PolyPublie
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Intégration du risque dans la gestion des systèmes hydriques
Auteur: Author:	Ousmane Seidou
Date:	2002
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Seidou, O. (2002). Intégration du risque dans la gestion des systèmes hydriques [Ph.D. thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/7073/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/7073/
Directeurs de recherche: Advisors:	Claude Marche, & Benoît Robert
Programme: Program:	Unspecified

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

INFORMATION TO USERS

This manuscript has been reproduced from the microfilm master. UMI films the text directly from the original or copy submitted. Thus, some thesis and dissertation copies are in typewriter face, while others may be from any type of computer printer.

The quality of this reproduction is dependent upon the quality of the copy submitted. Broken or indistinct print, colored or poor quality illustrations and photographs, print bleedthrough, substandard margins, and improper alignment can adversely affect reproduction.

In the unlikely event that the author did not send UMI a complete manuscript and there are missing pages, these will be noted. Also, if unauthorized copyright material had to be removed, a note will indicate the deletion.

Oversize materials (e.g., maps, drawings, charts) are reproduced by sectioning the original, beginning at the upper left-hand corner and continuing from left to right in equal sections with small overlaps.

ProQuest Information and Learning
300 North Zeeb Road, Ann Arbor, MI 48106-1346 USA
800-521-0600

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

INTÉGRATION DU RISQUE DANS LA GESTION DES SYSTÈMES HYDRIQUES

OUSMANE SEIDOU
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIÆ DOCTOR (Ph.D.)
(GÉNIE CIVIL)
MARS 2002

© Ousmane SEIDOU, 2002.

National Library of Canada
Acquisitions and Bibliographic Services
395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale du Canada
Acquisitions et services bibliographiques
395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-71319-9

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée:

INTÉGRATION DU RISQUE DANS LA GESTION DES SYSTÈMES HYDRIQUES

présentée par: SEIDOU Ousmane
en vue de l'obtention du diplôme de: Philosophiæ Doctor
a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de:

M. ADJENGUE Luc-Désiré, Ph.D., président
M. MARCHE Claude, D.Sc.A., membre et directeur de recherche
M. ROBERT Benoit, Ph.D., membre et codirecteur de recherche
M. ROUSSELLE Jean, Ph.D., membre
M. VERZENI Gérard, M.Ing., membre

A mon père Seidou Sanda

A ma mère Zongo Amadou

A mes frères et sœurs Ibrah, Issoufou, Sadi, Souley, Adam, Haoua, Mamar

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier sincèrement tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à la réalisation de ma thèse. Je remercie spécialement mon directeur de thèse, le Dr Claude Marche, pour m'avoir initié à la recherche, pour son encadrement, et pour ses nombreux encouragements. Je remercie également mon codirecteur de thèse, le chercheur Benoît Robert, pour l'intérêt qu'il a toujours porté à mes travaux et pour son appui constant. Je n'oublierai pas de remercier très vivement le Dr Jean Rousselle, le Dr Mario Lefebvre et enfin Nicolas Lauzon pour leur aide inestimable tout au long de la recherche.

Je suis extrêmement redevable au Programme Canadien des Bourses de la Francophonie pour son soutien autant financier qu'administratif.

Enfin, je témoigne ma reconnaissance à ma famille et à mes amis proches qui ont toujours su m'appuyer de façon indéfectible.

RÉSUMÉ

Le problème général ayant fait l'objet de nos recherches est celui de la mesure et de l'utilisation du risque dans la gestion des systèmes hydriques. Ce problème est d'actualité puisqu'en même temps que la pression pour la productivité s'accroît sur les entreprises, la société et la législation deviennent de moins en moins tolérantes envers les conséquences induites par les activités industrielles. Un des défis de la recherche moderne autant en gestion qu'en ingénierie est l'intégration effective du risque dans le processus de prise de décision.

Nos travaux démontrent que dans le contexte spécifique des systèmes hydriques, il est possible de représenter et d'utiliser le risque sous forme de groupes d'indicateurs variant dans le temps et définis en fonction des objectifs du gestionnaire. Une application sur le réservoir Cabonga au Québec (Canada) met en évidence le potentiel d'utilisation de cette approche pour l'aide à la décision et l'évaluation de la gestion.

La majeure partie de ce travail porte sur le développement d'une théorie permettant le calcul des indicateurs de risque. C'est qu'une caractéristique de l'analyse de risque est de reposer (parfois intégralement) sur des jugements d'experts, donc de comporter une forte dose de subjectivité. Le développement d'une telle théorie réduit (sans l'éliminer) la partie subjective de l'évaluation du risque. La progression s'est faite en trois étapes successives, les résultats d'une étape servant de point de départ à la suivante.

À la première étape, on s'intéresse aux transitions à court terme du débit en rivière

qu'on modélise par un processus markovien paramétrique continu à un pas basé sur le processus de Poisson filtré. La validation du modèle s'est faite sur des séries de débits journaliers en provenance de trois stations hydrométriques situées au Québec. Il sera par la suite appliqué au réservoir Cabonga dont les données sont obtenues par bilan hydrique et qui nécessitaient de ce fait un traitement préalable pour éliminer un bruit important.

Les résultats ont ensuite servi à mettre au point une technique de génération de faisceaux d'hydrogrammes à partir d'une date quelconque. Les faisceaux sont structurés sous forme d'arbres d'événements dont les probabilités des branches peuvent être modifiées selon l'utilisation qu'on veut en faire.

Les faisceaux d'hydrogrammes ainsi obtenus sont ensuite utilisés pour calculer divers indicateurs de risque instantané sur les cours d'eau étudiés. Ces indicateurs, qui peuvent être continuellement mis à jour en fonction des conditions observées, mesurent un risque évolutif proche de la notion de danger tel que perçu par les humains, donc relativement facile à utiliser. L'évolution dans le temps de ces indicateurs a permis de définir et d'évaluer la performance de six règles de gestion hypothétiques sur le réservoir Cabonga. Quatre de ces règles tiennent compte explicitement du risque et sont dynamiquement modifiées afin de réagir au niveau de risque instantané sur l'aménagement.

ABSTRACT

This thesis deals with the general problem of measuring and using risk in the management of hydric systems. This problem is actual since at the same time as the pressure for the productivity increases on the companies, society and legislation becomes less and less tolerant towards risks induced by industrial activities. A chalenge of modern research chalenges is the effective integration of risk in the decision-making process.

Our work shows that in the specific context of the hydric systems, one can represent and use risk in the form of groups of time-varying indicators targeted towards the objectives of the manager. An application on the Cabonga reservoir located in Quebec (Canada) highlights the potential of use of this approach for decision-making aid and operating rules evaluation. The stress was laid much more on the development of the theory allowing calculation of the indicators of risk that on their use. This theory was developed in three successive stages, each one corresponding to an original contribution.

With the first stage, one is interested in the short-term transitions of rivers discharge which were modelled with a continuous parametric one-step Markovian process based on filtered Poisson process. The validation of the model was done on series of daily flows coming from three hydrometric stations located at Quebec. It will be applied thereafter to data from the Cabonga reservoir which were obtained by mass balance, and thus required a preliminary processing to eliminate a significant noise.

The results were then used to develop a technique of generation of hydrographs sets

starting from an arbitrary date. The hydrograph sets are structured in the form of events-trees whose branches probabilities can be modified according to the use that one wants to make.

They are then used in combination with a flood routing model to calculate various instantaneous risk indicators on the Cabonga reservoir . These indicators, wich can be continuously updated according to observed conditions, measure an evolutive risk close to human intuitive perception of danger, thus easier to use. The evolution in the time of these indicators made it possible to define and evaluate the performance of six hypothetical operationg rules on the Cabonga reservoir. Four of these rules depend on the risk and are dynamically modified in order to react to the level of instantaneous risk on installation.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE iv

REMERCIEMENTS v

RÉSUMÉ vi

ABSTRACT viii

TABLE DES MATIÈRES x

LISTE DES FIGURES xvii

LISTE DES TABLEAUX xxii

LISTE DES SIGLES ET ABBRÉVIATIONS xxiv

LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES xxv

LISTE DES ANNEXES xxx

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1 : ANALYSE ET GESTION DU RISQUE 6

1.1 Introduction 6

1.2 La définition du risque 7

1.3 L'analyse de risque 13

1.4 La gestion du risque 15

1.5 Problèmes divers liés au risque 18

1.5.1 L'identification des facteurs de risque 18

1.5.2 L'évaluation du risque 22

1.5.3 La perception du risque et la fixation du niveau acceptable de risque 23

CHAPITRE 2 : RISQUE ET INCERTITUDE 31

2.1 Introduction 31

2.2 Le problème de la décision sous incertitude 31

2.3 La nature de l'incertitude 32

2.4 Incertitude et probabilités 33

2.5 Incertitude et logique floue 34

CHAPITRE 3 : LE RISQUE DANS LES SYSTÈMES HYDRIQUES . . . 38

3.1 Le risque d'inondation 38

3.1.1 Présentation 38

3.1.2 Lutte contre les inondations 39

3.1.3 Évaluation des dommages d'inondations 42

3.2 Le risque hydrologique 46

3.2.1 Approche fréquentielle 47

3.2.2 Approche maximaliste 48

3.3 Politiques de gestion des réservoirs 50

3.3.1 Les techniques d'optimisation 53

3.3.2 Les règles opératoires ("rules curves") 54

3.3.3 La combinaison simulation/optimisation 56

3.4 Ruptures de barrages 57

3.4.1 Présentation 57

3.4.2 Évaluation et minimisation du risque de rupture 60

CHAPITRE 4 : FONDEMENTS THÉORIQUES 72

4.1 Les processus de Markov 72

4.1.1 Le concept d'état 73

4.1.2 Le concept de transition 73

4.1.3 Le comportement markovien 73

4.1.4 Probabilité de transition 74

4.1.5 Chaînes de Markov et arbres d'événements 75

4.2 Le modèle ARMA 76

4.2.1 Description du modèle ARMA 76

4.2.2 Critères de performance 78

4.2.3 Construction du modèle 79

4.3 Le processus de Poisson filtré 79

4.3.1 Propriétés du processus 81

CHAPITRE 5 : SITES D'APPLICATION 84

5.1 La rivière Harricana 84

5.2 La rivière Rimouski 85

5.3 La rivière Eaton 85

5.4 Le réservoir Cabonga 86

CHAPITRE 6 : MODÉLISATION DE L'INCERTITUDE SUR LES SÉQUENCES FUTURES DE DÉBITS EN RIVIÈRE . . . 89

6.1 Introduction 89

6.2 Contexte théorique 92

6.2.1 Les processus de Markov 92

6.2.2 L'hydrogramme d'un cours d'eau comme fonction de réponse à des excitations aléatoires 93

6.2.3 Application à la prévision des transitions de débits à court terme 94

6.2.4 Applicabilité aux séquences de débits en rivière 97

6.2.5 L' estimateur du débit à venir 99

6.2.6 Le modèle ARMA 99

6.2.7 Les critères de performance 100

6.3 Contexte de l'application 100

6.3.1 Les données 100

6.3.2 Estimation des paramètres 101

6.3.3 Calcul du paramètre c 101

6.3.4 Traitement des données 102

6.4 Résultats et discussion 104

6.4.1 Conformité des distributions de chocs théoriques et observées . 104

6.4.2 Explication des perturbations au voisinage de zéro 105

6.4.3 Aptitude à représenter la période de crue 106

6.4.4 Analyse de sensibilité du paramètre α 107

6.4.5 Performances en tant que prédicteur du débit à venir 108

6.4.6 Niveau de corrélation des chocs 109

6.4.7 Intégration des prévisions d'apport dans le modèle 109

6.4.8 Stationnarité du modèle 110

6.4.9 Utilisation en génération de débits 111

CHAPITRE 7 : GÉNÉRATION D'HYDROGRAMMES SOUS FORME D'ARBRES 128

7.1 Introduction 128

7.2 Terminologie 131

7.3 Contexte théorique 132

7.3.1 Génération de nombres non corrélés suivant une loi donnée . . . 132

7.3.2 Génération de nombres corrélés selon une loi donnée 133

7.3.3 Génération sous forme d'arbre 134

7.3.4 De l'arbre d'apports aux probabilités de passage 135

7.3.5 Liens entre le risque hydrologique, les faisceaux générés et la probabilité de passage 136

7.4 Contexte de l'application 137

7.4.1 Découpage de l'année en zones hydrologiquement homogènes . 137

7.4.2 Suivi en continu du risque hydrologique 139

7.4.3 Sensibilité du modèle aux paramètres choisis par l'utilisateur . . 140

7.5 Résultats et discussion 142

7.5.1 Vraisemblance des faisceaux générés 143

7.5.2 Sensibilité des résultats au découpage 144

7.5.3 Sensibilité aux paramètres définis par l'utilisateur 144

CHAPITRE 8 : INDICATEURS DE RISQUE, ÉVALUATION DE LA GESTION ET AIDE À LA DÉCISION 171

8.1 Indicateurs de risque 171

8.2 Le caractère dynamique du risque 173

8.3 Intégration du risque dans la gestion 174

8.4 Les règles de gestion évaluées 175

8.4.1 Règles de gestion indépendantes du risque 175

8.4.2 Règles de gestion dépendantes du risque 177

8.5 Mesures de la performance 178

8.6 Structure des faisceaux d'hydrogrammes 180

8.7 Méthode de laminage 180

8.8 Algorithme de calcul des indicateurs 181

8.9 Résultats et discussion 181

8.9.1 Risque naturel 181

8.9.2 Règles de gestion indépendantes du risque 182

8.9.3 Règles de gestion dépendant du risque 183

8.9.4 Performance sécurité et performance du stockage 184

CHAPITRE 9 : CONCLUSION ET PERSPECTIVES DE RECHERCHE 206

RÉFÉRENCES 209

ANNEXES 224

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Aléas, enjeux et risque majeur (Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (France)) 25

Figure 1.2 : Processus d'analyse et de gestion du risque appliquée à la sécurité des barrages (McDonald et al. 1999) 26

Figure 1.3 : Exemple d'arbre de défaillance (Hartford et Kartha, 1995) . . . 27

Figure 1.4 : Exemple d'arbre d'événements pour les défaillances d'un barrage en terre (Paté-Cornell et Tagaras, 1986) 28

Figure 1.3 : Exemple de diagramme d'influence pour la réduction des dommages d'inondations (Van Noortwijk et al. , 1995) 29

Figure 1.6 : Critères d'acceptabilité du risque proposés par divers organismes (Salmon et Hartford, 1995) 30

Figure 2.1 : Combinaison entre les méthodes conventionnelles et l'intelligence artificielle (Simonovic, 1996) 37

Figure 3.1 : Différents types d'inondation (Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (France)) 64

Figure 3.2 : Comparaison de l'impact des inondations versus celui des autres catastrophes naturelles entre 1986 et 1996 (Münchener-Rückversicherungs-Gesellschaft, 1997) 65

Figure 3.3 : Exemples de courbes de conséquences fournies par le logiciel CONSEQ (Robert et al., 2001) 66

Figure 3.4 : Arbre d'événements pour la génération de débits de crues synthétiques par analyse combinatoire(Kroeker et Plesa, 1995) 67

Figure 3.5 : Comparaison des débits de crue synthétiques et historiques (Kroeker et Plesa, 1995) 68

Figure 3.6 : Processus d'évaluation-révision de la stratégie de référence (Jobs, 1995) 69

Figure 3.7 : Différentes formes de brêche selon le type de rupture (Adapté de Hartford et Kartha, 1995) 70

Figure 3.8 : Réduction du risque par la méthode HQ-POLY-INDICES (Marche et al., 2001) 71

Figure 4.1 : Les six phases de construction d'un modèle selon Salas et Smith (1980) 83

Figure 5.1 : Capacités d'évacuation maximales des barrages Cabonga et Barriére en fonction du niveau dans le réservoir 87

Figure 5.2 : Emmagasinement au-dessus de 354.19 m au réservoir Cabonga 88

Figure 6.1 : Moyennes et écarts-types aux trois stations 117

Figure 6.2 : Densité de probabilité des chocs à la station 080101 : (a) $k\Delta t = 1j$, (b) $k\Delta t = 4j$, (c) $k\Delta t = 7j$, (d) $k\Delta t = 10j$ 118

Figure 6.3 : Densité de probabilité des chocs à la station 022003 : (a) $k\Delta t = 1j$, (b) $k\Delta t = 4j$, (c) $k\Delta t = 7j$, (d) $k\Delta t = 10j$ 119

Figure 6.4 : Densité de probabilité des chocs à la station 030234 : (a) $k\Delta t = 1j$, (b) $k\Delta t = 4j$, (c) $k\Delta t = 7j$, (d) $k\Delta t = 10j$ 120

Figure 6.5 : Explication des perturbations au voisinage de zéro 121

Figure 6.6 : Sensibilité à la période de crue à la station 080101 : (a) toute la période de crue, (b) période de montée de crue, (c) période de descente de crue. 122

Figure 6.7 : Sensibilité à la période de crue à la station 022003 : (a) toute la période de crue, (b) période de montée de crue, (c) période de descente de crue. 123

Figure 6.8 : Sensibilité à la période de crue à la station 030234 : (a) toute la période de crue, (b) période de montée de crue, (c) période de descente de crue. 124

Figure 6.9 : Sensibilité des fonctions de transition au paramètre α : Station 080101, kΔt=10 jours 125

Figure 6.10 : Sensibilité des fonctions de transition au paramètre α : Station 022003, kΔt=10 jours 125

Figure 6.11 : Sensibilité des fonctions de transition au paramètre α : Station 030234, kΔt=10 jours 126

Figure 6.12 : Autocorrélogramme des chocs aux trois stations ($k\Delta t = 10$) . . 126

Figure 6.13 : Découpage de l'année à la station 080101 127

Figure 7.1 : Explication des termes relatifs à la structure de l'arbre d'apports 150

Figure 7.2 : Transformation entre la loi normale et la loi des chocs (Méthode par inversion) 151

Figure 7.3 : Méthode de calcul des représentants 152

Figure 7.4 : Processus de génération de l'arbre 153

Figure 7.5 : Données brutes et données filtrées au réservoir Cabonga 154

Figure 7.6 : Réservoir Cabonga - Découpage de l'année 155

Figure 7.7 : Rivière Harricana - Découpage de l'année 156

Figure 7.8 : Réservoir Cabonga - Densité de probabilité des chocs pour les six périodes 1 à 4 157

Figure 7.9 : Réservoir Cabonga - Densité de probabilité des chocs pour les périodes 5 et 6 158

Figure 7.10 : Rivière Harricana - Densité de probabilité des chocs pour les périodes 1 à 4 159

Figure 7.11 : Rivière Harricana - Densité de probabilité des chocs pour les périodes 5 et 6 160

Figure 7.12 : Exemple d'arbre d'apports et de probabilités de passage associées 161

Figure 7.13 : Structure de l'arbre pour les cas 1 et 2 162

Figure 7.14 : Évolution des faisceaux générés à Cabonga, janvier- mai 163

Figure 7.15 : Évolution des faisceaux générés à Cabonga, juin - decembre 164

Figure 7.16 : Évolution des faisceaux générés sur l'Harricana, janvier - mai 165

Figure 7.17 : Évolution des faisceaux générés sur l'Harricana, mai - décembre 166

Figure 7.18 : Faisceaux générés à cabonga pour chacun des six cas 167

Figure 7.19 : Faisceaux générés sur l'Harricana pour chacun des six cas . . . 168

Figure 7.20 : Réservoir Cabonga - Analyse de sensibilité au découpage . . . 169

Figure 7.21 : Rivière Harricana - Analyse de sensibilité au découpage 170

Figure 8.1 : Évolution de la distribution des débits de pointe potentiels à Cabonga, janvier - avril 195

Figure 8.2 : Évolution de la distribution des débits de pointe potentiels à Cabonga, juin - décembre 196

Figure 8.3 : Évolution de la distribution des débits de pointe potentiels sur l'Harricana, janvier - avril 197

Figure 8.4 : Évolution de la distribution des débits de pointe potentiels sur l'Harricana, juin - décembre 198

Figure 8.5 : Indicateurs de risque de gestion pour la règle 1 199

Figure 8.6 : Indicateurs de risque de gestion pour la règle 2 200

Figure 8.7 : Indicateurs de risque de gestion pour la règle 3 201

Figure 8.8 : Indicateurs de risque de gestion pour la règle 4 202

Figure 8.9 : Indicateurs de risque de gestion pour la règle 5 203

Figure 8.10 : Indicateurs de risque de gestion pour la règle 6 204

Figure 8.11 : Niveaux simulés sur Cabonga avec les règles 1 à 6 205

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 6.1 : Paramètres du modèle ARMA 112

Tableau 6.2 : Paramètres de $\xi_{k\Delta t}$ 113

Tableau 6.3 : SEE et RBE des estimateurs de la valeur suivante de débit . . . 114

Tableau 6.4 : Résultats du test du χ^2 115

Tableau 6.5 : Sensibilité des paramètres au facteur α ($k\Delta t$=10j) 115

Tableau 6.6 : Paramètres du modèle pour les six périodes à la station 080101 116

Tableau 7.1 : Paramètres du modèle pour les six périodes sur la rivière Harricana 146

Tableau 7.2 : Paramètres du modèle pour les six périodes au réservoir Cabonga 146

Tableau 7.3 : Limites des périodes pour chacun des cinq découpages au réservoir Cabonga 147

Tableau 7.4 : Limites des périodes pour chacun des cinq découpages sur la rivière Harricana 148

Tableau 7.5 : Caractéristiques des points de calcul des fonctions de transition au réservoir Cabonga 149

Tableau 7.6 : Caractéristiques des points de calcul des fonctions de transition à la rivière Harricana 149

Tableau 8.1 : Évolution des indicateurs P_1 et P_2 pour la règle 1 185

Tableau 8.2 : Évolution des indicateurs P_1 et P_2 pour la règle 2 186

Tableau 8.3 : Décisions séquentielles de gestion tenant compte du risque (Règle 3) 189

Tableau 8.4 : Décisions séquentielles de gestion tenant compte du risque (Règle 4) 190

Tableau 8.5 : Décisions séquentielles de gestion tenant compte du risque (Règle 5) 191

Tableau 8.6 : Décisions séquentielles de gestion tenant compte du risque (Règle 6) 192

Tableau 8.7 : Niveaux obtenus avec les règles 1 à 6 193

Tableau 8.8 : Performance sécurité et performance du stockage 194

LISTE DES SIGLES ET ABBRÉVIATIONS

ACB	Association Canadienne des Barrages
ARMA	AutoRegressive Moving average
CAN\CSA	Association Canadienne de Normalisation \ Canadian Standards Association
CDSA	Canadian Dam Safety Association
CMP	Crue Maximale Probable
DP	Dynamic Programming
HAZOP	Hazard and Operability studies
FMEA	Failure modes and effects analysis
FMECA	Failure modes, effects and criticality analysis
HEC	Hydrologic Engineering Center
OMM	Organisation Météorologique Mondiale
PDS	Programmation Dynamique Stochastique
PMP	Pluie Maximale Probable
RBE	Relative Bias Error
SEE	Standard Error Estimate
USACE	U.S. Army Corps of Engineers

LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES

α	Proportion de chocs considérés comme nuls
χ_n	Intensité de la n^{ème} excitation dans l'intervalle de temps considéré
λ	Paramètre caractérisant la fréquence des excitations sur le cours d'eau
μ	Paramètre caractérisant l'intensité des excitations sur le cours d'eau
$\Phi_{\xi_{\Delta t}}$	Fonction caractéristique de $\xi_{\Delta t}$
ϕ_i	Paramètres de la partie AR du modèle ARMA
σ_n	Écart type saisonnier (l'année est divisée en 366 intervalles)
$\sigma_n, n = 1, \cdots, 366$	Écart type saisonnier du $n^{ème}$ jour de l'année
τ_n	Date d'occurrence de la n^{éme}excitation l'intervalle de temps considéré
θ_i	Paramètres de la partie MA du modèle ARMA
$\xi_{k\Delta t}$	Variable aléatoire représentant l'augmentation de débit due aux excitations qui se sont produites dans l'intervalle [0,$k\Delta$t]
$]a_{i-1}, a_i[$	Intervalle tel que $P(X_{n+k} \in]a_{i-1}, a_i[\mid X_n) = p_i$
$]b_{i-1}, b_i[$	Intervalle tel que $F_{N(0,1)}(]b_{i-1}, b_i[) = p_i$
c	Paramètre caractérisant la décroissance exponentielle des débits du cours d'eau en l'absence d'excitations

D	Nombre de degrés de liberté
D_{barr}	Débit sortant au barrage Barrière
D_{cab}	Débit sortant au barrage Cabonga
DV	Estimateur de l'importance de la crue (méthode HQ-POLY-INDICES)
DVO	Constante définissant la valeur de référence pour laquelle le danger est significatif (méthode HQ-POLY-INDICES)
$e_i, i = 1, \ldots, m$	Représentant ponctuel de l'intervalle $]b_{i-1}, b_i[$
$ETAT$	Valeur sur une échelle de cinq points qui décrit l'état général d'un ouvrage (méthode HQ-POLY-INDICES)
$F(X\|Y)$	Fonction de transition de la chaîne de Markov
$f_{\xi_{\Delta t}}$	Densité de probabilité théorique des chocs pour un intervalle de temps de kΔt jours
$F_{\xi_{\Delta t}}$	Fonction de répartition théorique des chocs pour un intervalle de temps de $k\Delta t$ jours
$f_{k\Delta t}$	Densité de probabilité empirique des chocs pour un intervalle de temps de $k\Delta t$ jours
$F_{k\Delta t}$	Fonction de répartition observée des chocs pour un intervalle de temps de $k\Delta t$ jours
$f_{N(0,1)}$	Densité de probabilité de la loi normale centrée réduite
$F_{N(0,1)}$	Fonction de répartition de la loi normale centrée réduite

$H(.)$	Distribution de l'amplitude des excitations
$HISTO$	Valeur sur cinq qui tient compte des incidents répertoriés de l'ouvrage (méthode HQ-POLY-INDICES)
I_g	Intervalle de génération (56 jours par défaut)
Δ	Intervalle de temps entre les dates d'observation des données (1 jour par défaut)
k	Nombre de branches désirées à un noeud de l'arbre
m	Nombre de branches désirées à un noeud de l'arbre
$M_n, n = 1, \cdots, 366$	Moyenne saisonnière du $n^{ème}$ jour de l'année
n	Nombre de prévisions de débit à une station
$N(0,1)$	Loi normale centrée réduite
$N_e(t)$	Nombre d'excitations dans un intervalle de temps de longueur t
p	Nombre de paramètres de la partie AR du modèle ARMA
$P[A]$	Probabilté d'occurrence de l'événement A
$P[A\|B]$	Probabilté d'occurrence de l'événement A sachant que l'événement B a été observé
P_1	Probabilté de rupture par submersion
P_2	Probabilté de dépassement du niveau d'exploitation maximal
$p_i, i = 1, \ldots, m$	Probabitité associée à la $i^{ème}$ branche de l'arbre

p_{ij}	Probabitité de transition d'une chaîne de Markov de l'état i à l'état j
PAR	Nombre de personnes à risque en cas de rupture d'un barrage (méthode HQ-POLY-INDICES)
POP	Nombre d'habitants dans la région touchée par une inondation (méthode HQ-POLY-INDICES)
q	Nombre de paramètres de la partie AR du modèle ARMA
$q(t)$	Débit d'apports dans le réservoir
r_k	Coefficient d'autocovariance d'ordre k de la série des chocs
$REMPL$	Facteur entre 0 et 1 qui permet de considérer le cas où l'ouvrage subit son premier remplissage (méthode HQ-POLY-INDICES)
$ROBUS$	Facteur compris entre 0 et 1 qui représente la robustesse ou la capacité théorique d'un ouvrage à résister aux événements extrêmes (méthode HQ-POLY-INDICES)
$SURV$	Valeur sur cinq qui décrit le niveau de surveillance d'un ouvrage (méthode HQ-POLY-INDICES)
T	Transformation de la loi des chocs à la loi normale centrée réduite
TAL	Temps d'alerte (méthode HQ-POLY-INDICES)
TEV	Temps d'évacuation (méthode HQ-POLY-INDICES)
$V(t)$	Volume d'eau dans le réservoir

$V_0(t, R)$		Volume simulé dans le réservoir avec la règle R
$W(t, \iota_m, Y_m)$	ou	Effet résiduel à la date t d'une excitation d'amplitude Y_m qui
$w(t - \iota_m, Y_m)$		s'est produite à la date ι_m
X_n		Débit dans le cours d'eau à la date $n\Delta t$;
X'_n		Transformé de X_n ;
$\hat{X}_n$		Estimateur du débit à la date $n\Delta t$;

LISTE DES ANNEXES

Annexe I : Dérivation des propriétés de ξ_t 222

Annexe II : Propriétés du développement en série entière de f_{ξ_t} 227

Annexe III : Relation entre l'équation 6.6 et le niveau de corrélation des chocs 229

Annexe IV : Paramètres du modèle à la station 022003 231

Annexe V : Paramètres du modèle à la station 030234 234

Annexe VI : Filtrage des données du réservoir Cabonga 237

INTRODUCTION

Du moment que nous vivons dans un environnement complexe dont nous ne maîtrisons ni ne connaissons toutes les variables clés, nous sommes exposés à des événements dont nous nous serions passés, à des moments que nous n'avons pas choisis. Cette assertion, applicable d'abord à l'être humain s'applique parfaitement aux organisations, de la petite entreprise familiale jusqu'aux complexes sociétés contemporaines. Omniprésente dans toutes les activités humaines, la menace d'occurrence d'événements non désirés avec une incertitude sur l'occurrence ou non de ces événements, est communément appelée risque. Cette menace peut prendre des formes très diverses selon les contextes et les disciplines où des définitions plus concrètes sont utilisées pour la caractériser. Le risque peut être naturel, technologique ou d'origine humaine, et son contrôle est parfois au-dessus de nos moyens.

Le but de cette thèse est la mise en place d'une méthodologie d'intégration du risque dans les modes de gestion des systèmes hydriques, un mode de gestion étant entendu comme *toute décision, programmation d'action ou action ayant pour objet de modifier le risque d'inondation : condition d'implantation en zone inondable, annonce de crue, protection individuelle ou collective, contrôle des débits de crue... De telles décisions peuvent intervenir aussi bien en anticipation à long terme (planification), en réaction immédiate à l'événement, ou après l'inondation dans une phase de retour à la normale*

(Howe et al., 1991).

Il s'agit de construire un cadre méthodologique permettant d'évaluer le risque induit par les décisions constituant une politique de gestion donnée, après les avoir formalisées et intégrées dans une représentation globale du système. Le risque pourrait être la valeur économique de la décision, mais aussi toute autre variable ou jeu de variables susceptibles de représenter l'effet sur un des nombreux acteurs opérant dans la plaine inondable. Définir le risque consistera alors à trouver une ou plusieurs variables susceptibles de décrire au mieux les effets négatifs d'un scénario de risque. Ces variables doivent être utilisables dans un critère de prise de décision (espérance mathématique des pertes minimales, incertitude minimale pour les pertes, sécurité maximale...), ces variables n'étant évidemment pas les mêmes selon les contextes. De ce fait, pour un même problème, il y aura autant de définitions de risque qu'il y aura de critères de décision, la définition du risque étant le jeu de variables nécessaires pour tester le critère en question.

Vus sous cet angle, les travaux auxquels fait suite cette thèse (risque hydrologique, études d'inondations, gestion de réservoir, aménagement de plaines inondables) traitent du même système vu sous le filtre de jeux de variables de décisions différents. La solution au problème serait alors de développer une méthode générale d'évaluation de ces variables (que nous appellerons par la suite indicateurs de risque) et de laisser à l'utilisateur final (le gestionnaire) le choix du sous-ensemble d'indicateurs pertinents en fonction du contexte.

La méthodologie présentée ici ne traite que d'une certaine catégorie d'indicateurs de risque : ceux qui mesurent la probabilité de non-atteinte d'un objectif au cours d'un délai de temps déterminé. Le niveau d'atteinte de l'objectif ne doit dépendre que de l'hydraulicité, de l'état du barrage et des règles opératoires. La plupart des missions des barrages à buts multiples entrent dans cette catégorie.

Le présent texte est organisé en deux parties dont la première est une revue de littérature sur différents aspects du risque et sur des outils mathématiques qui seront ultérieurement utilisés dans ce travail. Le chapitre premier traite d'un point de vue général la question de l'analyse et de la gestion du risque, mettant en évidence la diversité des perspectives par lesquelles le problème a déjà été abordé. Le chapitre deux est consacré au traitement de l'incertitude qui est une composante majeure du risque. On y présente les deux grandes façons de le représenter, à savoir les probabilités et l'intelligence artificielle. Au chapitre trois, on aborde le risque dans le contexte spécifique des ressources en eau : les aspects traités sont le risque hydrologique, le risque d'inondation, la gestion de réservoir, l'évaluation des dommages et les ruptures de barrages. On présente au chapitre quatre des éléments théoriques qui serviront plus loin au développement de la méthodologie : les chaînes et processus de Markov, le modèle ARMA, le processus de Poisson filtré, les arbres de défaillance ou d'événements.

La seconde partie correspond à notre contribution au domaine de l'analyse du risque dans les systèmes hydriques. Elle commence par une description des sites d'application

au chapitre 5. Les chapitres 6, 7 et 8 couvrent les trois étapes du raisonnement ayant conduit au calcul des indicateurs de risque instantané sur le réservoir Cabonga et la rivière Harricana.

