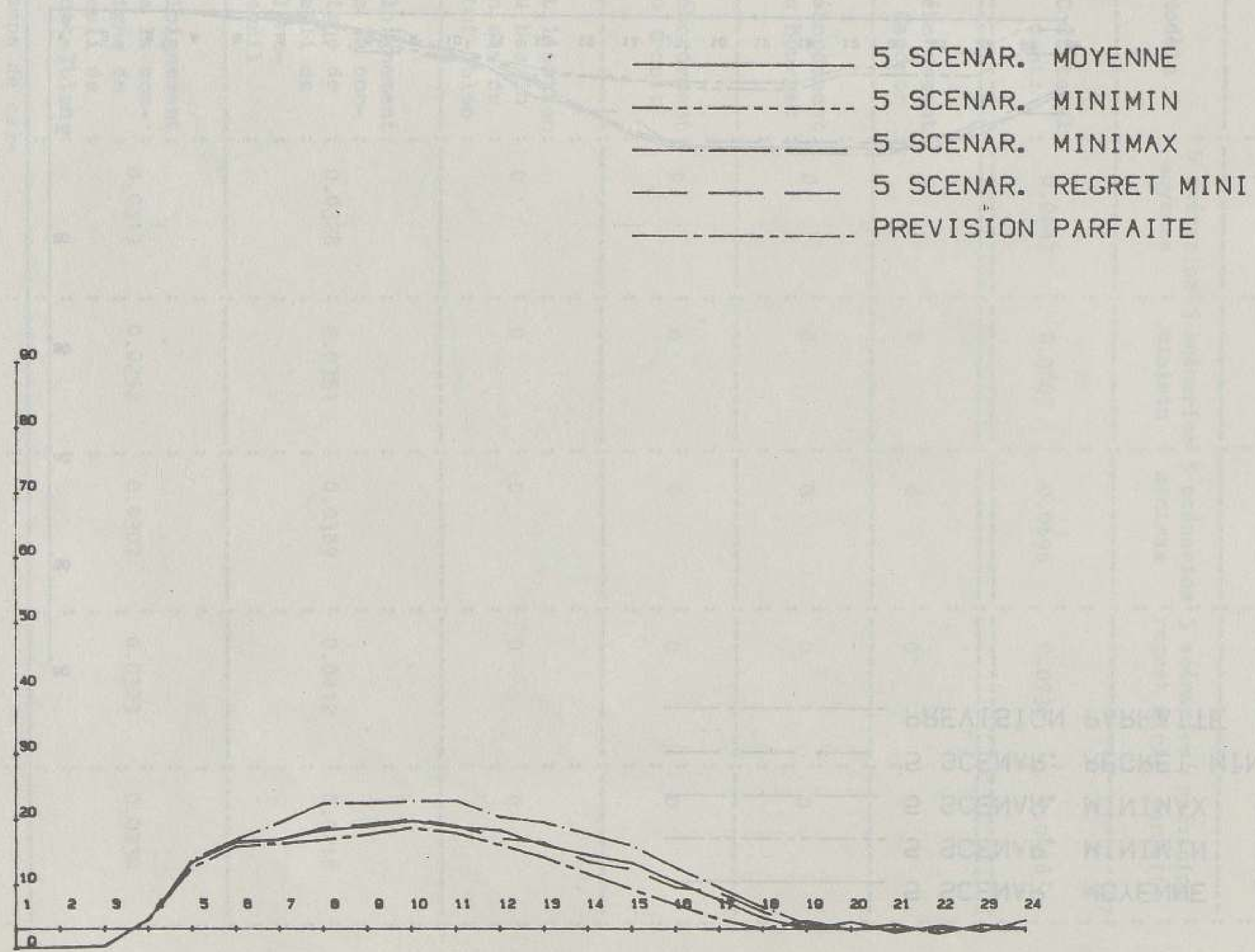


GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON — LACHURES

PLUIE DU 31 8 1983

Figure n° 6.41 Gestions optimales selon le critère de décision : Pluie du 31/08/1983

Volumes à Blanc-Mesnil



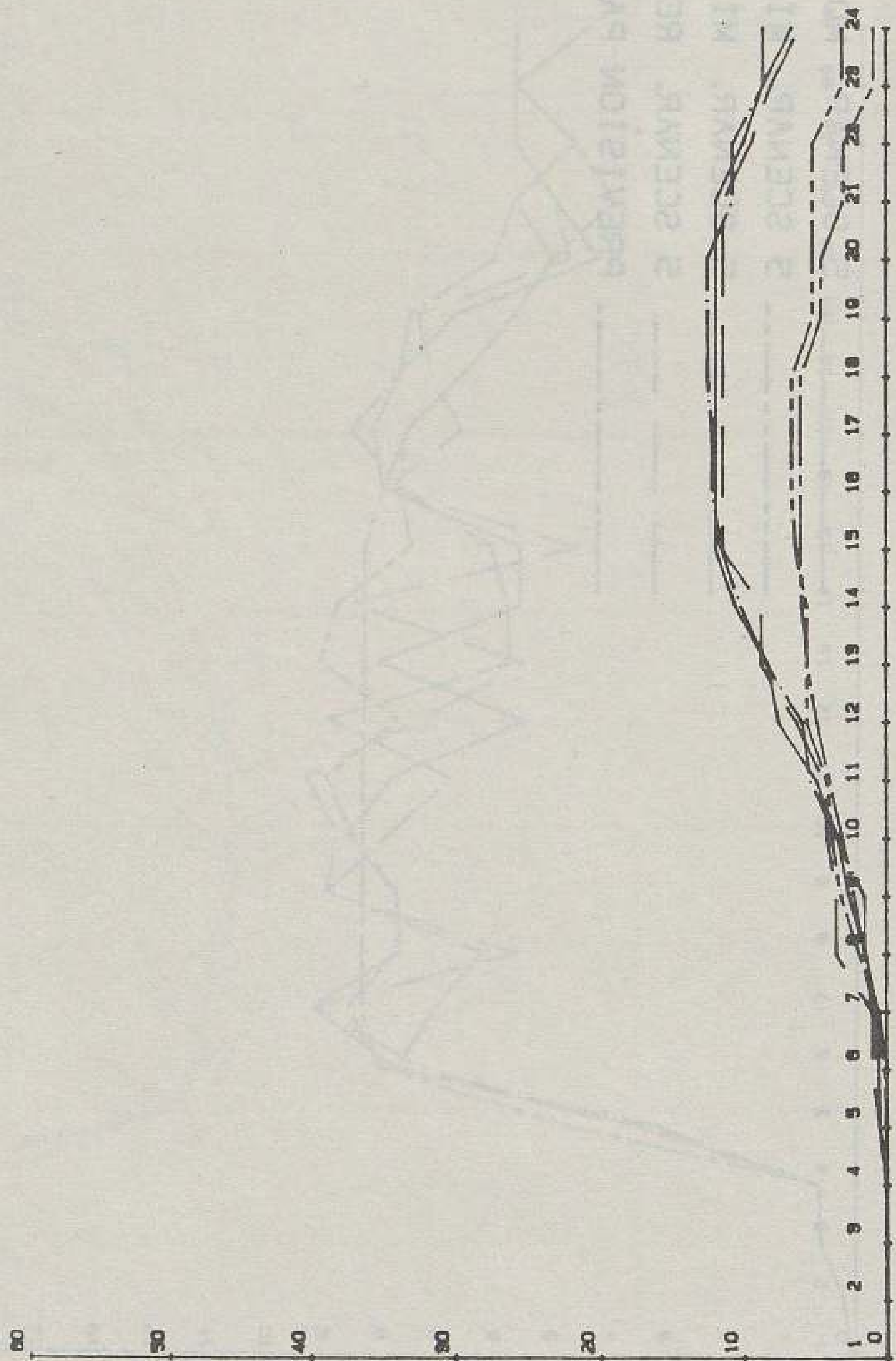
GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - VOLUMES

Figure n° 6.42 Gestions optimales selon le critère de décision . Pluie du 31/08/1983 .

Volumes à Pont-Yblon

PLUIE DU 31 8 1983

- 5 SCENAR. MOYENNE
- 5 SCENAR. MINIMIN
- 5 SCENAR. MINIMAX
- 5 SCENAR. REGRET MINI
- PREVISION PARFAITE



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - VOLUMES

Tableau n° 6.5 Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le critère de décision - Pluie du 31/08/1983 -

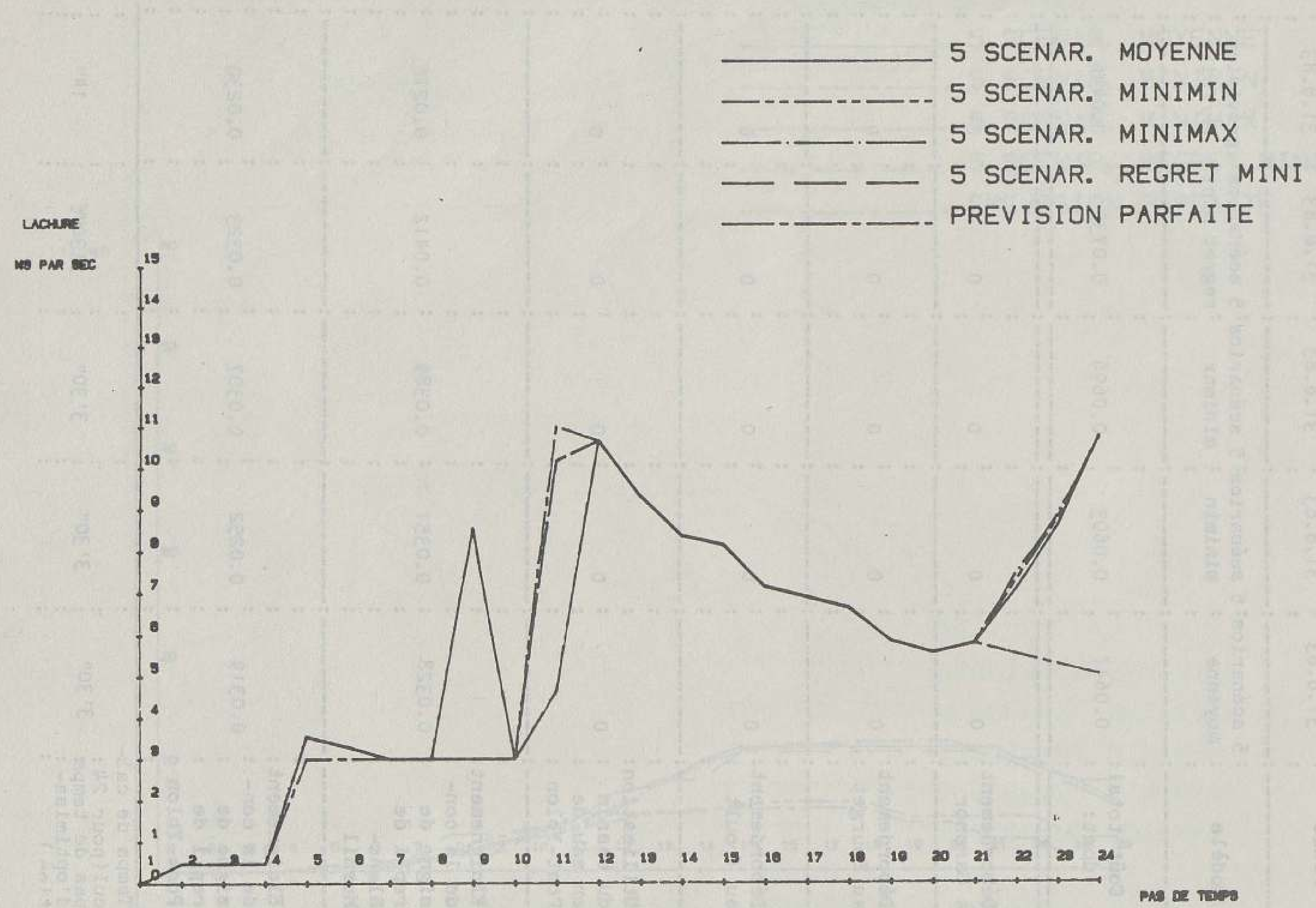
Pluie	31.8.83	31.8.83	31.8.83	31.8.83	31.8.83
Modèle	5 scénarios moyenne	5 scénarios minimin	5 scénarios minimax	5 scénarios regret mini	prévision parfaite
Coût total dont:	0.0647	0.0603	0.0696	0.0735	0.0446
Débordement à Garonor	0	0	0	0	0
Débordement au Bourget	0	0	0	0	0
Débordement au Crout	0	0	0	0	0
Utilisation du bassin en eau de Pont-Yblon	0	0	0	0	0
Eloignement de la con- signe de repli de Blanc- Mesnil	0.0328	0.0351	0.0389	0.0412	0.0216
Eloignement de la con- signe de repli de Pont-Yblon	0.0319	0.0252	0.0307	0.0323	0.0230
Temps de cal- cul (pour 24 pas de temps d'optimisa- tion)	3' 30"	3' 30"	3' 30"	3' 30"	14"