Au chapitre 6, on cherche à trouver la loi qui régit la probabilité de transition du débit d'un cours d'eau d'une valeur X à une valeur Y au bout d'un intervalle de temps déterminé. Une telle loi permet de quantifier l'incertitude sur le débit à venir dans 1,2,...,n intervalles de temps. Elle est dérivée en supposant que le débit en rivière peut être modélisé par un processus de type *Shot Noise Process* ou *Processus de Poisson Filtré*. La fonction de transition obtenue est ensuite utilisée au chapitre 7 pour mettre au point une technique de génération d'hydrogrammes structurés sous forme d'arbre d'événements. Elle se base principalement sur une modification la méthode de Matalas (Matalas et Jacobs, 1964) pour la génération de nombres corrélés suivant une loi donnée.

Le chapitre 8 est consacré au calcul de divers indicateurs de risque autant sur le réservoir Cabonga que la rivière Harricana. Un de ces indicateurs mesure la probabilité d'occurrence de tous les débits de pointe possibles sur l'intervalle $[t, t + I_g]$. Les deux autres sont $P_1(t)$ (Probabilité de dépassement du niveau maximal d'exploitation), $P_2(t)$ (Probabilité de rupture par submersion sur l'intervalle $[t, t + I_g]$). Les deux derniers indicateurs ont ensuite été utilisés pour évaluer la performance-sécurité du réservoir Cabonga lorsqu'il est opéré selon six règles de gestion hypothétiques. La performance-sécurité d'un barrage opéré selon différentes règles mesure son aptitude à maintenir les

indicateurs de risque sous un seuil acceptable arbitrairement fixé. On y compare des résultats relatifs à des règles indépendantes ou tenant compte du niveau de risque. Les conclusions illustrent la possibilité d'utiliser notre méthodologie pour faire de l'aide à la décision.

Au chapitre 9, nous concluons sur la portée de nos travaux et nous identifions une liste de points à approfondir et d'axes de recherche future qui pourraient donner des résultats intéressants.

Pour des raisons de lisibilité, les tableaux et les figures sont regroupés en fin de chapitre.

CHAPITRE 1

ANALYSE ET GESTION DU RISQUE

1.1 Introduction

L'analyse et la gestion du risque sont des concepts relativement nouveaux qui essayent de formaliser notre attitude envers le risque dans le but de la rendre plus rationnelle étant donnés nos contraintes et nos objectifs. Ils font l'objet d'une attention grandissante du fait de la prise de conscience que des activités industrielles indispensables à la société peuvent engendrer des catastrophes d'une ampleur jusqu'ici insoupçonnée : *Plus généralement nous voilà face à des installations fixes ou à des véhicules générateurs de risques majeurs ; face à des réseaux de grande échelle (énergie, information, alimentation, etc.) devenus vitaux pour bon nombre de systèmes qui ont perdu toute possibilité de survie sur d'autres modes en cas de panne un peu sérieuse. Nous voilà confrontés à des situations de tensions économiques et sociales qui n'évitent le chaos que grâce à un rattrapage quotidien qui relève déjà du numéro d'équilibriste qui peuvent, à tout moment, pour des raisons aussi dérisoires qu'aléatoires fuser en crises débordant tous les acteurs* (Lagadec, 1991). La maîtrise de ce type de risque est donc devenue un objectif prioritaire pour la société. Cela suppose le difficile exercice de définir le risque et, à la lumière de cette définition, l'analyser et le gérer. Les tentatives de définition de cha-

cun de ces trois concepts (risque, analyse de risque, gestion du risque) foisonnent dans la littérature. Elles peuvent être des assertions générales et floues qui, si elles couvrent toute la profondeur du concept, sont de peu d'aide pour le praticien ou des formules spécialement conçues pour un contexte particulier.

1.2 La définition du risque

Une bonne partie des définitions que l'on trouve dans la littérature sont de nature qualitative et se contentent de statuer sur la nature du risque :

- *Danger que l'on peut plus ou moins prévoir* (AUPELF-UREF, 1997)
- *Potentiel de réalisation des conséquences indésirables et négatives d'un événement* (Rowe, 1977).
- *Probabilité de perte, blessure, désavantage ou destruction* (Librairie Larousse, 1997)
- *Hasard (condition ou situation qui cause ou augmente la probabilité de perte) résultant d'un péril (cause active d'une perte) qui produit des pertes physiques ou autres, ou qui inflige des dommages aux personnes ou aux propriétés et qui, à son tour, génère une perte monétaire à une unité économique, une perte soumise à plusieurs méthodes de mesure* (Mehr et Hedges, 1974).

Dans les domaines techniques, les définitions comportent en outre une clause permettant d'en calculer une valeur, généralement en faisant le produit des probabilités d'occurrence

d'événements néfastes par la gravité de ces événements exprimés en général en unités monétaires :

- *Risque = probabilités × conséquences*
- *Possibilité de blessure ou de perte définie par une mesure de probabilité et de la gravité d'un effet néfaste sur la santé, les biens matériels, l'environnement et les autres valeurs* (CAN\CSA, 1991).

Les formules précédentes s'appliquent aux séquences d'événements (scénarios) en faisant une sommation sur tous les événements du produit de leurs conséquences par leur probabilité.

Certains auteurs (eg. Kaplan, 1997) trouvent la notion de probabilité trop restrictive et préfèrent la remplacer par la notion plus générale de vraisemblance qui permet l'utilisation des probabilités subjectives, dans le cas de problèmes complexes aux données manquantes ou incertaines, peut se révéler plus efficace que l'approche statistique classique :

- *Risque = Vraisemblance × Conséquences.*

D'autres, comme Hertz et Thomas (1983) admettent que le risque dépend bien de la vraisemblance de l'événement et de ses conséquences, mais pas forcément sous une forme multipliée :. . .*Le risque signifie à la fois l'incertitude et les conséquences de l'incertitude. C'est-à-dire que le risque résulte d'un manque de prévisibilité sur la structure, les conséquences. Le risque est donc lié au hasard comme la probabilité de pertes ou la*

probabilité de ruine.

Simonovic (1996) propose de représenter le risque par un triplet d'information :

- *L'événement qui cause le risque ou l'occurrence risquée (danger, défaillance).*
- *La probabilité de ce risque (quantification de l'incertitude).*
- *La sévérité du risque (une mesure des conséquences).*

Kaplan (1997) donne une définition voisine, mais faisant appel à la notion de scénarios et de vraisemblance : Il définit le risque comme un triplet d'information, qui comprend pour chaque case d'indice i :

- Une séquence complète d'événements, appelés scénarios S_i, qui va de l'événement initiateur à l'occurrence des conséquences négatives.
- La définition de la conséquence négative C_i.
- La vraisemblance L_i que le scénario S_i et la conséquence C_i arrive.

Certaines des définitions comme celle des Nations Unies contiennent la notion de vulnérabilité qui représente un facteur caractérisant la performance à résister à la destruction, ce qui revient à remplacer dans les formules précédentes *dommage* par *Vulnérabilité* × *perte potentielle* :

La vulnérabilité représente le degré de perte d'un élément donné, ou un ensemble de tels éléments, sous l'impact d'une crue de magnitude donnée et exprimée sur une échelle allant de 0 (pas de dommages) à 1 (perte totale)...le risque veut dire l'espérance mathématique de pertes de vie, de personnes blessées, de dommages aux propriétés et

l'interruption de l'activité économique à l'intérieur d'une période de temps (habituellement l'année) et est par conséquent le produit de (i) la probabilité de la crue (ii) les éléments menacés (iii) leurs vulnérabilités (United Nations, 1984).

Dans le domaine des catastrophes naturelles, on retrouve les notions voisines d'*aléas* (élément perturbateur), d'impact (dommage), d'*enjeu* (correspondant aux éléments menacés dans la définition des Nations Unies), tandis que le terme *Vulnérabilité* est considéré parfois comme le dommage :

- *Risque = Aléas × Vulnérabilité.*
- *Risque = f(Aléas, Vulnérabilité, enjeux)* (Torterotot, 1993).

La figure 1.1 illustre la notion d'enjeu et d'aléas et les relie au risque majeur.

Dans certains domaines très spécialisés comme les assurances, le terme *risque* a une signification très précise comme le montrent les définitions :

- *Le risque est égal à la moitié de la variance de la distribution de toutes les conséquences, en ne considérant que les conséquences négatives, et en regard de certaines valeurs de référence* (Dubois, 1996).
- *Le risque est une combinaison linéaire pondérée de la variance et de la valeur espérée d'une distribution de toutes les conséquences possibles* (Kahnement et al., 1982).

Si la recherche d'une définition satisfaisante et consensuelle du risque n'est pas près d'aboutir, c'est peut être parce qu'elle est une restriction d'un problème plus général, la

représentation du risque : du moment que l'analyse de risque est un support à la prise de décision, son but est moins le calcul du dommage moyen que d'aider à comprendre les alternatives qui s'offrent. Stedinger et al. (1996) soulignent l'importance de la forme dans laquelle sont présentés les résultats d'une analyse de risque et rappellent à juste titre que le but de l'analyse de risque est moins la fourniture d'une valeur que l'examen des mécanismes qui gouvernent le système.

De ce fait, définir le risque consiste à trouver une ou plusieurs variables susceptibles de décrire au mieux les effets négatifs d'un scénario de risque. Ces variables doivent pouvoir être utilisées dans un critère de prise de décision (Espérance mathématique des pertes minimales, incertitude minimale pour les pertes, sécurité maximale...). Elles ne seront évidemment pas les mêmes selon les contextes. De ce fait, pour un même problème, il y aura autant de définitions de risque qu'il y aura de critères de décision, la définition du risque étant le jeu de variables nécessaires pour tester le critère en question.

Une des définitions du risque plus populaires est l'espérance mathématique des dommages ($\sum Probabilités \times conséquences$), mais elle est de plus en plus remise en cause parce qu'elle camoufle les pertes catastrophiques en les pondérant par leurs faibles probabilités. La variance peut également être utilisée (Dubois, 1996; Kahnement et al., 1982; Le Lou et Cohen, 1988) puisqu'elle est une mesure de l'incertitude, un facteur important du risque : à espérance mathématique égale, une grande variance représente un plus grand risque.

Duckstein et Parent (1994) ont proposé une approche systémique à la fiabilité et au risque dans les ressources en eau dans laquelle ils définissent un ensemble d'indices de performance et des figures de mérite. Les indices de performance servent à mesurer si une paire de trajectoires entrées-sorties est désirable tandis que les figures de mérite sont des fonctions de ces indices de performance pour déterminer à quel point le système s'est bien comporté au bout d'une période donnée. Les indices de performance qu'ils ont défini sont le niveau de service, la qualité du service, la vitesse de réponse, la fiabilité, la durée de récurence des incidents, la résilience ou réparabilité, la fiabilité par rapport à la mission, la disponibilité et la vulnérabilité, définis comme suit :

Le niveau de service est la fréquence relative d'un service fourni, e.g la réduction de la pointe de débit quand la crue arrive.

La qualité du service est la mesure par exemple, du pourcentage des besoins satisfaits.

La vitesse de réponse est le temps écoulé entre le moment où une demande est faite et le moment où cette demande est satisfaite.

La fiabilité est la probabilité d'une performance satisfaisante du système.

La durée de récurence des incidents est le temps moyen entre deux incidents.

La résilience ou réparabilité peut être définie comme l'inverse de la durée espérée durant laquelle l'état du système reste non satisfaisant après une défaillance.

La fiabilité par rapport à la mission est la probabilité qu'il n'y ait pas d'incident entre le moment où une demande non nulle arrive et le moment de la satisfaction de cette

demande.

La disponibilité est la probabilité que le système ne soit pas en panne quand une demande survient.

La vulnérabilité mesure la sévérité moyenne d'un incident.

Les figures de mérites sont des fonctions agrégées des indices de performance et mesurent combien le système s'est bien comporté pendant une période de temps. Par exemple la durabilité (*sustainability*) est définie comme la fréquence d'une haute résilience et d'une faible vulnérabilité.

1.3 L'analyse de risque

L'analyse de risque n'est pas une discipline isolée et définie explicitement, et est une composante souvent non formalisée des processus de design et de gestion. Comme il faut s'y attendre, chaque discipline lui a forgé une définition en fonction de son utilisation :

- *L'utilisation systématique de renseignements permettant de cerner les dangers et d'estimer la probabilité et la gravité d'effets néfastes sur les personnes et les populations (blessures ou pertes), les biens, l'environnement et autres valeurs* (CAN\CSA, 1991).
- *L'étude systématique des forces et des entités comportant un potentiel d'influence négative sur l'atteinte des objectifs* (Dubois, 1996).
- *L'analyse de risque est une technique de prise de décision qui tente de fournir*

des bases rationnelles aux décisions en se basant sur les données scientifiques disponibles (Montague, 1999).

L'analyse de risque, qu'elle soit qualitative ou quantitative, permet d'apporter plus d'informations que les méthodes standards de design basées sur le pire des cas. Elle permet de mieux prendre en compte les conséquences des défaillances catastrophiques en développant des variables de décisions plus appropriées que la traditionnelle espérance mathématique, d'où une meilleure compréhension des processus de défaillance et donc une meilleure réponse. Elle peut être utilisée pour :

- Identifier des dangers potentiels.
- Identifier des modes de défaillance potentiels.
- Quantifier du risque.
- Identifier les principales sources du risque et les points faibles du système.
- Suggérer les modifications pour réduire le risque.
- Faire comprendre plus profondément le système.
- Aider à établir les priorités dans les dépenses pour améliorer la sécurité.

Elle devrait en théorie permettre à toutes les parties prenantes de se mettre d'accord sur ce qui doit être fait, de faire l'équilibre entre les avantages que procure à la société une activité donnée et les dangers potentiels qu'elle entraîne. Mais c'est un idéal pratiquement jamais atteint à cause notamment des intérêts divergeants des différents agents et de leur subjectivité. Mais comme le rappellent autant Le Lou et Cohen (1988) que Stedinger et al. (1996), l'important dans l'analyse de risque est moins le résultat quantitatif

que la réflexion qui y mène.

Le processus d'analyse de risques comprend deux étapes :

- L'identification des facteurs de danger (Vachon et Sinclair-Desgagné, 1999) aussi appelé analyse préliminaire (CAN\CSA, 1997) qui a pour but la collection de renseignements et l'établissement du danger à l'aide de scénarios de risques. Cette étape, essentiellement qualitative, peut se faire au moyen de techniques spécifiques comme le HAZOP ou la FCMEA qui seront décrites plus loin (sous-section 1.5.1). Il arrive très souvent qu'on soit amené à faire un tri et à limiter la portée de l'analyse à priori pour des considérations pratiques (temps, budget, expertise disponible).
- L'évaluation du risque qui consiste à choisir une méthode d'estimation des conséquences et des fréquences associées aux divers scénarios de risque.

En pratique, la façon dont ces deux étapes sont réalisées est source de polémiques, en particulier à propos des aspects qui auront été jugés négligeables ou improbables lors de l'analyse préliminaire et sur les méthodes utilisées lors de l'évaluation.

1.4 La gestion du risque

Les définitions de la gestion du risque disent pratiquement toutes la même chose en forçant sur un aspect ou un autre : analyser le risque (*Risk Analysis*), décider s'il est

acceptable (*Risk Assessment*) puis éventuellement prendre des mesures appropriées pour le réduire (*Risk Reduction*) autant que faire se peut en fonction de nos objectifs :

- *La gestion de risque est le terme généralement utilisé pour désigner tout le processus d'identification et d'évaluation des menaces, de fixation des priorités et d'objectifs, la création et l'opération de systèmes pour le contrôle du risque* (Lee, 1996).
- *L'application systématique de lignes directrices, de méthodes et de pratiques de gestion aux fonctions d'analyse, d'évaluation, de maîtrise et de divulgation des risques. L'objectif de la gestion des risques est la détermination des risques importants et la mise en œuvre de mesures appropriées, afin de réduire ces risques, autant que faire se peut* (CAN\CSA, 1997).
- *La gestion du risque est un processus dynamique qui, échelonné dans sur une période de temps, a pour but de contourner et de minimiser l'impact des facteurs de risque (Dubois, 1996).*

La gestion du risque comprend des aspects purement techniques (la gestion technologique du risque), mais aussi économiques comme les stratégies d'échange de risque (assurance, partage, etc.).

Bien entendu, une donnée essentielle pour la gestion du risque est l'analyse du risque. Si l'analyse de risque est purement technique, la gestion du risque met en jeu des considérations philosophiques, psychologiques, sociologiques et techniques et pose

l'épineux problème de l'optimalité de la solution adoptée. La complexité du concept qui n'a jamais eu une définition permettant de le quantifier de façon satisfaisante, l'évolution de l'attitude des décideurs et des communautés eu égard à la sécurité et aux risques naturels et technologiques et les progrès de la recherche dans les diverses disciplines connexes entraînent une remise à jour continuelle des outils scientifiques et institutionnels utilisés pour l'analyse et la gestion du risque. La figure 1.2 montre le processus d'analyse et de gestion des risques appliqué à la sécurité des barrages selon McDonald et al. (1999). La première étape consiste en la collecte de données autant sur le barrage que sur la plaine inondable. Si le risque évalué avec ces données n'est pas acceptable selon les critères de l'organisation, on entre ensuite dans un processus itératif dans lequel on formule des mesures de mitigation (Risk Reduction Options) jusqu'à trouver celles qui donnent un niveau risque acceptable. Ni le critère d'acceptabilité, ni la formule pour le calcul du risque ne sont donnés et seront donc fixés selon le jugement de celui qui sera en charge du processus. Une autre source de subjectivité dans le processus est l'identification des scénarios de défaillance et de formation de brèches qui serviront au calcul du risque. L'étape finale consiste à choisir parmi les mesures retenues celles qui seront appliquées au barrage.

1.5 Problèmes divers liés au risque

Un certain nombre de points dans la gestion du risque posent aux gestionnaires des problèmes que les chercheurs cherchent à résoudre dans différentes disciplines :

- L'identification des facteurs de risque.
- L'évaluation du risque et de l'incertitude associée.
- La perception du risque et la fixation du niveau de risque acceptable.

1.5.1 L'identification des facteurs de risque

Reconnaître l'existence d'un danger potentiel est la première étape de la gestion du risque. La réponse à la question "qu'est ce qui peut ne pas bien aller" est, on peut s'y attendre, très vaste et il faut déjà à priori en choisir un petit nombre parmi les événements non désirés (les plus craints, les plus dangereux, etc.) représentatif de ses préoccupations. C'est d'ailleurs la principale raison pour laquelle si les définitions "littéraires" du risque disent à peu près la même chose, les définitions "scientifiques" varient considérablement selon les disciplines qui ciblent le type d'événements non désiré, qui sera par exemple la chute du cours d'une monnaie pour le cambiste, ou la prolifération imprévue d'un type de sinistres couverts pour les assureurs. Aucune ne couvre en totalité les milliers de dangers avec lesquels vit un homme ordinaire qui, d'ailleurs, choisit d'en ignorer la plupart et focaliser sur petit nombre qu'il jugera représentatif de son environnement... Ce choix

subjectif, relevant de ce que certains auteurs appellent le "relativisme social" (Sederberg, 1984; Jonhson et Vincent, 1987), est probablement un des points les plus épineux pour le praticien à la recherche de solutions opérationnelles pour la gestion du risque : vu que les différents acteurs dans la société ne s'intéressent pas aux même risques, et même quand c'est le cas, ne leur donnent pas la même valeur et la même priorité, le consensus est rarement au rendez-vous. L'importance de la perception du risque est amplifiée dans le cas des risques technologiques par rapport aux risques généralement traités en actuariat et en finance parce que l'absence de données statistiques ne permet pas l'utilisation des outils classiques pour son évaluation.

L'identification des facteurs de risque peut résulter en une série de scénarios de risque qui peuvent être représentés par des arbres de défaillance (fault tree), par des arbres d'événements ou par un diagramme d'influence.

Un arbre de défaillance décrit par des relations logiques les modes de défaillance d'un système, les différents éléments du système pouvant prendre deux états : opérationnels ou en panne. Utile pour la description qualitative des défaillances possibles, la description par arbre de défaillance se prête mal à l'analyse quantitative de systèmes complexes avec des variables continues et stochastiques. On présente sur la figure 1.3 un arbre de défaillance décrivant les différents scénarios possibles pour la submersion d'un barrage en terre. Une telle représentation illustre bien les modes de submersion, mais ne permet pas de décider lesquels doivent être traités en priorité.

Les arbres d'événements sont la description de toutes les combinaisons d'événements simples et de valeurs des divers facteurs qui peuvent amener le système dans un état donné. C'est une approche plus générale que la précédente, mais toujours limitée du moment qu'à chaque facteur est assigné un nombre limité de valeurs possibles d'ailleurs assez petit pour que la taille de l'arbre n'explose pas. La figure 1.4 tirée de Paté-Cornel et Tagaras (1986) donne un exemple d'arbre d'événements utilisé pour évaluer l'avantage économique de l'installation d'un système de surveillance sur un barrage. La performance du système de surveillance repose sur la probabilité que des signes précurseurs de défaillance apparaissent, soient observés puis correctement interprétés.

Aucune de ces deux représentations ne permet d'inclure un grand nombre de variables continues sans discrétiser leurs probabilités, souci auquel répondent entre autres les diagrammes d'influence. Ils facilitent la communication par un formalisme graphique qui les rend efficaces et intuitifs pour la création, la compréhension et l'explication de modèles pour l'analyse de risque et l'évaluation de politiques de gestion, tout en tenant compte de la continuité et de la stochasticité des variables d'entrée. Un diagramme d'influence pour la réduction des dommages d'inondation sur la Meuse en Europe est représenté à la figure 1.5. Les ovales représentent les variables incertaines tandis que les rectangles aux coins arrondis correspondent aux résultats des calculs. Les autres rectangles représentent les décisions. Le résultat final est obtenu par simulation de Monte-Carlo.

L'identification des facteurs de risque peut se faire selon des méthodes sophistiquées comme HAZOP (HAZard and OPerability studies) , FMEA (Failure Modes and Effects Analysis), FMECA (Failure Mode, Effect and Criticality Analysis) ou FTA (Fault Tree Analysis). Le FMEA est une technique qualitative par laquelle les effets de la défaillance d'un composant du système sont systématiquement identifiés. Elle considère chaque composant majeur du système, identifie comment il pourrait tomber en panne et quelle influence la panne pourrait avoir sur le système. Habituellement utilisée pour améliorer la compréhension du fonctionnement de systèmes électriques ou mécaniques complexes, elle a d'abord été utilisée pour la sécurité des installations nucléaires (McCornick, 1981). Un cas d'utilisation de cette technique en sécurité des barrages peut être trouvé dans Vick et Watt (1994) pour la réduction de la vulnérabilité à la liquéfaction (Perte de cohésion des matériaux du remblai ou de la fondation sous l'effet de secousses sismiques).

Le FMECA en est une extension où chaque mode de défaillance obtient une mesure qui est fonction de sa sévérité et de sa probabilité d'occurrence (CAN\CSA, 1991). Le HAZOP est une forme particulière du FMEA initialement conçue pour l'industrie chimique. Une description détaillée de la méthode peut être trouvée dans Kletz (1992), tandis que McDonald et al. (1999) traite de l'application du FMEA, du HAZOP et du FTA à la sécurité des barrages.

1.5.2 L'évaluation du risque

Une fois les différentes menaces identifiées, il faut leur attribuer des valeurs représentant leur gravité. Ces valeurs peuvent être qualitatives bien que le plus souvent, cela revienne à estimer la fréquence (ou la vraisemblance) et les conséquences des scénarios de risque.

Cela suppose l'établissement d'une méthode permettant l'estimation des fréquences et des conséquences, ce qui n'est pas toujours évident. Le nombre infini de comportement possible du système le plus simple et les limitations des connaissances scientifiques actuelles sur la nature, l'ampleur et les effets des phénomènes mis en jeu limite considérablement les possibilités d'évaluation précise et introduit en plus une incertitude elle-même non mesurable sur les résultats d'une analyse de risque. Des distorsions dans la description du système, le manque de données statistiques fiables, les inévitables hypothèses basées sur le jugement, le nombre de méthodes concurrentes, et le fait que la portée de l'analyse soit limitée à priori introduisent une marge d'erreur significative (Vachon, 1999).

Au niveau de la détermination des conséquences, se pose la difficulté de comparer divers types d'effets entre eux, en particulier les effets sur la santé ou sur l'environnement qui ne sont pas facilement convertibles en unités monétaires pour des raisons éthiques. Or la solution construite sur une analyse de risque est sensible aux valeurs attribuées

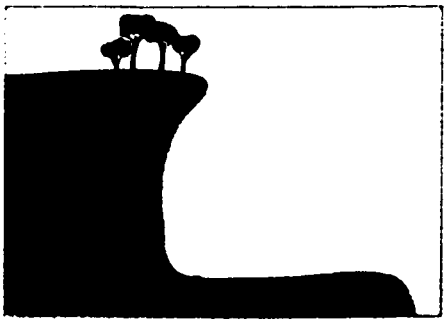
explicitement ou implicitement à ces effets.

1.5.3 La perception du risque et la fixation du niveau acceptable de risque

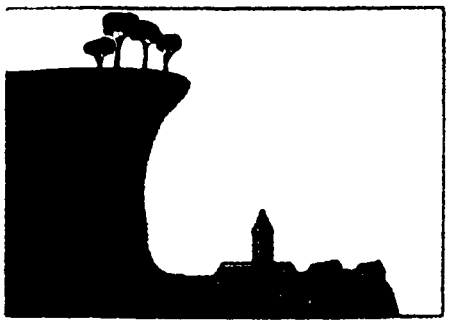
Comment trouver une mesure du risque qui soit acceptée par tous les acteurs en jeu qui ont des perceptions subjectives et souvent non rationnelles du niveau de menace due à une installation ? La fixation d'un niveau acceptable de risque est très souvent l'occasion de controverses houleuses et est inévitablement politique. D'un point de vue économique, le niveau optimal est celui où le coût marginal des mesures de réduction du risque est égal au bénéfice marginal dû à la sécurisation de l'environnement (Vachon, 1999). L'application de ce raisonnement lorsque des vies humaines ou des dommages à l'environnement sont en jeu pose un problème d'éthique. Il est toutefois implicitement appliqué par le décideur public lorsqu'il prend des décisions d'investissement comme par exemple la réfection ou non d'une chaussée en fonction du nombre de morts par kilomètre de route. En définissant adéquatement les coûts et les bénéfices induits par ce genre de décision, on arrive à attribuer une valeur monétaire à la vie humaine. Il est également possible que les employés et leurs syndicats ou la communauté environnante envisagent d'un autre œil ce qu'une compagnie juge acceptable (Vachon et Sinclair-Desgagné, 1999). En plus des considérations comme la création d'emploi, de développement régional ou des objectifs financiers ou technologiques peuvent prévaloir. La figure 1.6 tirée de Salmon et Hartford (1995) donne les critères d'acceptabilité du

risque (en termes de taux de mortalité) proposées par différentes institutions. Pour toutes les institutions, la probabilité d'occurrence tolérable diminue lorsque le nombre de pertes de vie augmente. On remarque toutefois que la tolérance est plus grande pour les installations existantes que pour les nouvelles, probablement pour des raisons économiques : Naturellement, des divergences existent sur les limites d'acceptabilité des différentes institutions. Le risque engendré par un événement de probabilité 10^{-3} pouvant causer la mort de cinq personnes est considérée comme tolérable aux yeux de la législation hollandaise à condition que les installations existent déja. Ce niveau risque est intolérable selon les critères de B.C. Hydro.

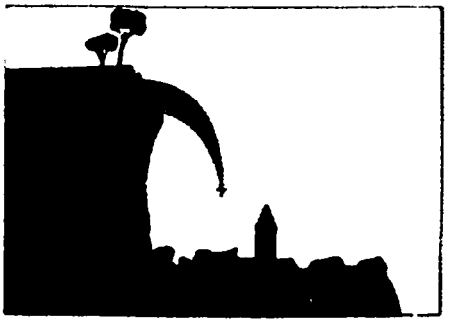
Dans le cas des émissions de produits chimiques dans l'environnement, la concentration acceptable est calculée à l'aide de modèles dose-réponse, basés sur le postulat qu'une substance ne devient nuisible que passée une certaine concentration seuil, ou encore en multipliant par un facteur arbitraire (10 à 1000) la dose tolérée par les animaux de laboratoire. Cette pratique est très contestée étant donné que la science est incapable d'analyser les multiples expositions engendrées par les activités humaines et qu'il existe des cas comme le contact avec une substance cancérigène où il n'y a pas de seuil tolérable (Montague, 1999).



(a) Aléas



(b) Enjeux



(c) Risque majeur

Figure 1.1: Aléas, enjeux et risque majeur (Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (France))

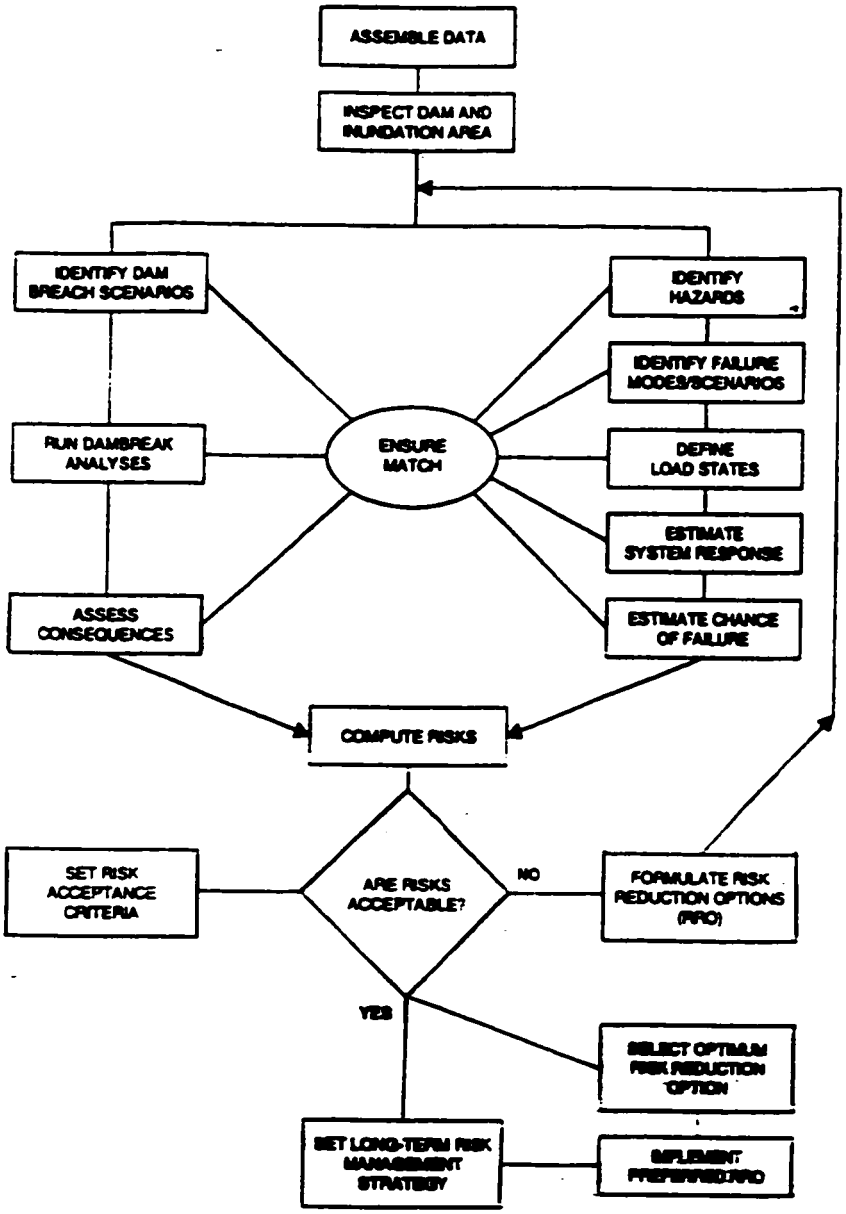


Figure 1.2: Processus d'analyse et de gestion du risque appliquée à la sécurité des barrages (McDonald et al. 1999)

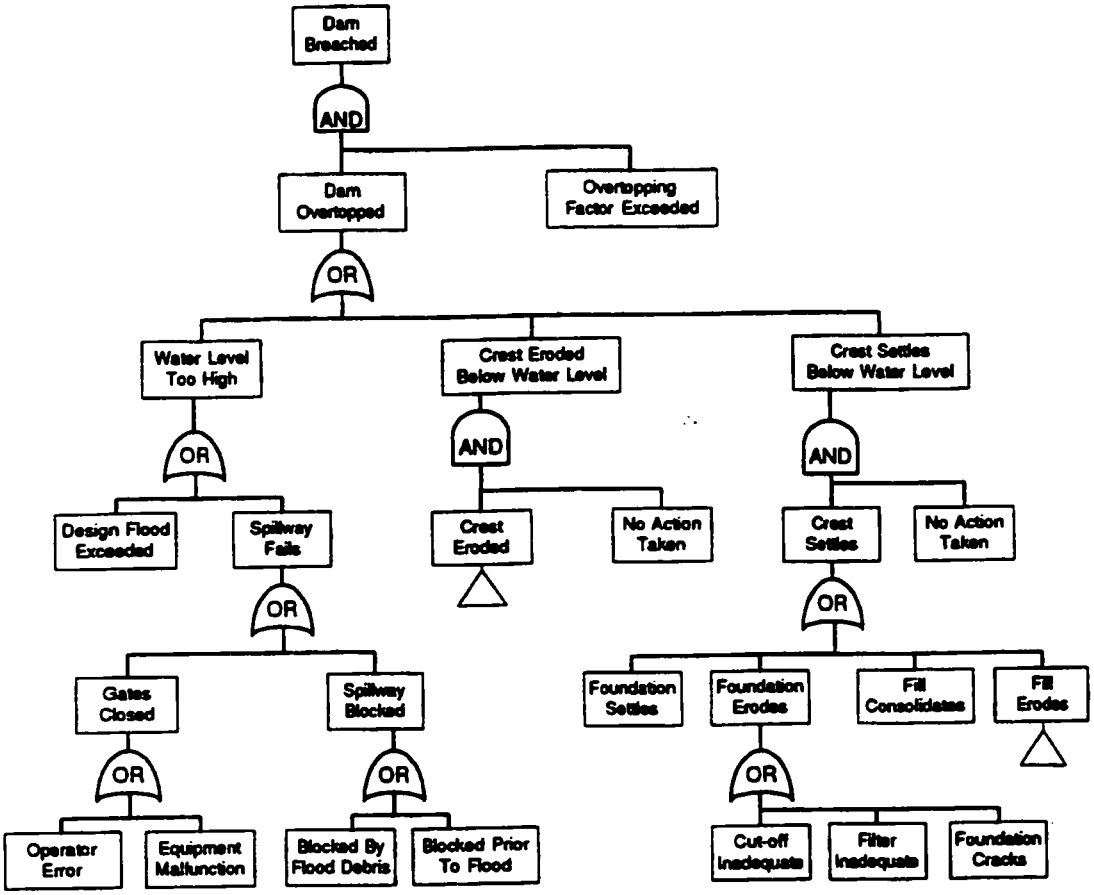


Figure 1.3: Exemple d'arbre de défaillance (Hartford et Kartha, 1995)

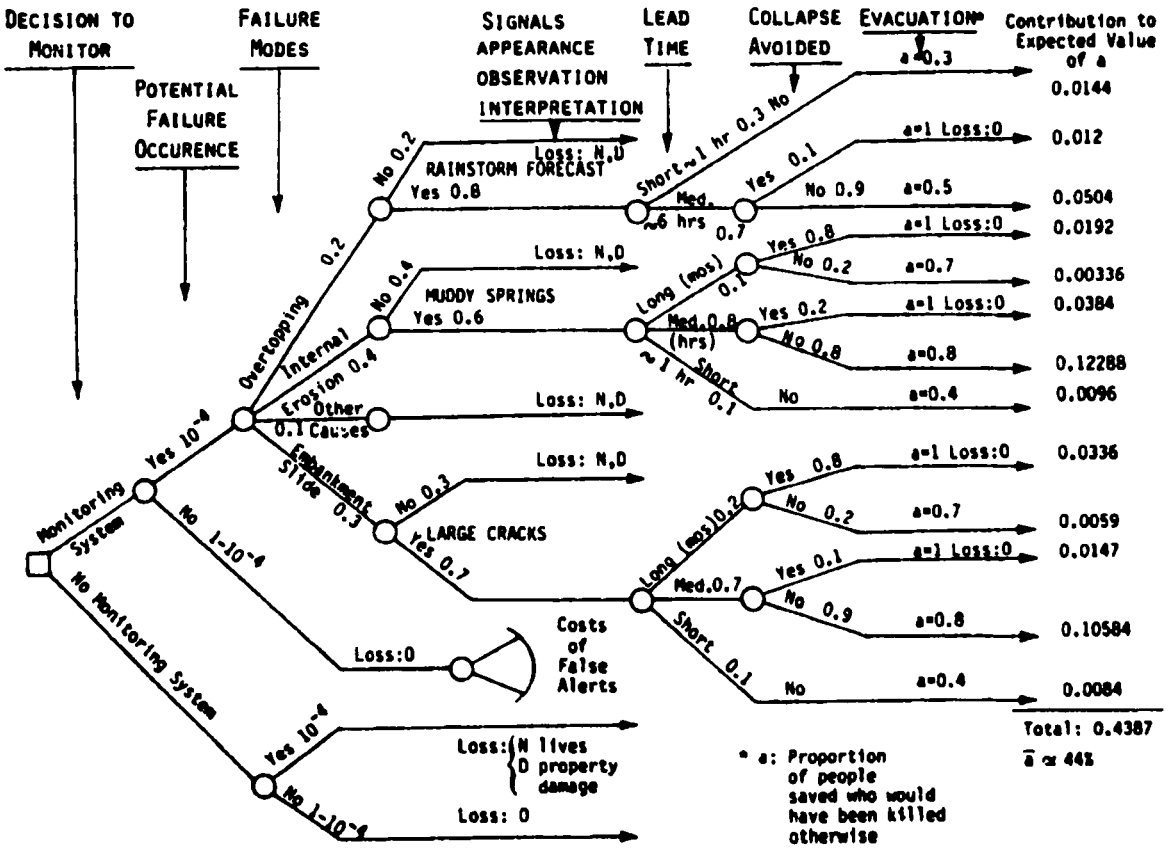


Figure 1.4: Exemple d'arbre d'événements pour les défaillances d'un barrage en terre (Paté-Cornell et Tagaras, 1986)

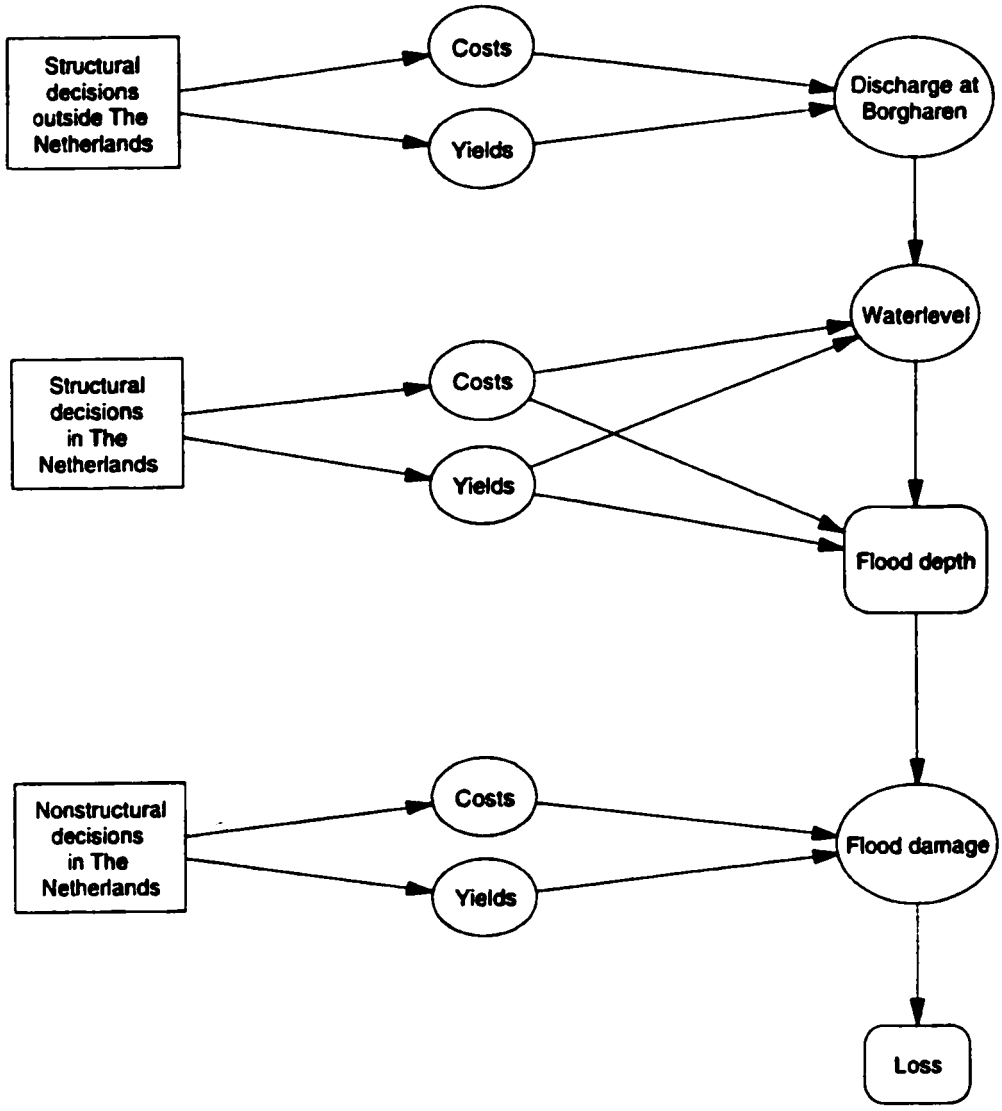


Figure 1.5: Exemple de diagramme d'influence pour la réduction des dommages d'inondations (Van Noortwijk et al. , 1995)

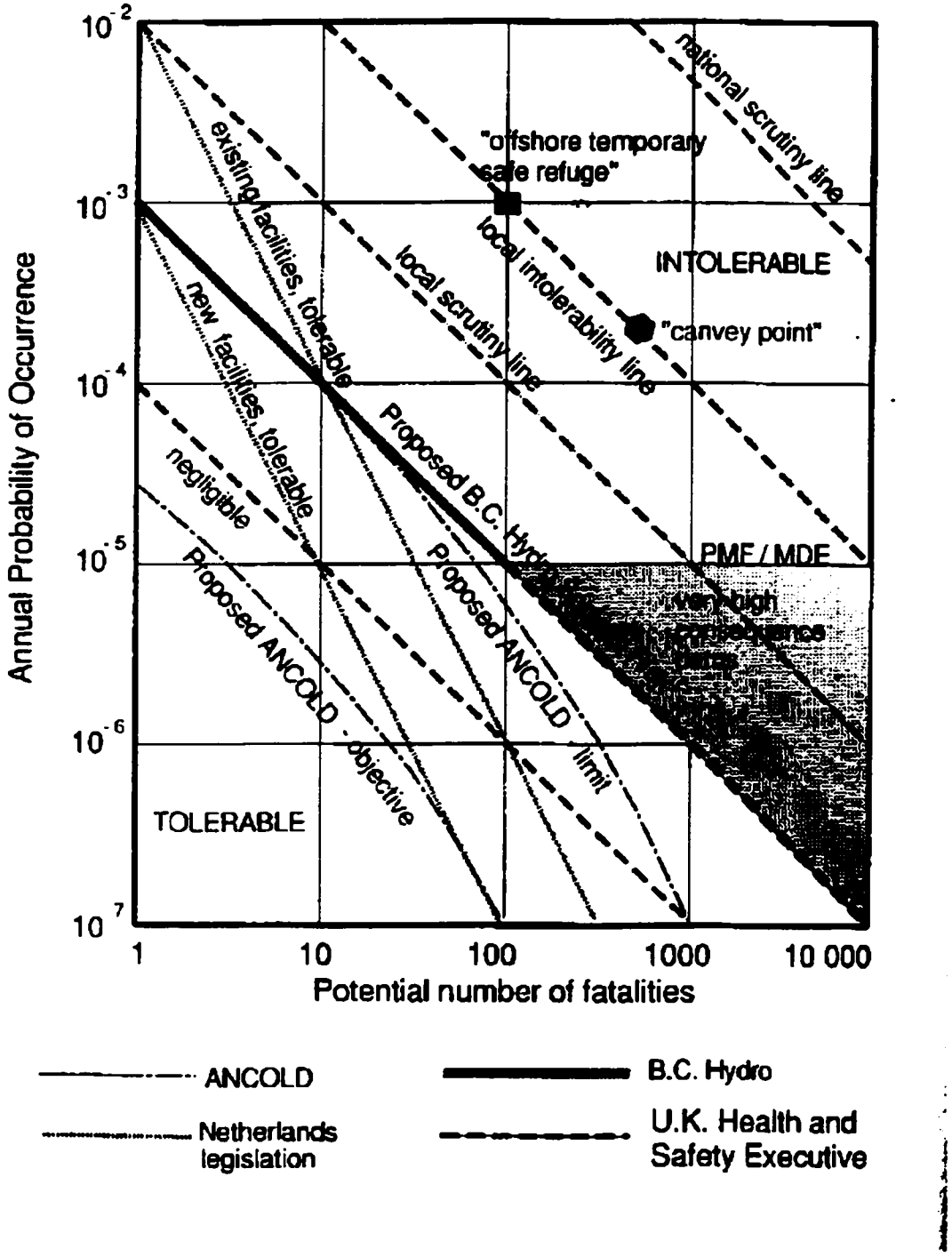


Figure 1.6: Critères d'acceptabilité du risque proposés par divers organismes (Salmon et Hartford, 1995)

CHAPITRE 2

RISQUE ET INCERTITUDE

2.1 Introduction

L'incertitude est une composante importante du risque et tout problème de gestion du risque est en fait un problème de décision sous incertitude. L'incertitude n'a pas une cause unique et son traitement varie selon son origine.

2.2 Le problème de la décision sous incertitude

Un problème de décision sous incertitude est un problème où le décideur doit prendre une décision d (ou une combinaison de décisions) dans l'ensemble de toutes les décisions possibles, sachant que les conséquences de la décision d dépendent de la valeur inconnue w de l'état du système W. Selon Van Noortwicjk et al. (1995) , une décision optimale dans le cadre de la réduction des dommages d'inondations peut être faite selon un des trois critères de décision :

- En minimisant l'espérance mathématique des dommages.
- En choisissant, entre deux alternatives ayant une probabilité de perte égale, celle ayant le moins d'incertitude sur la perte.

- En optant pour la sécurité maximale au détriment de la minimisation des pertes quand par exemple des vies humaines sont en jeu.

2.3 La nature de l'incertitude

L'incertitude en génie civil fut d'abord représentée avec des coefficients de sécurité, puis par des analyses probabilistes avec des facteurs de sécurité. La nature de l'incertitude dépasse ce que la théorie de la probabilité peut strictement offrir. D'après Ayyub (1998), on peut classer l'incertitude en deux catégories, l'incertitude objective ou non cognitive comprenant les sources physiques, statistiques et de modélisation du système et l'incertitude subjective due à l'ignorance et aux jugements basés sur l'expertise. Ces incertitudes peuvent se retrouver dans trois types d'aspects du système, à savoir les aspects modélisés, les aspects non modélisés et les aspects inconnus. Il classe les sources non cognitives d'incertitude comme :

- La nature aléatoire des phénomènes physiques.
- L'incertitude statistique due à l'utilisation d'échantillons limités pour calculer les paramètres.
- L'ignorance des véritables variables clés du système
- Les hypothèses de base des modèles de calcul, les méthodes simplifiées et les représentations idéalisées des performances réelles.

Les sources cognitives d'incertitude seraient :

- La définition vague de certains paramètres.
- Le facteur humain.
- Les interrelations entre paramètres.

Les incertitudes de nature non cognitives sont traitées avec les probabilités et les statistiques, avec parfois l'utilisation de techniques bayésiennes pour gagner de l'information sur certains paramètres tandis que les incertitudes de nature cognitives sont traitées avec les probabilités subjectives et la logique floue. Une combinaison des deux approches peut être utilisée lorsque les deux types d'incertitude sont présents dans un problème.

2.4 Incertitude et probabilités

Les probabilités constituent le moyen le plus utilisé dans les disciplines scientifiques étant donné qu'elles reposent sur une théorie solidement éprouvée. On suppose en général que la variable incertaine suit une loi connue (loi qui peut être suggérée par des développements théoriques ou par l'observation de la distribution empirique des données disponibles), et on fait ensuite un ajustement qui consiste à trouver les paramètres de la loi choisie qui rendent le mieux compte des propriétés de l'échantillon étudié.

L'approche bayésienne, elle, suppose que les paramètres de la loi sont eux aussi variables et dépendent des réalisations antérieures. Elle permet d'utiliser les données disponibles pour gagner de l'information sur l'événement étudié. Elle est évidemment

plus compliquée à mettre en œuvre mais est payante parce qu'elle donne des estimations plus précises (Krzystofowicz, 1983).

Le principal défaut des statistiques est qu'elles ne fonctionnent qu'avec des données disponibles en grande quantité avec une qualité suffisante, ce qui n'est pas le cas dans bien des cas : il se peut qu'il y ait des manquants ou de vagues données qualitatives exprimant plus une opinion qu'une quantité précise.

2.5 Incertitude et logique floue

La logique floue permet de raisonner avec des données imprécises et incertaines et fournit une grande variété de concepts et techniques pour modéliser ce genre de connaissances. Elle permet d'incorporer l'expérience, l'intuition et l'expertise dans la recherche de la solution à un problème. A part la théorie des probabilités, on peut trouver trois grandes classes de méthodologies de traitement de l'incertitude lors du développement de systèmes experts (Robert, 1989) :

- La théorie de l'évidence pour laquelle il s'agit d'évaluer le degré de vraisemblance de la réalisation d'un résultat à l'aide d'un algorithme numérique.
- La théorie des ensembles flous : un élément est caractérisé par son degré d'appartenance (évalué sous forme de fonction) à un sous-ensemble d'un référentiel donné. Les prémisses sont considérées comme des éléments du résultat, lui-même

devenu le sous-ensemble. Le degré d'appartenance du résultat est quantifié par la combinaison (ET/OU) des degrés d'appartenance des hypothèses. Cet algorithme est complexe à mettre en œuvre puisqu'il demande la définition des degrés d'appartenance, puis finalement une interprétation des résultats numériques.

- La théorie de l'endossement : cette dernière approche ne se base pas sur un symbolisme numérique. Il s'agit d'étudier les résultats en fonction des conditions nécessaires selon un ensemble de règles heuristiques, qui représentent et modélisent le mode de traitement de l'incertitude employé dans le domaine. Très souple et basée sur un symbolisme littéral de l'incertitude, elle s'adapte bien à des problèmes spécifiques difficilement abordables par les autres théories.

Les méthodes développées sont cependant trop théoriques et nécessitent une adaptation au contexte spécifique du génie civil. En plus, la qualité des résultats dépend de la disponibilité d'experts. Il arrive souvent que l'intelligence artificielle soit couplée à des approches plus conventionnelles pour qu'elles se complètent entre elles comme le montre la figure 2.1 tirée de Simonovic (1996) qui traite de la gestion durable des ressources en eau. C'est un domaine qui comporte de nombreux problèmes peu ou pas structurés. Le couplage entre les méthodes conventionnelles et l'intelligence artificielle permet au décideur d'avoir plusieurs solutions possibles à un même problème, et d'utiliser chaque approche dans le contexte où elle est la plus performante.

Les travaux de Spiellmann (1994) sont un exemple d'utilisation de l'intelligence artificielle appliquée au domaine des inondations. Elle a utilisé la théorie de l'endossement pour l'interprétation des données hydrauliques en vue de la préparation des plans d'urgence.

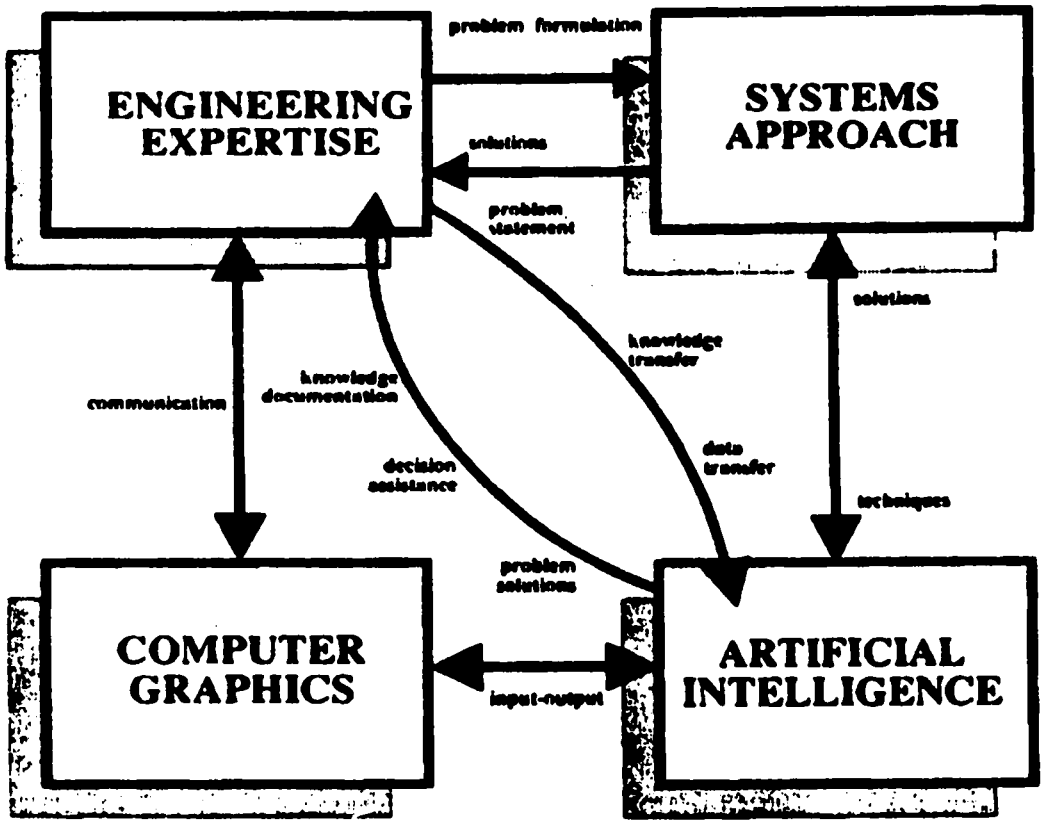


FIG. 2.1: Combinaison entre les méthodes conventionnelles et l'intelligence artificielle (Simonovic, 1996)

CHAPITRE 3

LE RISQUE DANS LES SYSTÈMES HYDRIQUES

3.1 Le risque d'inondation

3.1.1 Présentation

Une inondation est une submersion temporaire de territoires par suite du débordement d'eaux de surface (stagnantes ou vives) ou de fortes chutes de pluie. Elles peuvent être dues à une multitude de circonstances, comme une crue, un raz de marée, une vague sismique, une élévation du niveau marin, un effondrement ou affaissement de terrain, une rupture de barrage ou de digue, un torrent de ruissellement, une coulée de boue, ou une élévation de la nappe phréatique. La figure 3.1 illustre trois types courants d'inondation : le débordement direct ou indirect d'un cours d'eau, et la stagnation des eaux pluviales (Ministère de L'aménagement du Territoire et de l'Environnement (France), 2001).

De tous les risques naturels, ce sont celles qui, globalement, sont les plus fréquentes, les plus meurtrières, et les plus lourdes de conséquences sur le plan économique. Une analyse portant sur dix années (1986-1996) et résumée à la figure 3.2 montre que les inondations sont à l'origine de 32% des 5370 sinistres recensés, 31% du préjudice éco-

nomique estimé à 630 milliards $US, 8% des dommages assurés (environs 120 milliards $US) et de 55% des 367 000 décès dus aux cataclysmes (Münchener-Rückversicherungs-Gesellschaft, 1997). Au Canada, le nombre de décès est relativement bas, (10 morts en 1996 selon la même source) mais des inondations sévères se produisent de temps en temps (Montréal 1987, Saguenay 1996, La Rivière Rouge 1997). Les dommages matériels sont considérables, et semblent être en croissance continue.

El-Jabi (1980)) cite quelques raisons de cette escalade de ce qu'il appelle la spirale ascendante des crues et des dommages :

- L'augmentation des activités économiques dans les plaines inondables.
- L'accroissement continuel du pourcentage d'occupation des régions inondables.
- La surévaluation du degré de protection qu'apportent les ouvrages de protection par la population.
- Le manque de données sur la fréquence des crues et sur les activités susceptibles d'être affectées par elles.
- Le changement des caractéristiques hydrologiques des crues.

3.1.2 Lutte contre les inondations

Cette croissance des pertes pose un sérieux problème de dédommagement des victimes, le risque d'inondation n'étant généralement pas assuré : les zones touchées étant toujours les mêmes, il n'est pas possible de répartir la charge sur toute la collectivité.

Le calcul de polices par la méthode actuarielle classique entraînerait des coûts exorbitants pour la protection. Au Canada, les dommages sont couverts par les gouvernements provinciaux et fédéral à concurrence de 80% et 20% respectivement, bien que ce niveau de couverture ainsi que les dépenses couvertes soient susceptibles de changer selon les circonstances (Denis, 1995). La politique canadienne est donnée par la Loi Canadienne pour l'Assistance à la Conservation de l'Eau (Canada Water Conservation Assistance Act) de 1953 qui stipule que le gouvernement fédéral devait contribuer jusqu'à 37.5% au coût des travaux pour conserver ou contrôler l'eau et la Loi Canadienne sur le Régime des Eaux (Canada Water Act) de 1970 qui permet des accords entre le niveau provincial et fédéral pour faire de la recherche, formuler des plans complets de gestion de l'eau, et développer des plans de gestion des ressources hydriques. En 1975 fut adopté le Programme de Réduction des Dommages d'Inondations (Flood Damages Réduction Program) dont le but était de réduire l'escalade des coûts des dommages d'inondations en décourageant les développements dans les zones à haut risque. Il prévoit que : *une façon évidente d'empêcher les inondations de causer de nouveaux dommages, c'est de restreindre l'exploitation de la plaine inondable* et de *restreindre les investissements dans les zones inondables qu'on aura clairement délimitées* (Bruce et Page, 1977). Il prévoit l'identification des zones à risque à travers le zonage tout en incorporant d'autres aspects comme la prévision et l'annonce de crue, des travaux de protection, l'acquisition et la relocalisation pour minimiser les dommages dans les zones déjà occupées.

La réduction des dommages dus aux inondations peut se faire de diverses mesures qu'on peut classer en mesures structurelles et mesures non structurelles. Les mesures structurelles consistent à agir sur les conditions d'écoulement de façon à diminuer la fréquence et l'ampleur des inondations : il peut s'agir entre autres de :

- Ralentissement du débit par des bassins de rétention qui peuvent aussi servir pour la production d'électricité ou des activités de loisirs.
- Drainage des plaines inondables.
- Construction de digues qui fournissent aux débits de crue un chemin d'écoulement privilégié en régularisant et en modifiant le lit de la rivière.
- Détournement des débits par un canal de dérivation.
- Amélioration des conditions hydrauliques de la rivière en contrôlant son débit de façon à le maintenir dans des limites qui réduisent au minimum l'érosion des berges.

Les mesures non structurelles sont toutes celles qui ne mettent pas en jeu des constructions :

- La préparation des mesures d'urgence pour la protection des biens et des personnes en cas d'inondation grave.
- Le zonage en fonction du risque d'inondation qui consiste à contrôler le développement des régions inondables.
- L'assurance des dommages en fonction du zonage (transfert de risque).
- L'imposition de codes de constructions spéciaux pour les bâtiments dans les zones

à risque leur permettant de résister à l'eau : éviter le soulèvement des fondations, élévation minimale des sous-sols, conception de structures en fonction des pressions hydrostatiques et hydrodynamiques (El-Jabi, 1980).

- La mise en place de systèmes de prévision et d'alerte : un des facteurs les plus importants pour l'ampleur des dommages d'une inondation est le délai entre l'alerte et l'arrivée des eaux puisque les objets déplacables peuvent être mis hors de portée de l'eau.

3.1.3 Évaluation des dommages d'inondations

La minimisation des dommages dus aux inondations est un des buts des gestionnaires de la plaine inondable et une évaluation à priori de ces dommages est nécessaire pour décider de l'opportunité de prendre une mesure plutôt qu'une autre dans le cadre de la politique de gestion du risque. Elle est une des données des analyses bénéfices coûts qui consistent à comparer les avantages que procure par exemple la construction d'un barrage hydroélectrique (bas coût de production d'électricité, réduction des inondations en aval, activités récréatives, régulations de cours d'eau, irrigation, etc.) avec les inconvénients additionnels qu'il entraîne (augmentation du risque inondations en amont, possibilités de ruptures catastrophiques, impact sur l'écosystème, etc.).

Les dommages peuvent prendre des formes très variées comme l'érosion de terres arables, la destruction ou le dysfonctionnement des réseaux d'eau, de gaz, d'électricité,

d'assainissement, la coupure de routes, perturbation des activités socio-économiques, effets sur la santé de la population et sur l'habitat. Les dommages peuvent être qualifiés de directs, indirects, secondaires, intangibles et incertains (Breaden, 1973). Les dommages sont directs quand ils résultent du contact physique entre les crues et les unités économiques, secondaires quand ils sont sentis par des personnes hors de la zone inondée, indirects s'ils sont l'effet de l'arrêt des services dans la région sujette à l'inondation, intangibles lorsqu'il n'y aucune façon de les appréhender, incertains lorsqu'ils résultent de l'état d'incertitude dans laquelle se trouvent les riverains quant à l'éventualité d'une inondation (El-Jabi, 1980).

Cependant les dommages les plus étudiés sont ceux sur l'habitat et la plupart des études et modèles s'en tiennent aux valeurs immobilières et mobilières (Torterotot, 1993). Cela serait dû à la "relative facilité" du calcul de ces dommages dus à une variabilité moindre des biens exposés par rapport aux infrastructures et aux industries et à l'importance politique et sociale de ces dommages qui, touchant un grand nombre de personnes font l'objet de mesures de prévention et protection nombreuses et variées (Torterotot, 1993). Le résultat de ces études se retrouve sous forme de fonctions de coûts des dommages en fonction des paramètres submersion, de la valeur et du type du bien exposé et des réponses humaines. Ces fonctions peuvent être construites de trois façons différentes :

– De façon empirique en exploitant les résultats des enquêtes sur les coûts réels

suivis ou les bilans d'indemnisation.

- Par simulation des coûts à partir d'une représentation de l'habitat (avec une typologie sur le mobilier et l'immobilier) et d'une expertise sur les coûts, ou à partir d'une enquête sur les coûts potentiels qui se produiraient en cas d'inondation (Torterotot, 1993).
- Par corrélation multiple afin d'établir des formules agrégées des dommages en fonction des caractéristiques économiques et hydrologiques des plaines inondables (El-Jabi, 1980).

Le paramètre hydraulique considéré comme le plus significatif sur les dommages est la hauteur de submersion en général considérée à partir du niveau des différents planchers, bien qu'il y en ait beaucoup qui aient été considérés dans la littérature : la vitesse de l'eau capable d'entraîner des pressions hydrodynamiques ou des érosions, durée de submersion pour les structures en matériaux sensibles et les dommages agricoles, la période d'inondation, la charge en sédiments ou la présence de blocs de glace (El-Jabi, 1980). Cependant, à part la hauteur de submersion, ces paramètres sont difficiles à estimer par les modèles numériques d'écoulement ou à déduire après enquête, ce qui entrave considérablement les tentatives d'établissement de corrélations. McBean et al. (1988) ont cherché à établir des relations entre les dommages et divers paramètres relatifs à la vulnérabilité (vitesse, durée, ...) mais ils ont conclu sur le manque de corrélations significatives (à partir de l'échantillon analysé), et sur l'impossibilité d'établir une relation simple liant les dommages à ces paramètres.

Les stratégies d'analyse qui semblent apporter le meilleur caractère explicatif sont les suivantes :

- Considérer une typologie assez (ou très) détaillée de l'habitat, qu'il s'agisse d'analyser des résultats d'enquêtes ou d'établir par simulation des fonctions de dommages.
- Distinguer au moins les niveaux avec et sans sous-sol, et détailler les dommages par niveau inondé.

Avec le développement de la cartographie numérique, des modèles spatialisés d'analyse des dommages sont en train de voir le jour comme le modèle DOMINO (DOMages INOndation) entièrement dédié à l'estimation des dommages associés aux inondations. Il intègre une méthode automatisée par les chercheurs de l'École Polytechnique de Montréal pour Hydro-Québec (Gagnon et al., 1998; 3OBEK, 1998). Ce logiciel permet de délimiter un site géographique potentiellement soumis à une inondation, dans les zones bordant les cours d'eau et les retenues, et de constituer un modèle numérique du terrain naturel à partir des données sur le relief. Il reçoit et interprète les niveaux d'eau locaux instantanés calculés à partir de modèles numériques d'écoulement. On peut aussi citer le logiciel CONSEQ (Robert et al., 2001) également développé à l'École Polytechnique de Montréal qui fait une évaluation exhaustive des dommages tangibles directs et permet l'automatisation du tracé des courbes de conséquences associées. Il fournit une aide à la planification des mesures d'urgence en identifiant également la population et les éléments sensibles touchés. On distingue les éléments sensibles de gestion

de crise (hôtels de ville, postes de police, casernes de pompiers), les éléments sensibles de support à la vie (services de santé, usines de filtration), et les éléments sensibles divers (Écoles, garderie, etc.). On présente à la figure 3.3 deux exemples de courbes de conséquences obtenues avec ce logiciel.

3.2 Le risque hydrologique

Le risque hydrologique est défini *comme la probabilité d'occurrence, à une année quelconque, d'une crue d'une amplitude donnée* (Awadallah et al., 1999). Étant donné qu'une inondation fluviale correspond à un niveau élevé du cours d'eau qui peut, sous certaines hypothèses être considéré comme correspondant à un et un seul débit du cours d'eau, le risque d'inondation peut être assimilé au risque hydrologique de dépassement d'un débit seuil.

Les deux principales utilisations du risque hydrologique est la détermination de la crue de projet pour un barrage à construire, et l'évaluation de l'adéquation de la crue de projet d'un barrage existant en vue d'un éventuel réaménagement.

Une approche simple consiste à prendre comme crue de projet la crue combinant les crues extrêmes ayant déjà été enregistrées dans la région du barrage. Mais les approches les plus populaires sont l'analyse fréquentielle des crues avec ou sans augmentation des données, et l'approche maximaliste (CMP/PMP). A cela viennent s'ajouter des méthodes

indirectes basées sur l'analyse combinatoire des phénomènes générateurs de crue (Kroeker et Plesa, 1995).