PLUIE DU 26 6 1983

Figure n° 6.43

Gestions optimales selon le critère de décision : Pluie du 26/06/1983

Lâchures à Blanc-Mesnil

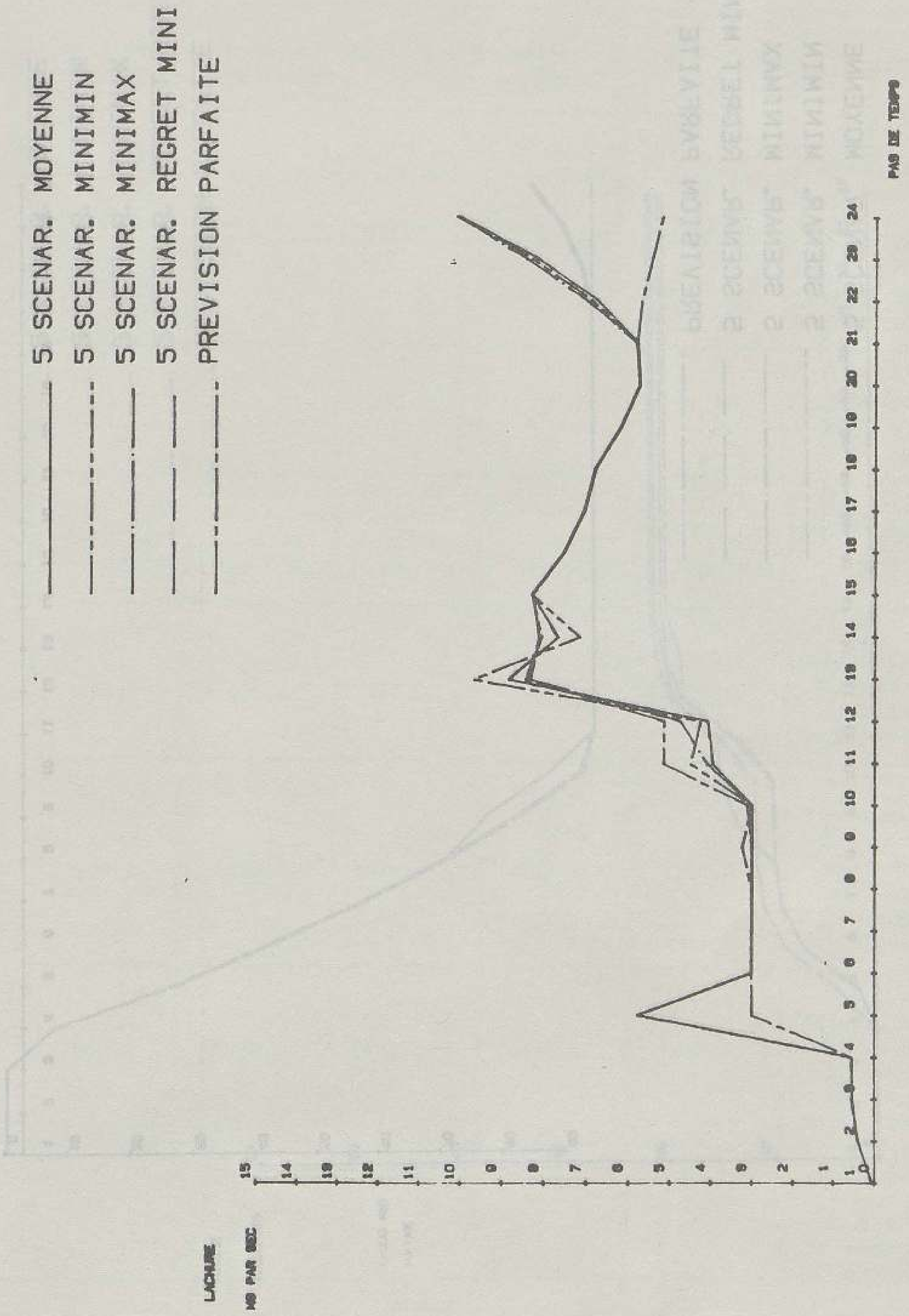


GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - LACHURES

Figure n° 6.44 Gestions optimales selon le critère de décision - Pluie du 26/06/1983 -

Lâchures à Pont-Yblon

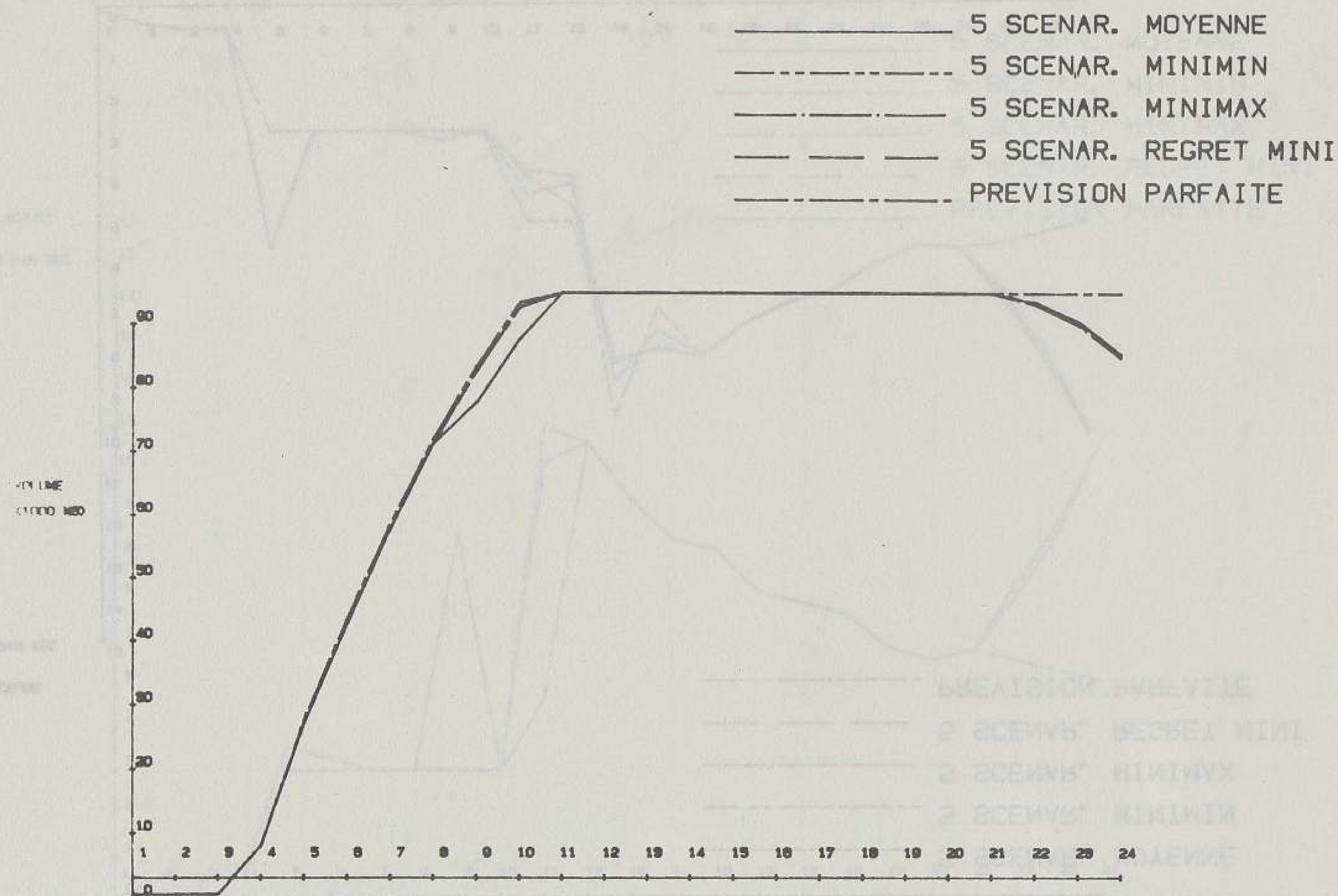
- 5 SCENAR. MOYENNE
- 5 SCENAR. MINIMIN
- 5 SCENAR. MINIMAX
- 5 SCENAR. REGRET MINI
- PREVISION PARFAITE



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - LACHURES

PLUIE DU 26 JUIN 1983

PLUIE DU 26 - 6 1983



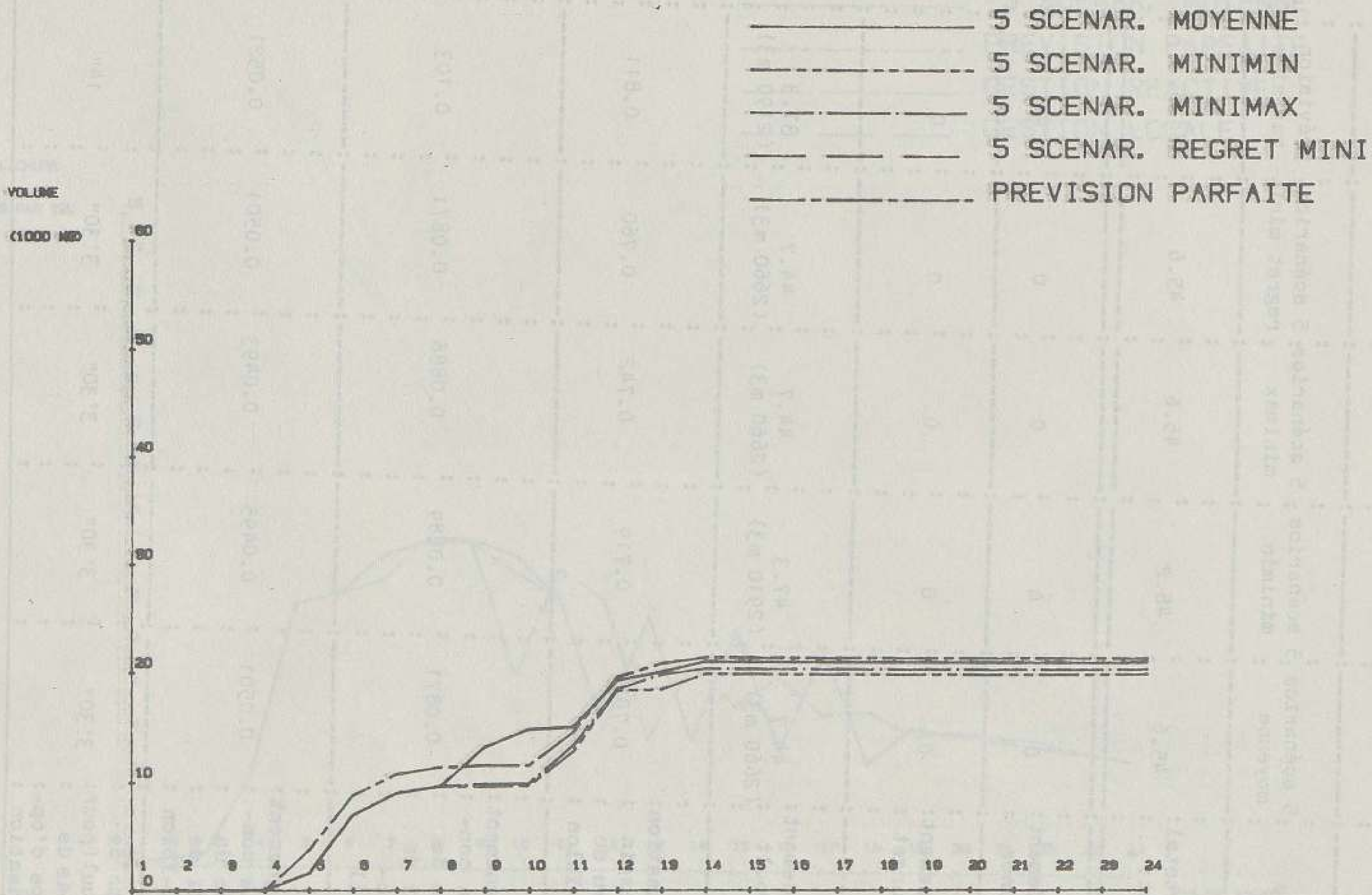
GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - VOLUMES

Figure n° 6.45 Gestions optimales selon le critère de décision - Pluie du 26/06/1983 - Volumes à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 26 6 1983

Figure n° 6.46 Gestions optimales selon le critère de décision + Pluie du 26/06/1983 +

Volumes à Pont-Yblon



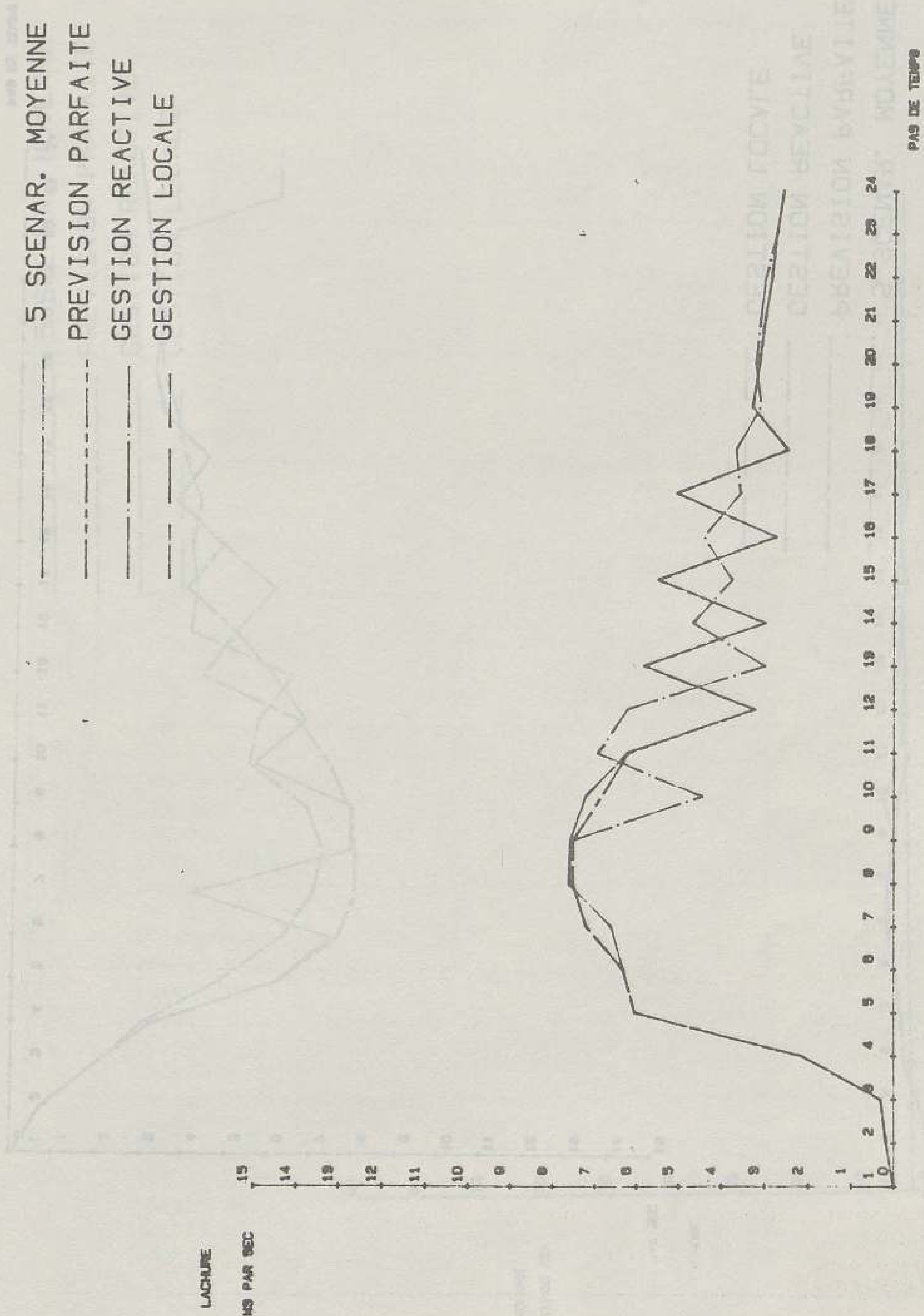
GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - VOLUMES

Tableau n° 6.6 Valeurs de la fonction objectif et temps de calcul selon le critère de décision .
Pluie du 26/06/1983 .