3.2.1 Approche fréquentielle

Elle vise à décrire par une distribution statistique des séries de maxima et minima annuels, ou encore des séries de durées partielles (dépassement d'un seuil fixé à priori).Il s'agit de faire le choix d'une distribution (D) et d'une méthode d'estimation des paramètres (E) de la distribution choisie. Deux éléments sont alors essentiels dans l'évaluation d'une paire D/E particulière : la capacité de la distribution à reproduire les caractéristiques statistiques des données, et sa capacité de prédiction généralement exprimée en termes de biais ou d'erreur quadratique moyenne avec laquelle un quantile est estimé. Les distributions les plus utilisées sont la loi des valeurs extrêmes (GEV), la loi de Pearson, la loi de Gumbel, la loi de Pareto généralisée. Il arrive souvent que la crue de projet soit largement au-delà du maximum historique et de ce fait, dépende considérablement de la méthode statistique utilisée. Kite (1977) a montré que l'incertitude sur la période de retour des crues habituellement enregistrées est de 100 ans. Pour estimer la crue de projet, les courbes statistiques sont extrapolées dans un domaine où l'incertitude est considérable et où les données à la disposition des analystes sont de mauvaise qualité et/ou en quantité insuffisante. Lorsque de longs enregistrements ne sont pas disponibles, on peut utiliser les paramètres d'autres stations de la même région pour tracer une courbe

régionale. Une courbe régionale est une distribution de fréquence du facteur de croissance $Q/\bar{Q}$ où Q est la crue de période de retour T et $\bar{Q}$ la crue moyenne.

3.2.2 Approche maximaliste

Une approche alternative à l'approche statistique est la CMP (crue maximale probable) qui correspond théoriquement à une probabilité de dépassement nulle. Elle est basée sur le principe que les phénomènes générateurs de crue ont une limite physique. Horton (1936) disait déjà "l'*importance des crues continue à croître avec la période de retour, mais elle croit vers une valeur finie et non vers l'infini* ". Le concept est ensuite passé de Crue Maximale Possible, c'est-à-dire *"la plus grande crue qui peut théoriquement se produire dans un lieu donné, dans l'ère géologique et climatique actuelle. Cela présuppose la concomitance de tous les facteurs naturels sur une région de façon à créer la crue théoriquement maximale possible* " (United Nations, 1964; United States Bureau of Reclamation, 1973), à quelque chose de plus raisonnable et un peu moins conservatif, la Crue Maximale Probable qui est *...crue qui représente les conditions d'écoulement maximales résultant de la plus sévère combinaison de conditions hydrologiques et météorologiques considérées comme raisonnablement possible pour le bassin versant étudié* " (Organisation Météorologique Mondiale, 1969; U.S. Army Corps of Engineers, 1966; United Nations, 1964). Cela veut dire que même du point de vue théorique, *la probabilité de dépassement de la CMP n'est pas nulle.* D'un

pont de vue pratique, Newton (1983) remarque que si tout le monde s'accorde sur les événements et les conditions à utiliser dans un calcul de CMP, il y a de significatives divergences d'opinions sur les magnitudes à utiliser, ce qui peut entraîner des variations dans le volume et le débit de pointe de la crue. Un autre constat en contradiction avec l'avantage théorique du concept est que la valeur de la CMP calculée selon une approche donnée est susceptible de changer avec le temps à mesure que de nouvelles données hydrométéorologiques sont collectées.

L'intégration de la CMP dans une analyse de risque d'inondation est problématique parce que ce risque est généralement calculé en faisant le produit des dommages par la probabilité d'occurrence, qui est théoriquement nulle (Stedinger et al., 1996). De ce fait, la CMP est surtout utilisée pour trouver l'extension maximale de la zone d'inondation et pour dimensionner les évacuateurs des barrages pour lesquels l'éventualité d'une submersion est inadmissible. Newton (1983) a proposé une méthode pour le calcul de la période de retour de la crue maximale probable en utilisant les distributions de probabilités observées des événements générateurs. D'autres auteurs lui attribuent une valeur arbitraire comme 10^{-4}. Le National Research Council's Comitee on Dam Safety Analysis (National Research Council, 1985, 1988) a exploré la voie qui consiste à étendre la distribution probabiliste des dommages jusqu'à la CMP à laquelle on attribue une durée de retour raisonnable. Kroeker et Plesa (1995) ont présenté une méthode de déduction de débits de crue en combinant les éléments générateurs pour le lac Coquitlam (figure 3.4).

Leurs résultats coïncident raisonnablement avec les crues statistiques comme le montre la figure 3.5 et la probabilité de la CMP est de l'ordre de 10^{-8} à 10^{-9}.

3.3 Politiques de gestion des réservoirs

Gérer un système hydrique revient à choisir les prélèvements à faire en tenant compte du fait que :

- Les apports et les demandes futurs ne sont pas connus avec certitude.
- Le système considéré peut être composé d'un grand nombre de réservoirs reliés entre eux, ce qui crée une interdépendance entre les différents éléments du système. Ce cas de figure, qui est le plus couramment rencontré, n'est pas le plus aisé à appréhender.
- Les réservoirs considérés peuvent être utilisés à des fins multiples dont les plus courantes sont : la production d'hydroélectricité, l'irrigation, l'alimentation en eau potable, le contrôle des crues, la navigation et la recréation. A ces multiples fins peuvent s'ajouter des considérations environnementales comme la protection de la vie piscicole ou l'amélioration de la qualité de l'eau.

Lors de l'élaboration des politiques normales de gestion des réservoirs, on prend en compte un risque à long terme défini comme la probabilité de non-respect d'une contrainte du système comme une inondation (dépassement du niveau ou du débit maximal admissible), une pénurie d'eau ou d'électricité, etc. Un haut niveau de protection

contre le dépassement d'une contrainte peut accroître la probabilité de non-respect d'une autre.

En pratique, on utilise plusieurs politiques de gestion correspondant à des horizons décisionnels différents. Pour un système de production hydroélectrique, on en définit en général quatre :

- L'horizon à long terme (jusqu'à 25 ans) dont l'objectif premier est de planifier la production hydroélectrique au moindre coût et de maximiser les revenus en tenant compte de la variation de l'offre et de la demande.
- L'horizon moyen terme (un à cinq ans) où on cherche atteindre les objectifs du système tout en minimisant les coûts d'exploitation et les défaillances.
- L'horizon à court terme pour lequel on doit déterminer le prélèvement à effectuer au cours de la période qui débute afin de maximiser les revenus.
- L'horizon à très court terme où les prélèvements doivent être ajustés en fonction des variations instantanées des variables du système.

La politique d'exploitation à un horizon donné peut être formulée dans un cadre déterministe ou stochastique. La formulation déterministe présente un avantage sur le calcul de la solution cherchée parce que la formulation du problème est simplifiée et parce que certaines techniques de calcul sont mieux adaptées à un environnement déterministe. Les méthodes stochastiques se caractérisent par la prise en compte implicite ou explicite de l'incertitude hydrologique, les demandes en eau et en électricité étant pour la

grande majorité considérées déterministes. Les modèles d'optimisation stochastique implicite déterminent, pour une séquence de débits synthétiques, une fonction optimale de prélèvements en appliquant une méthode déterministe d'optimisation (Yeh, 1985). Les modèles explicites, par contre, procèdent par des distributions de probabilité des apports naturels pour déterminer la stratégie optimale. Un exemple d'utilisation de l'approche déterministe est le modèle MORRO sur la rivière des Outaouais (Bechar et Richard, 1985) qui sert à gérer l'exploitation quotidienne d'un système de quarante-trois centrales hydroélectriques appartenant à divers organismes. Lorsque la stochasticité est prise en compte, c'est la PDS qui est la technique préférée des chercheurs (Lacroix, 1994).

Trois approches sont possibles pour développer un modèle de gestion :

- Utiliser un modèle d'optimisation dont le but est la maximisation d'une fonction économique soumise à des contraintes, le risque étant pris en compte sous forme de contraintes ou de pénalités.
- Utiliser des règles d'opération (en anglais "rules curves") basées sur des simulations d'apports et l'expérience de l'exploitant.
- Utiliser la simulation pour évaluer et éventuellement modifier, le cas échéant, la politique d'exploitation trouvée avec les méthodes d'optimisation.

3.3.1 Les techniques d'optimisation

Les méthodes d'optimisation dans la gestion des réservoirs ont connu de constants développements depuis les années soixante, à la fois parce que des considérations économiques et environnementales poussent à améliorer la gestion des ouvrages afin d'éviter d'en construire de nouveaux (Lacroix, 1994). Toutefois leur application reste marginale dans la pratique parce qu'ils sont difficilement applicables aux grands systèmes qu'on rencontre dans la réalité. Il faut cependant noter que les puissances de calcul sans cesse croissantes des ordinateurs et le développement de méthodes visant à diminuer la taille des systèmes d'équation à résoudre les rendent chaque jour plus aptes à gérer des systèmes de taille raisonnable.

Yeh (1985), Wurb et al. (1985), et Wurb (1991) ont revu un grand nombre de techniques de calcul décrites dans la littérature. Les modèles qu'elles permettent de formuler visent à déterminer les variables de décision de façon à maximiser ou minimiser une fonction économique sujette a des contraintes. *Le risque est pris en compte sous formes de contraintes à ne pas dépasser ou sous forme de pénalités dans la fonction économique en cas de dépassement.* Dans ce cas, la prise en compte est *implicite* et seules des simulations permettent de déterminer l'ampleur des défaillances induite par un jeu de pénalités données (Tremblay, 1989; Jobs, 1995).

Ces modèles sont tous confrontés aux problèmes suivants (Kelman et al., 1990) :

- Les apports futurs ne sont pas connus.
- Les décisions sont fonction de l'état du système et de l'apport au réservoir.
- Les corrélations spatio-temporelles des apports requises pour obtenir des solutions plus représentatives de la réalité sont très difficiles à incorporer dans une méthode d'optimisation.
- L'inclusion d'une prévision des apports augmente le nombre d'états amplifiant la charge de calcul.
- Les effets de la hauteur de chute et les variations journalière et mensuelle du niveau de l'eau dans un réservoir, rendent les formulations non linéaires quand la production hydroélectrique est une des fins du système.

3.3.2 Les règles opératoires ("rules curves")

D'après Lacroix (1994), elles sont de loin les méthodes les plus utilisées pour la gestion des grands systèmes. Elles sont dérivées par simulation et en prenant en compte l'expérience des exploitants. On peut les subdiviser en quatre grandes classes (Loucks et Sigvaldason, 1982) :

- Les règles d'opération par niveaux cibles.
- Les règles d'opération par zones.
- Les règles d'opération combinées.
- Les règles d'opération conditionnelles.

Les règles d'opération par niveaux cibles donnent pour chaque période de l'année le niveau ou l'emmagasinement à atteindre, laissant à l'exploitant la latitude d'ajuster ses prélèvements en conséquence.

Les règles d'opération par zones sont basées sur le principe que l'exploitant doit appliquer différentes politiques de prélèvement en fonction du niveau du réservoir (Lacroix, 1994). On trouve souvent les zones suivantes :

- La zone d'exploitation ("conservation zone") : quand le niveau se situe dans cette zone, l'exploitant peut répondre à la demande en satisfaisant les différentes contraintes.
- La zone de contrôle des crues ("flood control zone") qui permet de stocker une partie de l'eau en période de crue de façon à éviter les inondations à l'aval du barrage. Quand le niveau de l'eau se trouve dans cette zone, les prélèvements doivent se faire de façon à évacuer l'eau autant que faire se peut sans causer de dommages à l'aval. L'U.S. Army Corps of Engineers (1966) recommande le débit de durée de retour 2 ans car un tel débit ne cause jamais de dommages d'inondation.
- La zone de surcharge : l'emmagasinement dans le réservoir est alors proche de la capacité maximale admissible et l'eau doit être évacuée le plus rapidement possible, même si cela doit créer des dommages à l'aval.
- La zone tampon ("buffer zone"), qui n'est en principe atteinte que pendant les périodes de sécheresse.
- La zone morte ("dead storage"), qui ne peut être atteinte qu'en cas de sécheresse

extrêmement grave.

Les règles d'opérations combinées sont une superposition des règles d'opération par niveaux cibles et des règles d'opérations par zones.

Les règles d'opérations conditionnelles donnent les prélèvements à effectuer, non seulement en fonction de l'emmagasinement et de la période de l'année, mais aussi en fonction de la prévision des apports naturels pour certaines périodes futures précitées.

3.3.3 La combinaison simulation/optimisation

La combinaison des deux est due au fait que les méthodes d'optimisation en général et la PDS en particulier ne donnent pas explicitement l'ampleur des défaillances qui est par la suite évaluée par simulation en vue d'une éventuelle modification : Tremblay (1989) a développé une politique d'évaluation et de révision de la politique de référence afin d'atténuer si possible les risques de défaillance et de les maintenir à un niveau tolérable. Wankpo (1996) a analysé la stratégie d'évaluation-révision d'une politique de référence obtenue par PDS (Programmation dynamique stochastique) tandis que Jobs (1995) évalue l'évolution des bénéfices et des caractéristiques associées aux défaillances en utilisant la PDS et la simulation stochastique (figure 3.6).

3.4 Ruptures de barrages

3.4.1 Présentation

Bien que la plupart des inondations surviennent sans grands dommages pour les barrages qui peuvent en évacuer le débit sans problème, elles peuvent aussi survenir suite à une défaillance consécutive à un séisme, un glissement de terrain, une submersion, une détérioration des fondations ou des matériaux de construction. En termes d'intégrité structurale, une rupture de barrage est la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage et de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau. Une rupture de barrage est un événement extrêmement rare, mais il peut être catastrophique comme ce fut le cas du barrage Teton en Idaho aux États-Unis (Packer et Allred, 1978; Penman, 1977) ou encore du barrage de Malpasset en France (MINISTERE DE L'AGRICULTURE (FRANCE), 1960; Penman, 1977). Le premier, haut de 92 m et long de 910 m s'est rompu en 1976 et a vu se former une brèche de 50 m en une heure. On compta 11 morts, 25 000 sans abris, et 400 M$ de dommages. Le second a subi une rupture brutale et totale en décembre 1959, entraînant la mort de 421 personnes et la destruction de 300 maisons.

Selon Blind (1983) la principale cause de rupture de barrage est la submersion (36%), suivie par les problèmes de fondation (33%), le glissement des berges du réservoir (9%), les défauts de construction (5%), les actes de guerre (2%), les erreurs de conception (1%) tandis que 14% des cas demeurent inexpliqués.

Les causes de défaillance ont des importances diverses selon le type d'ouvrage : les barrages et les digues en terre seraient les plus vulnérables à la submersion et les barrages en arc les moins vulnérables, tandis que les barrages-poids en béton et en enrochements se placent au niveau intermédiaire (Dascal, 1991).

Les principales causes de défaillance des barrages en terre sont :

- L'érosion interne dans la fondation.
- Le tassement significatif dans la digue ou sa fondation.
- L'érosion au contact entre la digue et sa fondation ou entre la digue et les butées.
- L'infiltrations dans la digue ou les fondations.
- La liquéfaction du remblais.

Les causes de défaillance des barrages en béton sont :

- Le manque de portance dans les fondations.
- Les fortes pressions interstitielles dues à un drainage inadéquat ou inexistant.
- Le manque de stabilité du corps du barrage.
- La déformation excessive des fondations.
- Les infiltrations dans les fondations.

La détection de ces conditions de défaillance potentielle dans un ouvrage est l'objet des programmes de sécurité des barrages qui incluent entre autres l'instrumentation, les inspections et la modélisation du système. Bien entendu, les mesures de surveillance devraient être d'autant plus renforcées que le barrage est susceptible d'entraîner des

pertes économiques énormes ou des pertes en vie humaine. Hydro-Québec a par exemple une classification de ses ouvrages en fonction de leur risque de défaillance à l'aide de huit paramètres qui sont le type de barrage, le type de fondation, la hauteur de l'ouvrage, la capacité de stockage, la sismicité sur le site du barrage, l'âge du barrage, les conditions d'opération et son état physique (Dascal, 1991). Leur potentiel de dommages est estimé à l'aide d'études d'inondations et la classification va de minimal (Zone inhabitée, pas de perte de vie) à très grave (une grande ville de plus de 100 000 habitants, de grandes industries, un grand nombre de vies humaines menacées).

Intégrer les modes de rupture dans une analyse de risque est difficile puisque ni les sollicitations auxquelles l'ouvrage est soumis, ni sa résistance réelle ne sont connues avec certitude. Autant la résistance que les sollicitations sont influencées par les facteurs environnementaux et les propriétés des matériaux qui sont de nature stochastique. Il y a aussi imprécision sur la définition d'une défaillance qui peut varier par exemple d'une fuite mineure à une destruction totale. Le point d'initiation d'une brèche dans une digue et son évolution dans le temps sont des phénomènes complexes dont la reproduction dans une étude de défaillance est quasi-impossible. Ainsi une digue en terre est supposée en rupture dès que l'eau atteint son sommet, tandis que la forme et l'agrandissement de la brèche sont fixées à priori. Le bris d'un ouvrage en béton est souvent assimilé à sa disparition instantanée pour faciliter les calculs. La figure 3.7 adaptée de Hartford et Kartha (1995) montre divers types de brèches pouvant survenir selon le type de barrage

et l'événement qui cause la rupture.

3.4.2 Évaluation et minimisation du risque de rupture

Plusieurs méthodes sont utilisées pour tenter de qualifier le risque de rupture d'un barrage ou d'un aménagement. Marche et al. (2001) cite 19 objectifs pouvant justifier l'analyse du risque de rupture et passe en revue cinq méthodes d'évaluation et de minimisation du risque de rupture. Les objectifs cités sont :

1. La compréhension des causes de rupture.
2. La compréhension des mécanismes de rupture.
3. L'évaluation des conséquences de rupture.
4. L'identification des ouvrages à risque de rupture.
5. L'identification des situations à risque de rupture.
6. L'identification des organes faibles.
7. La classification des ouvrages.
8. L'atteinte d'un risque de rupture acceptable.
9. La production de solutions de minimisation du risque de rupture.
10. La décision de construction d'un ouvrage.
11. La sélection d'une variante d'ouvrage.
12. La décision de réfection d'ouvrage.

13. L'élaboration d'un plan de surveillance d'ouvrage.
14. La décision de gestion des eaux.
15. La décision de démantèlement d'un ouvrage.
16. La formulation de plans d'urgence appropriés.
17. L'émission d'alerte de rupture appropriée.
18. L'émission d'alerte de rupture possible.
19. L'émission d'alerte d'accroissement de risque de rupture.

Une des méthodes présentées (la loi québécoise 93 sur la sécurité des barrages) ne définit pas explicitement le risque mais le minimise quand même par un ensemble de recommandations. Les autres méthodes calculent le risque avec des formules très différentes, et chacune ne cadre qu'avec un sous-ensemble des objectifs cités plus haut. La méthode la plus détaillée est la méthode HQ-POLY-INDICES développée à l'École Polytechnique de Montréal (Lavallée et al., 2000). Cette méthode vise à situer un ouvrage dans un espace bidimentionnel représentant le risque. Le risque est fonction de deux indices : l'indice de dangerosité ID et l'indice de comportement et d'état ICE définis comme suit :

$$ID = \frac{(PAR/POP) * (DV/DVO)}{exp(\frac{4*(TAL-TEV)}{TEV})} \tag{3.1}$$

$$ICE = 20 * (ROBUS * ETAT)^{0.2822} * SURV^{0.6273} * HISTO^{0.2152} * REMPL^{0.4265} \tag{3.2}$$

où :

PAR est le nombre de personnes à risque en cas de rupture,

POP est le nombre d'habitants dans la région touchée,

DV est un estimateur de l'importance de la crue,

DVO est une constante définissant la valeur de référence pour laquelle le danger est significatif,

TAL est le temps d'alerte,

TEV est le temps d'évacuation,

$ROBUS$ est un facteur compris entre 0 et 1 qui représente la robustesse ou la capacité théorique de l'ouvrage à résister aux événements extrêmes,

$ETAT$ est une valeur sur une échelle de cinq points qui décrit l'état général de l'ouvrage,

$SURV$ est une valeur sur cinq qui décrit le niveau de surveillance de l'ouvrage,

$HISTO$ est une valeur sur cinq qui tient compte des incidents répertoriés de l'ouvrage,

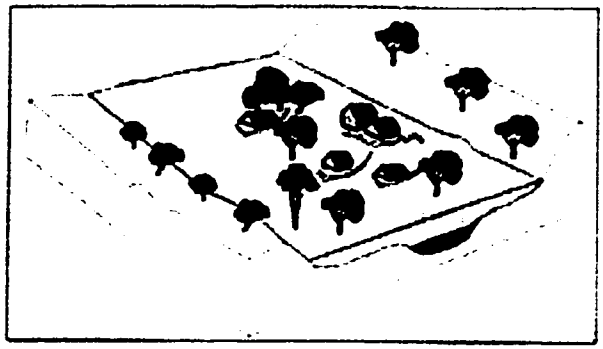
$REMPL$ est un facteur entre 0 et 1 qui permet de considérer le cas où l'ouvrage subit son premier remplissage.

La réduction du risque par cette méthode consiste à concrétiser l'action ou le groupe d'actions pouvant déplacer le point figuratif de l'ouvrage vers ou dans la zone de sécurité. L'application de la méthode au barrage Bersimis (Rivière Betsiamites) a abouti aux recommandations suivantes :

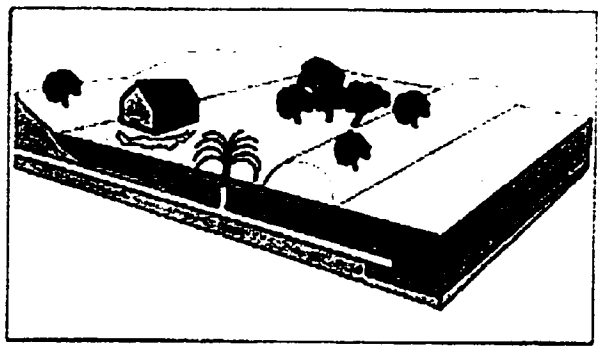
- Maintient de l'indice de comportement et d'état ICE.

- Renforcement des mesures d'urgence pour dimunier le nombre de personnes à risque et augmenter le temps d'alerte.

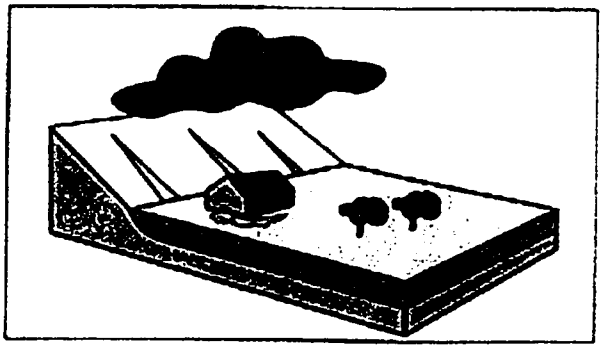
L'application de ces recommandations revient à déplacer le point figuratif de l'ouvrage dans la zone de sécurité (figure 3.8). Il faut cependant noter que cette méthode comporte énormément de subjectivité puisque la plupart des paramètres sont fixés par jugement.



(a) Débordement direct

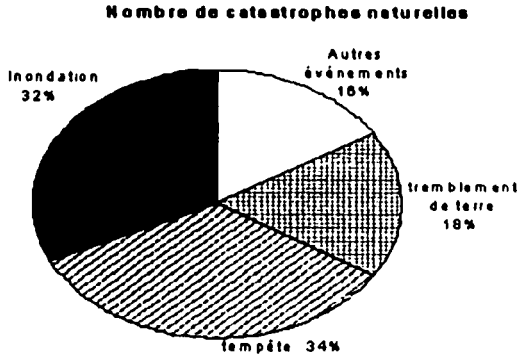


(b) Débordement indirect

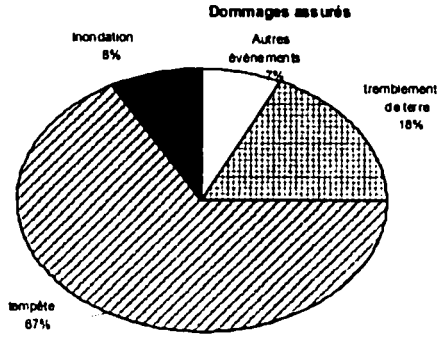


(c) Stagnation des eaux pluviales

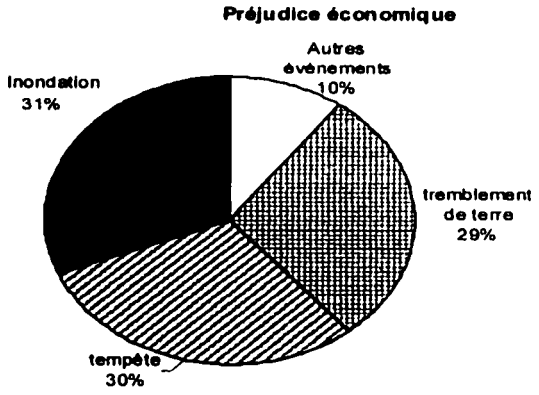
Figure 3.1: Différents types d'inondation (Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (France))



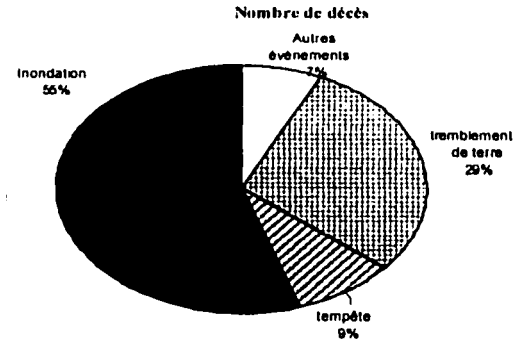
(a) Nombre d'occurrences



(b) Dommages assurés

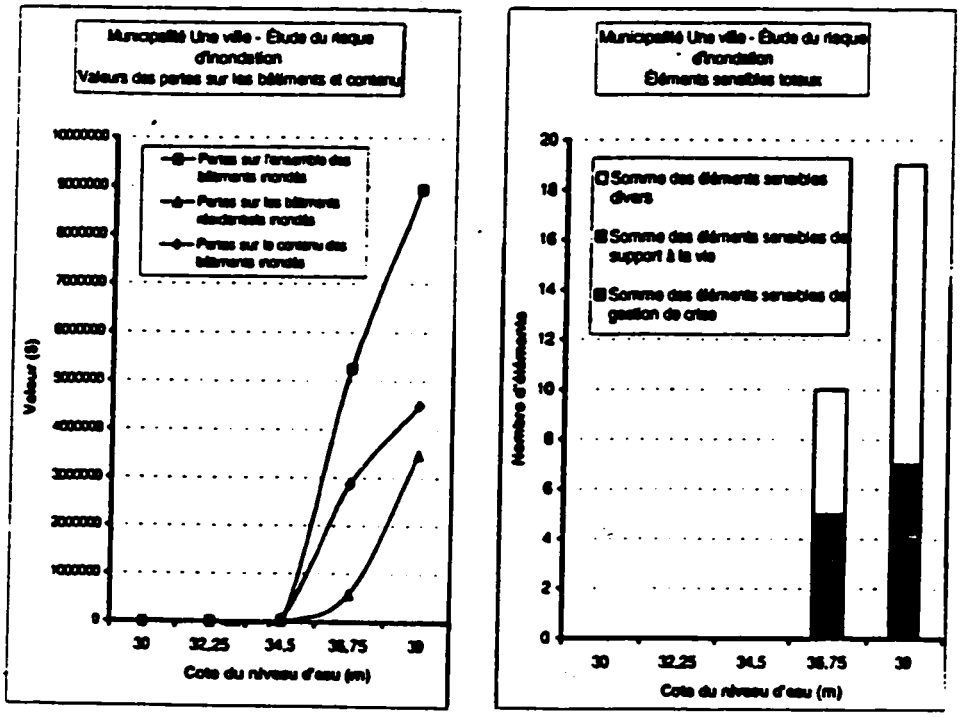


(c) Préjudice économique



(d) Nombre de décès

Figure 3.2: Comparaison de l'impact des inondations versus celui des autres catastrophes naturelles entre 1986 et 1996 (Münchener-Rückversicherungs-Gesellschaft, 1997)



(a) Valeurs des pertes sur les bâtiments et leur contenu

(b) Nombre totaux d'éléments sensibles touchées

Figure 3.3: Exemples de courbes de conséquences fournies par le logiciel CONSEQ (Robert et al., 2001)

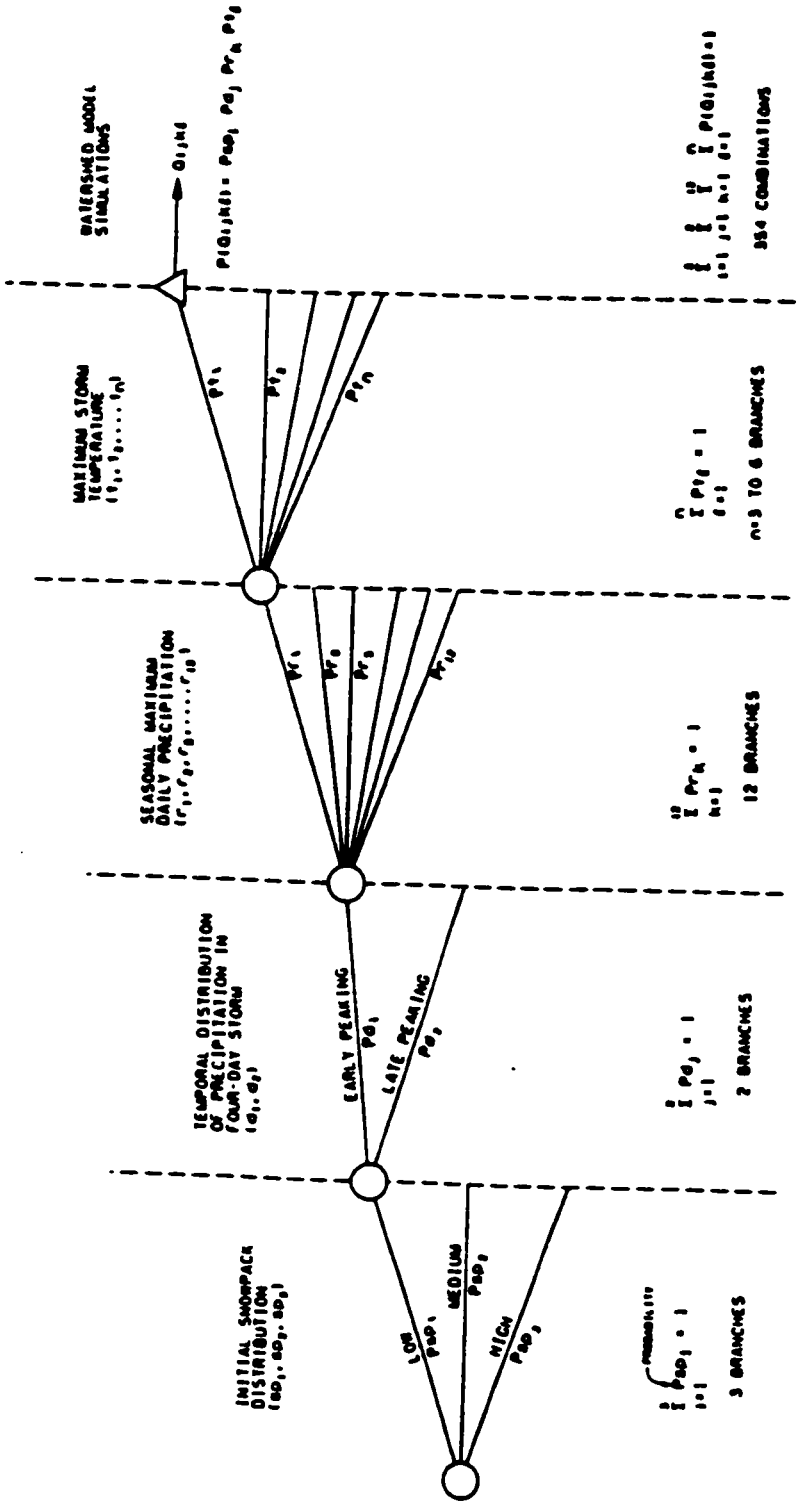


Figure 3.4: Arbre d'événements pour la génération de débits de crues synthétiques par analyse combinatoire (Kroeker et Plesa, 1995)

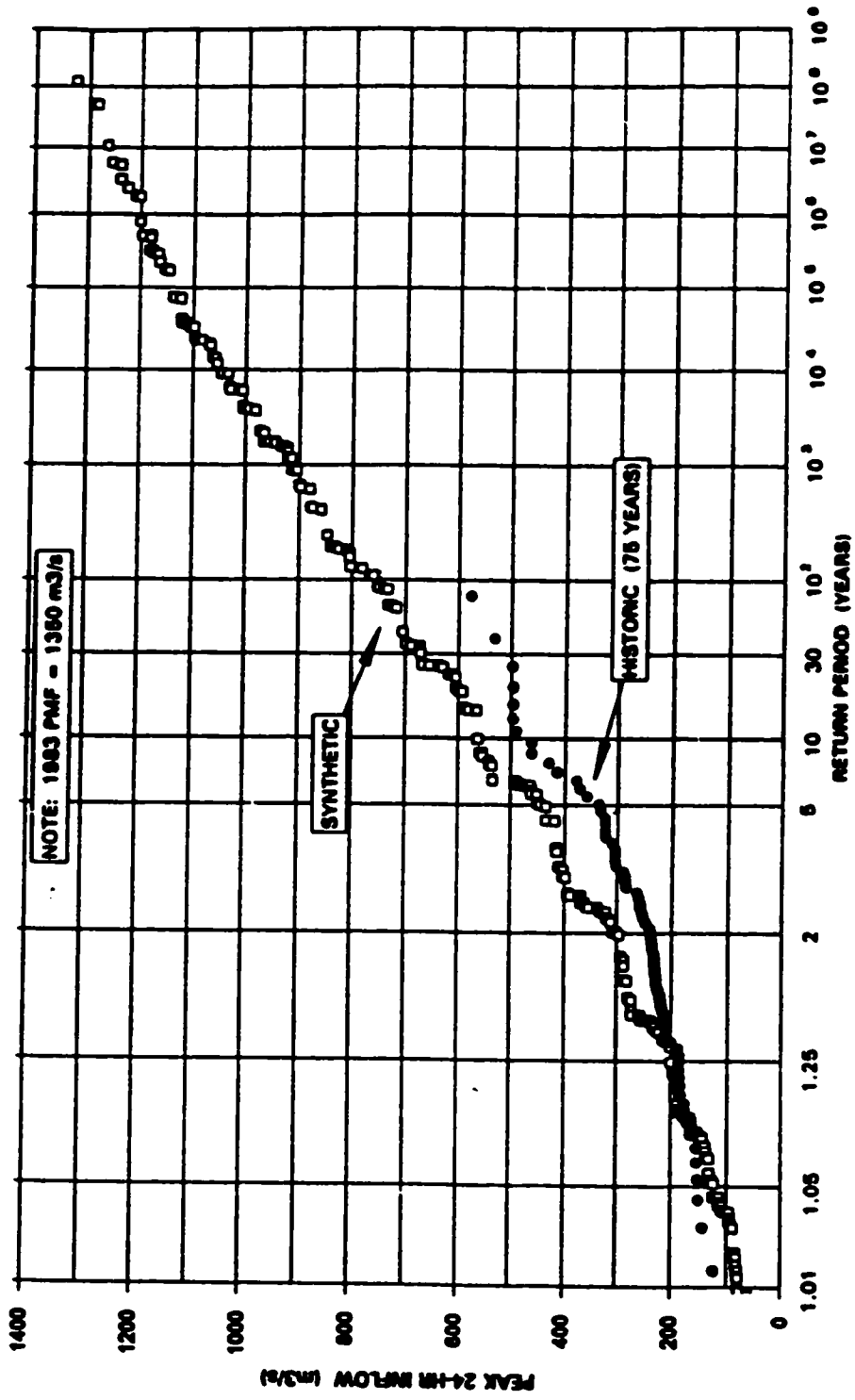


Figure 3.5: Comparaison des débits de crue synthétiques et historiques (Kroeker et Plesa, 1995)

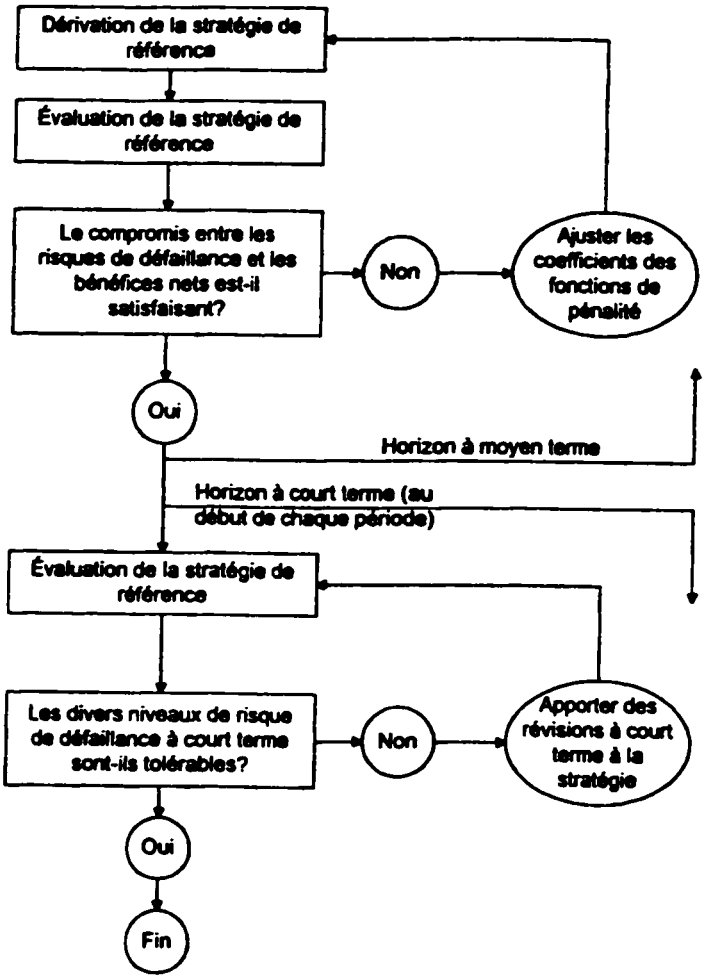
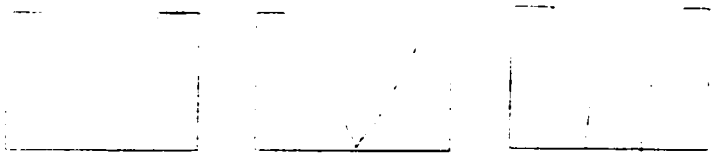


Figure 3.6: Processus d'évaluation-révision de la stratégie de référence (Jobs, 1995)



(a) Rupture par submersion- forme initiale

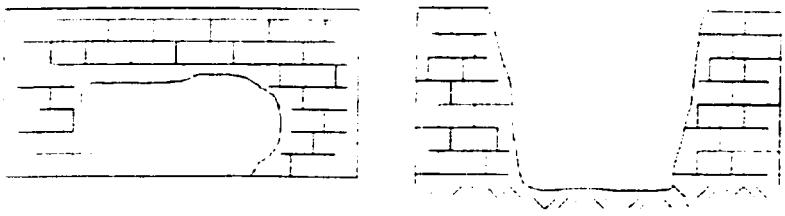
(b) Rupture par submersion- forme en V après érosion

(c) Rupture par submersion- érosion latérale finale

(d) Rupture par renard - initiation de la brêche

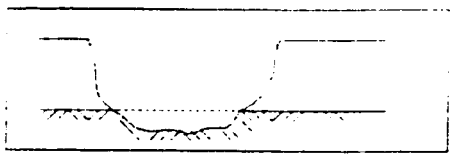
(e) Rupture par renard - élargissement de la brêche

(f) Rupture par renard - érosion latérale finale



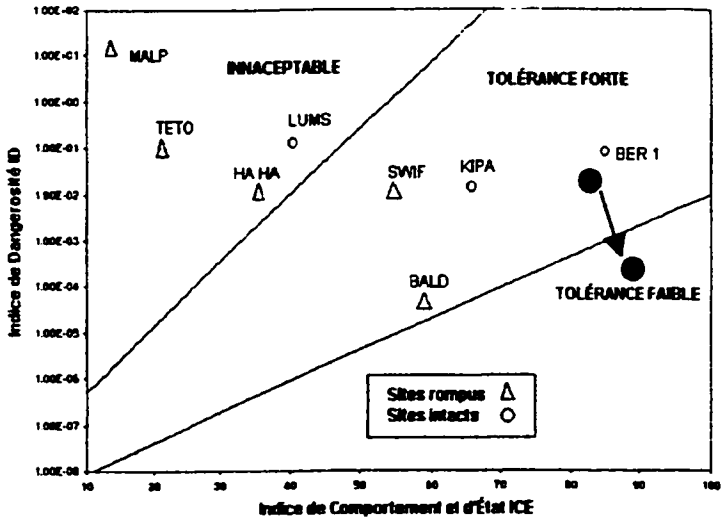
(g) Défaillance des fondations d'un barrage-poids, cas 1

(h) Défaillance des fondations d'un barrage-poids, cas 2

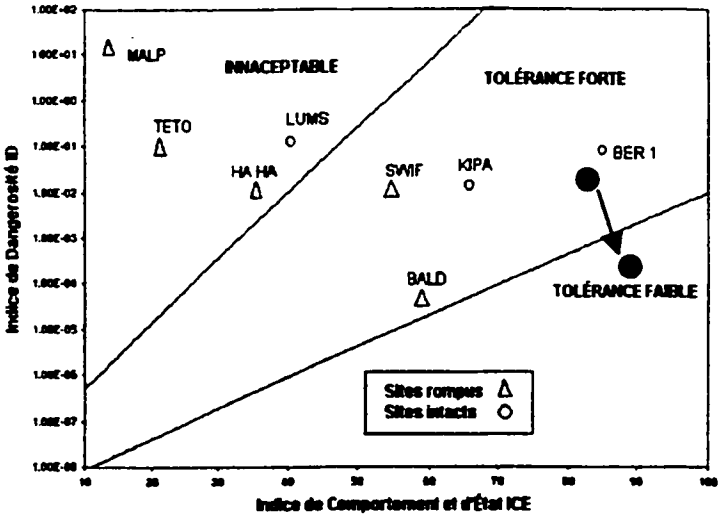


(i) Défaillance des fondations d'un barrage en terre

Figure 3.7: Différentes formes de brêche selon le type de rupture (Adapté de Hartford et Kartha, 1995)



(a) Point figuratif de l'ouvrage



(b) Réduction du risque

Figure 3.8: Réduction du risque par la méthode HQ-POLY-INDICES (Marche et al., 2001)

CHAPITRE 4

FONDEMENTS THÉORIQUES

Dans la suite de ce travail, on aura recours à un certain nombre d'outils mathématiques et statistiques comme le *processus de Markov*, le *processus de Poisson filtré* et le *modèle ARMA*. Ce sont des outils bien documentés dans la littérature et on se contentera dans ce chapitre de définir brièvement leurs caractéristiques essentielles.

4.1 Les processus de Markov

Les processus de Markov sont des processus stochastiques très utiles pour la description de systèmes complexes. Leur théorie est très bien établie et ils font partie des cours de processus stochastique dispensés dans les universités. Le lecteur pourra se référer par exemple à (Isaakson et Madsen, 1976), (Dynkin, 1963) ou (Adke et Manjunath, 1984) pour avoir plus de détails sur leurs propriétés et leurs nombreuses applications. Ils se basent sur deux concepts clés, celui d'*état* et celui de *transition*.

4.1.1 Le concept d'état

La situation à un instant t donné d'un système physique peut généralement être définie par la valeur d'un certain nombre de variables dites variables d'état. Dans le cas d'un système de réservoir, les variables d'état sont les débits entrants, les niveaux d'eau dans chaque réservoir, le degré d'ouverture des vannes de chaque évacuateur. On spécifie l'état du système en donnant la valeur de chaque variable d'état.

4.1.2 Le concept de transition

Au cours du temps, le système passe d'un état à un autre du fait de sa dynamique interne et des sollicitations extérieures. De tels changements d'état sont appelés transition. En général, l'ensemble des états possibles est infini (décrit par des variables continues) et les transitions peuvent se produire à n'importe quel instant. En pratique, on considère que le système ne peut prendre qu'un nombre fini d'états et que les transitions se font à des dates ponctuelles entre lesquelles le système est stable. On obtient alors une *chaîne de Markov*.

4.1.3 Le comportement markovien

Considérons un système décrit par une seule variable d'état X, et soir X_n sa valeur à l'étape n. $P[X_{n+1} = j | X_n = i, X_{n-1} = k, \ldots, X_{n-l} = u]$ désigne la probabilité que

X_{n+1} prenne la valeur j sachant qu'on a observé que $X_n = i, X_{n-1} = k, \ldots, X_{n-l} = u$. Le système est dit avoir un comportement Markovien s'il existe un nombre l tel que les l derniers états occupés par le système déterminent son comportement futur :

$$\begin{aligned} &P[X_{n+1} = j | X_n = i, X_{n-1} = k, \ldots, X_{n-l} = u, \ldots, X_0 = v] \\ &\quad = P[X_{n+1} = j | X_n = i, X_{n-1} = k, \ldots, X_{n-l} = u] \end{aligned} \tag{4.1}$$

l est très souvent pris égal à 1 :

$$\begin{aligned} &P[X_{n+1} = j | X_n = i, X_{n-1} = k, \ldots, X_{n-l} = u, \ldots, X_0 = v] \\ &\quad = P[X_{n+1} = j | X_n = i] \end{aligned} \tag{4.2}$$

l est l'ordre du processus et peut être interprété comme la mémoire du phénomène.

4.1.4 Probabilité de transition

Pour définir un processus de Markov, on doit spécifier en plus de la valeur de départ, pour chaque date et, pour chaque état, la probabilité de faire la transition vers tout autre

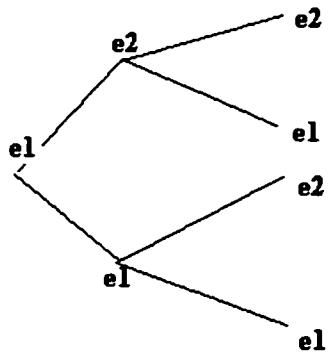
état. Cette probabilité est susceptible de changer au cours du temps. Si on note P_{ij} la probabilité de passer de l'état i à l'état j, alors la matrice $[p_{ij}]$ est appelée la matrice de transition.

4.1.5 Chaînes de Markov et arbres d'événements

Considérons un système physique qui ne peut prendre que deux états $e1$ et $e2$. Supposons qu'il est possible de le modéliser par une chaîne de Markov d'ordre 1, et que la matrice de transition est donnée par

$$\begin{pmatrix} p_{11} & p_{12} \\ p_{21} & p_{22} \end{pmatrix}$$

Les évolutions possibles dans deux pas de temps sont données par le tableau et le graphique suivant :



Cheminement	Probabilité
e1-e2-e2	$p_{12} \times p_{22}$
e1-e2-e1	$p_{12} \times p_{21}$
e1-e1-e2	$p_{11} \times p_{12}$
e1-e1-e1	$p_{11} \times p_{11}$

Cet exemple met en évidence un lien important entre chaîne de Markov et arbres d'événements : *l'application récursive d'une chaîne de Markov à partir d'un état donné peut être représentée par un arbre d'événements.*

4.2 Le modèle ARMA

Le modèle ARMA (AutoRégressive Moving average) est un modèle Markovien couramment utilisé pour la modélisation des séries temporelles. Il comporte de nombreuses variantes (ARIMA : AutoRégressive Integrated Moving average ; PARMA : Periodic ARMA ; ARMAX : ARMA avec variable explicative). Dans sa forme la plus simple (AR), il ne comporte pas de moyenne mobile. Sa popularité est due au fait que (1) la partie autorégressive comporte une forme intuitive et (2) c'est le modèle le plus simple à utiliser. Son développement a été initié dans les années 60 par les travaux de Thomas et Fiering (1962) et Yevjevich (1965), mais les principaux développements viennent des travaux de Box et Jenkins (1970)

4.2.1 Description du modèle ARMA

On assume toujours que les séries à modéliser sont stationnaires et approximativement normales. Dans le cas contraire, une transformation appropriée doit d'abord être

effectuée. Le modèle ARMA suppose que la série $\{X_n\}$ est définie par :

$$X_n = \phi_0 + \sum_{i=1}^{p} \phi_i X_{n-i} + \sum_{k=1}^{q} \theta_k W_{n-k} \tag{4.3}$$

où ϕ_i et θ_k sont des constantes et W_i des variables. p et q sont les ordres du modèle et leur détermination doit obéir au principe de parcimonie qui veut que le rapport entre la longueur d'une série et nombre de paramètres du modèle utilisé pour décrire cette série soit aussi petit que possible sans nuire à la qualité de l'ajustement. On utilise souvent comme critère de détermination de p et q l'AIC (Akaike Information Criterion) proposé par Akaike (1974), sa version modifiée l'AIC_c et le SIC (Swartz Information Criterion) proposé pas Schwartz (1978) définis comme suit :

$$AIC(p,q) = N \times ln(\hat{\sigma}_\epsilon^2) + 2(p+q) \tag{4.4}$$

$$AIC_c(p,q) = N \times ln(\hat{\sigma}_\epsilon^2) + \frac{N+1}{N}(p+q) \tag{4.5}$$

$$SIC(p,q) = N \times ln(\hat{\sigma}_\epsilon^2) + (p+q)ln(N) \tag{4.6}$$

où N représente le nombre de prévisions faites. Les paramètres du modèle ARMA(p,q) doivent en plus satisfaire des critères de stationnarité et d'invertibilité : Le modèle est inversible si les racines complexes de l'équation

$$r^q - \theta_1 r^{q-1} - \theta_2 r^{q-2} - \ldots - \theta_q = 0 \tag{4.7}$$

restent dans le cercle unité. Le modèle est stationnaire si les racines complexes de l'équation

$$r^p - \phi_1 r^{p-1} - \phi_2 r^{p-2} - \ldots - \phi_p = 0 \tag{4.8}$$

sont à l'intérieur du cercle unité.

4.2.2 Critères de performance

Afin de mesurer la performance de la prévision du modèle ARMA, on utilise comme critères le RBE (Relative Bias Error) et le SEE (Standard Error Estimate) définis comme suit :

$$RBE = \frac{\sum_{i=1}^{n} (\hat{X}_i - X_i)}{\sum_{i=1}^{n} X_i} \tag{4.9}$$

$$SEE = \frac{1}{D}[\sum_{i=1}^{n}(\hat{X}_i - X_i)^2]^{\frac{1}{2}} \tag{4.10}$$

D représente le nombre de degrés de liberté et correspond à la taille de l'échantillon moins le nombre de paramètres estimés à partir des données et n le nombre de prévisions faites.

4.2.3 Construction du modèle

Une approche systématique pour la modélisation de série comporte six phases (Salas et Smith, 1980) : (1) identification de la composition du modèle, (2) sélection du type de modèle, (3) identification de la forme du modèle, (4) estimation des paramètres du modèle, (5) test de l'adéquation de l'ajustement, (6) Évaluation des incertitudes. La figure 4.1 illustre graphiquement les interactions entre les six phases de la modélisation.

4.3 Le processus de Poisson filtré

Bernier (1970) fut le premier à proposer le processus de Poisson filtré comme modèle pour les débits journaliers. Son avantage par rapport aux modèles ARMA est de mieux reproduire le comportement asymétrique du débit des cours d'eau qui présente souvent des courtes périodes de montée rapide suivies d'une lente récession. Le terme *processus de Poisson filtré* (Filtered Poison Process) fut introduit par Parzen (1962) pour désigner

le processus ξ_t défini par :

$$\xi_t = \sum_{m=1}^{N_e(t)} W(t, \tau_m, \chi_m). \tag{4.11}$$

sachant que : $N_e(t), t \geq 0$ est un processus de Poisson, c'est-à-dire que :

1. $N_e(t)$ est la variable aléatoire représentant le nombre d'événements qui se sont produits pendant l'intervalle $[0, t]$.
2. Les différences entre les temps d'occurrence de deux événements consécutifs sont des variables aléatoires indépendantes les unes des autres et suivent une loi exponentielle.
3. $\{\chi_m\}$ est une séquence de variables aléatoires indépendantes, identiquement distribuées selon une loi Y, et indépendantes de $N_e(t), t \geq 0$.
4. $W(t, \tau, \chi)$ est une fonction à trois variables, appelée fonction de réponse.

La fonction de réponse est souvent prise de la forme $W(t, \tau, \chi) = \chi e^{-(t-\tau)/c}$. Le facteur c est alors un facteur d'amortissement qui dépend des caractéristiques du cours d'eau, tandis que le terme $e^{-(t-\tau)/c}$ permet de prendre en compte la décroissance graduelle du débit après une pointe. L'amplitude de l'effet résiduel dépend du temps qui s'est écoulé depuis le signal, de l'amplitude du signal et des caractéristiques du cours d'eau. La forme généralement donnée à cette décroissance est l'exponentielle décroissante, bien que, comme le fait remarquer Yakowitz (1979), le comportement réel des cours d'eau ne soit pas aussi simple. Si de plus $\{\chi_n\}$ suit la loi exponentielle, on obtient le *Shot Noise Process* développé par Weiss (1974, 1977) pour la génération de débits synthétiques,

et qui sera ensuite repris par Todorovic et Woolhiser (1987), Konecny (1991), Ribeiro (1994). De nombreuses variantes du modèle ont été proposées dans la littérature hydrologique : Suite à des difficultés de son modèle à préserver les statistiques mensuelles, Weiss (1977) envisage le cas de deux processus de Poisson superposés (Second Order Shot Noise) tandis que d'autres auteurs (Treiber et Plates, 1977; Koch, 1985; Muronne et al., 1992) optent pour d'autres types de fonctions de réponse plus représentatives du comportement réel d'un bassin versant. Todorovic et Woolhiser (1987), Konecny (1991) abordent de façon théorique le cas où le nombre d'excitations suit une loi de Poisson non homogène. Afin de reproduire les regroupements observés dans l'occurrence des précipitations (clustering), Kavvas (1982a,b) et Cervantes et al. (1983) remplacent le processus de Poisson gouvernant l'occurrence des excitations par un processus plus général à deux niveaux (two-dimensional nonhomogeneous stochastic trigger process). L'occurrence d'un phénomène générateur dans le premier niveau donne naissance à un nombre aléatoire de pointes de débit dans le second niveau.

4.3.1 Propriétés du processus

Quelle que soit la variante du modèle, le processus proposé pour $N_e(t)$ est un cas particulier de processus stochastique ponctuel (*Stochastic Point Process* : Moyal, 1962; Goldman, 1967). Rice (1977) se base sur ce constat pour développer des expressions générales pour les moments à tous les ordres pour une forme quelconque de la fonc-

tion de réponse. Todorovic et Woolhiser (1987) ont trouvé la distribution des débits de pointe du *Shot Noise Process* dans l'intervalle $[0.t]$ et celle de la durée de ses passages au-dessus d'une valeur donnée. Lorsque $N_e(t)$ suit une loi de Poisson homogène de paramètre λ, que $\{\chi_n\}$ suit une loi exponentielle de moyenne $1/\mu$ et que t tend vers l'infini, la distribution marginale est la loi gamma de paramètres $\frac{1}{\mu}$ et $\frac{\lambda}{c}$. Ribeiro (1994) a considéré le cas où t est quelconque et calculé la fonction caractéristique, la moyenne, la variance et la fonction d'autocovariance du processus :

$$\Phi_{\xi_t}(z) = (\frac{\mu - ize^{-\frac{t}{c}}}{\mu - iz})^{\lambda c} \tag{4.12}$$

$$E(\xi_t) = \frac{\lambda c}{\mu}(1 - e^{-\frac{t}{c}}). \tag{4.13}$$

$$VAR(\xi_t) = \frac{\lambda c}{\mu^2}(1 - 2e^{-\frac{2t}{c}}). \tag{4.14}$$

$$COV(\xi_t, \xi_{t+\delta t}) = \frac{\lambda c}{\mu^2} e^{-\frac{\delta t}{c}}(1 - e^{-\frac{2t}{c}}). \tag{4.15}$$

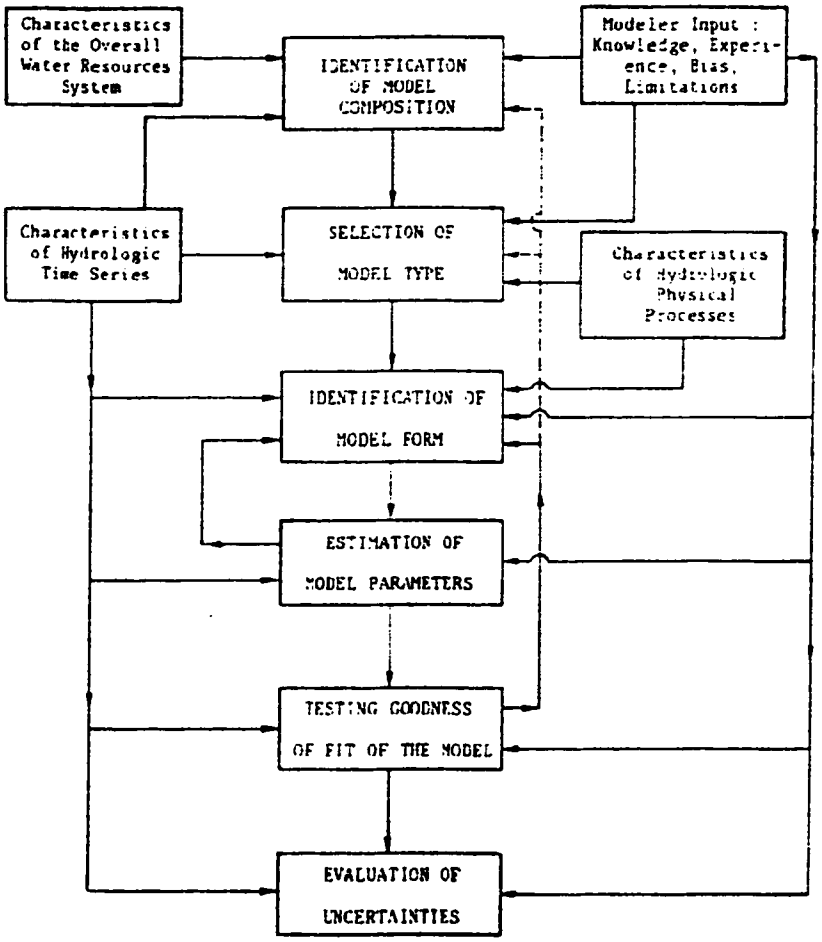


Figure 4.1: Les six phases de construction d'un modèle selon Salas et Smith (1980)

CHAPITRE 5

SITES D'APPLICATION

Le modèle a été appliqué sur quatre sites, tous localisés au Québec : la station 080101 (rivière Harricana), la station 022003 (rivière Rimouski), la station 030234 (rivière Eaton) et finalement le réservoir Cabonga. Le seul critère de choix des sites est l'absence d'ouvrage régulateur en amont du point de mesure. Les données du réservoir Cabonga ont été obtenues par bilan de masse et comportent beaucoup de bruit, contrairement à celles des autres sites qui proviennent de stations hydrométriques. C'est pourquoi la validation du modèle a été faite uniquement avec les données des stations 080101, 022003 et 030234. Les données brutes provenant du réservoir Cabonga ont dû être filtrées (voir annexe VI) avant l'application du modèle.

5.1 La rivière Harricana

Elle est située au nord-est du Québec et se jette dans la baie James (voir la carte de la région hydrographique 08). La superficie du bassin versant est de 3 680 kilomètres carrés. On dispose au total de 21 522 valeurs de débit allant de 1937 à 1996. La qualité des données est jugée excellente pendant les périodes d'eau libre, et d'acceptable à bonne

en hiver (Service de l'hydrométrie du Québec, 1969). La station étudiée sur le cours d'eau est la station 080101 dont les coordonnées géographiques sont :

Latitude nord 48° 35' 54"

Longitude 78° 06' 48"

5.2 La rivière Rimouski

Le bassin versant de la rivière Rimouski est situé au sud du fleuve Saint-Laurent dans lequel elle se jette (voir la carte de la région hydrographique 01-02). La superficie de son bassin versant est de 1 610 kilomètres carrés et on dispose de 12 419 valeurs journalières de débit allant de 1962 à 1996. La qualité des données est jugée bonne pendant les périodes d'eau libre et acceptable pendant les périodes de refoulement. La station 022003 est située sur ce cours d'eau et a les coordonnées géographiques suivantes :

Latitude nord 48° 24' 48"

Longitude 68° 33' 22"

5.3 La rivière Eaton

Elle se jette dans la rivière Saint-François à East-Angus (carte de la région hydrographique 03). La superficie de son bassin versant est de 642 kilomètres carrés. On dispose de 15 885 valeurs journalières de débit allant de 1953 à 1996. La qualité des données est jugée bonne pendant les périodes d'eau libre et acceptable pendant les périodes de refou-

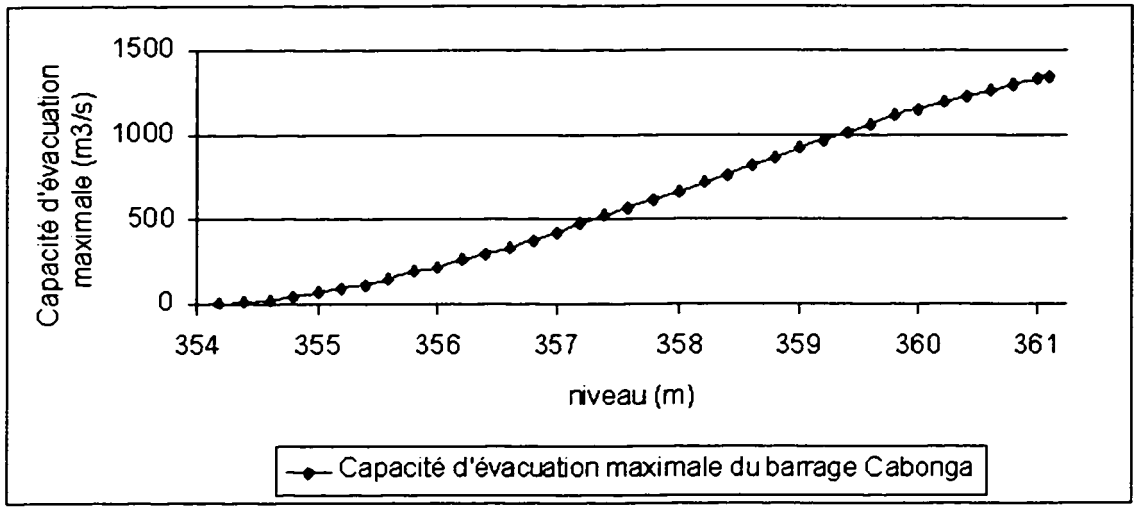
lement. La station 030234 se trouve à 0.6 km de la Saint-François et a les coordonnées géographiques suivantes :

Latitude nord 45° 28' 02"

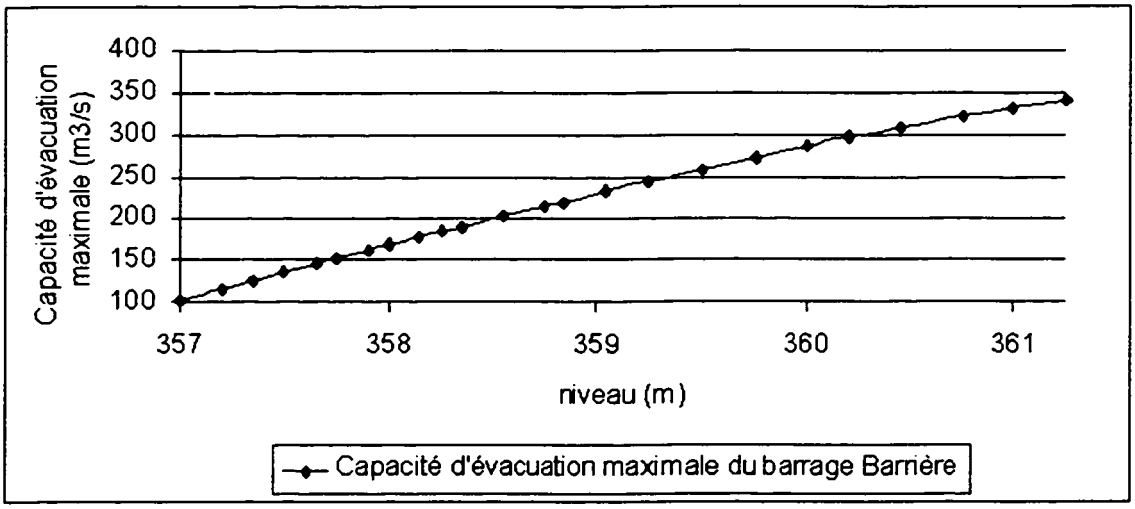
Longitude 71° 39' 19"

5.4 Le réservoir Cabonga

Il fait partie du complexe hydroélectrique de la Gatineau comportant cinq aménagements dont quatre produisent de l'électricité. Sa localisation au Québec est donnée sur la carte ci-contre. Il est intéressant pour notre application parce que le système est confronté de temps en temps à des crues majeures causant des inondations. Le réservoir Cabonga est un réservoir de tête géré par deux barrages : Barrière au nord-ouest et Cabonga à l'est. La capacité d'évacuation maximale de ces deux barrages en fonction du niveau d'eau est donnée à la figure 5.1 tandis qu'à la figure 5.2 on donne la capacité d'emmagasinement du réservoir au-dessus de l'altitude 354,19 m. On dispose de 14 600 valeurs d'apports journaliers, soit du 1^{er} octobre 1954 au 30 octobre 1994. Toutefois, ces données ont été obtenues par bilan de masse à partir des niveaux du réservoir et restent entachées d'une très grande incertitude et nécessiteront un filtrage avant d'être utilisées. On traitera la question du filtrage à la section 7.4 et à l'annexe VI.