Pluie	26.6.83	26.6.83	26.6.83	26.6.83	26.6.83
Modèle	5 scénarios moyenne	5 scénarios minimin	5 scénarios minimax	5 scénarios regret mini	prévision parfaite
Coût total dont:	45.6	48.2	45.6	45.6	38.3
Débordement à Garonor	0	0	0	0	0
Débordement au Bourget	0	0	0	0	0
Débordement au Croult	44.7 (2660 m3)	47.3 (2910 m3)	44.7 (2660 m3)	44.7 (2660 m3)	37.3 (2190 m3)
Utilisation du bassin en eau de Pont-Yblon	0.783	0.719	0.742	0.760	0.811
Eloignement de la con- signe de repli de Blanc- Mesnil	0.0871	0.0889	0.0886	0.0871	0.103
Eloignement de la con- signe de repli de Pont-Yblon	0.0501	0.0495	0.0493	0.0501	0.0521
Temps de calcul (pour 24 pas de temps d'op- timisation	3' 30"	3' 30"	3' 30"	3' 30"	14"

Figure n° 6.47 Résultats suivant les différentes méthodes de gestion . Pluie du 14/09/1983 .

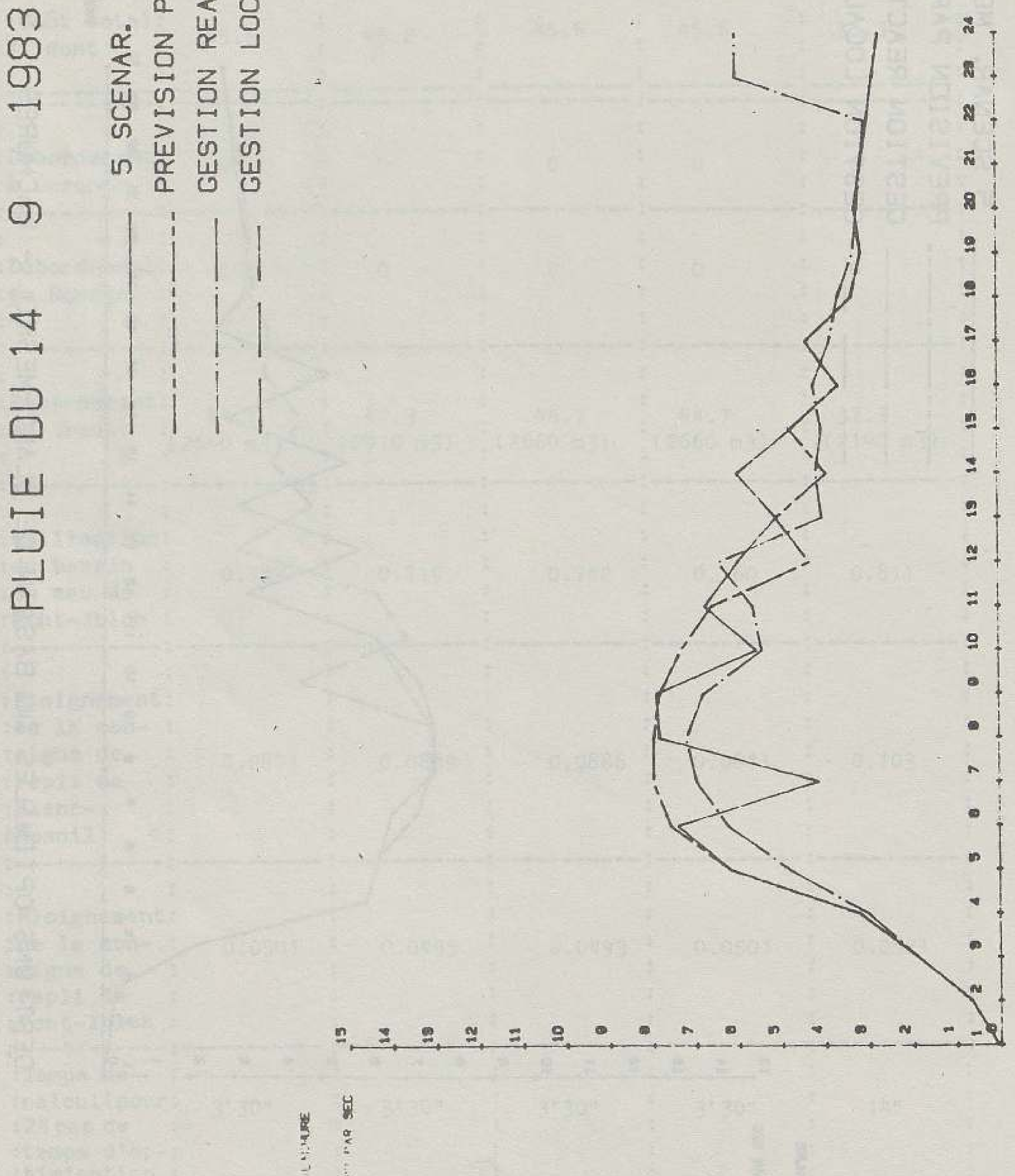
Lâchures à Blanc-Mesnil



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - LACHURES

Figure n° 6.48 Résultats suivant les différentes méthodes de gestion . Pluie du 14/09/1983 .

Lâchures à Pont-Yblon

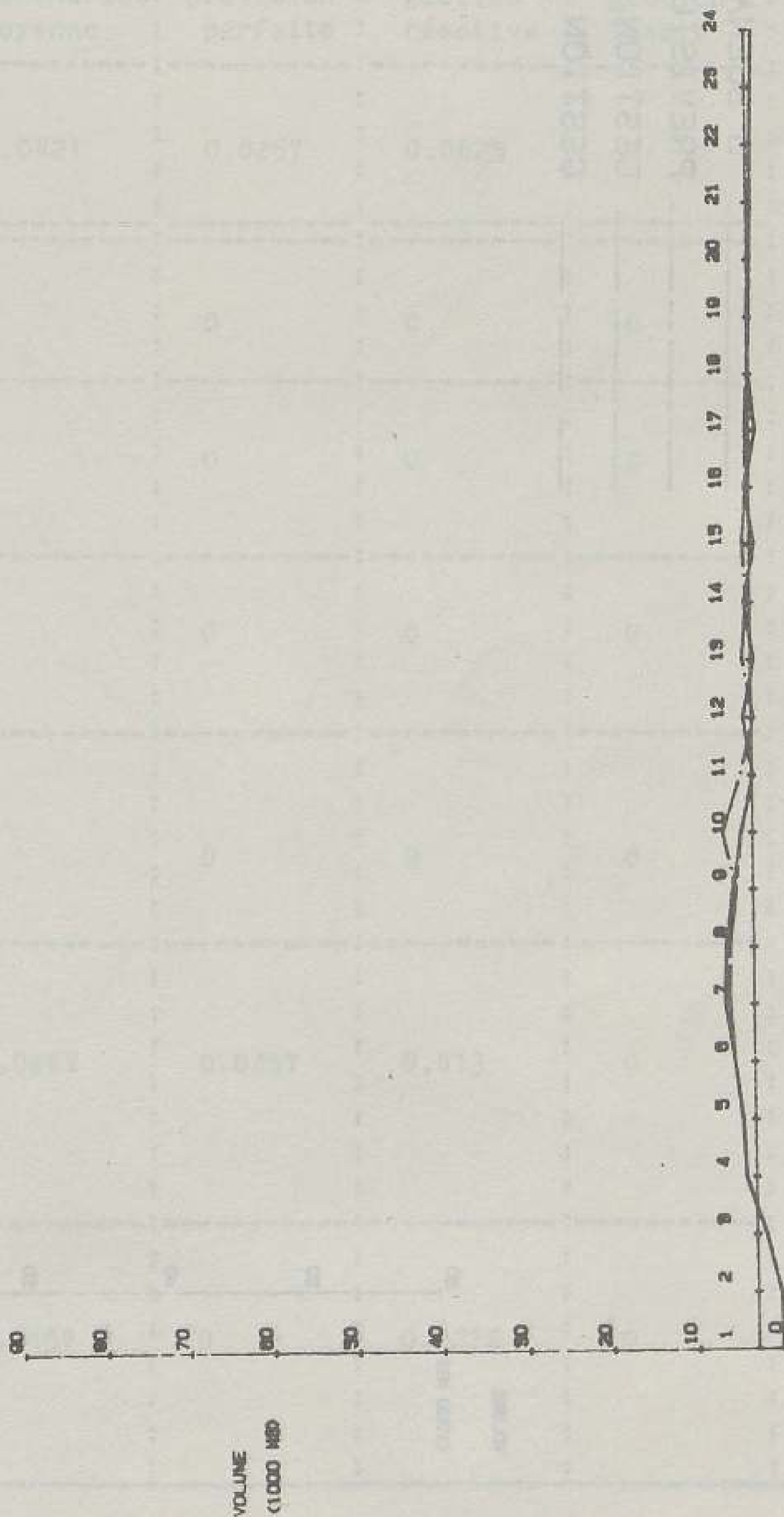


GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - LACHURES

Figure n° 6.49 Résultats suivant les différentes méthodes de gestion . Pluie du 14/09/1983 .

Volumes à Blanc-Mesnil

5 SCENAR. MOYENNE
PREVISION PARFAITE
GESTION REACTIVE
GESTION LOCALE



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - VOLUMES

QUESTIONS OBLIGATOIRES DE PLUIE DU 14 SEPTEMBRE 1983

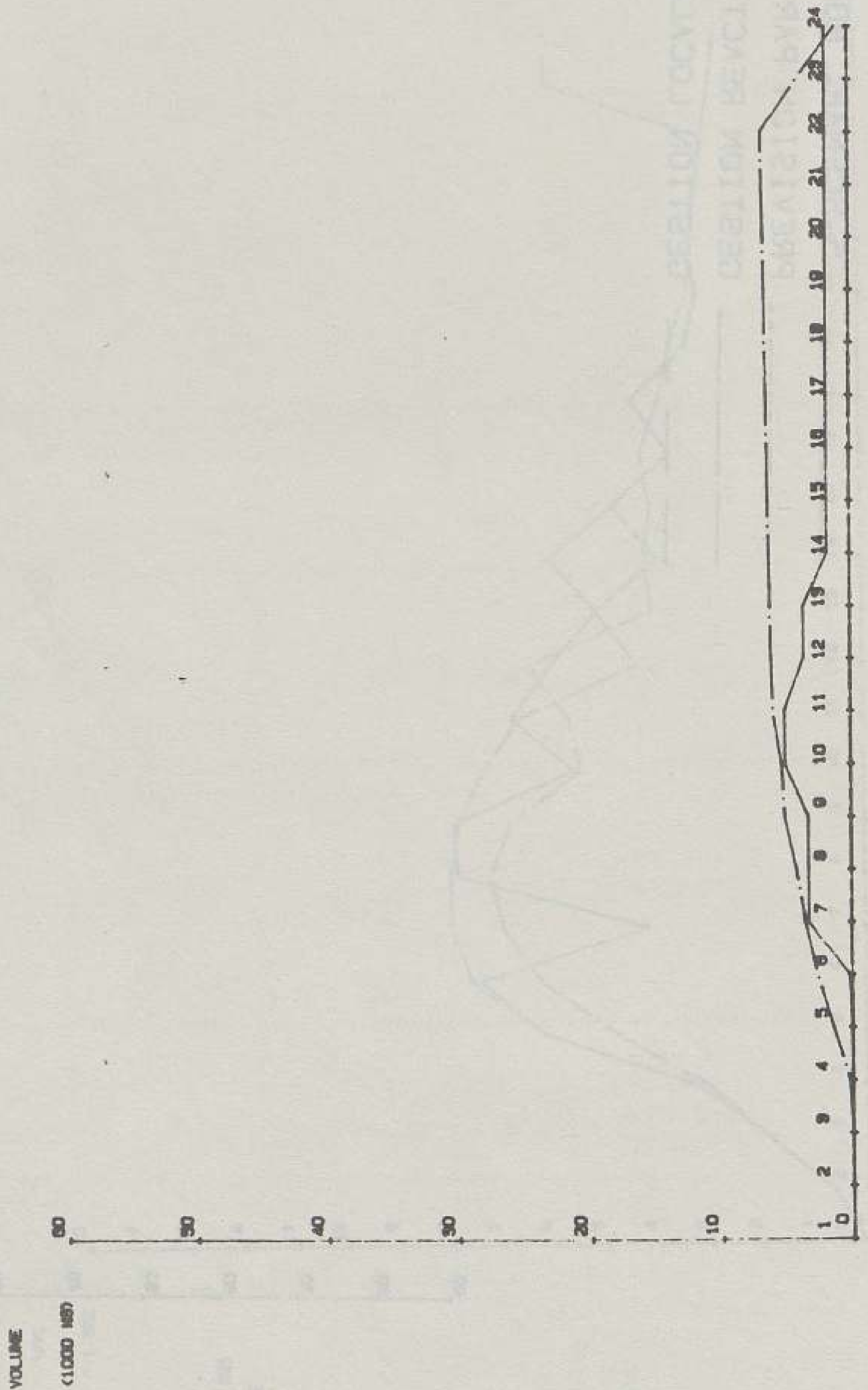
Figure n° 6.50

Résultats suivant les différentes méthodes de gestion . Pluie du 14/09/1983 .