(a) Cabonga



(b) Barriére

Figure 5.1: Capacités d'évacuation maximales des barrages Cabonga et Barriére en fonction du niveau dans le réservoir

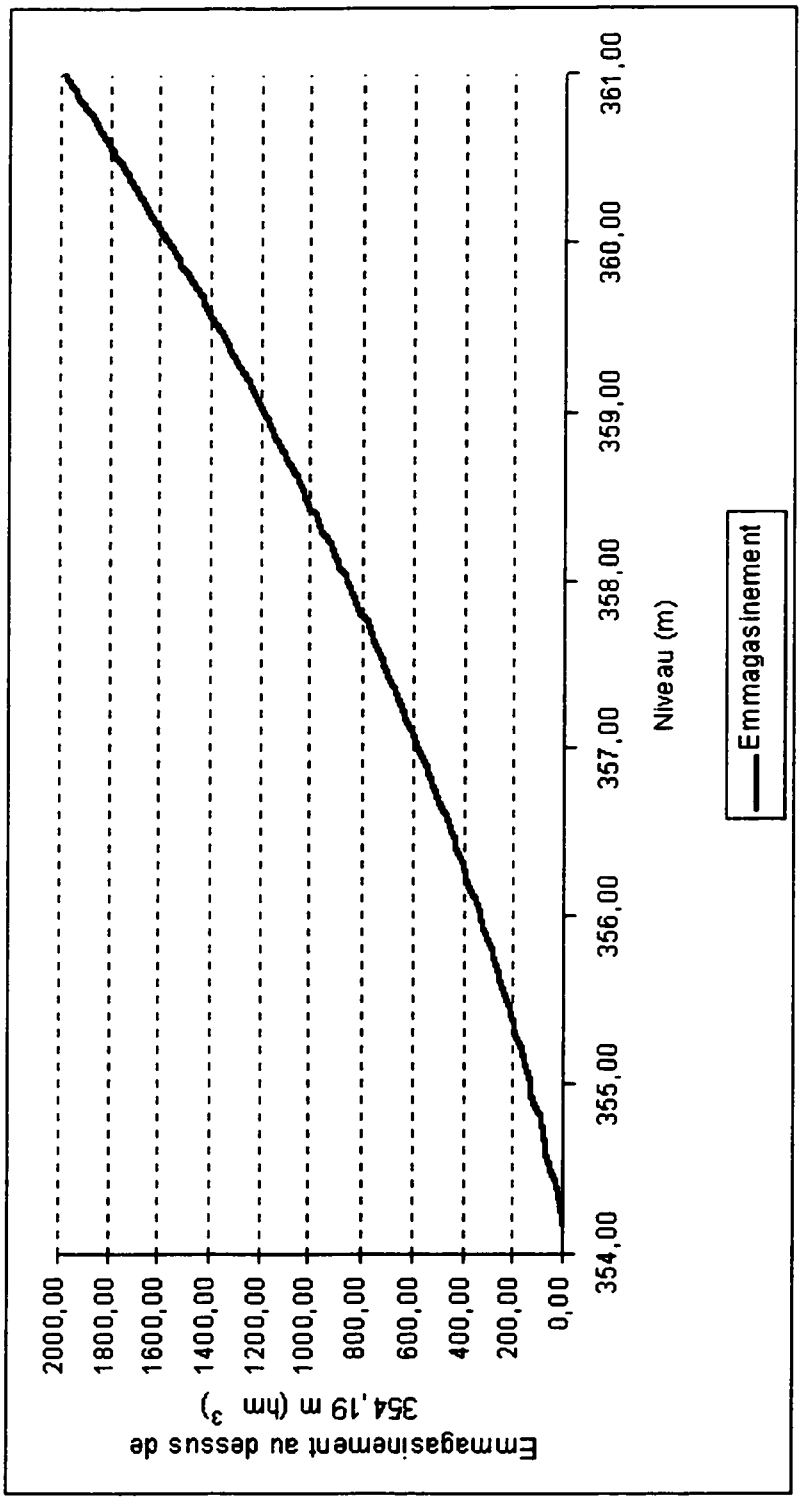


Figure 5.2: Emmagasinement au-dessus de 354.19 m au réservoir Cabonga

CHAPITRE 6

MODÉLISATION DE L'INCERTITUDE SUR LES SÉQUENCES FUTURES DE DÉBITS EN RIVIÈRE

6.1 Introduction

La plupart des modèles de prévision de débits ont été conçus pour donner une valeur ponctuelle et sont calibrés pour minimiser l'écart entre la valeur prédite à priori et sa réalisation. C'est en particulier le cas des modèles ARMA dont l'extrême flexibilité est appréciée dans toutes les disciplines qui utilisent les séries temporelles, et pour lesquels il existe une abondante littérature (par ex. Box et Jenkins, 1970; Hipel et McLeod, 1977; Salas et al., 1980). En analyse de risque et en gestion de réservoirs, il est intéressant de connaître, en fonction des conditions connues à une date t, la probabilité que le débit d'apport dans un pas de temps soit dans l'intervalle $X_1 \pm dX_1$, ou plus généralement de pouvoir estimer les chances que l'hydrogramme futur soit confiné dans la zone définie par les intervalles de débit d'apports $X_1 \pm dX_1, X_2 \pm dX_2, \ldots, X_n \pm dX_n$ dans $1, 2, \ldots, n$ pas de temps. Si les valeurs $dX_i, i = 1, \ldots, n$ sont suffisamment petites, la zone peut être assimilée à un hydrogramme (scénario d'apports) de probabilité d'occurrence connue et être utilisée comme donnée d'entrée à un modèle de laminage en rivière . Le problème est résolu si une expression réaliste pour la probabilité de transition de X_i à X_{i+1} peut

être trouvée. Le modèle ARMA ne peut pas être utilisé à cette fin parce que la forme gaussienne supposée des innovations est une commodité mathématique qui facilite les développements théoriques, mais ne reflète pas forcément la réalité. Weiss (1977) lui reproche en particulier de ne pas être capable de reproduire les pics de débit observés sur l'hydrogramme des cours d'eau. L'objectif de ce travail est de proposer une expression pour cette probabilité de transition et de prouver qu'elle concorde avec ce qui est observé sur les cours d'eau étudiés.

Les modèles markoviens sont la solution toute désignée pour modéliser les transitions de débit en rivière, mais ils restent relativement peu utilisés dans des cas concrets à cause entre autres de leur complexité de mise en œuvre, et de leur difficulté pratique à prendre en compte la non-stationnarité des processus comme c'est toujours le cas en hydrologie. Les exemples qu'on retrouve dans la littérature (Yakowitz, 1979; Yapo et al., 1993) supposent souvent des fonctions de transition stationnaires, hypothèse qui simplifie la construction du modèle mais qui est clairement non vérifiée, même à l'intérieur d'une même saison. Un cas d'utilisation d'une fonction de transition non stationnaire peut être trouvée dans Krzystofowicz (1983) qui l'applique à la modélisation du processus de prévision des crues.

Le travail présenté dans ce chapitre comporte trois parties, dont la première met en place les bases mathématiques pour modéliser des séquences de débits journaliers grâce à un processus markovien continu et observé à un pas de temps basé sur le processus de

Poisson filtré. Une formule explicite de la fonction de transition ainsi qu'une méthode d'estimation de ses trois paramètres y sont présentées. Un estimateur de la valeur ponctuelle du débit à venir est également construit à partir du modèle. Une transformation est proposée pour prendre en compte la non-stationnarité du phénomène et permettre son application à des cas concrets. La seconde partie présente les stations sur lesquelles le modèle a été testé, la méthode de calcul des paramètres et les différentes étapes du traitement des données, tandis que la troisième donne les résultats de l'application du modèle sur trois stations hydrométriques situées au Québec (Canada). La concordance entre les fonctions de répartition des transitions prévues et celles observées est mise en évidence. L'influence des facteurs suivants a été étudiée :

- La transformation destinée à retirer l'effet de la non-stationnarité ;
- La longueur du pas de temps entre deux transitions ;
- La période de l'année (une attention particulière sera accordée à la période de crue étant donné que le modèle a été développé pour l'analyse du risque d'inondation).

Les performances des estimateurs du débit à venir construits à partir du modèle sont aussi comparées à celles du modèle ARMA. La possibilité d'intégrer les prévisions d'apports au modèle y est également discutée.

6.2 Contexte théorique

Le terme *excitation* désignera tout événement susceptible de modifier de façon sensible le débit dans le cours d'eau. Une excitation est caractérisée par sa date d'occurrence τ et par son intensité χ qui correspond au saut instantané du débit à la date τ. Le passage d'un débit à la date $n\Delta t$ à un autre débit à la date $(n+k)\Delta t$ sera appelé *transition* tandis que *choc* désignera l'augmentation de débit due à toutes les excitations qui se sont produites entre ces deux dates.

6.2.1 Les processus de Markov

Un processus stochastique $\{X(t), t = 1,2,\ldots\}$ est un processus de Markov d'ordre 1 si la distribution de probabilité conditionnelle de $X(t_n)$ sachant le passé : $X(t_{n-1})$, $X(t_{n-2})$,.... ne dépend que de $X(t_{n-1})$. Il est défini par la donnée d'une valeur initiale et de la fonction de probabilité des transitions *F(Y|X)* définie par l'équation 6.10 :

$$P(X_{n+1}|Y|X_n = X) = F(Y|X). \tag{6.1}$$

6.2.2 L'hydrogramme d'un cours d'eau comme fonction de réponse à des excitations aléatoires

L'hydrogramme d'un cours d'eau peut être considéré comme la fonction de réponse d'un système stochastiquement excité, la signification de l'excitation variant selon les modèles avec, bien entendu, les lois utilisées pour en décrire l'amplitude et la fréquence. La méthode des excédances (Todorovic, 1978; Todorovic et Rousselle, 1971; Rousselle, 1972), par exemple, considère que les pointes de débit dépassant un seuil donné au cours d'un intervalle de temps donné sont des variables aléatoires indépendantes et identiquement distribuées au cours d'une année ou d'une saison. L'amplitude des excédances peut prendre la forme de différentes lois orientées valeurs extrêmes : log normale, gamma, exponentielle, Pareto généralisée, etc.

Les modèles autorégressifs à moyenne mobile (Box et Jenkins, 1970), eux, s'inscrivent dans la prévision des débits à court terme et supposent que le débit à une date donnée est une fonction linéaire des débits aux dates antérieures jusqu'à un certain ordre p, des excitations aux dates antérieures jusqu'à un certain ordre q et d'une fonction d'excitation aléatoire supposée gaussienne (Innovation).

On utilisera dans cette thèse le *Shot Noise Process* ou le *Processus de Poisson Filtré* dont diverses variantes ont été étudiée par Bernier (1970); Weiss (1974, 1977); Treiber et Plates (1977); Kavvas (1982a,b); Cervantes et al. (1983); Koch (1985); Todorovic

et Woolhiser (1987); Konecny (1991); Muronne et al. (1992); Ribeiro (1994) et dont les propriétés essentielles sont données à la section 4.3. La dérivation de certaines propriétés de ce processus par Ribeiro (1994) est donnée à l'annexe I. La suite de ce travail se basera sur ses résultats, mais avec les considérations suivantes :

- L'hypothèse du débit de base est éliminée de sorte que tout événement capable de changer de façon sensible le débit du cours d'eau est considéré comme une excitation.
- Le phénomène est considéré à des pas de temps constants et ce n'est plus l'amplitude des débits de pointe qui est recherchée mais la distribution de probabilité de la résultante des excitations qui se sont produites au cours de l'intervalle de temps précédent.

6.2.3 Application à la prévision des transitions de débits à court terme

Considérons le processus décrit par l'équation suivante :

$$\xi_t = \sum_{0 \leq \tau_n \leq t} \chi_n e^{-(t-\tau_n)} \tag{6.2}$$

Soit $\{X_n\}_{n \in N}$ la suite de ses réalisations à des dates séparées par un intervalle de temps $k\Delta t$ constant. Le caractère markovien est mis en évidence par l'écriture :

$$X_{n+k} = X_n e^{-\frac{k\Delta t}{c}} + \xi_{k\Delta t} \tag{6.3}$$

Physiquement, $\xi_{k\Delta t}$ représente l'augmentation de débit due aux excitations qui se sont produites durant le dernier intervalle de temps de longueur $k\Delta t$. Cet accroissement peut éventuellement être nul.

Soit $f_{\xi_{\Delta t}}$ la distribution de probabilité de $\xi_{\Delta t}$et $\Phi_{\xi_{\Delta t}}$ sa fonction caractéristique. On a :

$$\Phi_{\xi_{\Delta t}}(z) = (\frac{\mu - ize^{-\frac{\Delta t}{c}}}{\mu - iz})^{\lambda c}. \tag{6.4}$$

$$f_{\xi_{\Delta t}}(x) = \frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{+\infty} e^{-ixz}\Phi_{\xi_{\Delta t}}(z)dz. \tag{6.5}$$

L'objectif visé est de calculer explicitement $f_{\xi_{\Delta t}}$. Le développement en série entière de $\Phi_{\xi_{\Delta t}}$ est :

$$\Phi_{\xi_{\Delta t}}(z) = (\frac{\mu - ize^{-\frac{\Delta t}{c}}}{\mu - iz})^{\lambda c} = e^{-\lambda\Delta t}[1 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\prod_{j=0}^{n-1} \lambda c - j}{n!}(e^{\frac{\Delta t}{c}} - 1)^n (\frac{\mu}{\mu - iz})^n] \quad . \quad (6.6)$$

On tire de (6.6) que :

$$f_{\xi_{\Delta t}}(x) = e^{-\lambda\Delta t}(\delta(x) + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\prod_{j=0}^{n-1} \lambda c - j}{n!}(e^{\frac{\Delta t}{c}} - 1)^n \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-ixz}(\frac{\mu}{\mu - iz})^n dz). \quad (6.7)$$

où $\delta(x)$ désigne la distribution de Dirac

Puisque $(\frac{\mu}{\mu - iz})^n = (1 - \frac{iz}{\mu})^{-n}$ est la fonction caractéristique de la fonction gamma de paramètres μ et n, on a :

$$\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-ixz}(\frac{\mu}{\mu - iz})^n dz = \frac{\mu}{\Gamma(n)}(\mu x)^{n-1} e^{-\mu x}. \quad (6.8)$$

On obtient la distribution explicite de $f_{\xi_{\Delta t}}$ par substitution de (6.8) dans (6.7) :

$$f_{\xi_{\Delta t}}(x) = e^{-\lambda \Delta t}(\delta(x) + \sum_{k=1}^{\infty} \frac{\prod_{j=0}^{n-1} \lambda c - j}{n!} (e^{\frac{\Delta t}{c}} - 1)^n \frac{\mu}{\Gamma(n)} (\mu x)^{n-1} e^{-\mu x}) \qquad (6.9)$$

Cette distribution est la limite d'une somme infinie de fonctions qui néanmoins possède suffisamment de propriétés intéressantes pour en garantir la convergence et pour justifier l'inversion des symboles $\int$ et $\sum$ entre l'équation (6.5) et l'équation (6.7). Pour plus de détails sur ces propriétés et leur utilisation dans le calcul numérique de $f_{\xi_{\Delta t}}$, le lecteur peut se référer à l'annexe II.

6.2.4 Applicabilité aux séquences de débits en rivière

Les formules ont été développées pour un processus stationnaire. Pour de tels processus, toutes les caractéristiques statistiques sont constantes, notamment la moyenne et l'écart type. Ce n'est pas le cas des séries de débits en rivière. Il faut donc faire une transformation qui puisse rendre ces paramètres relativement stables. La transformation la plus couramment utilisée pour rendre stationnaire une série présentant des caractéristiques saisonnières est

$$X'_n = \frac{(X_n - M_n)}{\sigma_n} \tag{6.10}$$

M_n et σ_n sont respectivement la moyenne et l'écart type du débit à la station considérée correspondant à cette période de l'année. Pour cette étude, l'année est divisée en 366 périodes de 1 jour. Elle ne peut toutefois pas être utilisée pour notre modèle qui par construction doit donner des séries positives. On a donc considéré la série obtenue en divisant le débit par l'écart type saisonnier :

$$X'_n = \frac{X_n}{\sigma_n} \tag{6.11}$$

En admettant comme approximation que sur la période d'étude, le coefficient de variation $\frac{\sigma_n}{M_n}$ est sensiblement constant, la transformation présentée à l'équation (6.11) peut être considérée comme aussi " stationnarisante " que celle de l'équation (6.10). La moyenne saisonnière et l'écart type saisonnier suivent les mêmes tendances au cours de l'année et cette approximation semble réaliste, au besoin en se restreignant à des périodes de temps limitées.

Le but est de trouver la fonction de transition :

$$F(Y|X) = P[X_{n+k} \leq Y|X_n = X] = F_{\xi_{k\Delta t}}(\frac{Y}{\sigma_{n+k}} - \frac{X}{\sigma_n}e^{-\frac{k\Delta t}{c}}). \quad (6.12)$$

L'approche choisie dans ce travail est de vérifier que la densité de probabilité de $\xi_{k\Delta t}$ correspond bien à la densité de probabilité observée des chocs, ce qui est équivalent à travailler sur les fonctions de transition.

6.2.5 L' estimateur du débit à venir

Il consiste à estimer la valeur du choc à venir par la moyenne de $\xi_{k\Delta t}$.

$$X_{n+k} = \sigma_{n+k}(\frac{X_n}{\sigma_n}e^{-\frac{k\Delta t}{c}} + E(\xi_{k\Delta t})) \quad (6.13)$$

6.2.6 Le modèle ARMA

Le modèle ARMA suppose que le débit en rivière peut être décrit par l'équation 4.3. Etant donné le caractère saisonnier des débits en rivière, le modèle a été calibré sur la série transformée X_i' définie par l'équation 6.10.

6.2.7 Les critères de performance

Dans la première partie de l'application, la concordance entre les distributions observées et les distributions théoriques pour les chocs est vérifiée avec le test du χ^2 au niveau de confiance 95%.

La valeur prédictive de l'estimateur de l'équation (6.13) ainsi que celle du modèle ARMA sont mesurées avec le RBE (Relative Bias Error) et le SEE (Standard Error Estimate) définis par les équations 4.9 et 4.10 :

6.3 Contexte de l'application

6.3.1 Les données

Le modèle a été validé sur trois stations hydrométriques situées sur des bassins versants de tailles différentes. Les stations 080101 (Harricana), 022003 (Rimouski) et 030234 (Eaton) possèdent respectivement 21 522, 12 419 et 15 885 mesures journalières de débit et sont situées sur des bassins versants de 3 680, 1 610 et 642 kilomètres carrés de surface à l'intérieur de la province du Québec, au Canada. On présente à la figure 6.1 la moyenne et l'écart type saisonnier à chacune des trois stations.

6.3.2 Estimation des paramètres

Deux façons de calculer les trois paramètres c, λ *et* μ de la distribution $\xi_{k\Delta t}$ ont été envisagées :

- utiliser les équations (4.13), (4.14) et (4.15), ce qui revient à utiliser la méthode des moments pour reproduire la moyenne, la variance et l'autocovariance d'ordre k de la série transformée $X_n^{'}$.
- Utiliser les équations (4.13), (4.14) et l'hypothèse de positivité des chocs

Toutefois, comme c'est démontré dans l'annexe III, utiliser la formule (4.15) revient à accepter l'hypothèse que les chocs aux dates $(n+k)\Delta t$ et $n\Delta t$ sont non corrélés, ce qui ne sera probablement pas vérifié dans un cas réel. Les raisons de l'existence d'une " corrélation résiduelle " dans les chocs ainsi que la façon d'en tenir compte dans le modèle sera discutée plus loin. C'est donc la deuxième méthode qui a été utilisée pour calculer les paramètres.

6.3.3 Calcul du paramètre c

Puisque les chocs sont positifs, l'équation (6.3) entraîne :

$$\frac{X_{n+k}}{X_n} \geq e^{-\frac{k\Delta t}{c}} \tag{6.14}$$

Cette formule permet d'attribuer la valeur $\frac{-k\Delta t}{Log[Min_n(\frac{X_{n+k}}{X_n})]}$ à c s'il existe des chocs nuls dans l'échantillon. Toutefois, tomber sur un choc nul sur des données réelles est pratiquement impossible et on a choisi de considérer comme nuls les chocs inférieurs à une valeur seuil raisonnablement petite. Dans notre application, la valeur seuil est celle qui correspond à une proportion α des chocs. Cette proportion est prise égale à 1%, et une analyse de sensibilité sur α est présentée sur chacune des trois stations pour montrer que le choix était raisonnable.

6.3.4 Traitement des données

Pour chaque station et pour chaque valeur de k entre 1 et 10, les densités de probabilité théoriques $f_{\xi_{k\Delta t}}$ et observées $f_{k\Delta t}$ des chocs ont été calculées comme suit :

- Fixer la valeur de α, puis trouver la valeur de c donnant une proportion α de chocs négatifs.
- Calculer l'ensemble des chocs $X_{n+k} - X_n e^{-\frac{k\Delta t}{c}}$, n=1, ..., $N-k$
- Dériver la fonction de répartition des chocs observés $F_{k\Delta t}$ à partir de l'ensemble des chocs.
- Calculer les valeurs x_i, i = 0,...,100 sachant que $F_{k\Delta t}(x_0) = 0.01$, $F_{k\Delta t}(x_{100}) = 0.99$ et $x_i = x_0 + i\frac{x_{100}-x_0}{100}$
- Approcher $f_{k\Delta t}(x_i)$ pour i = 0,...,99 par $\frac{F_{k\Delta t}(x_{i+1})-F_{k\Delta t}(x_i)}{x_{i+1}-x_i}$.
- Calculer les paramètres λ et μ par les formules (4.13) et (4.14)

- Calculer $f_{\xi_{k\Delta t}}(x_i)$, i= 0, ..., 100 avec l'équation (6.9) puis calculer $F_{\xi_{k\Delta t}}$ par intégration numérique.
- Calculer les fréquences théoriques et observées pour les 101 catégories $]-\infty, x_0]$, $]x_i, x_{i+1}]$et $]x_{100}, +\infty[$, regrouper les catégories de façon à avoir une fréquence théorique de 5% au moins, et effectuer le test du χ^2 à 95%.
- Effectuer la transformation donnée par l'équation (4.10) et calibrer le modèle ARMA sur la série modifiée en utilisant la méthode du maximum de vraisemblance modifiée McLeod et Sales (1983). Le modèle choisi est celui qui a le plus petit SIC (Schwarz Information Criterion) proposé pas Schwartz (1978) sachant que la fonction d'autocovariance des résidus doit rester approximativement dans les limites $\pm 2/\sqrt{N}$. Les critères de stationnarité et d'invertibilité les paramètres ϕ_i et θ_i décrits dans Pankratz (1983, p. 150) ont été vérifiés.
- Faire les prévisions de débit pour k= 1,...,10 et calculer pour chacune le RBE et le SEE sachant que le nombre de degrés de liberté *D est (N-k)* -366-3 pour le modèle et $D = (N - k)$ - 2*366 - $p - q$ pour le modèle ARMA.

Les paramètres du modèle ARMA calibré aux différentes stations sont présentés dans le tableau 6.1. Pour chaque station et chaque pas de temps $k\Delta t$=1, ..., 10 jours, le tableau 6.2 donne les paramètres de $\xi_{k\Delta t}$ tandis que le tableau 6.3 donne les valeurs du RBE et du SEE pour les estimateurs du débit à venir.

6.4 Résultats et discussion

On remarque dans le tableau 6.2 que les paramètres c, λ et μ (qui sont théoriquement constants) varient en fonction du pas de temps choisi. La valeur de c est croissante tandis que λ et μ sont décroissants lorsque le pas de temps augmente.

6.4.1 Conformité des distributions de chocs théoriques et observées

Les figures 6.2 à 6.4 montrent pour les trois stations, respectivement 080101, 022003 et 030234 et pour les pas de temps $k\Delta t$=1, 4, 7 et 10 jours les densités de probabilité observées et calculées des chocs. Une très bonne concordance est observée à la station 080101. Aux stations 022003 et 030234, les chocs de forte amplitude sont bien représentés tandis qu'on observe une sorte de perturbation au niveau de zéro qui sera expliquée à la section suivante.

La conformité entre les distributions théorique et observée à chaque station a été vérifiée avec le test du χ^2 au niveau de confiance 95%. Le nombre de degrés de liberté considéré est égal au nombre de catégories moins trois. Le tableau 6.4 donne les résultats du test pour chaque station et chaque pas de temps. La concordance est meilleure pour les grandes valeurs de k puisque $\sum \frac{(f_i^{th}-f_i^{e})^2}{f_i^{th}}$ dimunie quand k augmente.

6.4.2 Explication des perturbations au voisinage de zéro

On constate sur les figures 6.3 et 6.4 des écarts entre la distribution théorique et la distribution réelle, perturbations qui peuvent être attribuées au facteur de pondération de la "fonction" spéciale de Dirac $\delta(x)$ définie par

$$\delta(x) = \begin{cases} 0 & si\ |x| \neq 0 \\ +\infty & si\ x = 0 \end{cases} \tag{6.15}$$

avec $\int_{-\varepsilon}^{\varepsilon} \delta(x)dx = 1$ pour tout $\varepsilon > 0$

Elle représente une concentration de probabilités en zéro et ne peut être graphiquement représentée, sinon par une flèche verticale confondue avec l'axe des ordonnées. La perturbation apparente au voisinage de zéro pour les stations 022003 et 030234 n'est en fait que la représentation imparfaite de $e^{-k\lambda\Delta t}$. Elle n'est pas visible au niveau de la station 080101 à cause de la faiblesse du facteur de pondération ($84{,}5e^{-5}$à $18{,}3e^{-5}$) tandis qu'elle est très marquée à la station 030234 où ce facteur se situe entre 0,151 et 0,261. La valeur de ce facteur semble varier en sens inverse de la taille du bassin versant.

L'utilisation de la fonction de Dirac peut paraître surprenante étant donné que nous considérons comme excitation tout événement susceptible de modifier le débit dans le

cours d'eau et que par conséquent il est pratiquement impossible d'avoir un choc nul. Elle peut cependant être interprétée comme un indicateur de la proportion de chocs à faible amplitude comme le montre la figure 6.5 : étant donné que les deux courbes ont toutes une surface égale à 1, la surface de la partie de la courbe des chocs observée au-dessus de la courbe théorique correspond sensiblement à la surface de $e^{-k\lambda\Delta t}$. Cette surface est concentrée dans une zone voisine de zéro (Zone I). Dans la zone des chocs à forte amplitude (zone II), la concordance entre les deux courbes est bonne.

6.4.3 Aptitude à représenter la période de crue

La distribution calculée est théoriquement indépendante de la période alors qu'il est bien connu en hydrologie que les phénomènes générateurs de débit sont très différents selon la saison et de ce fait, on s'attend à une variation dans le temps de la qualité du calibrage. Étant donné que le modèle a été conçu pour l'analyse de risque, il est important qu'il représente correctement les probabilités de transition en période de crue. Une attention particulière a été accordée à la crue de printemps. Pour cela, les limites des périodes de montée et de descente de crue ont été repérées sur l'hydrogramme moyen à chaque station et la distribution des chocs pour $k\Delta t$=10 a été recalculée en se restreignant à trois périodes de l'année : toute la période de crue,les périodes de montée et de descente des eaux. La période de montée va du 27 mars au 10 mai pour 080101, du 24 mars au 4 mai pour 022003, du 20 février au 18 avril pour 030234, tandis que celle de descente

va du 11 mai au 10 septembre pour 080101, du 5 mai au 30 juin pour 022003 et du 19 avril au 29 mai pour 030234. Les résultats pour les stations 080101, 022003 et 030234 sont donnés respectivement sur les figures 6.6, 6.7 et 6.8. Dans huit cas sur neuf, il n y a pas de différence significative entre la distribution des chocs observée sur toute l'année et celle observée au cours de la période considérée. La seule station où il y a une variation dans la distribution de $\xi_{k\Delta t}$ est la station 080101 où on trouve un pic non prévu au voisinage de zéro pour la période de montée de crue (figure 6.6(b)) . Une explication possible serait que la fonte des neiges augmente la proportion de chocs à basse amplitude. Cette hypothèse semble confirmée au niveau des stations 022003 et 030234 où le pic au voisinage de zéro est toujours plus grand pour la période de montée de crue que pour toute l'année (figures 6.7(b) et 6.8(b)). La concordance dans la zone des chocs à forte amplitude est cependant préservée.

6.4.4 Analyse de sensibilité du paramètre α

L'influence du paramètre α sur les fonctions de transition a été étudiée en calculant avec la formule (6.12) et pour trois valeurs (1% ; 0,5% et 0,1%) la probabilité de dépassement de $\frac{X_{i+10}}{\sigma_{i+10}}$ en partant d'une valeur donnée de $\frac{X_i}{\sigma_i}$ (figures 6.9, 6.10 et 6.11). La probabilité de dépassement empirique a été tracée avec la même formule en utilisant la distribution observée des chocs. Il n'y a pas d'écart significatif pour les différentes valeurs de α et que les probabilités de dépassement théoriques sont voisines de la proba-

bilité de dépassement empirique et que le choix de $\alpha = 1\%$ était raisonnable.

Pour les besoins de la représentation, les valeurs de départ $\frac{X_1}{\sigma_1}$ pour les courbes présentées aux figures 6.9, 6.10 et 6.11 ont été arbitrairement fixées à la valeur moyenne divisée par l'écart type moyen à la station considérée, soit 1,291 pour 080101, 0,657 pour 022003 et 0,600 pour 030234. Des résultats similaires sont obtenus en utilisant d'autres valeurs de départ. Le tableau 6.5 donne l'influence du choix de α sur les paramètres c, λet μ.

6.4.5 Performances en tant que prédicteur du débit à venir

Le tableau 6.3 donne le RBE et le SEE pour les trois stations et pour $k\Delta t$=1,...,10. Pour les trois stations et autant en terme de RBE que de SEE, c'est le modèle ARMA qui donne les meilleurs résultats. Cela peut s'expliquer par le fait que le principe de d'estimation des paramètres du modèle ARMA est de minimiser l'écart entre les valeurs prédites et les valeurs observées. L'estimateur construit avec la moyenne pour le modèle présenté dans cette thèse se comporte bien avec un RBE de 0,84% et un SEE de 0,178 m^3/s sur 10 jours à la station 080101. à la station 030234, son SEE est pratiquement égal à celui du modèle ARMA.

6.4.6 Niveau de corrélation des chocs

Le coefficient d'autocovariance d'ordre des chocs $k' > k$ est théoriquement nul. Ce n'est pas le cas comme le montre la figure 6.12 où on a représenté la fonction d'autocovariance pour $k\Delta t = 10j$. Le niveau de corrélation est fort à la station 080101, moyen à la station 022003 et quasi nul à la station 030234. Cette corrélation résiduelle pourrait être expliquée par la persistance des phénomènes générateurs de débits comme les précipitations qui provoque des regroupements d'impulsions (clustering) mis en évidence par les travaux de Kavvas et Delleur (1981) et Gupta et Waymire (1979). Cette dernière cause de persistance n'est pas prise en considération par le modèle qui suppose les dates d'occurrence des excitations indépendantes les unes des autres. On pourrait cependant pallier à cet inconvénient si on pouvait intégrer les prévisions d'apports à court terme dans le modèle.

6.4.7 Intégration des prévisions d'apport dans le modèle

Les prévisions d'apport influencent le comportement probable de l'hydrogramme et il serait intéressant de les intégrer dans le modèle. Cela revient à rendre λ et μ variables dans le temps. L'expression donnée pour $\xi_{k\Delta t}$ n'est valable que pour des paramètres constants, mais il est possible de calculer par convolution le choc résultant lorsqu'on peut découper le pas de temps en intervalles sur lesquels λ et μ sont constants. Par

exemple, si on avait deux intervalles de longueur t_1 et t_2 sur lesquels les paramètres sont respectivement (λ_1, μ_1, c) et (λ_2, μ_2, c), alors :

$$f_{\xi_{k\Delta t}}(x) = \int_0^x f_{\xi_{t_1}}(ue^{t_2/c}) f_{\xi_{t_2}}(x-u) e^{t_2/c} du \tag{6.16}$$

Où $f_{\xi_{t_1}}$ et $f_{\xi_{t_2}}$ sont calculés avec les paramètres (λ_1, μ_1, c) et (λ_2, μ_2, c).

Une façon simple de tenir compte des prévisions est de prendre $\lambda(t) = \lambda \frac{Apports\ prévus}{Apports\ Moyens}$, mais la meilleure expression à donner aux fonctions $\lambda(t)$ et $\mu(t)$ reste à déterminer.

6.4.8 Stationnarité du modèle

Les fonctions de transitions , les RBE et SEE des estimateurs du débit à venir ont tous été obtenus avec des paramètres calculés pour toute l'année et la question de la stationnarité du modèle se pose tout naturellement. D'un point de vue hydrologique, il est important de tenir compte de la nature physique des phénomènes générateurs de débit. À la station 080101, on a donc procédé à un découpage de l'année en cinq périodes en utilisant les changements de pente de l'hydrogramme moyen (figure 6.13). Lors de l'application du modèle sur les périodes ainsi définies, on a remarqué que la valeur de c était beaucoup plus grande pendant les phases de montée (due probablement à une plus faible probabilité d'apparition d'un choc nul pendant ces périodes). Le tableau 6.6

donne les valeurs des paramètres pour les cinq périodes lorsqu'on considère la valeur de c obtenue pour toute l'année.

6.4.9 Utilisation en génération de débits

La propriété la plus intéressante du modèle utilisant le processus de Poisson filtré est de bien reproduire la densité de probabilité des chocs. Le problème de la génération de débits revient à un problème classique de génération de nombres suivant une loi connue qui peut être résolu par la méthode de Matalas et Jacobs (1964).