Volumes à Pont-Yblon

PLUIE DU 14 9 1983

- 5 SCENAR. MOYENNE
- PREVISION PARFAITE
- GESTION REACTIVE
- GESTION LOCALE



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - VOLUMES

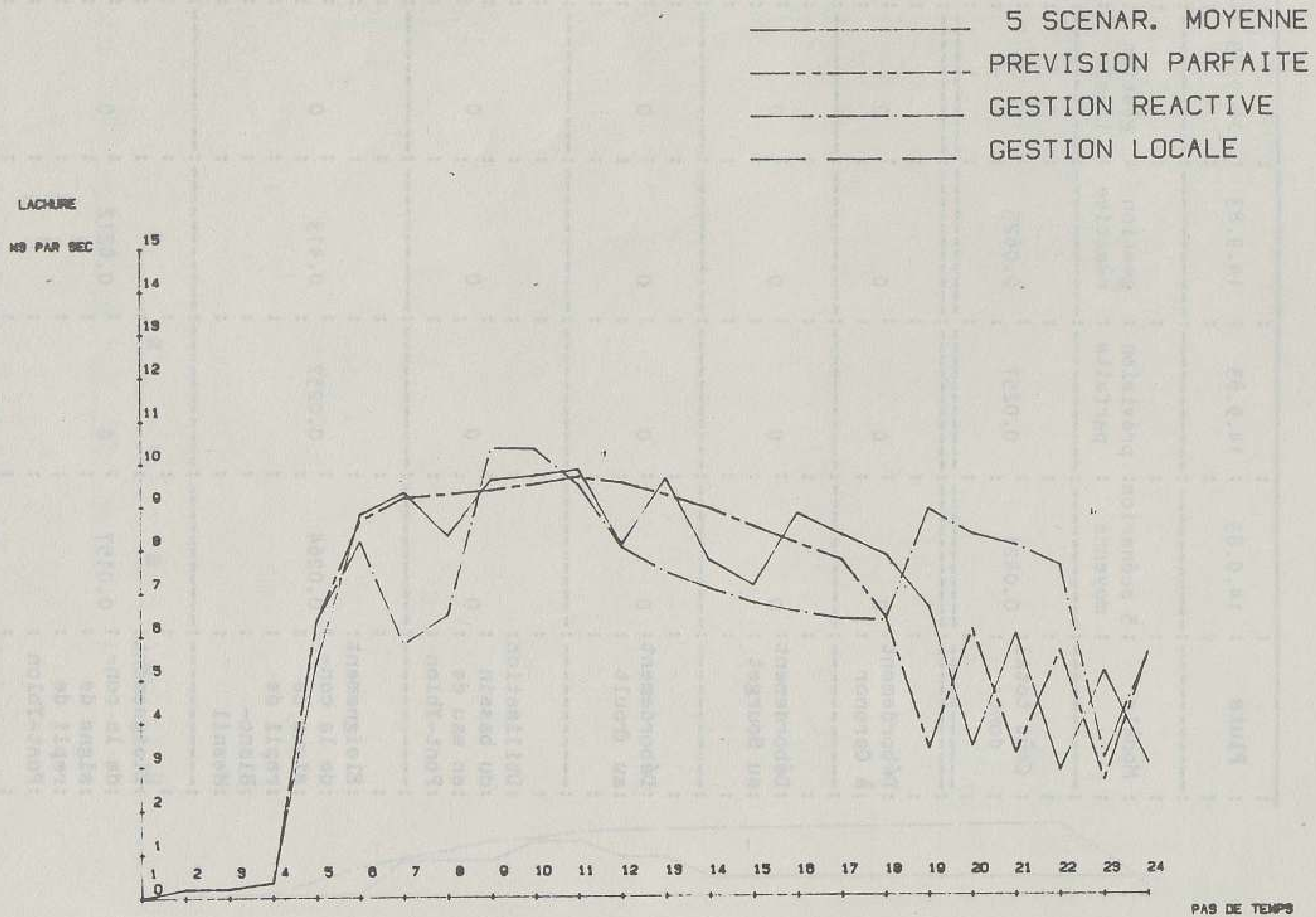
Tableau n° 6.7 Valeurs de la fonction objectif pour les
différents types de gestion .
Pluie du 14/09/1983 .

: Pluie	: 14.9.83	: 14.9.83	: 14.9.83	: 14.9.83
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Modèle	: 5 scénarios:	: prévision	: gestion	: gestion
: :	: moyenne	: parfaite	: réactive	: locale
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Coût total	: 0.0421	: 0.0257	: 0.0625	: 0
: dont:	: :	: :	: :	: :
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Débordement	: 0	: 0	: 0	: 0
: à Garonor	: :	: :	: :	: :
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Débordement	: 0	: 0	: 0	: 0
: au Bourget	: :	: :	: :	: :
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Débordement	: 0	: 0	: 0	: 0
: au Crout	: :	: :	: :	: :
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Utilisation	: :	: :	: :	: :
: du bassin	: 0	: 0	: 0	: 0
: en eau de	: :	: :	: :	: :
: Pont-Yblon	: :	: :	: :	: :
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Eloignement	: :	: :	: :	: :
: de la con-	: 0.0264	: 0.0257	: 0.413	: 0
: signe de	: :	: :	: :	: :
: repli de	: :	: :	: :	: :
: Blanc-	: :	: :	: :	: :
: Mesnil	: :	: :	: :	: :
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----
: Eloignement	: :	: :	: :	: :
: de la con-	: 0.0157	: 0	: 0.0212	: 0
: signe de	: :	: :	: :	: :
: repli de	: :	: :	: :	: :
: Pont-Yblon	: :	: :	: :	: :
:-----	:-----	:-----	:-----	:-----

PLUIE DU 31 8 1983

Figure n° 6.51

Résultats suivant les différentes méthodes de gestion - Pluie du 31/08/1983 - Lâchures à Blanc-Mesnil



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - LACHURES

PLUIE DU 31 8 1983

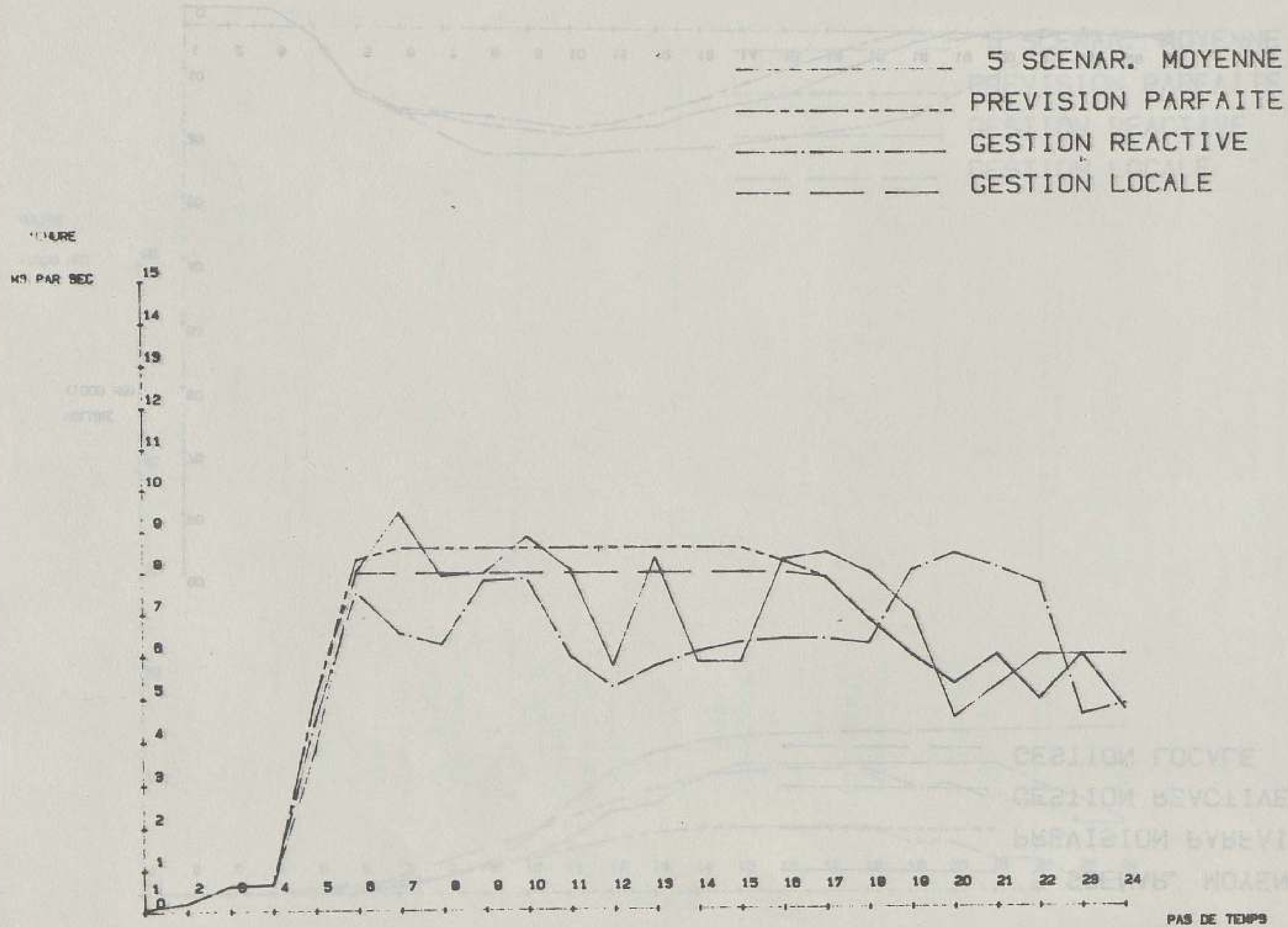


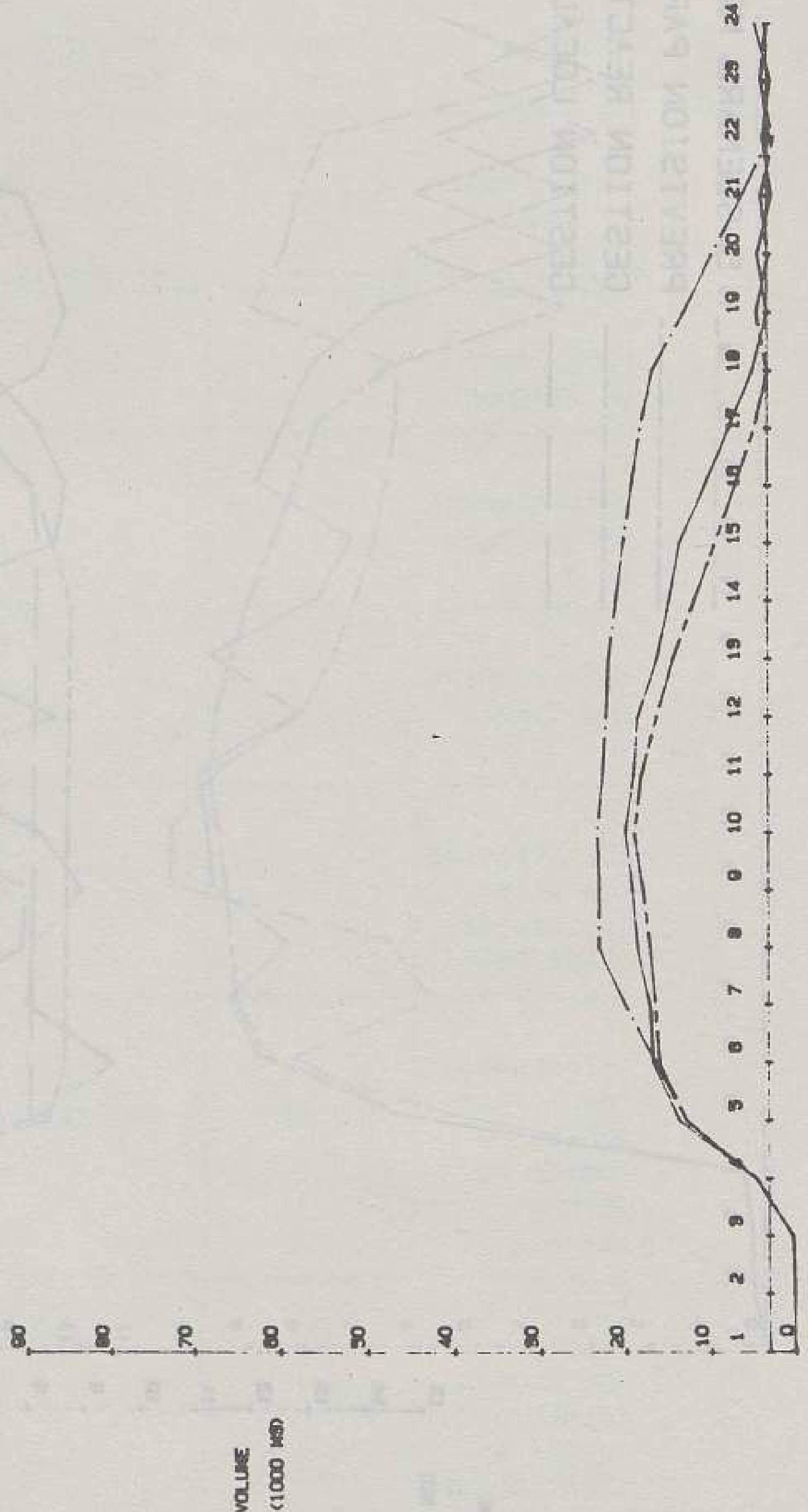
Figure n. 6.52
 Résultats suivant les différentes méthodes
 de gestion - Pluie du 31/08/1983 -
 Lâchures à Pont-Yblon

Figure n° 6.53 Résultats suivant les différentes méthodes de gestion . Pluie du 31/08/1983 .

Volumes à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 31 - 8 1983

- 5 SCENAR. MOYENNE
- - - PREVISION PARFAITE
- . - GESTION REACTIVE
- - - GESTION LOCALE



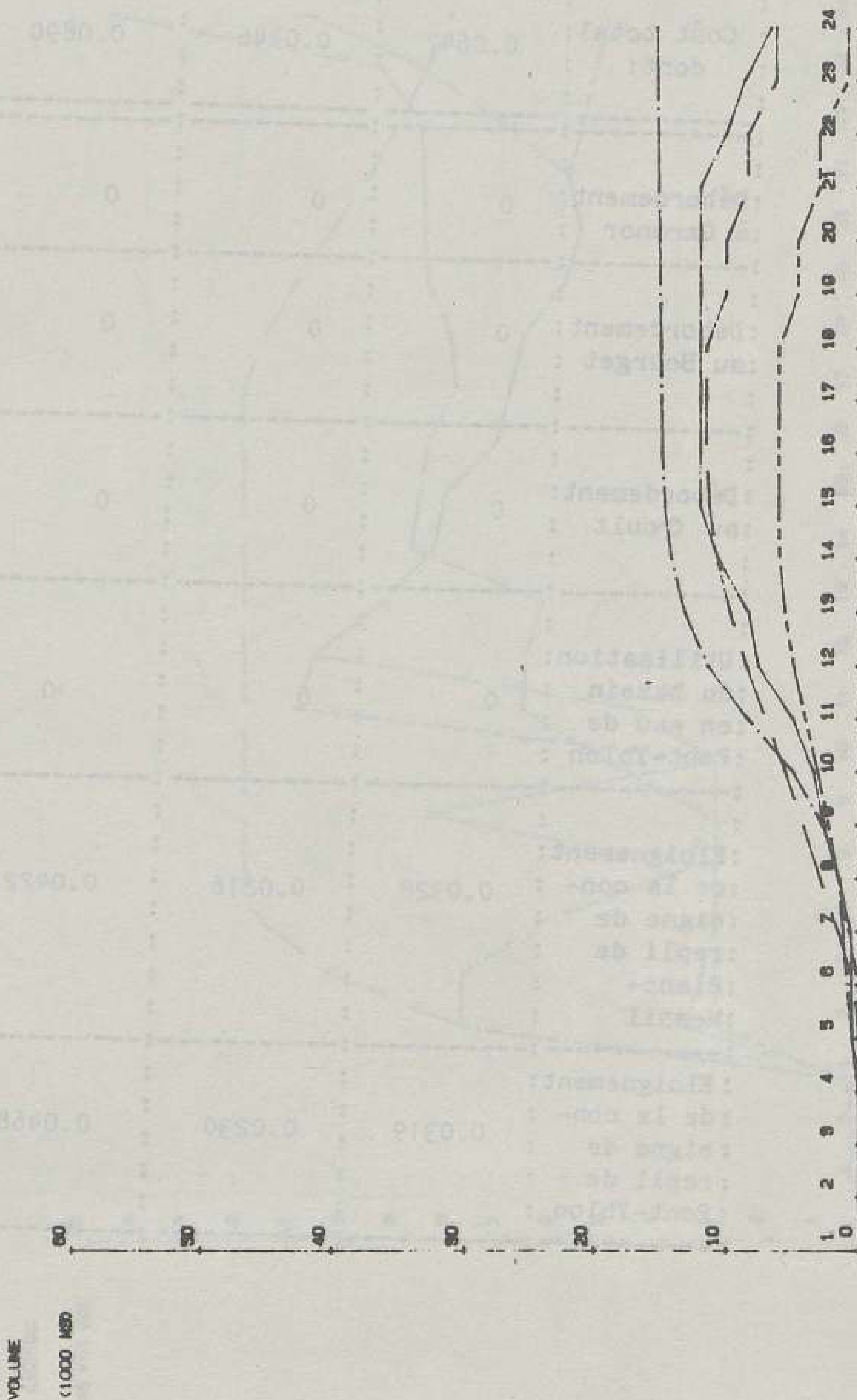
GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - VOLUMES

PLUIE DU 31 8 1983

Figure n° 6.54 Résultats suivant les différentes méthodes de gestion . Pluie du 31/08/1983 .

Volumes à Pont-Yblon

- 5 SCENAR. MOYENNE
- PREVISION PARFAITE
- GESTION REACTIVE
- GESTION LOCALE



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - VOLUMES

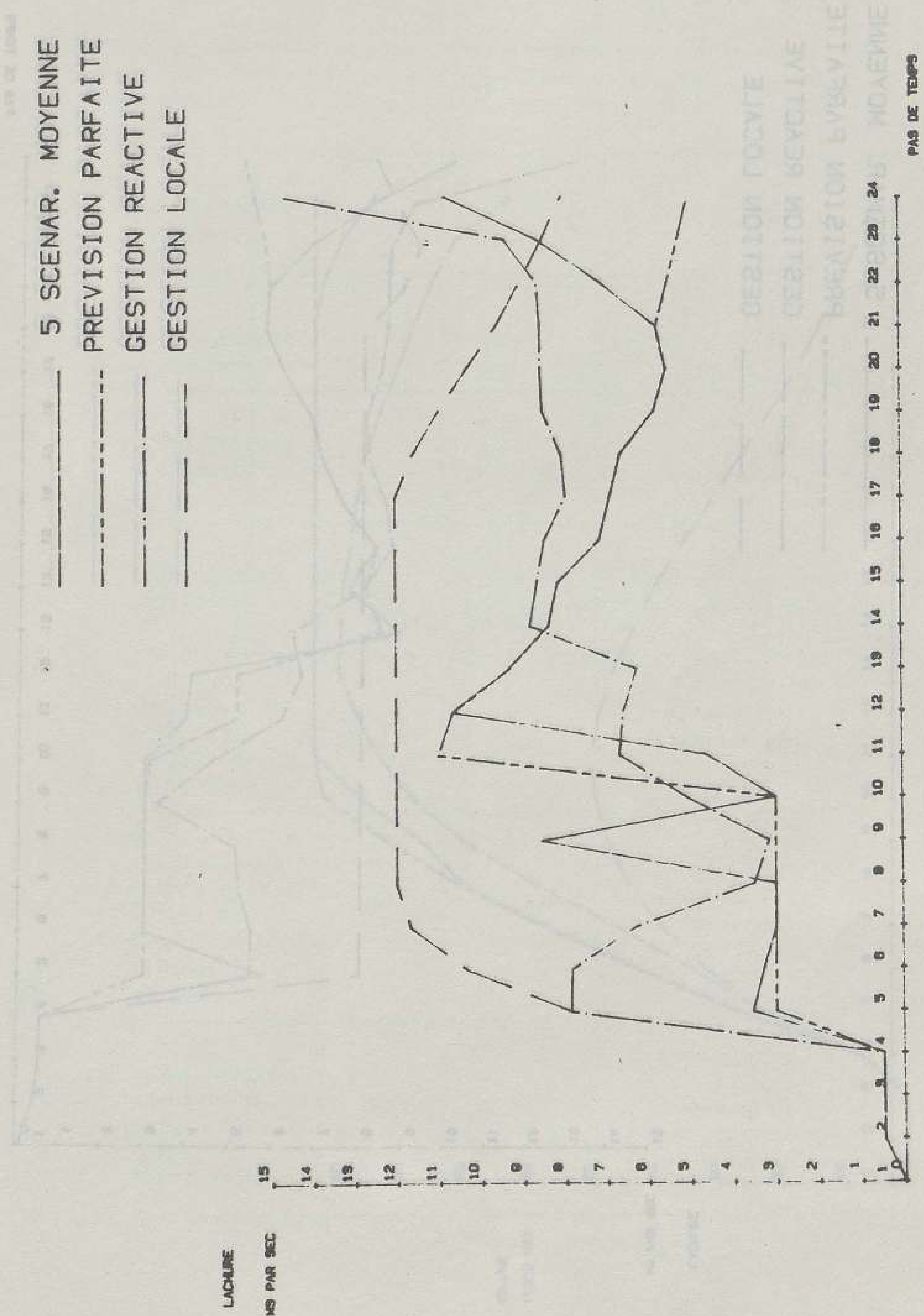
Tableau n° 6.8 Valeurs de la fonction objectif pour les
différents types de gestion .
Pluie du 31/08/1983 .

: Pluie	: 31.8.83	: 31.8.83	: 31.8.83	: 31.8.83
: Modèle	: 5 scénarios : moyenne	: prévision : parfaite	: gestion : réactive	: gestion : locale
: Coût total: : dont:	: 0.0647	: 0.0446	: 0.0890	: 0
: Débordement: : à Garonor	: 0	: 0	: 0	: 0
: Débordement: : au Bourget	: 0	: 0	: 0	: 0
: Débordement: : au Crout	: 0	: 0	: 0	: 0
: Utilisation: : du bassin : en eau de : Pont-Yblon	: 0	: 0	: 0	: 0
: Eloignement: : de la con- : signe de : repli de : Blanc- : Mesnil	: 0.0328	: 0.0216	: 0.0422	: 0
: Eloignement: : de la con- : signe de : repli de : Pont-Yblon	: 0.0319	: 0.0230	: 0.0468	: 0

Figure n° 6.55 Résultats suivant les différentes méthodes de gestion . Pluie du 26/06/1983 .

Lâchures à Blanc-Mesnil

PLUIE DU 26 6 1983



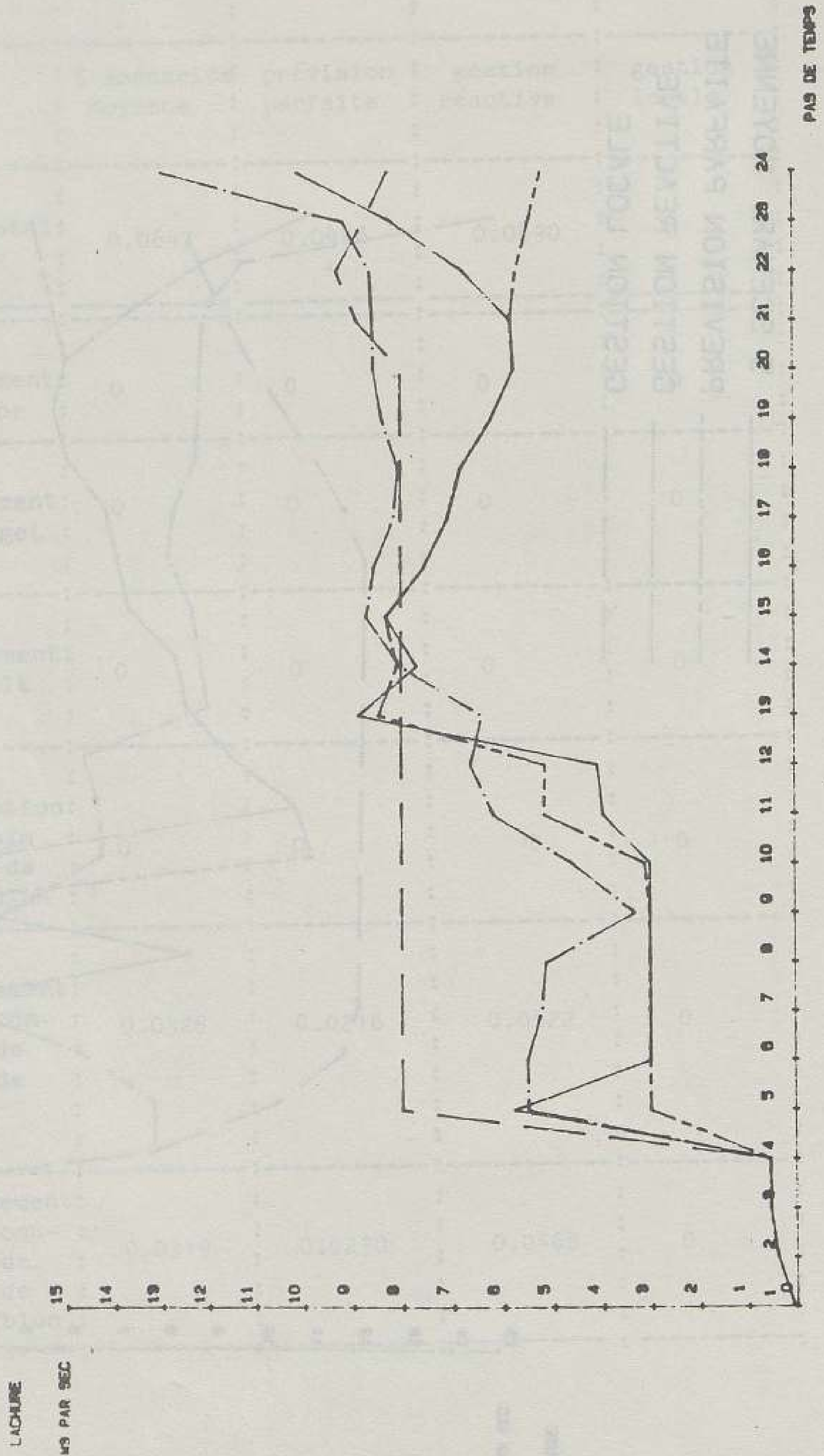
GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE BLANC-MESNIL - LACHURES

Figure n° 6.56 Résultats suivant les différentes méthodes de gestion . Pluie du 26/06/1983 .

Lâchures à Pont-Yblon

PLUIE DU 26 6 1983

- 5 SCENAR. MOYENNE
- - - PREVISION PARFAITE
- . - GESTION REACTIVE
- - - GESTION LOCALE



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - LACHURES

PLUIE DU 26 . 6 1983

Figure n° 6.57

Résultats suivant les différentes méthodes de gestion - Pluie du 26/06/1983 - Volumes à Blanc-Mesnil