Tableau 6.1: Paramètres du modèle ARMA

Station	**Modèle**	ϕ_0	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	θ_1	θ_2	θ_3
080101	ARMA(2,3)	0,000	1,8195	-0,8236		0,80101	-0.0556	-0,0404
022003	ARMA(1,3)	0,000	0.9287			-0.3023	-0.0453	0.0390
030234	ARMA(3,3)	0,000	0.3430	0.9170	-0.3629	-0.3963	0.7646	0.2000

Tableau 6.2: Paramètres de $\xi_{k\cdot\Delta t}$

Station	$K\Delta$t (j)	c	λ (Chocs/j)	μ ($m^{-3}s$)	Moyenne	$e^{-\lambda k\cdot\Delta t}$
	1	5,23	7,07	13,20	0,49	0,00085
	2	6,77	3,54	8,56	0,72	0,00084
	3	7,16	2,46	6,29	0,96	0,00062
	4	7,27	1,92	4,97	1,19	0,00046
	5	7,41	1,58	4,17	1,38	0,00037
080101	6	7,59	1,34	3,64	1,53	0,00032
	7	7,84	1,17	3,28	1,65	0,00028
	8	8,06	1,04	3,00	1,76	0,00024
	9	8,28	0,94	2,79	1,86	0,00000
	10	8,54	0,86	2,62	1,93	0,00000
	1	1,70	2,75	3,33	0,62	0,06393
	2	2,27	1,39	2,26	0,82	0,06204
	3	2,70	0,96	1,86	0,94	0,05613
	4	3,17	0,74	1,68	1,00	0,05182
	5	3,81	0,59	1,60	1,02	0,05234
022003	6	4,31	0,49	1,52	1,05	0,05287
	7	4,82	0,42	1,47	1,07	0,05287
	8	5,31	0,38	1,43	1,09	0,04783
	9	5,74	0,34	1,39	1,11	0,04689
	10	6,11	0,31	1,36	1,13	0,04505
	1	0,66	1,34	1,04	0,67	0,26185
	2	1,01	0,75	0,89	0,74	0,22313
	3	1,42	0,52	0,86	0,76	0,21014
	4	1,80	0,40	0,84	0,76	0,20190
	5	2,12	0,34	0,84	0,78	0,18268
030234	6	2,47	0,29	0,83	0,78	0,17552
	7	2,83	0,25	0,83	0,78	0,17377
	8	3,17	0,22	0,83	0,79	0,17204
	9	3,43	0,21	0,82	0,79	0,15107
	10	3,73	0,19	0,82	0,80	0,14957

Tableau 6.3: SEE et RBE des estimateurs de la valeur suivante de débit

Station & modèle		**Moyenne**		**ARMA**	
	$k\Delta t$	RBE	SEE (m^3/s)	RBE	SEE (m^3/s)
080101 ARMA(2,3)	1	-0,00349	0,0457	1,9918E-10	0,0212
	2	-0,00591	0,0681	2,7222E-10	0,0320
	3	-0,00684	0,09	3,3433E-10	0,0417
	4	-0,00712	0,11	4,0894E-10	0,0506
	5	-0,00729	0,127	4,7023E-10	0,0595
	6	-0,00738	0,141	5,3224E-10	0,0683
	7	-0,00762	0,152	5,8861E-10	0,0768
	8	-0,00801	0,162	6,4346E-10	0,0849
	9	-0,00793	0,171	6,9457E-10	0,0926
	10	-0,00841	0,178	7,4405E-10	0,0998
022003 ARMA(1,3)	1	-0,000456	0,152	3,9374E-06	0,0782
	2	0,000362	0,204	1,1945E-05	0,1328
	3	-0,000614	0,234	1,4541E-05	0,1718
	4	-0,00176	0,25	8,644E-06	0,1992
	5	-0,00161	0,259	1,0191E-06	0,2174
	6	-0,00189	0,267	-1,2121E-05	0,2321
	7	-0,00254	0,274	-3,0617E-05	0,2443
	8	-0,00272	0,279	-3,8998E-05	0,2522
	9	-0,00348	0,283	-5,8148E-05	0,2582
	10	-0,00459	0,287	-7,7472E-05	0,2623
030234 ARMA(3,3)	1	0,0485	0,14	-3,3128E-05	0,1221
	2	0,0513	0,154	-0,00017998	0,1674
	3	0,0508	0,158	-0,00028123	0,1772
	4	0,0493	0,159	-0,00040269	0,1818
	5	0,0494	0,16	-0,00052372	0,1813
	6	0,049	0,161	-0,00064996	0,1794
	7	0,0479	0,161	-0,0005748	0,1788
	8	0,0474	0,162	-0,00071595	0,1786
	9	0,0473	0,162	-0,00115708	0,1769
	10	0,0467	0,162	-0,00106407	0,1747

Tableau 6.4: Résultats du test du χ^2

Station 080101				**Station 022003**				**Station 030234**			
$k\Delta t$(j)	Nc	S*	Vr	$k\Delta t$ (j)	Nc	S*	Vr	$k\Delta t$ (j)	Nc	S*	Vr
1	17	0,0166	6,57	1	18	0,219	7,26	1	13	0,62	3,94
2	17	0,0133	6,57	2	18	0,205	7,26	2	13	0,47	3,94
3	17	0,0099	6,57	3	18	0,156	7,26	3	13	0,42	3,94
4	17	0,0097	6,57	4	18	0,142	7,26	4	14	0,42	4,57
5	17	0,0105	6,57	5	18	0,153	7,26	5	14	0,37	4,57
6	17	0,0114	6,57	6	17	0,0905	6,57	6	14	0,32	4,57
7	17	0,0116	6,57	7	18	0,142	7,26	7	14	0,32	4,57
8	17	0,0128	6,57	8	18	0,098	7,26	8	14	0,3	4,57
9	17	0,0131	6,57	9	17	0,106	6,57	9	14	0,29	4,57
10	17	0,014	6,57	10	17	0,097	6,57	10	15	0,28	5,23

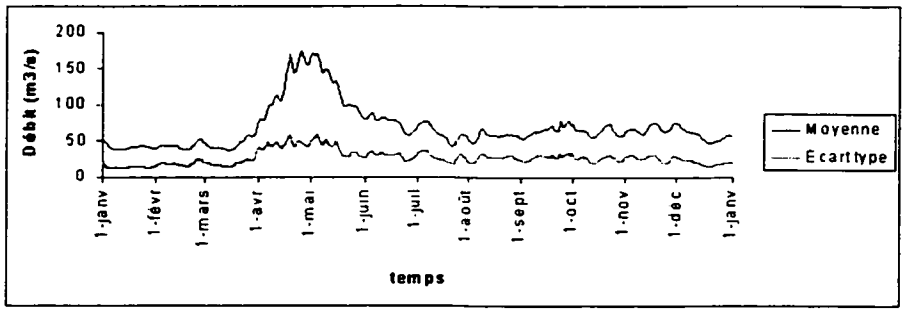
*$S = \sum \frac{(f_i^{th} - f_i^e)^2}{f_i^{th}}$

Tableau 6.5: Sensibilité des paramètres au facteur α (kΔt=10j)

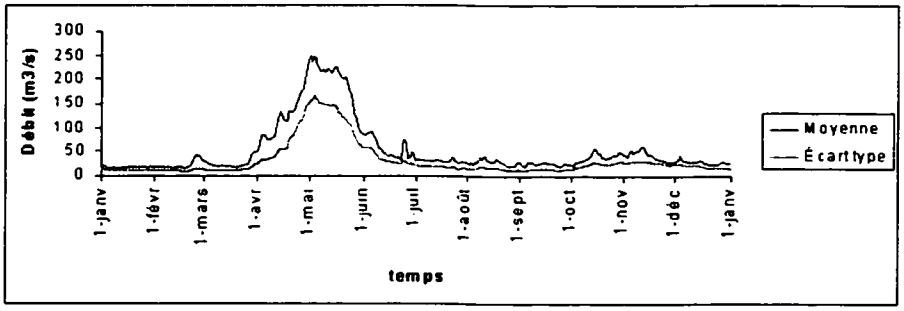
Station	α	c	λ	μ	$e^{-\lambda\Delta t}$
022003	1%	6.1098	0.31177	1.3636	0,04430
	0.5%	5.5155	0.3366	1.3359	0,03450
	0.1%	4.7998	0.3744	1.2989	0,02370
080101	1%	8.5394	0.8603	2.6236	0,00018
	0.5%	7.7663	0.8839	2.4649	0,00015
	0.1%	7.0651	0.9129	2.3256	0,00011
030234	1%	3.7259	0.1892	0.8235	0,15100
	0.5%	3.8223	0.2063	0.8192	0,12700
	0.1%	2.7981	0.2467	0.8136	0,08480

Tableau 6.6: Paramètres du modèle pour les six périodes à la station 080101

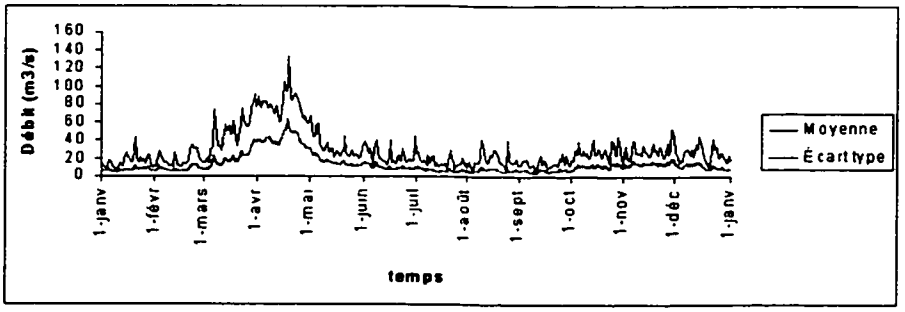
Numéro	Début période	Fin période	c	λ	μ	$e^{-\lambda\Delta t}$	r_7
1	01-janv	24-mars	8,54	1,504	3,609	2,69E-05	0,835
2	24-mars	09-mai	8,54	,622	1,956	1,29E-02	0,787
3	09-mai	22-juil	8,54	1,858	5,668	2,24E-06	0,66
4	22-juil	04-sept	8,54	,857	3,839	2,48E-03	0,449
5	04-sept	15-nov	8,54	1,157	4,462	3,04E-04	0,459
6	15-nov	31-déc	8,54	1,657	5,005	9,20E-06	0,694



(a) 080101

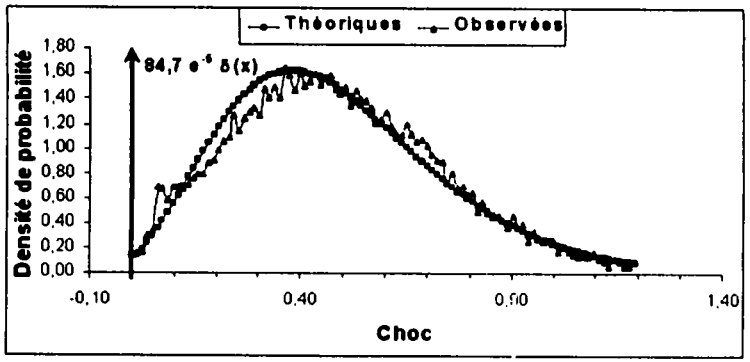


(b) 022003

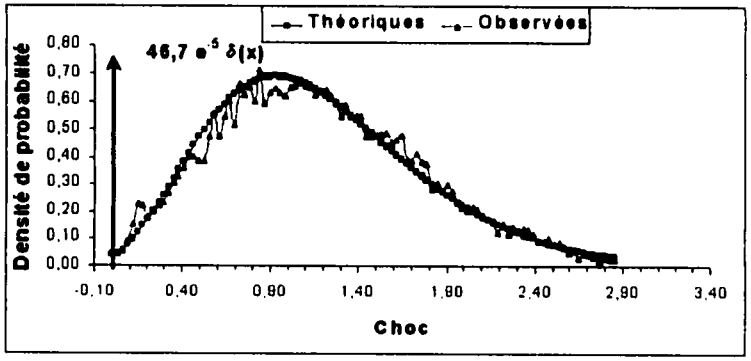


(c) 030234

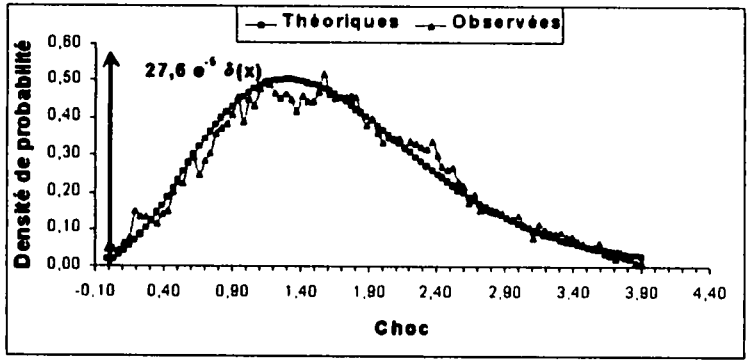
Figure 6.1: Moyennes et écarts-types aux trois stations



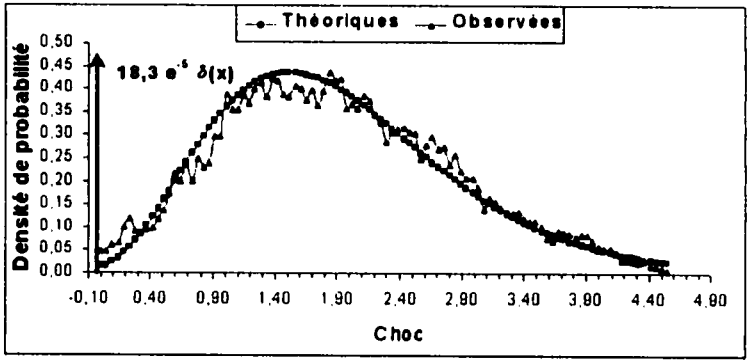
(a) 1j



(b) 4j

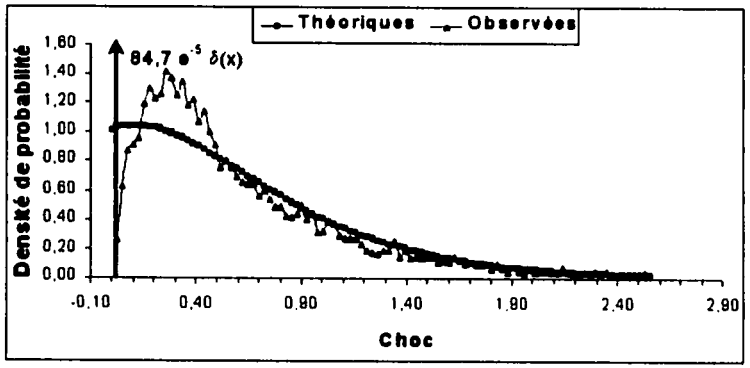


(c) 7j

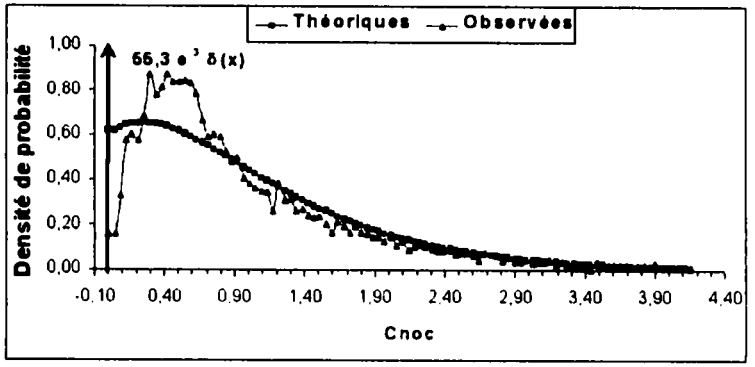


(d) 10j

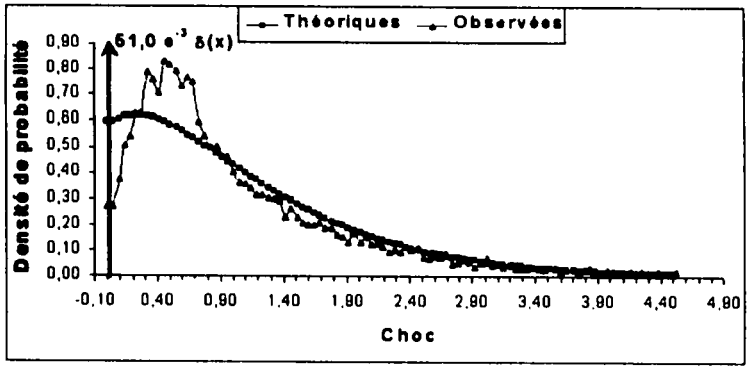
Figure 6.2: Densité de probabilité des chocs à la station 080101 : (a) $k\Delta t = 1j$, (b) $k\Delta t = 4j$, (c) $k\Delta t = 7j$, (d) $k\Delta t = 10j$



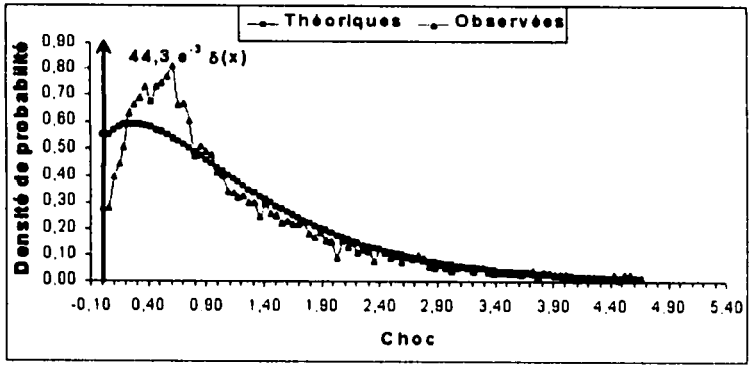
(a) 1j



(b) 4j

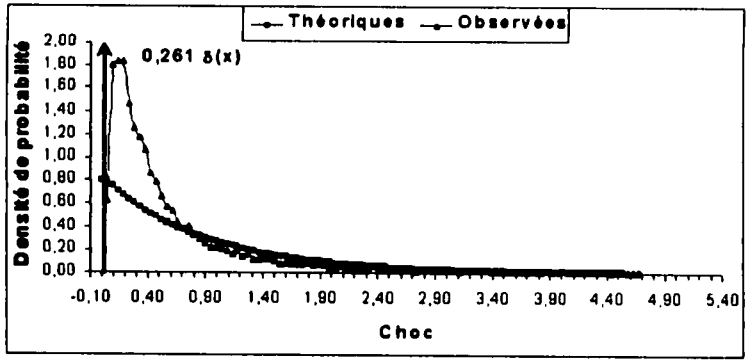


(c) 7j

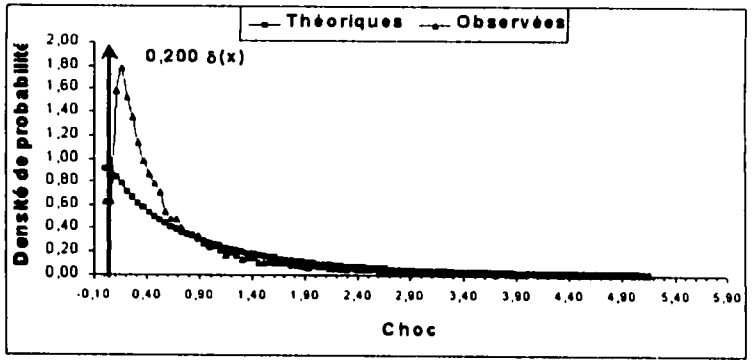


(d) 10j

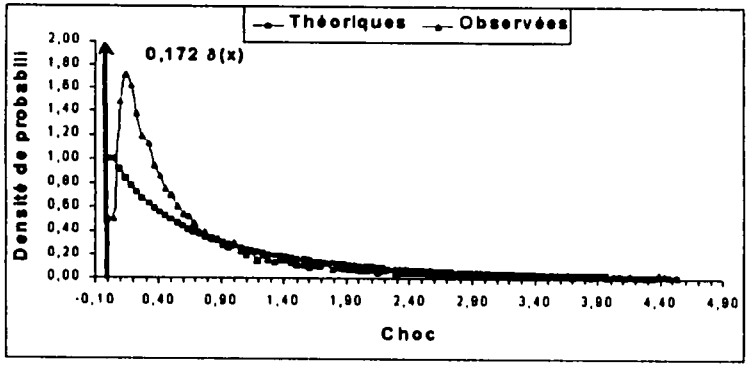
Figure 6.3: Densité de probabilité des chocs à la station 022003 : (a) $k\Delta t = 1j$, (b) $k\Delta t = 4j$, (c) $k\Delta t = 7j$, (d) $k\Delta t = 10j$



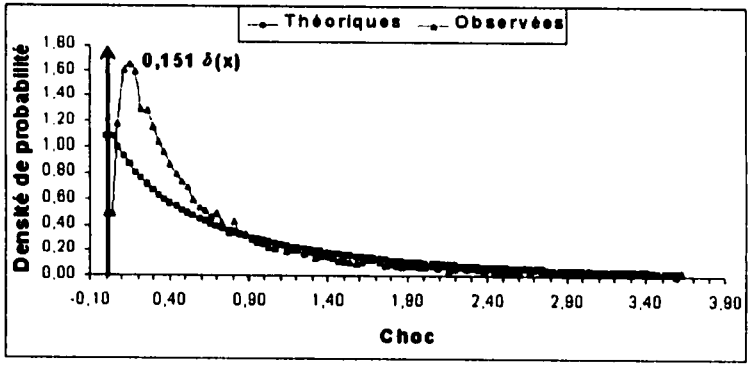
(a) 1j



(b) 4j



(c) 7j



(d) 10j

Figure 6.4: Densité de probabilité des chocs à la station 030234 : (a) $k\Delta t = 1j$, (b) $k\Delta t = 4j$, (c) $k\Delta t = 7j$, (d) $k\Delta t = 10j$

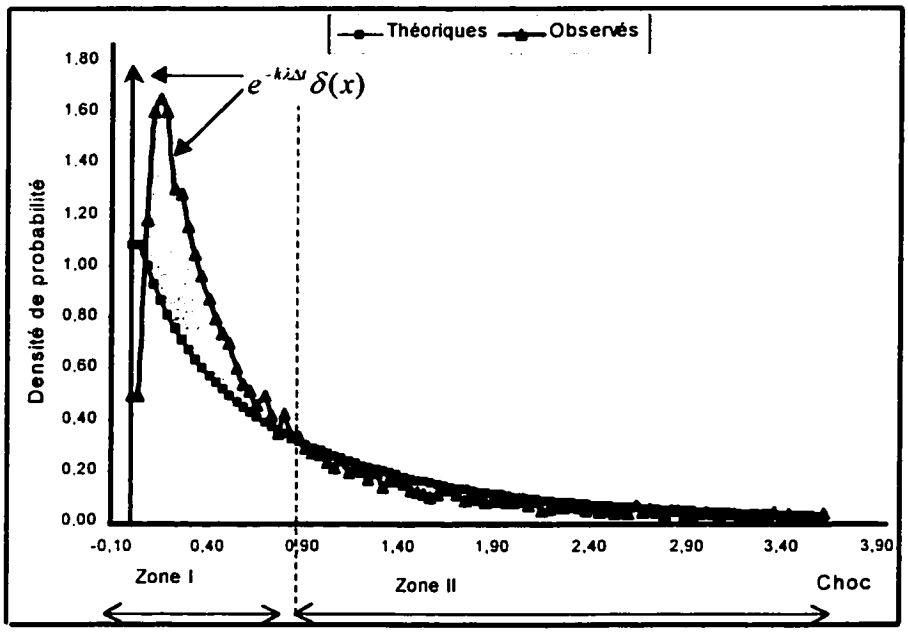
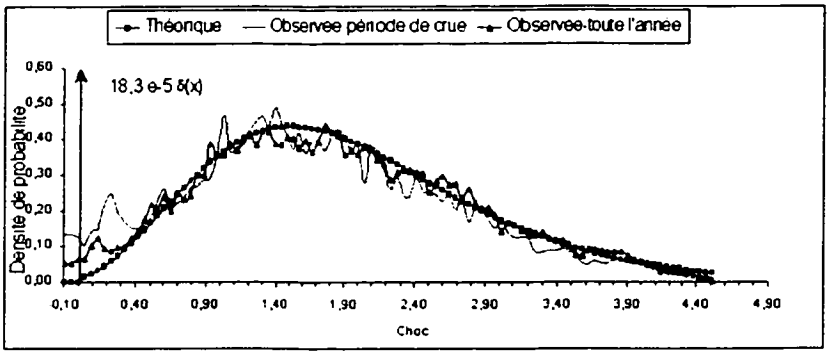
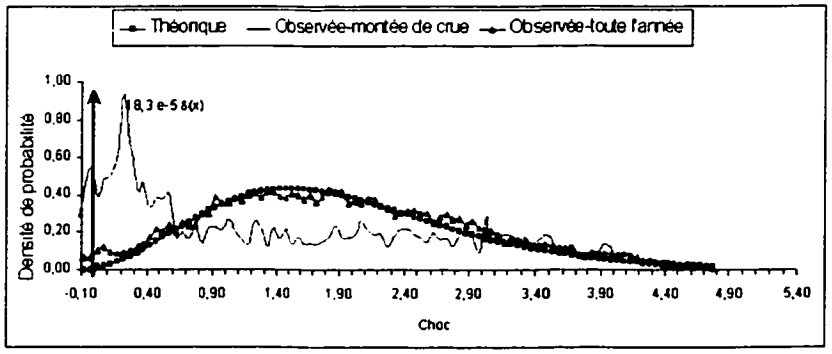


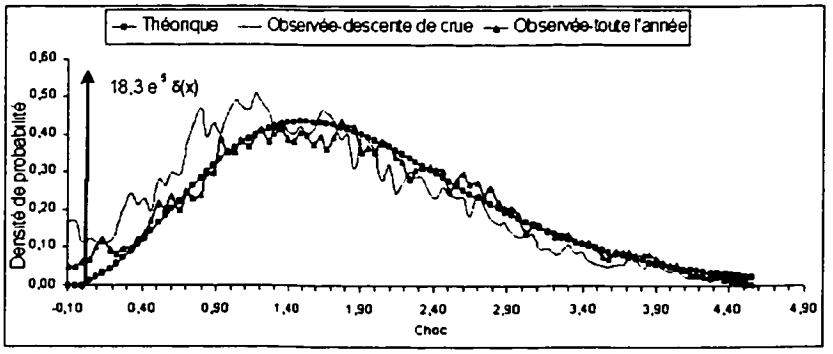
Figure 6.5: Explication des perturbations au voisinage de zéro



(a) toute la période de crue

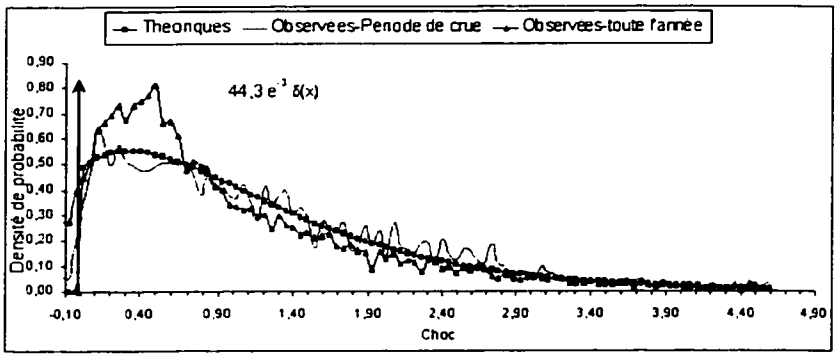


(b) période de montée de crue

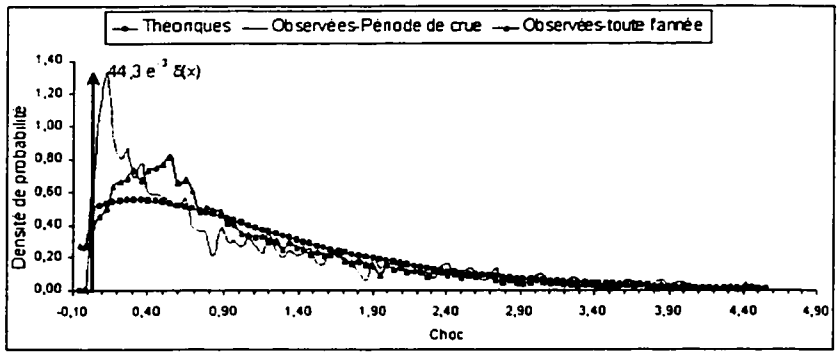


(c) période de descente de crue

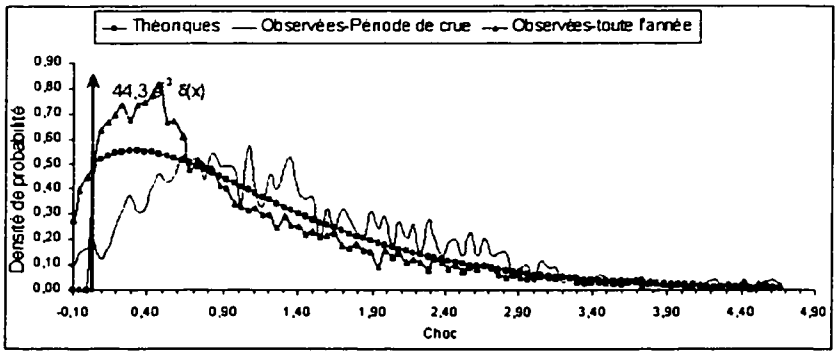
Figure 6.6: Sensibilité à la période de crue à la station 080101 : (a) toute la période de crue, (b) période de montée de crue, (c) période de descente de crue.



(a) toute la période de crue

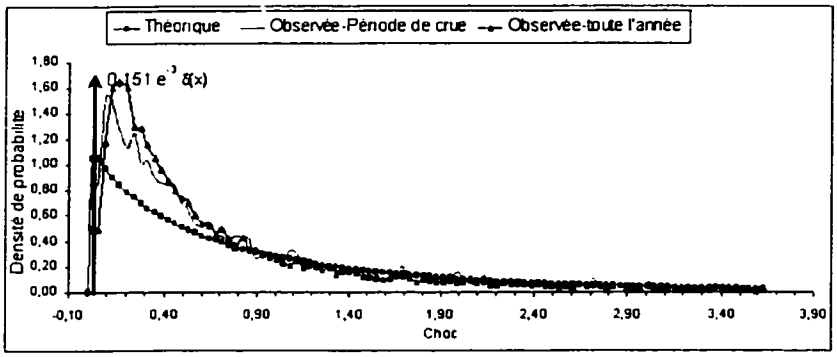


(b) période de montée de crue

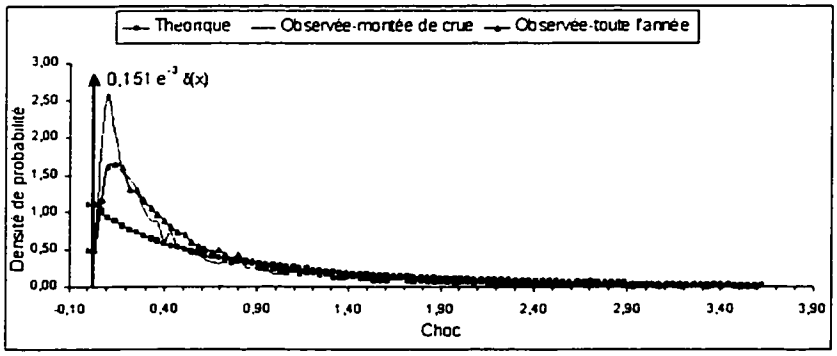


(c) période de descente de crue

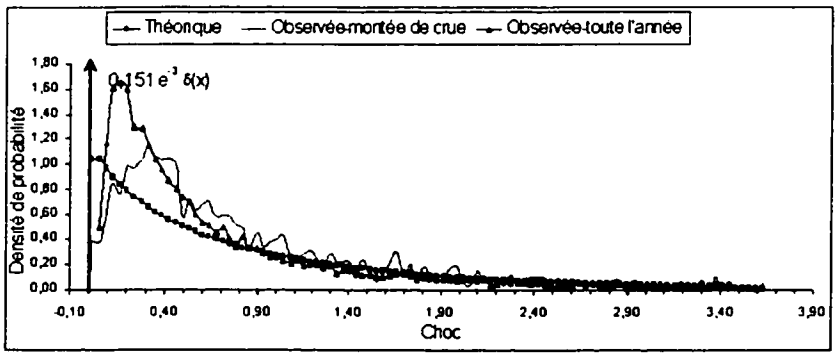
Figure 6.7: Sensibilité à la période de crue à la station 022003 : (a) toute la période de crue, (b) période de montée de crue, (c) période de descente de crue.



(a) toute la période de crue



(b) période de montée de crue



(c) période de descente de crue

Figure 6.8: Sensibilité à la période de crue à la station 030234 : (a) toute la période de crue, (b) période de montée de crue, (c) période de descente de crue.