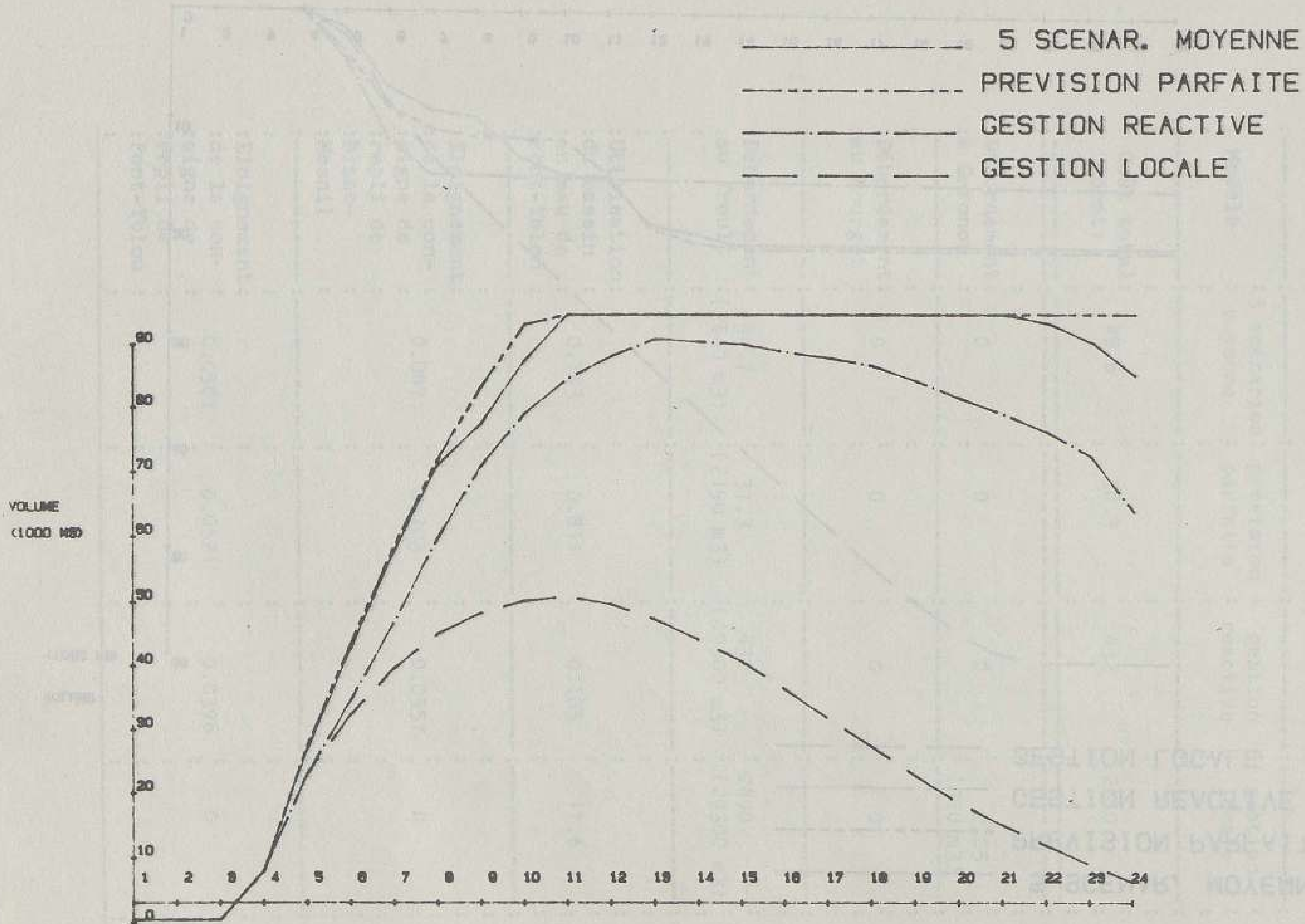
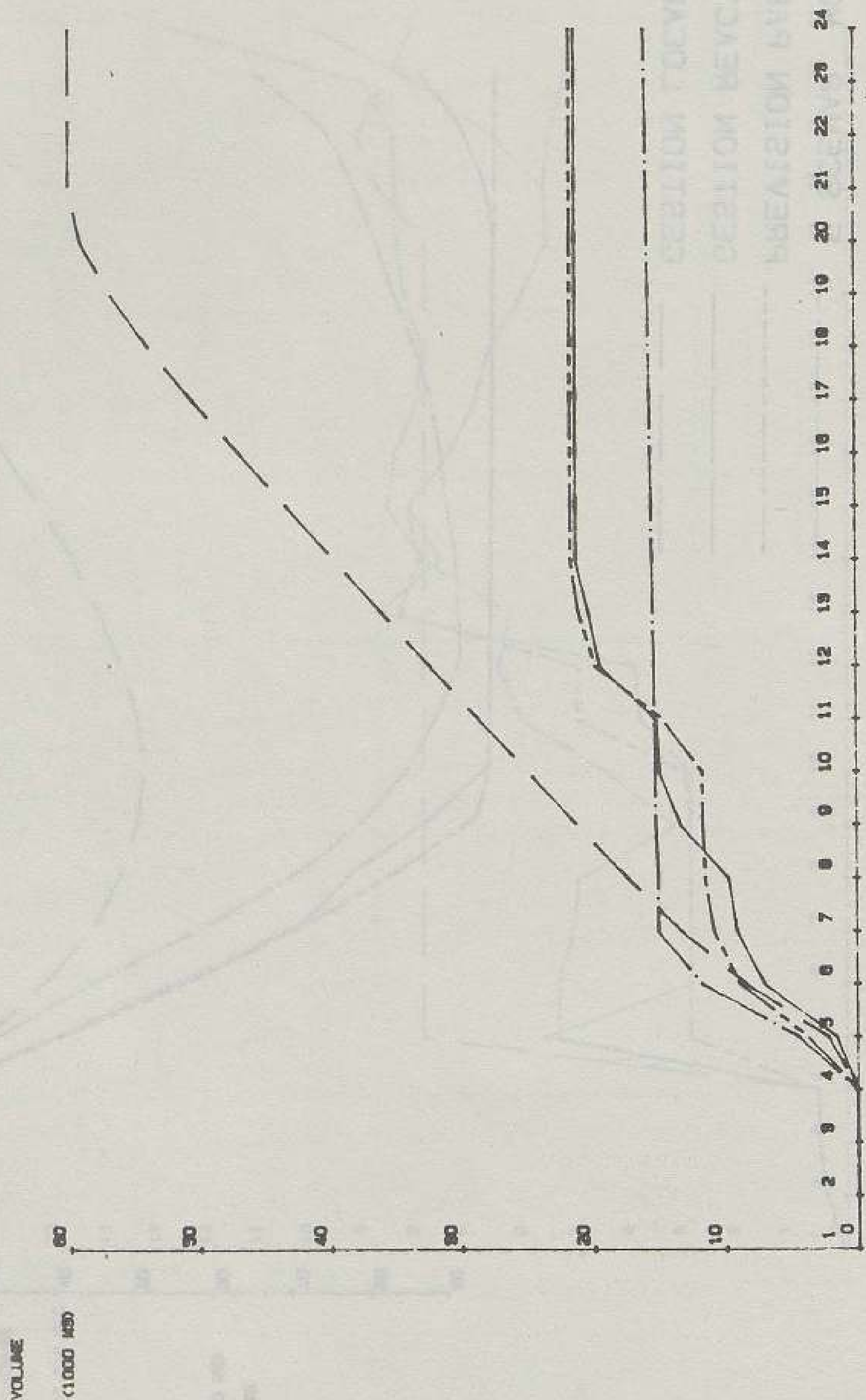


Figure n° 6.58 Résultats suivant les différentes méthodes de gestion . Pluie du 26/06/1983 .

Volumes à Pont-Yblon

PLUIE DU 26 - 6 JOURS 1983

- 5 SCENAR. MOYENNE
- - - PREVISION PARFAITE
- · - · - GESTION REACTIVE
- - - GESTION LOCALE



GESTIONS OPTIMALES DU BASSIN DE PONT-YBLON - VOLUMES

Tableau n° 6.9 Valeurs de la fonction objectif pour les
différents types de gestion .
Pluie du 26/06/1983 .

: Pluie	: 26.6.83	: 26.6.83	: 26.6.83	: 26.6.83
: Modèle	: 5 scénarios:	: prévision	: gestion	: gestion
	: moyenne	: parfaite	: réactive	: locale
: Coût total:	: 45.6	: 38.3	: 432	: 2510
: dont:				
: Débordement:	: 0	: 0	: 0	: 2.05
: à Garonor				: (320 m3)
: Débordement:	: 0	: 0	: 0	: 0
: au Bourget				
: Débordement:	: 44.7	: 37.3	: 432	: 2490
: au Crout	: (2660 m3)	: (2190 m3)	: (10300 m3)	: (29300 m3)
: Utilisation:				
: du bassin				
: en eau de	: 0.783	: 0.811	: 0.105	: 17.6
: Pont-Yblon				
: Eloignement:				
: de la con-				
: signe de	: 0.0871	: 0.103	: 0.0557	: 0
: repli de				
: Blanc-				
: Mesnil				
: Eloignement:				
: de la con-				
: signe de	: 0.0501	: 0.0521	: 0.0396	: 0
: repli de				
: Pont-Yblon				

CONCLUSION GENERALE

Cette étude a permis la conception d'une méthode d'optimisation des consignes de gestion pour un réseau d'assainissement en temps réel. Cette méthode a pris place au sein d'un système de télépilotage en temps réel, aujourd'hui opérationnel.

Avec le module d'optimisation, le système de télépilotage comprend un module de prévision des événements à gérer, ainsi qu'un module de simulation du fonctionnement du réseau. Bien que ce travail ait plus spécialement porté sur l'optimisation, il a largement abordé des problèmes de la prévision et de la simulation.

Ces trois modules devraient se retrouver dans la plupart des systèmes de télépilotage de réseau d'assainissement, même si l'importance relative de chacun d'entre eux est liée à chaque site particulier. Ils sont très fortement dépendants l'un de l'autre et doivent être développés de façon interactive.

1) La prévision de l'événement à gérer

Pour le réseau de la Morée, la prévision des débits à gérer est réalisée à travers la prévision des lames d'eau. Ce module de prévision reste le maillon faible du système de télépilotage de Seine-Saint-Denis. Il fait actuellement l'objet de travaux de recherche au CERGRENE.

Pour l'instant, une méthode simple permet d'effectuer une prévision sommaire des intensités de pluie sur quelques heures. Cette prévision sommaire a été utilisée pour la prise en compte des incertitudes au sein du module d'optimisation. Pour ce faire, on a utilisé une méthode heuristique de construction de scénarios, permettant de ramener le problème de l'avenir incertain à une succession de problèmes en avenir certain.

Pour les bassins versants de la Morée, qui sont de taille importante, cette méthode d'optimisation sur scénarios permet de prendre en compte de façon satisfaisante les incertitudes de prévision, tout en respectant la contrainte sévère sur le temps de calcul. Elle permet ainsi de limiter considérablement le risque d'une prévision imparfaite.

D'autre part, cette méthode stochastique a permis une première évaluation des performances de la prévision sommaire.

L'estimation plus précise des incertitudes qui pèsent sur la prévision des lames d'eau est en cours. Intégrée à la méthode d'optimisation sur scénarios, elle permettra de définir les objectifs d'une méthode de prévision plus élaborée.

L'estimation des incertitudes qui pèsent sur la transformation pluie-débit devrait également être effectuée dès qu'une quantité de mesures suffisante aura été collectée sur les bassins versants de la Morée. Si ces incertitudes sont significatives, il conviendra de les intégrer à la méthode de construction des scénarios. On pourrait à cette occasion tester l'utilisation de méthodes permettant de prévoir directement les hydrogrammes, comme par exemple les modèles auto-régressifs cités au chapitre VI.

Un outil de prévision des phénomènes amont (pluie, débits d'eau pluviale, rejets d'eau usée, pollution lessivée sur le sol ou rejetée dans le réseau) peut être plus ou moins nécessaire selon les événements et les sites à gérer. Cet outil est cependant indispensable pour mener une gestion adaptative, plus performante qu'une gestion réactive.

Lorsqu'elle se révèle nécessaire, sa construction est une tâche qui demande beaucoup de temps et beaucoup d'efforts, dans la mesure où la connaissance des phénomènes à gérer est encore souvent rudimentaire. Dans ces conditions, une démarche par étapes permettant de définir des objectifs progressifs pour des méthodes de prévision, d'abord simples puis plus sophistiquées, semble bien adaptée.

2) La simulation du fonctionnement du réseau

Dans le système de télépilotage de Seine Saint-Denis, l'écoulement en réseau est représenté à l'aide de deux modèles :

- un modèle simple et rapide, associé à la méthode d'optimisation et construit au cours de cette étude ;
- un modèle de référence, plus fidèle mais plus lourd, destiné au contrôle des conséquences des stratégies de gestion, et qui avait servi auparavant à connaître le fonctionnement du réseau.

La simulation des écoulements est l'aspect qui semble le mieux résolu à l'heure actuelle dans le télépilotage du réseau de la Morée. Deux éléments sont néanmoins susceptibles d'amélioration :

- l'acquisition de données historiques et les simulations à l'aide du modèle de référence permettront d'améliorer la prise en compte des influences aval dans le modèle simplifié et la détermination des débits-limites de débordement ;

- la mise sous forme vectorielle des calculs du modèle de référence, et l'utilisation d'un processeur vectoriel permettront d'améliorer encore la rapidité des calculs. Tout gain de temps sur l'exécution de ce modèle laisserait en effet davantage de temps au pilote pour prendre sa décision de gestion.

De par le délai de prise de décision souvent court, un modèle simplifié représentant rapidement le comportement du réseau sera sans doute nécessaire dans la plupart des systèmes de télépilotage.

Le modèle plus fidèle, même s'il n'est pas intégré au système de gestion en temps réel comme dans le cas de la Seine-Saint-Denis, semble indispensable à la fois pour choisir et caler le modèle simplifié, ainsi que pour connaître le fonctionnement du réseau, avant même de chercher à le gérer plus efficacement.

Pour le premier de ces modèles, la rapidité de calcul reste la contrainte la plus importante. Néanmoins, la bonne représentation de certaines particularités de l'écoulement, parfois inhabituelle dans les modèles simplifiés, peut se révéler importante pour l'efficacité des stratégies de gestion. C'est le cas par exemple des influences aval. C'est pourquoi, avant la construction du modèle simplifié, il importe de déterminer les aspects de l'écoulement qui doivent être correctement simulés. Les recueils de données sur le terrain, les campagnes de mesure en réseau et la mise au point d'un outil de simulation de référence, sont les préliminaires indispensables à la construction d'un modèle simplifié pour la gestion.

La construction du modèle le plus élaboré doit être entreprise en référence aux objectifs de la gestion. Par exemple, pour le réseau de la Morée, l'objectif prioritaire de lutte contre les débordements imposait une représentation fidèle des lignes piézométriques (et donc, entre autre, la bonne représentation des influences aval). Pour ce faire, on a choisi un modèle de référence intégrant les équations complètes de Saint-Venant. Sur un autre site, un objectif de

gestion des rejets polluants dans une rivière nécessiterait un modèle simulant fidèlement les pollutogrammes en réseau. Si, par exemple, les rejets de pollution provenaient de la remise en suspension des dépôts en collecteur, le modèle de référence devrait s'attacher à bien représenter les phénomènes de dépôt et de remise en suspension. Il n'y a pas de modèle de référence dans l'absolu. Il n'y a que des modèles de référence liés aux objectifs de la gestion.

3) L'optimisation des consignes de gestion

Au cours de cette étude, on a défini un cadre général pour le problème d'optimisation des consignes de gestion, dans lequel on a proposé une modélisation du problème de décision, mis en lumière les contraintes et les études préalables nécessaires, décrit certaines des techniques disponibles (cf. chapitre II).

Lors de l'application au cas concret du réseau de la Morée, on a souligné les adaptations du cadre général qu'il était nécessaire de faire afin de tenir compte des particularités du site.

Pour ce site particulier, on a mis au point deux méthodes d'optimisation déterministe, l'une basée sur une technique de décomposition-coordination mixte, avec programmation dynamique, l'autre utilisant la théorie de l'optimisation non-linéaire et la technique du lagrangien augmenté. Testées sur trois événements pluvieux historiques et comparées avec une méthode de programmation dynamique globale inutilisable en temps réel, ces deux méthodes ont permis la construction de stratégies de gestion satisfaisantes. Ces stratégies optimisées répondent parfaitement à l'objectif de lutte contre les inondations qui a présidé à la mise en place du système de télépilotage du réseau de la Morée. Pour les événements pluvieux susceptibles de créer des débordements, elles sont très nettement plus efficaces que les consignes de gestion locale.

La seconde des méthodes d'optimisation mises au point s'étant révélée beaucoup plus rapide que l'autre, a été utilisée pour la prise en compte des incertitudes de prévision et a été implantée au sein du système de télépilotage.

Il importe cependant de rappeler qu'afin de construire ces méthodes d'optimisation, il a fallu faire un certain nombre d'hypothèses pour la modélisation du problème de décision.

En effet :

- la structure du réseau a été schématisée,
- la représentation de son fonctionnement a été simplifiée,
- les objectifs de gestion, parfois contradictoires, ont été strictement hiérarchisés et rigidifiés par leur traduction en une fonction mathématique,
- on n'a pas pu prouver l'optimalité de la solution obtenue,
- les gestions calculées sont particulièrement sensibles aux valeurs des débits-limites de débordement et aux hydrogrammes d'apport sur le réseau.

Pour toutes ces raisons, les stratégies de gestion construites par la méthode élaborée au cours de cette étude ne satisfont certainement pas au mieux les objectifs de gestion. Elles sont néanmoins nettement plus efficaces que des consignes de gestion locale ou que des stratégies que pourrait élaborer le pilote dans le délai de prise de décision qui lui est imparti. Plus qu'une optimisation, c'est donc davantage une amélioration importante de la gestion du réseau par temps de pluie que permet cette étude.

Outre les développements déjà évoqués pour la prévision et la simulation, on peut donc envisager, pour la méthode d'optimisation, un certain nombre de travaux ultérieurs :

- test de la méthode d'optimisation sur un nombre d'événements plus importants que les trois pluies utilisées dans cette étude. Ce travail est aujourd'hui en cours de réalisation, le module d'optimisation ayant été implanté sur l'ordinateur de Seine-Saint-Denis depuis quelques semaines;

- affinage de la fonction objectif, essentiellement pour les objectifs concernant les rejets polluants et la sécurité. Cet affinage pourrait se faire après acquisition par l'exploitant d'une certaine expérience concernant les stratégies proposées par la méthode d'optimisation. Cette expérience pourrait permettre l'utilisation de certains ouvrages pour des objectifs non encore prévus (par exemple, utilisation du bassin de Blanc-Mesnil pour la décantation);

- étude théorique des conditions de convergence des algorithmes utilisés et de la qualité des optima obtenus;

- prise en compte d'un plus grand nombre de points de régulation, par extension du système de télépilotage à une plus grande partie du réseau.

Pour l'utilisation sur d'autres sites des résultats obtenus au cours de cette étude, il convient de rappeler que le réseau de la Morée présente des conditions particulièrement favorables pour l'utilisation en temps réel de la méthode d'optimisation développée :

- système à gérer relativement réduit,
- bassins versants de grande taille,
- influences aval limitées.

L'utilisation de cette méthode d'optimisation sur un autre site demanderait certainement de nombreuses adaptations. Ainsi, malgré la définition du cadre général du chapitre II et la réalisation d'un premier prototype en Seine-Saint-Denis, la mise en place d'un système de télépilotage relève encore, pour une large part, des caractéristiques de chaque cas particulier.

BIBLIOGRAPHIE

ALEXOPOULOU H., juin 1983,
 "Utilisation des images radar pour la prévision des orages en
 région parisienne", TFE E.N.P.C., CERGRENE, Paris.

J.J. ANDERSON, R.L. CALLERY, nov. 1974,
 "Remote control of combined sewer overflows",
 Journal of Water Pollution Control Federation.

ANDRIEU H., janvier 1986,
 "Utilisation en temps réel d'images radar dans le cadre de la
 gestion automatisée d'un réseau d'assainissement",
 thèse de Doctorat d'Ingénieur en Sciences et Techniques de
 l'Environnement, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées,
 Paris.

ANDRIEU H., JACQUET G., décembre 1983,
 "Radar météorologique et hydrologie urbaine",
 Journées d'étude : Informatique, Automatismes et Exploitation
 des Réseaux d'Assainissement, E.N.P.C., Paris.

ANDRIEU H., JACQUET G., TORELLI M., juin 1983,
 "Expérience Radar Rodin sur les départements du Val de Marne
 et de Seine-Saint-Denis",
 Session du comité technique de la S.H.F., Paris.

ANDRIEU H., JACQUET G., BACHOC A., Sept-Oct-1985,
 "Les débuts de l'utilisation du radar météorologique en
 hydrologie urbaine",
 Séminaire COST 72 : An integrated weather radar network for
 Western Europe, Erice Trapani, Italy.

ARROW K.J., HURWICZ L., 1960,
 "Decentralization and computation in resource allocations",
 Essays in economics and econometrics, edited by R.W. Pfouts,
 University of North Carolina Press, Rayleigh, USA-North
 Carolina.

BACHOC A., 1984,
 "Disons Douze Ans ! Pour commencer à automatiser la gestion du
 réseau d'assainissement en Seine-Saint-Denis",
 DDE de Seine-Saint-Denis, Rosny-sous-bois.

BACHOC A., CHERON J., HERREMANS L., JACQUET G., juin 1983,
 "Intérêt technique et économique des radars d'investigation
 des précipitations en matière d'assainissement urbain",
 Session du Comité technique de la S.H.F., Paris.

BACHOC A., DELATTRE J.M., JACQUET G., FREROT A., juin 1984 a,
 "Hierarchical monitoring of sewer systems . A case study :
 The Seine-Saint-Denis County",
 Third international conference on urban storm drainage,
 Göteborg, Sweden.

BACHOC A., BERECCI R., DELATTRE J.M., FREROT A., JACQUET G.,
 octobre 1984 b,
 "Gestion en temps réel des réseaux d'assainissement",
 5th international conference on water resources planning and
 management, Athens, Greece.

BACHOC A., PORCHEZ O., ROBIN P., FRANCK, OLIVEROS A., mai
 1986,
 "Trois informatiques pour la gestion automatisée du réseau
 d'assainissement de Seine-Saint-Denis :
 - les stratégies de développement de chacun
 des trois niveaux ;
 - le système de conduite immédiate ",
 Colloque international Eau et Informatique, E.N.P.C., Paris.

BENSOUSSAN A., LIONS J.L., TEMAM R., 1974,
 "Sur les méthodes de décomposition, de décentralisation et de
 coordination et applications",
 in 'sur les méthodes numériques en sciences physiques et
 économiques', J.L. LIONS et G.I. MARCHOUK, Dunod, Paris.

BELLMAN R.E., DREYFUS S.E., 1962,
 "Applied dynamic programming",
 Princeton University Press, Princeton, N.J., U.S.A.

BERNIER J., octobre 1977,
 "Quelques réflexions sur la modification des systèmes de
 réservoirs",
 Communication aux journées de Montpellier sur l'Eau, la
 Recherche et l'Environnement.

BERNIER J., 1979,
 "Sur la nature aléatoire du coût des dommages provoqués par
 les crues",
 La Houille Blanche n°1.

BERNIER J., MIQUEL J., 1979,
"Incertitude de l'information et décision de risque. Cas de problèmes de protection contre les crues",
La Houille Blanche n°4/5.

BISWAS A.K., 1976,
"Systems approach to water management",
Mc Graw Hill International Book Company, U.S.A.

BOS, BRIAT, VEYRIE, décembre 1983,
"Contrôle automatisé en assainissement : étude de la gestion des retenues d'étalement",
Journées d'étude : Informatique, Automatismes et Exploitation des réseaux d'assainissement, E.N.P.C., Paris.

BREMEN - G.MARTIN, H.J.MECKELBURG, D.VOIGT, J.WINTER, 1978,
"Zentrale Datenerfassung System zur Steuerung des städtischen Kanalnetzes der Stadt Bremen",
Korrespondenz Abwasser, n°3.

BRIAT P., GUICHARD T., MUSQUERE P., Mai 1986,
"Assainissement pluvial : gestion en temps réel des retenues d'étalement",
Colloque international Eau et Informatique, E.N.P.C., Paris.

BURAS N., 1972,
"Scientific allocation of water resources",
American Elvisher Publishing Company inc., New-York, U.S.A.

CAMBOULIVES J.M., octobre 1980,
"Etude de l'influence de la prise en compte des incertitudes technologiques dans la gestion d'un réservoir de soutien d'étiages",
Thèse de Doctorat d'Ingénieur, Université Pierre et Marie Curie, Paris.

CARPENTIER P., 1983,
"Décomposition et agrégation dans la conduite optimale d'un grand réseau de distribution d'eau",
Thèse de Doctorat d'Ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Centre d'Automatique et Informatique, Fontainebleau, France.

CHOCAT B., 1978,
"Un modèle de simulation des écoulements dans les réseaux d'assainissement pluvial",
Thèse Doctorat d'Ingénieur, INSA de LYON, Lyon.

CHOCAT B., 1981,
 "Présentation d'un système informatique d'aide à la prévision,
 à la conception et à la gestion d'un réseau d'assainissement",
 Thèse de Doctorat es Science, INSA de LYON, Lyon.

COHEN G., 1978,
 "Optimization by decomposition and coordination : a unified
 approach",
 IEEE Transactions on automatic control, A-C-23, pp.222-232.

COHEN G., novembre 1980,
 "Auxiliary problem principle and decomposition of optimization
 problems",
 Journal of optimization theory and applications, Vol.32, n°3,
 pp.277-305.

COHEN G., 1982,
 "Optimal control of water supply networks",
 in 'Optimization and control of dynamic operational research
 models', S.G. TZAFESTAS, North Holland, Amsterdam, Holland.

COHEN G., 1983,
 "Decomposition-coordination methods in large scale
 optimization problems. The nondifferentiable case and the use
 of augmented langrangians",
 in 'Advances in large scale systems - theory and applications-
 Vol.I', J.B. CRUZ J.R., Editor JAI Press, Greenwich,
 Connecticut, U.S.A.

COHEN G., Juin 1984,
 "Décomposition et coordination en optimisation déterministe
 différentiable et non différentiable",
 Thèse de Doctorat ès Sciences, Université de Paris Dauphine.

CUNGE J.A., 1969,
 "Au sujet d'une méthode de propagation de crues (Muskingum)",
 Journal of Hydraulic Research n°2, Vol.7, p.205-230.

CUNGE J.A., WEGNER M., 1964,
 "Intégration numérique des équations d'écoulement de Barré de
 Saint-Venant par un schéma implicite de différences finies .
 Application au cas d'une galerie tantôt en charge, tantôt à
 surface libre",
 La Houille Blanche n°1, pp.33-39.

- DAUBERT A.,
 "Quelques aspects de la propagation des crues",
 La Houille Blanche, n°3, pp.341-346, 1964
- DELATTRE J.M., BACHOC A., JACQUET G., Août 1985,
 "A performance of hardware components for real time management
 of sewer systems",
 NATO Workshop on urban runoff pollution, Montpellier, France.
- DEPARTEMENT DE SEINE-SAINT-DENIS, Direction Départementale de
 l'Équipement, A.D.3, 1985,
 "Mise en place d'un système de conduite immédiate pour la
 gestion automatisée du réseau départemental d'assainissement-
 Marché - Cahier des clauses techniques particulières",
 Rosny-Sous-Bois, France.
- DESBORDES M., avril 1973,
 "Essai de définition d'une pluie de projet",
 Note CO 45 19/73, Laboratoire d'Hydrologie Mathématique,
 U.S.T.L., Service Central Hydrologique.
- DESBORDES M., février 1974 a,
 "Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains
 d'assainissement pluvial",
 Thèse Doctorat d'Ingénieur, U.S.T.L., Montpellier.
- DESBORDES M., décembre 1974 b,
 "Etude de sensibilité du modèle de ruissellement",
 Note CO-45-7/74, L.H.M. - U.S.T.L., Service Central
 Hydrologique.
- DESBORDES M., octobre 1978,
 "Modèles de gestion dans le domaine de l'assainissement
 urbain",
 Rapport L.H.M., n° 10/79, 17 p., Montpellier.
- DESBORDES M., septembre 1982,
 "Gestion en temps réel des systèmes d'assainissement :
 principes et possibilités de modélisation",
 XVIIèmes Journées de l'Hydraulique, S.H.F., Nantes.
- DESBORDES M., MASSON J.M., avril 1981,
 "Etude des épisodes pluvieux en région parisienne",
 Rapport 13/81, L.H.M. - U.S.T.L. - D.D.E. du VAL DE MARNE,
 Montpellier.

- DESBORDES M., MASSON J.M., RUIZ L., décembre 1975,
"Amélioration de la définition de la pluie de projet",
Note 14/75 L.H.M. - U.S.T.L., Service Central Hydrologique.
- ERMENAULT J.P., mai 1986,
"La gestion informatisée des entretiens et de l'inventaire des
réseaux d'assainissement",
Colloque international Eau et Informatique, E.N.P.C., Paris.
- FINDEISEN W., BAILEY F.N., BRDYS N., MALINOWSKI K., TATJEWSKI P.,
WOZNIAK A., 1980,
"Control and coordination in hierarchical systems",
Wiley, New-York, U.S.A.
- FREROT A., Novembre 1983,
"Etude de faisabilité de la modélisation dynamique pour la
gestion automatisée des réseaux d'assainissement",
CERGRENE - Ministère de l'Urbanisme et du Logement - S.T.U.,
Paris.
- FREROT A., JACQUET G., DELATTRE J.M., 1986,
"Elaboration des consignes optimales de gestion d'un réseau
d'assainissement",
Colloque international Eau et Informatique, ENPC, Paris.
- GIBBS C.V., LEISER C.P., décembre 1972,
"System for regulation of combined sewage flows",
Journal of Sanitary Eng.Div.
- GITEC Consult GMBH - A.W. BROECKER,
"Entwicklung eines Systems zur automatischen Abflussbeem
Flüssung mit Hilfe der hydrodynamischen Simulation",
Abflusssteuerung.
- GITEC Consult GMBH - H.W. BROECKER, K.W. SCHULZE, juillet
1980,
"Planning of remote monitoring and automatic control for sewer
systems by mathematical modelling",
International symposium on urban stormwater runoff, University
of Kentucky, Lexington.
- GRIGG N.S. and others, juin 1977,
"Management of water resources : a system approach",
Colorado State University, Fort-Collins, U.S.A.

GUICHARD, LABORIE, décembre 1983,

"Comment ont été utilisés les automatismes à la communauté urbaine de Bordeaux pour lutter contre les inondations",
Journées d'étude : Informatique, Automatismes et Exploitation des réseaux d'assainissement, E.N.P.C., Paris.

GUILLON A., Mai 1986,

"Gestion des mesures pluviométriques dans un service opérationnel : la banque de données, son organisation, son exploitation",
Colloque international Eau et Informatique, E.N.P.C., Paris.

HAIMES Y.Y., 1977,

"Hierarchical analyses of water resources systems",
Mc Graw Hill International Book Company, U.S.A.

HAMBURG - C. ABRAHAM, GITEC Consult GMDH - H.W. BROECKER,

"Automatic flow control in combined sewer systems. Effectiveness implementation problems",
Water Sci. Techn. Vol 13, MUNICH, p 269-275.

HAUTS DE SEINE - Direction Départementale de l'Equipement,

"Problèmes posés par les réseaux d'assainissement de la Région Parisienne (Maîtrise des écoulements et des déversements par temps de pluie dans le milieu naturel).

Introduction au cahier des charges du contrôle centralisé des ouvrages d'assainissement du département des Hauts de Seine".

HELARY J.L., LEGRAND F., mai 1986,

"Système informatique de suivi de l'entretien du réseau d'assainissement. L'expérience de deux services d'assainissement : Ville de Paris - Département de la Seine-Saint-Denis",

Colloque international Eau et Informatique, E.N.P.C., Paris.

HEMAIN J.C., novembre 1980,

"Approche méthodologique pour l'étude de la pollution du ruissellement pluvial urbain",

Thèse Doctorat d'Ingénieur, U.S.T.L., Montpellier.

HEMAIN J.C., RAOUS P., TREVISIOL Y., novembre 1983,

"Estimation de lames d'eau d'assainissement approximativement décennales sur le bassin drainé par le réseau départemental de Seine-Saint-Denis", Rapport 32/83, L.H.M. - U.S.T.L. - D.D.E. de SEINE-SAINT-DENIS, Montpellier.

HENRY-LABORDERE A., 1982,
 "Recherche opérationnelle - Cours de l'Ecole Nationale des
 Ponts et chaussées",
 Editions Anciens ENPC, Paris.

HOLLY F.M., CHEVEREAU G., MAZAUDOU B., 1981,
 "Numerical simulation of unsteady flow in storm sewer system
 using complete and simplified flow equations",
 International Conference on numerical modelling of river,
 channel and overland flow for water resources and environment
 applications, Bratislava, Yougoslavie.

HUART C., mai 1986,
 "Le système de contrôle et de régulation pour l'exploitation
 des grands émissaires (S.C.O.R.E.)",
 Colloque international Eau et Informatique, E.N.P.C., Paris.

JACQUET G., Août 1982,
 "Objectifs et conséquences de l'utilisation des images radar
 dans la gestion automatisée du réseau d'assainissement de
 Seine-Saint-Denis",
 CERGRENE, Paris.

JACQUET G., mai 1983 a,
 "Proposition de programme de mise en place d'un logiciel
 d'aide à la conduite du système de gestion automatisée",
 CERGRENE, Paris.

JACQUET G., décembre 1983 b,
 "Etude du fonctionnement des ouvrages du bassin versant de la
 Vieille Mer",
 CERGRENE - DDE de SEINE-SAINT-DENIS, Paris.

JACQUET G., décembre 1983 c,
 "L'expérience britannique d'observation radar des
 précipitations pour des applications en hydrologie urbaine et
 en prévision à courte échéance",
 CERGRENE - EERM, Paris.

JACQUET G., janvier 1984 a,
 "Réflexion sur les modèles hydrologiques applicables à la
 gestion automatisée de réseaux d'assainissement",
 CERGRENE, Paris.

JACQUET G., Juillet 1984 b,
"Etude terrain des ouvrages du bassin versant de la vieille Mer",
CERGRENE - DDE de SEINE-SAINT-DENIS, Rosny-sous-Bois, France.

JACQUET G., octobre 1984 c,
"Etude hydraulique de la Vieille Mer",
CERGRENE - DDE de SEINE-SAINT-DENIS, Rosny-sous-Bois, France.

JACQUET G., décembre 1984 d,
"Mise en place d'un système d'alerte météorologique",
CERGRENE, Paris.

JACQUET G., 1985 a,
"Etude de cas de développement de la gestion hydraulique",
in' Gestion des eaux - alimentation en eau - assainissement',
F. VALIRON, Presses de l'E.N.P.C., Paris.

JACQUET G., mars 1985 b,
"Modernisation de la gestion du réseau d'assainissement du département du Val de Marne - Diagnostic préalable",
CERGRENE, Paris.

JACQUET G., mars 1986,
"Mise à jour du programme de mise en place du logiciel d'aide à la conduite",
CERGRENE, Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports - Plan Urbain, Noisy-le-Grand, France.

JACQUET G., FREROT A., décembre 1983,
"Elaboration du système évolutif d'aide à la conduite du réseau de Seine-Saint-Denis",
Journées d'étude : Informatique, Automatismes et Exploitation des Réseaux d'Assainissement, E.N.P.C., Paris.

JACQUET G., GUYOT L., août 1984,
"Etude de la configuration et des besoins d'évolution du système d'aide à la conduite du réseau d'assainissement du Département de Seine-Saint-Denis",
CERGRENE, Paris.

JACQUET G., EINFALT T., DENOEUX T., ANDRIEU H., PIRCHER V., DAVID P., mai 1986,
"Principes d'évaluation des méthodes de mesure et de prévision de pluie par radar en hydrologie urbaine",
Colloque international Eau et Informatique, E.N.P.C., Paris.

JOALLAND G., 1978,
 "Elaboration automatique de consignes pour la conduite d'un
 réseau de distribution d'eau",
 Thèse de Doctorat d'Ingénieur, Université de Paris-Dauphine,
 Paris.

KUHN H.W., TUCKER A.W., 1950,
 "Nonlinear programming",
 Proceedings of second Berkeley Symposium on mathematical
 statistics and probability, University of California Press,
 Berkeley, USA-California, pp. 481-492.

KOUSSIS A.D., janv. 1978,
 "Theoretical estimations of flood routing parameters",
 JHD, ASCE, Vol. 104, pp.109-115.

KOUSSIS A.D., mai 1980,
 "Comparison of Muskingum method difference schemes",
 JHD, ASCE, Vol. 106, pp.925-929.

KUHN H.W., TUCKER A.W., 1950,
 "Nonlinear programming",
 Proceedings of second Berkeley symposium on mathematical
 statistics and probability, University of California Press,
 Berkeley, California, USA, pp.481-492.

KUNDZEWICZ Z.W., decemb. 1980,
 "Discussion of accuracy criteria in diffusion routing",
 JHD, ASCE, Vol. 106, pp. 2072-2075.

J.W. LABADIE, D.M. MORROW, Y. HAI-CHEN, mars 1980,
 "Optimal control of unsteady combined sewer flow",
 J. of Water Resources Planning Management Div. n°106;

J.W. LABADIE, R.C. LAZARO, D.M. MORROW, octobre 1981,
 "Worth of short term rainfall forecasting for combined sewer
 overflow control",
 Water Resources Research, Vol. 17 n°5, p.1489-1497.

LANCELOT B., mars 1985,
 "La gestion automatisée des réseaux d'assainissement : analyse
 d'un processus d'innovation technique",
 Thèse de Doctorat de IIIème cycle, Université Paris Val de
 Marne, Créteil.

LIMA (OHIO) - T.M. BRUEK, D.F. PETERSON, J.A. NYE, février 1982,

"Computer based implementation of combined sewer control",
Journal of Water Pollution Control Feder. Vol 54 n°2.

L.R.E.P., 1981,

"Etude de la qualité des eaux de la vieille Mer et des boues du bassin de Dugny",

L.R.E.P. - DDE de SEINE-SAINT-DENIS, Rosny-sous-Bois, France.

MACGILCHRIST R., 1986,

"Une problématique du risque hydrologique",
CERGRENE, Noisy le Grand, France.

MARCHAND, A., décembre 1983,

"L'informatique pour l'aide à la gestion des réseaux d'assainissement. Contrôle centralisé du district urbain de Nancy",

Journées d'étude : Informatique, Automatismes et Exploitation des réseaux d'assainissement, E.N.P.C., Paris.

MESAROVIC M.D., MACKO D., TAKAHARA Y., 1970,

"Theory of hierarchical multilevel systems",
Academic Press, New-York, U.S.A.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT- DAFU - STU - DEU, 1977,

"Intensités d'averses en France",
Paris.

MINISTERE DE L'INTERIEUR, 1977,

"Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations",

Imprimerie Nationale, Paris.

MIQUEL J., ROCHE P.A., 1984 a,

"Gestion d'un réservoir de soutien d'étiage. Etude de quelques méthodes d'optimisation",

Rapport E.D.F., HE/43/84/02, Chatou, France.

MIQUEL J., ROCHE P.A., mai 1984 b,

"Méthodes d'optimisation de la gestion d'un réservoir de soutien d'étiage",

Société Hydrotechnique de France, Paris.

- MONTREAL Univ. - M.B. Mc PERSON, juin 1980,
 "Study of integrated control of combined sewer regulation",
 E.P.A. GRANT n° R 806702010.
- MOREL-SEYTOUX H.J., 1972,
 "Foundations of engineering optimization - Optimization in hydrology and water resources",
 Department of Civil Engineering, Colorado State University,
 Fort-Collins, U.S.A.
- NATO ASI Series, 1985,
 "Urban runoff pollution",
 Proceedings of the workshop held in Montpellier, France,
 August 26-30 1985, edited by Torno H.C., Masalek J.,
 Desbordes M., 893 p.
- NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL, 1975,
 "Flood studies report - Volume III : Flood routing studies",
 NERC, London, England.
- NEGRE J.L., MAZAUDOU B., DELATTRE J.M., JACQUET G., mai 1986,
 "Elaboration d'un modèle mathématique hydraulique intégré à un logiciel d'aide à la gestion en temps réel d'un réseau d'assainissement",
 Colloque international Eau et Informatique, E.N.P.C., Paris.
- PAPAGEORGIU M., décembre 1983,
 "Automatic control strategies for combined sewer systems",
 Journal of Environmental Engineering, ASCE, Volume 109, n°6.
- PAPAGEORGIU M., juillet 1984,
 "Multilayer control of sewer network",
 9th World Congress of the International Federation of Automatic Control, Budapest, Hungary.
- PAPAGEORGIU M., MAYR R., octobre 1985,
 "Optimal real-time control of combined sewer networks",
 IFAC Conference on System Analysis Applied to Water and Related Land Resources Systems, Lissabon, Portugal.
- PONCE V.M., mars 1978,
 "Applicability of kinematic and diffusion models",
 JHD, ASCE, Vol. 104, pp. 353-360.

- PONCE V.M., août 1978,
"The numerical dispersion of the Muskingum method",
Proceedings 26th hydraulic division speciality conference,
ASCE, College Park.
- PONCE V.M., THEURER F.D., juin 1982,
"Accuracy criteria in diffusion routing",
JHD, ASCE, Vol. 108, pp. 747-757.
- PONCE V.M., YEVJEVICH V., decemb. 1978,
"Muskingum-Cunge method with variable parameters",
JHD, ASCE, Vol. 104, pp. 1663-1667.
- PRICE R.K., juillet 1979,
"A comparison of four numerical methods for flood routing",
JHD, ASCE, Vol. 100, pp. 879-899.
- RAIFFA H., 1979,
"Decision analysis - Introductory lectures on choice under
uncertainty",
Addison-Wesley Publishing Company.
- ROUSSET M., LORGÈRE M., 1974,
"Modèle mathématique de simulation des écoulements dans un
réseau d'assainissement",
La Houille Blanche n°4-5, P.363-368.
- SCHILLING W., dec. 1984,
"Application of real time control in combined sewer systems",
Interim report, Department of Civil Engineering, Colorado
State University, Fort-Collins, USA_Co.
- SCHILLING W., MORSE B., CONSUEGRA D., WISNER P., mai 1986,
"Contrôle des réseaux. Alternatives de contrôle en temps réel
et techniques d'optimisation",
Colloque international Eau et Informatique, E.N.P.C., Paris.
- SEATTLE - C.P. LEISER - Manager of computer services
Municipality Metro Seattle, septembre 1974,
"Research needs for automation of wastewater treatment
systems",
E.P.A. Clemson University.
- SEINE SAINT DENIS - Direction Départementale de l'Équipement.
A.O.3, novembre 1981,
"Dossier technique de la gestion automatisée du réseau
d'assainissement", Rosny-sous-Bois.

SERVICE TECHNIQUE DE L'URBANISME , avril 1982,
 "Gestion automatisée des réseaux d'assainissement",
 Société du Canal de Provence et d'Aménagement de la Région
 Provençale - Ministère de l'Urbanisme et du Logement - S.T.U.,
 Paris.

SOGREAH, Juillet 1985 a,
 "Outils de gestion en temps réel appliqués au réseau
 d'assainissement du Département de la Seine-Saint-Denis. Etude
 sur modèle mathématique de la propagation dans la Morée de
 lâchures de débit réalisées au bassin de Blanc-Mesnil",
 SOGREAH - D.D.E. de SEINE SAINT DENIS, Grenoble, France.

SOGREAH, octobre 1985 b,
 "Réalisation de modules de simulation hydraulique en temps
 réel site par site",
 SOGREAH - DDE de SEINE-SAINT-DENIS, Grenoble, France.

SURI R., 1981,
 "Existence of optimal lagrange multipliers for certain
 non-convex allocation problems",
 Journal of optimization theory and applications, Vol.34,
 pp.169-196.

THIBAUT S., 1979,
 "Eléments pour une phénoménologie en hydrologie urbaine",
 Thèse de Doctorat d'Ingénieur, INSA de LYON, Lyon.

THIBAUT S., 1982,
 "Sciences et techniques de l'assainissement. Tome 1 -
 Hydrologie urbaine",
 Centre de Formation des Personnels Communaux - INSA de LYON,
 Lyon.

TORELLI M., juin 1983,
 "Utilisation d'un radar météorologique pour les mesures des
 précipitations",
 TFE E.N.P.C., CERGRENE, Paris.

P.D. TROTTA, J.W. LABADIE, N.S GRIGG, décembre 1977,
 "Automatic control strategies for urban stormwater",
 Journal of the hydraulics division n°102.

UNNY T.E., Mc BEAN E.A., 1982,
 "Decision making for hydrosystems : forecasting and
 operation",
 Water Resources Publications, Littleton, Colorado, U.S.A.

Ville de NANCY,
 "Surveillance centralisée et automatisation des services des
 eaux et de l'assainissement de l'agglomération de Nancy -
 Programme de Concours".

WATERMATION Inc. - R.L. CALLERY, PHILADELPHIA WATER
 DEPARTMENT - W.C. ROSS, octobre 1977,
 "Combined sewer overflow control in the City of Philadelphia",
 50th Conference of the Water Pollution Control Federation.

WATERMATION Inc. , MINISTERE DE L'ENVIRONNEMENT ET DU CADRE DE
 VIE - D.U.P. - STU , 1979 ,
 "Enquête sur les gestions automatisées opérationnelles de
 réseaux d'assainissement unitaires dans sept villes des
 U.S.A.",
 SAINT-PAUL, U.S.A., PARIS, FRANCE.

WEINMANN P.E., LAURENSEN E.M., sept. 1981,
 "Approximate flood routing methods : a review",
 JHD, ASCE, Vol. 105, pp. 1521-1536.

YEVJEVICH V., 1975,
 "Unsteady flow in open channels",
 Water Ressources Publications, Fort Collins, Colorado, USA, 3
 volumes.