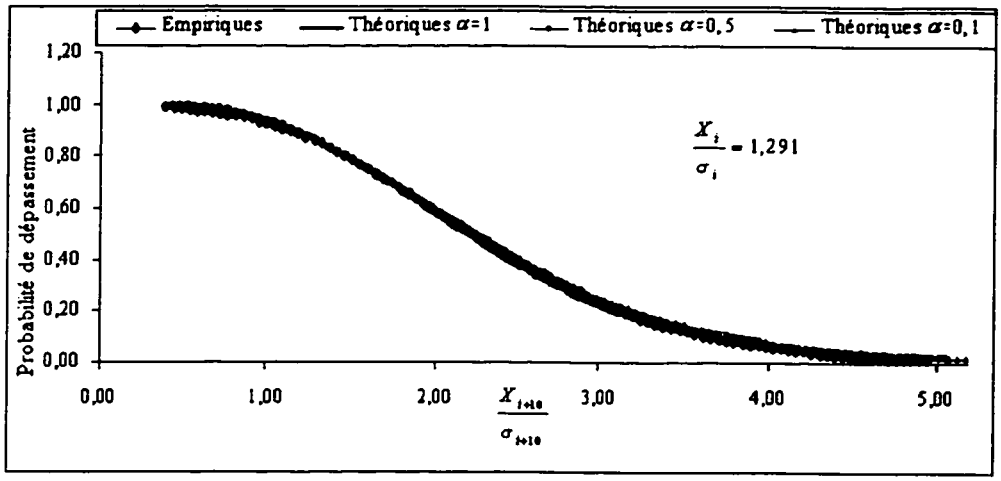


Figure 6.9: Sensibilité des fonctions de transition au paramètre α : Station 080101, $k\Delta t$=10 jours

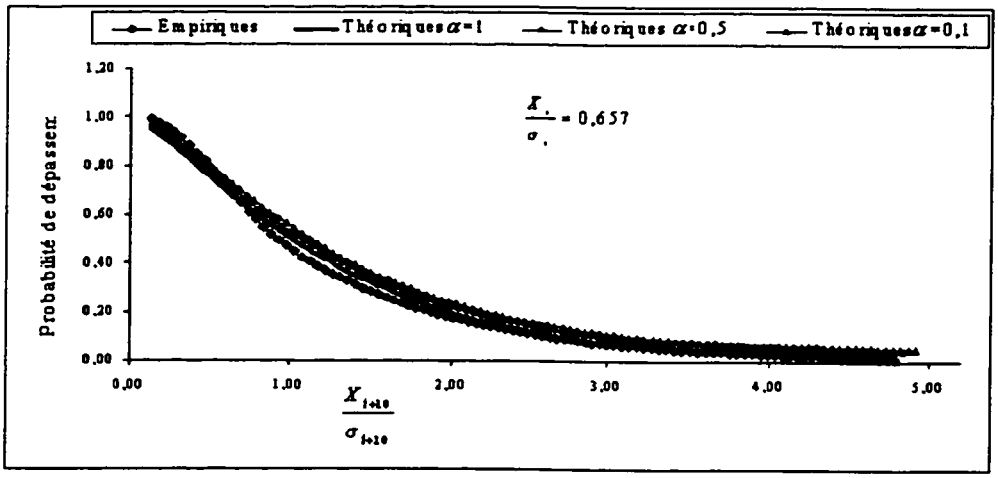


Figure 6.10: Sensibilité des fonctions de transition au paramètre α : Station 022003, $k\Delta t$=10 jours

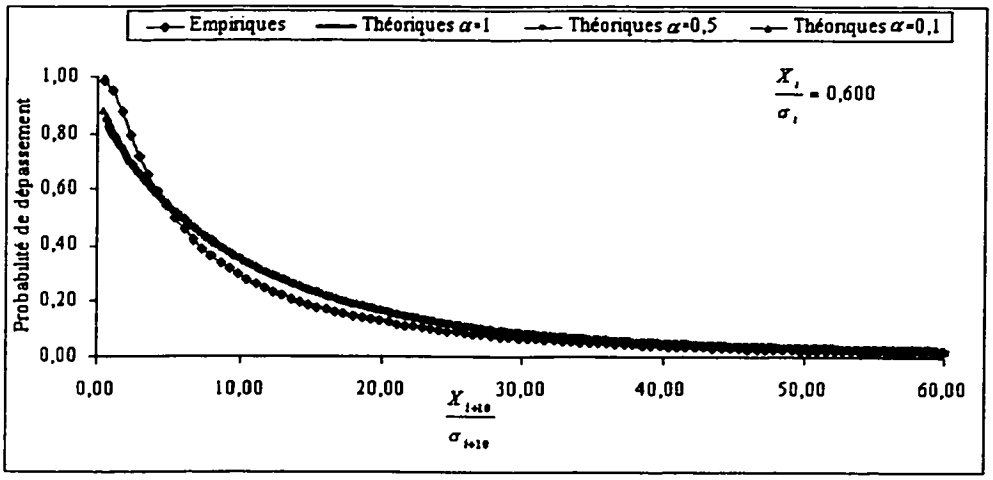


Figure 6.11: Sensibilité des fonctions de transition au paramètre α : Station 030234, kΔt=10 jours

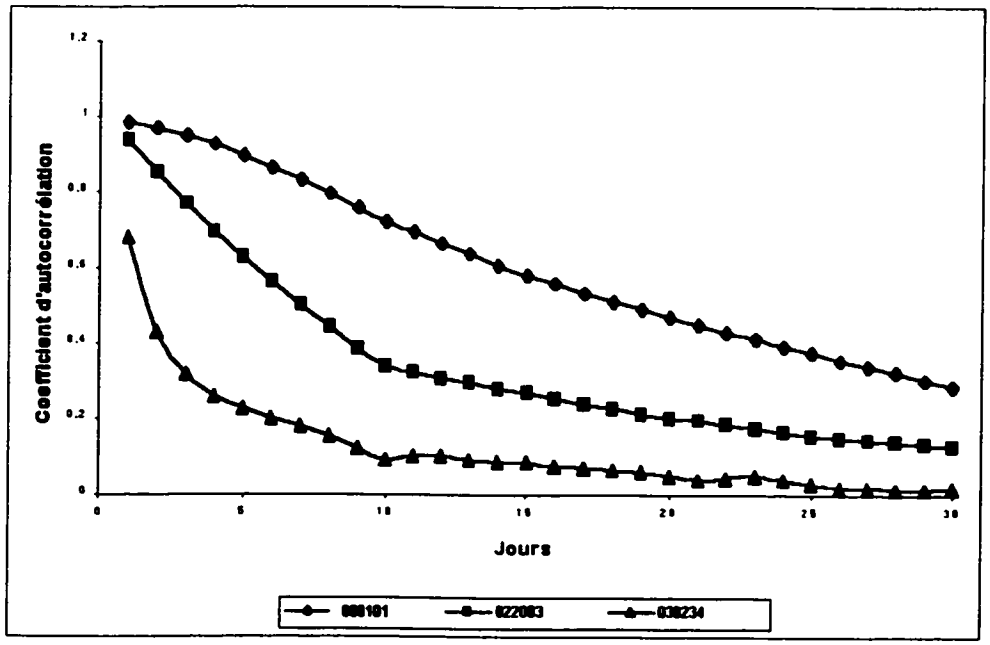


Figure 6.12: Autocorrélogramme des chocs aux trois stations ($k\Delta t = 10$)

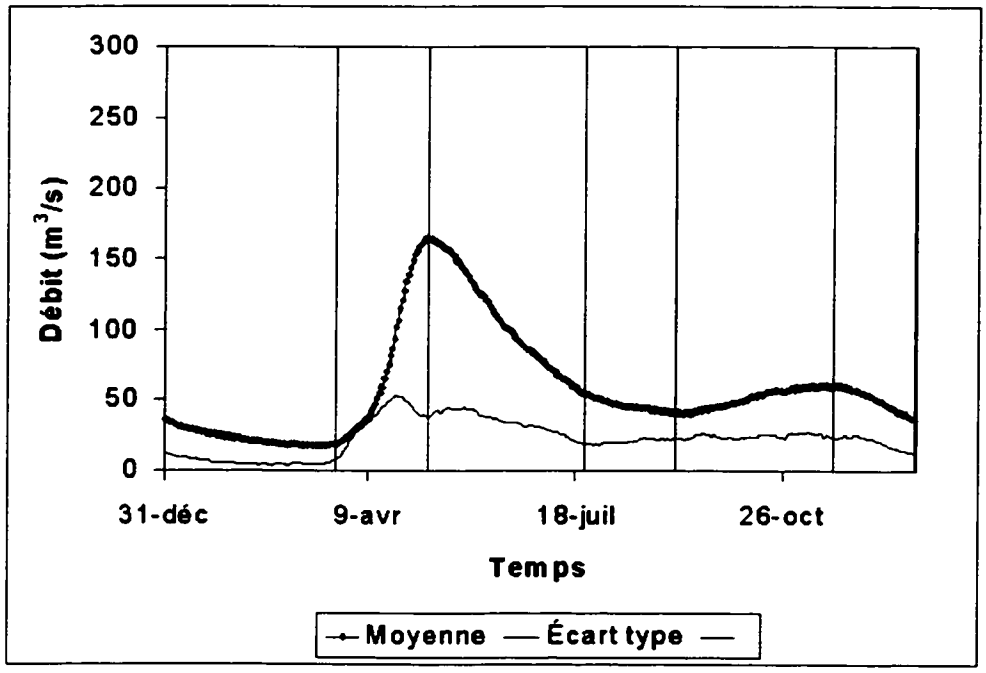


Figure 6.13: Découpage de l'année à la station 080101

CHAPITRE 7

GÉNÉRATION D'HYDROGRAMMES SOUS FORME D'ARBRES

Ce chapitre est consacré à la génération des faisceaux d'hydrogrammes structurés sous la forme d'arbres d'événements. Une application ainsi que diverses analyses de sensibilité sur le réservoir Cabonga et la rivière Harricana sont présentées. La méthodologie a été également appliquée aux stations 022003 et 030234 et les paramètres permettant de générer des arbres d'apports sont donnés aux annexes IV pour la première et V pour la seconde station.

7.1 Introduction

Risque et incertitude sont intimement liés et la mesure du risque passe forcément par une quantification de l'incertitude. Mais l'incertitude porte autant sur la nature que sur l'intensité des phénomènes générateurs de risque qui, dans le cas d'un système hydrique comportant des installations de production hydroélectrique, peuvent prendre la forme d'une crue plus ou moins exceptionnelle, d'un séisme, d'une erreur de gestion ou d'un bris mécanique, etc.

Dans ce travail, on s'intéresse à *l'incertitude sur l'évolution future de l'hydrogramme*

d'un cours d'eau et à son interaction avec le mode de gestion du système. L'idée de base est que si on connaît à partir d'une date t :

- l'état du système,
- les règles d'opération,
- un ensemble suffisamment représentatif d'hydrogrammes possibles ainsi que leur probabilité d'occurrence étant données les conditions actuelles *connues* du gestionnaire,

alors il sera possible de calculer des indicateurs de risque instantané et faire de l'aide à la décision. Un indicateur de risque est une variable mesurant l'effet négatif d'un ensemble d'événements potentiels (représentés ici par les hydrogrammes futurs et les actions humaines) sur un objectif (production d'électricité, protection contre les crues, etc.). Pour un gestionnaire, définir le risque consistera à trouver un ensemble d'indicateurs couvrant ses objectifs du moment. Il sera par exemple intéressé à savoir quel est l'indicateur le plus pertinent pour signaler précocement une submersion des digues et déterminer la valeur optimale de cet indicateur pour mobiliser des ressources ou déclencher un plan d'urgence.

Bien entendu, l'ensemble de tous les hydrogrammes possibles est infini et, avant toute application pratique, on doit remplacer l'ensemble infini des hydrogrammes possibles par un ensemble fini qui a les mêmes propriétés statistiques.

La théorie présentée dans cette thèse a été développée pour construire cet ensemble

fini d'hydrogrammes à partir des mesures historiques de débit sur un cours d'eau. Elle se base sur les résultats du chapitre précédent où on a montré que sur un cours d'eau, la probabilité théorique de passer d'un débit X à un débit inférieur à une valeur Y au bout d'un intervalle de temps de longueur $k\Delta t$ peut raisonnablement être représentée par l'équation 6.12. A partir de là, le problème de la génération stochastique de débits se ramène au problème classique de génération de nombres aléatoires *corrélés* pour lequel il existe déjà une solution connue. Cette solution permet de générer des ensembles d'hydrogrammes équiprobables, ce qui veut dire qu'il faut par exemple en générer 10 000 pour que leur équiprobabilité soit de 10^{-4}. La technique de génération en arbre proposée contourne cet inconvénient puisque les hydrogrammes sont construits en fonction des probabilités choisies par l'utilisateur.

Le présent chapitre est divisé en trois grandes parties : i) le contexte théorique ii) le contexte de l'application iii) les résultats et la discussion.

Dans le contexte théorique on donne la méthode de génération de nombres aléatoires corrélés et sa transformation de façon à ce que le résultat soit structuré en arbre.

Le contexte de l'application présente les deux cours d'eau sur lesquels le modèle a été appliqué : la rivière Harricana qui a déjà été étudiée au chapitre précédent et le réservoir Cabonga qui a été choisi parce qu'il fait partie d'un système de production hydroélectrique ayant connu par le passé des problèmes d'inondation. La nécessité du découpage de l'année en zones *hydrologiquement homogènes* ainsi que l'influence de

ce découpage sur les résultats du calcul y sont discutées. Un ensemble de conditions d'application est défini afin de tester la sensibilité du modèle aux paramètres choisis par l'utilisateur (longueur des intervalles de génération, nombre de branches, répartition des probabilités sur les branches).

La partie résultats et discussion fait une analyse critique de la réponse du modèle dans les cas précédemment définis et présente l'évolution des faisceaux d'hydrogrammes le long d'une année pour chacun des deux cours d'eau.

7.2 Terminologie

Les termes *arbre d'apports* et *faisceau d'hydrogrammes* désignent des hydrogrammes fictifs construits avec la méthode proposée à partir d'une date t dite *date de génération.* Leur point de départ est la valeur du débit réel sur le cours d'eau à la date t. Ils sont dits *structurés en arbre* parce qu'ils sont groupés par *branches* et ne se séparent qu'en des points régulièrement espacés dans le temps appelés *nœuds.* La longueur sur l'axe temps d'une branche est appelée *intervalle de génération* tandis que la longueur totale de l'arbre est appelée *zone de génération.* La figure 7.1 permet de comprendre la signification de ces termes relatifs à la structure de l'arbre d'apports.

Il sera également question de probabilité de passage de l'hydrogramme en un point ou pour être plus précis, dans une zone autour d'un point. Elle représente la somme des

probabilités de tous les hydrogrammes du faisceau qui passent dans la zone considérée. La zone peut être de largeur unité, ou alors on peut la normaliser en divisant le résultat par la largeur de la zone. Une zone de largeur supérieure à l'unité permet d'avoir une solution continue même quand la densité des branches du faisceau est faible. Il s'agit là d'une simple question de lissage du résultat.

7.3 Contexte théorique

7.3.1 Génération de nombres non corrélés suivant une loi donnée

Beaucoup de problèmes statistiques sont résolus par simulation sur de grandes quantités de données, d'où la nécessité de développer des algorithmes de génération de nombres aléatoires. La méthode de transformation d'une loi à une autre dite *par inversion* permet d'avoir des nombres aléatoires suivant une loi donnée si on connaît la fonction de répartition de la loi et si l'on a une méthode de génération de nombres uniformément répartis dans l'intervalle [0,1]. La description, la justification de la méthode ainsi que des exemples de procédures de génération de nombres uniformément répartis dans l'intervalle [0,1] peuvent être trouvés dans Dudewicz et Ralley (1983). Elle a l'avantage d'être utilisable même quand il n'existe pas de formule analytique pour faire la transformation d'une loi à l'autre.

7.3.2 Génération de nombres corrélés selon une loi donnée

Le modèle couramment utilisé pour faire de la génération de nombres synthétiques représentant un phénomène donné est le processus de Markov d'ordre 1 (voir par ex. Matalas (1967)). Il est défini par

$$(X_{n+1} - \mu) = r_1(X_n - \mu) + \sqrt{1 - r_1^2}\sigma\varepsilon_{n+1} \tag{7.1}$$

où :

- μ et σ sont respectivement la moyenne et l'écart type du phénomène.
- r_1 est le coefficient de corrélation d'ordre 1 du phénomène.
- ε_{n+1} doit être indépendant de X_n et choisi dans une population de moyenne 0 et de variance 1.

La série synthétique ainsi obtenue reproduit la moyenne et l'écart type du phénomène. Si la valeur initiale X_0 ainsi que ε_{n+1} sont choisis parmi une population qui suit la loi normale centrée réduite, la série résultante suivra aussi la loi normale centrée réduite.

Dans les mêmes conditions,

$$X_{n+k} = r_k X_n + \sqrt{1 - r_k^2}\sigma\varepsilon_{n+k} \tag{7.2}$$

suivra la loi *N(0,1)* avec r_k comme coefficient de corrélation d'ordre k si ε_n suit $N(0.1)$.

Dans le cas où la loi considérée ne serait pas normale, la transformation décrite à la figure 7.2 permet de se ramener à la loi normale. Elle est directement déduite de la méthode citée au paragraphe précédent. La procédure de génération comporte donc quatre étapes :

- Rendre la série observée normale (transformation T de la figure 7.2).
- Calculer le coefficient de corrélation d'ordre k de la série transformée r_k
- Générer des nombres selon l'équation (7.2).
- Faire la transformation inverse (transformation T^{-1} de la figure 7.2).

7.3.3 Génération sous forme d'arbre

Étant donné une suite de m nombres strictement positifs $p_i, i = 1, \ldots, m$, avec $\sum_{i=1}^{m} p_i = 1$ et une valeur fixée de X_n il est possible de trouver m intervalles de la forme $]a_0 = -\infty, a_1],]a_1, a_2], \ldots,]a_{m-1}, a_m = +\infty[$ tels que la probabilité que la valeur de X_{n+k} appartienne à $]a_{i-1}, a_i[$ soit de p_i.

Pour cela, considérons les m intervalles $]b_0 = -\infty, b_1],]b_1, b_2], \ldots,]b_{m-1}, b_m = +\infty[$ tels que $F_{N(0,1)}(]b_{i-1}, b_i[) = p_i$. Si on pose $a_i = r_k X_n + \sqrt{1 - r_k^2} b_i$, on déduit de l'équation (7.2) que $P(X_{n+k} \in]a_{i-1}, a_i[| X_n) = p_i$.

Pour des besoins de calcul numérique, chaque intervalle $]b_{i-1}, b_i[$ est remplacé par

un représentant ponctuel : sa moyenne $e_i = \frac{\int_{b_{i-1}}^{b_i} x f_{N(0,1)}(x)dx}{\int_{b_{i-1}}^{b_i} f_{N(0,1)}(x)dx}$, et l'intervalle $]a_{i-1}, a_i[$ par $r_k X_n + \sqrt{1-r_k^2}\sigma e_i$.

Avec cette approximation, la probabilité de passer de la valeur X_n à chacune des m valeurs $r_k X_n + \sqrt{1-r_k^2}\sigma e_i$ est de p_i. Bien entendu, la qualité de l'approximation croît avec m.

En répétant le processus avec chacune des m valeurs trouvées, on construit un arbre dont chaque branche représente une transition de probabilité connue au bout d'un intervalle de temps $k\Delta t$. La figure 7.3 donne un exemple de calcul des e_i pour $m = 5$ et $p_i = 0,2; i = 1,\ldots,5$ tandis que la figure 7.4 illustre graphiquement le processus de construction de l'arbre en tenant compte de la nécessité de transformation vers la loi normale.

7.3.4 De l'arbre d'apports aux probabilités de passage

Dans le processus de construction de l'arbre d'apports, la longueur des intervalles, le nombre de branches et la répartition des probabilités sur les branches sont choisis à priori par l'utilisateur, ce qui donne des faisceaux de formes différentes avec des hydrogrammes de poids différents. Mais ces faisceaux sont construits avec les mêmes fonctions de transition et doivent donner à peu près la même probabilité de passage de l'hydrogramme dans une plage de valeurs de débits donnée à une date donnée de la zone de génération.

Cette probabilité est donnée par la somme des probabilités des hydrogrammes du faisceau qui passent dans la zone considérée. *Une façon de vérifier la cohérence entre deux faisceaux générés avec des paramètres différents est de comparer ce qu'ils donnent en termes de probabilités de passage.*

7.3.5 Liens entre le risque hydrologique, les faisceaux générés et la probabilité de passage

La définition la plus utilisée du risque hydrologique est la durée de retour : un débit de pointe a une durée de retour D s'il a une probabilité de $\frac{1}{D}$ d'être dépassé au cours de l'année. Elle est obtenue par calage sur une loi statistique sur un échantillon de débits de pointe historiques. En procédant de la même façon sur les valeurs maximales des hydrogrammes d'un faisceau, on peut trouver le débit maximal qui a la probabilité $\frac{1}{D}$ d'être dépassée pendant la période de génération. C'est une valeur qui évolue dans le temps. Les deux définitions coïncideront si la période de génération est de 1 an. La probabilité de passage porte l'intégralité des hydrogrammes générés et non sur le débit maximal. Elle permet cependant de mesurer le caractère exceptionnel d'une valeur de débit et peut donc être considérée comme une mesure alternative du risque hydrologique pris au sens large.

7.4 Contexte de l'application

L'application a été faite sur la rivière Harricana et le réservoir Cabonga décris au chapitre 5. On dispose sur la rivière Harricana d'un très grand nombre de données d'excellente qualité et le modèle présenté au chapitre 6 y fonctionne très bien. L'intérêt du réservoir Cabonga est qu'il fait partie du système hydrique connu pour avoir subi des problèmes d'inondation, notamment en 1956. Cependant, les données dont on dispose ont été obtenues par bilan hydrique et sont entachées de très grandes fluctuations dues aux incertitudes de mesures du niveau d'eau. L'importance de ces fluctuations est amplifiée par l'immense surface du lac Cabonga. Afin de résoudre ce problème, on a appliqué un algorithme de filtrage à la série de données. L'algorithme est donné à l'annexe VI. Le but d'un algorithme de filtrage est d'éliminer les fluctuations observées (bruit) dans une série. La figure 7.5 montre le signal avant et après sept applications du filtre.

7.4.1 Découpage de l'année en zones hydrologiquement homogènes

Le modèle suppose que le débit du cours d'eau considéré est dû à des excitations dont les dates d'occurrence suivent la loi de Poisson de paramètre λ et dont l'intensité obéit à la loi exponentielle de moyenne $1/\mu$. Il est donc logique de penser que les paramètres de ces lois varient selon la nature physique des phénomènes générateurs de débits et donc de caler le modèle non pas sur toute l'année mais sur des périodes *hy-*

drologiquement homogènes. C'est le type de découpage que nous avons choisi et qui est présenté aux figures 7.6 et 7.7. Les frontières des zones ont été positionnées sur les pics de la courbe des débits moyens journaliers de façon à différencier les périodes de croissance des périodes de décroissance. Les tableaux 7.1 et 7.2 contiennent les paramètres du modèle pour chacun des deux cours d'eau sur les six différentes périodes du découpage. A ce stade de l'étude, aucun moyen n'est disponible pour prouver que ce découpage est le meilleur. Par contre on peut prouver que le modèle fonctionne bien sur ce découpage et faire une analyse de sensibilité sur la frontière des périodes. Les figures 7.8,7.9, 7.10 et 7.11 montrent la concordance des distributions théoriques et observées des chocs pour chacune des six périodes sur les deux cours d'eau. La valeur de c retenue pour chacune des périodes est celle obtenue pour toute l'année puisque c est une caractéristique du cours d'eau. Quatre autres découpages de l'année que nous avons numéroté de 2 à 5 ont été effectués afin de faire une analyse de sensibilité sur les frontières des périodes. Pour chacun des cinq découpages, deux points sont choisis à l'intérieur des périodes dont les frontières sont déplacées. Les *fonctions de transition* de débit en ces deux points sont tracées et comparées. Le débit de départ choisi est le débit moyen du cours d'eau au point considéré :

Découpage 1 : découpage de référence présenté à la figure 7.6.

Découpage 2 : la frontière entre les périodes 2 et 3 est déplacée de huit jours à gauche.

Découpage 3 : la frontière entre les périodes 2 et 3 est déplacée de huit jours à droite.

Découpage 4 : toutes les frontières des périodes 2 et 3 sont déplacées de huit jours vers

la gauche.

Découpage 5 : toutes les frontières des périodes 2 et 3 sont déplacées de huit jours vers la droite.

Les tableaux 7.3 et 7.4 récapitulent les frontières des périodes pour chacun des cinq découpages et pour chacun des cours d'eau. Les points 1 et 2 sont pris respectivement comme les milieux des périodes 2 et 3 dans le découpage 1 (2 avril et 6 juin pour Cabonga, 19 avril et 24 juin pour l'Harricana). Leurs caractéristiques hydrologiques sont reprises dans les tableaux 7.5 et 7.6. La fonction de transition est une *proprieté intrinsèque* du point de calcul. De plus, elle est la seule donnée provenant de l'étude hydrologique qui servira à la construction de l'arbre d'apports.

7.4.2 Suivi en continu du risque hydrologique

Suivre le risque hydrologique consistera à générer périodiquement l'arbre d'apports et l'utiliser comme donnée d'entrée à un programme de laminage en réservoir et/ou en rivière en tenant compte des règles de gestion. Il est ainsi possible d'évaluer le risque par le biais d'indicateurs comme l'espérance mathématique des dommages d'inondation ou encore la probabilité de rupture par submersion. A titre d'exemple, le modèle a été appliqué sur l'Harricana à des dates séparées par des intervalles de temps de cinq jours pendant l'année 1981 à Cabonga et l'année 1981. On a également représenté pour chaque cas les probabilités de passage *dans une bande de* $5m^3/s$ autour de chaque point

de la zone de génération, ce qui donne une image beaucoup frappante des résultats. On présente à la figure 7.12 un exemple de faisceau avec les probabilités de passage associées. La répartition des probabilités est logique car la tendance générale du faisceau correspond à celle de l'hydrogramme observé (croissante en période de crue, et décroissante en période de décrue). De plus, l'hydrogramme passe dans les zones à forte probabilité de passage.

7.4.3 Sensibilité du modèle aux paramètres choisis par l'utilisateur

Lors de la construction de l'arbre d'apports, l'utilisateur fixe un certain nombre de paramètres qui influent sur la forme de l'arbre et le poids de ses branches. Il s'agit de :

- La longueur des intervalles entre les nœuds de l'arbre (k).
- Le nombre de branches à chaque nœud de l'arbre (m).
- La répartition des probabilités sur les branches partant d'un nœud sachant que la somme des probabilités des branches partant d'un nœud doit toujours être égale à 1 ($P_i, i = 1 \ldots m$).

Or quels que soient les choix de l'utilisateur, l'arbre résultant représente le comportement statistique de l'hydrogramme réel. Par conséquent, la probabilité de passage de l'hydrogramme dans une plage de valeurs de débits donnée pour une date donnée devrait rester sensiblement constante pour tous les arbres résultants. Afin de vérifier cela, un ensemble de huit cas avec des paramètres différents a été défini. Pour chaque cas,

l'arbre d'apports commençant le 1^{er} janvier 1981 a été généré à Cabonga. Pour chacun des arbres obtenus et pour chaque valeur q de débit, les probabilités de passage sur une bande de $5m^3/s$ de largeur autour de q ont été calculées. Les répartitions de ces probabilités de passage pour les huit cas ont ensuite été comparées pour vérifier s'il y a des changements majeurs. Les huit cas sont définis comme suit :

Cas 1 : l'intervalle de génération est fixé à sept jours. Le premier intervalle comporte dix branches de probabilité 0,1 chacune. Les sept intervalles suivants comportent chacun trois branches, de probabilités 0,2 ; 0,6 et 0,2 en allant de la branche la plus basse à la branche la plus haute. Le nombre total d'hydrogrammes est de 21 870 et la longueur de la zone de génération est de 56 jours.

Cas 2 : la longueur des intervalles et le nombre de branches sont les mêmes qu'au cas 1, mais on change la répartition des probabilités aux nœuds comme suit :

- Les sept branches les plus basses du premier intervalle ont une probabilité de 0,127 ; la huitième, la neuvième et la dixième ont respectivement 0,05 ; 0,05 et 0,01 comme probabilité
- Pour les sept intervalles suivants, les trois branches ont respectivement 0,01 ; 0,98 et 0,01 comme probabilité.

Le nombre de branches est évidemment le même qu'au cas 1, ainsi que la zone de génération.

Cas 3 : même configuration qu'au cas 1, sauf que le premier intervalle comporte 20 branches de probabilité 0,05 chacune. On obtient 43 740 hydrogrammes.

Cas 4 : l'intervalle de génération est fixé à sept jours. Le premier intervalle comporte cent branches de probabilité 0,0102 pour les 97 premières branches, 0,005 pour la $98^{éme}$ et la $99^{éme}$ branche, et 0,001 pour la centième. Le second comporte cinq branches de probabilité 0,05 ; 0,3 ; 0,3 ; 0,3 ; 0,05 en allant de bas en haut. Le troisième intervalle comporte trois branches de probabilités 0,05 ; 0,9 et 0,05. Les cinq intervalles suivants comportent chacun deux branches de probabilités 0,5 chacune. Le nombre total d'hydrogrammes est de 48 000 et la longueur de la zone de génération est de 56 jours.

Cas 5 : même configuration qu'au cas 6 avec un intervalle de génération de quatre jours.

Cas 6 : même configuration qu'au cas 6 avec un intervalle de génération de dix jours.

A titre d'exemple, la structure des arbres pour les cas 1 et 2 est représentée à la figure 7.13.

7.5 Résultats et discussion

On fournit aux figures 7.14 et 7.15 pour les arbres d'apports et leurs probabilités de passage associées au réservoir Cabonga tandis que les figures 7.16 et 7.17 présentent la même chose pour la rivière Harricana. Aux figures 7.18 et 7.19 on montre les faisceaux générés le 1^{er} janvier 1981 pour chacun des six cas décrits à la sous-section 7.4.3.

7.5.1 Vraisemblance des faisceaux générés

Les faisceaux d'hydrogrammes générés peuvent être considérés comme réalistes si l'hydrogramme réel reste la plupart du temps à l'intérieur, de préférence dans les régions à forte probabilité de passage. Il peut cependant en sortir de temps en temps sans remettre en cause la validité de la théorie proposée puisque si on générait une infinité d'hydrogrammes, on aurait un faisceau qui contiendrait tous les hydrogrammes possibles. Le choix d'un nobre fini d'hydrogramme entraine automatiquement l'élimination d'événements exceptionnels, mais un choix adéquat des probabilités des branches permettra d'inclure des hydrogrammes ayant des débits de pointe de l'ordre de la CMP.

A Cabonga, l'hydrogramme est très irrégulier du fait de la qualité des données. On constate cependant que l'hydrogramme reste globalement à l'intérieur des faisceaux générés.

Pour tous les 72 cas traités sur la rivière Harricana, l'hydrogramme réel est resté sur la plus grande partie de sa longueur dans les zones à forte probabilité de passage (figures 7.16 et 7.17). Cela probablement est dû à la bonne qualité des données et montre que le modèle compose bien avec le caractère non stationnaire du débit en cours d'eau. Il anticipe aussi bien les périodes de crue que les périodes de décrue, ce qui rend les faisceaux générés très réalistes.

7.5.2 Sensibilité des résultats au découpage

Les figures 7.20 et 7.21 présentent la probabilité de dépassement d'un débit donné en partant du débit moyen du point de calcul (41,18 m^3/s et 49,07 m^3/s respectivement pour les points 1 et 2 à Cabonga, 75,65 m^3/s et 86,94 m^3/s pour les points 1 et 2 sur l'Harricana). On remarque que le point 2 est pratiquement insensible aux déplacements de quelques jours des frontières de la période où il se trouve. Au point 1, on constate une légère variation de la fonction de transition. On remarque aussi qu'il est un peu plus sensible à un déplacement vers la gauche qui place une frontière dans la zone de montée de crue. La montée de crue a déjà été signalée comme zone relativement délicate pour le modèle. On conclut que le modèle a un comportement satisfaisant pour des déplacements de quelques jours des frontières des périodes.

7.5.3 Sensibilité aux paramètres définis par l'utilisateur

Les six cas définis à la section précédente ont été traités autant sur le réservoir Cabonga que sur la rivière Harricana en prenant comme date de génération le 1^{er} janvier 1981. Les résultats sont donnés par les figures 7.18 à 7.19. Le principal constat est que les huit cas donnent sensiblement les mêmes résultats pour les zones à fortes probabilités de passage. Le choix de probabilités plus faibles pour les branches les plus hautes et/ou les plus basses permet de mieux tracer les zones à faible probabilité de passage. Le

nombre de branches semble ne pas avoir d'incidence, mais cela est probablement dû au fait que le cas qui comporte le moins de branches en a quand même 1 280.

Tableau 7.1: Paramètres du modèle pour les six périodes sur la rivière Harricana

Numéro	Début période	Fin période	c	λ	μ	$e^{-\lambda\Delta t}$	r_7
1	01-janv	24-mars	8,54	1,504	3,609	2,69E-05	0,835
2	24-mars	09-mai	8,54	,622	1,956	1,29E-02	0,787
3	09-mai	22-juil	8,54	1,858	5,668	2,24E-06	0,66
4	22-juil	04-sept	8,54	,857	3,839	2,48E-03	0,449
5	04-sept	15-nov	8,54	1,157	4,462	3,04E-04	0,459
6	15-nov	31-déc	8,54	1,657	5,005	9,20E-06	0,694

Tableau 7.2: Paramètres du modèle pour les six périodes au réservoir Cabonga

Numéro	Début période	Fin période	c	λ	μ	$e^{-\lambda\Delta t}$	r_7
1	01-janv	12-mars	3,58	,829	1,634	3,02E-03	0,926
2	12-mars	24-avr	3,58	,804	1,633	3,59E-03	0,941
3	24-avr	22-juil	3,58	,786	1,686	4,09E-03	0,903
4	22-juil	24-sept	3,58	,6	1,586	1,50E-02	0,84
5	24-sept	27-nov	3,58	,772	1,725	4,51E-03	0,907
6	27-nov	31-déc	3,58	1,394	2,378	5,78E-05	0,926

Tableau 7.3: Limites des périodes pour chacun des cinq découpages au réservoir Cabonga

Découpage	**fin période 1**	**fin période 2**	**fin période 3**	**fin période 4**	**fin période 5**
Découpage 1	12 mars	24 avril	22 juillet	24 septembre	27 novembre
Découpage 2	12 mars	16 avril	22 juillet	24 septembre	27 novembre
Découpage 3	12 mars	2 mai	22 juillet	24 septembre	27 novembre
Découpage 4	4 mars	24 avril	14 juillet	24 septembre	27 novembre
Découpage 5	20 mars	2 mai	30 juillet	24 septembre	27 novembre

Tableau 7.4: Limites des périodes pour chacun des cinq découpages sur la rivière Harricana

Découpage	**fin période 1**	**fin période 2**	**fin période 3**	**fin période 4**	**fin période 5**
Découpage 1	24 mars	9 mai	22 juillet	4 septembre	15 novembre
Découpage 2	24 mars	1 mai	22 juillet	4 septembre	15 novembre
Découpage 3	24 mars	17 mai	22 juillet	4 septembre	15 novembre
Découpage 4	16 mars	1 mai	14 juillet	4 septembre	15 novembre
Découpage 5	1 avril	17 mai	30 juillet	5 septembre	15 novembre

Tableau 7.5: Caractéristiques des points de calcul des fonctions de transition au réservoir Cabonga

Point	**date**	M_n	σ_n	σ_{n+7}
1	2 avril	41.18	36.02	47.43
2	6 juin	49.075	30.74	27.81

Tableau 7.6: Caractéristiques des points de calcul des fonctions de transition à la rivière Harricana

Point	**date**	M_n	σ_n	σ_{n+7}
1	19 avril	75.64	49.68	51.86
2	24 juin	86.94	30.99	30.63

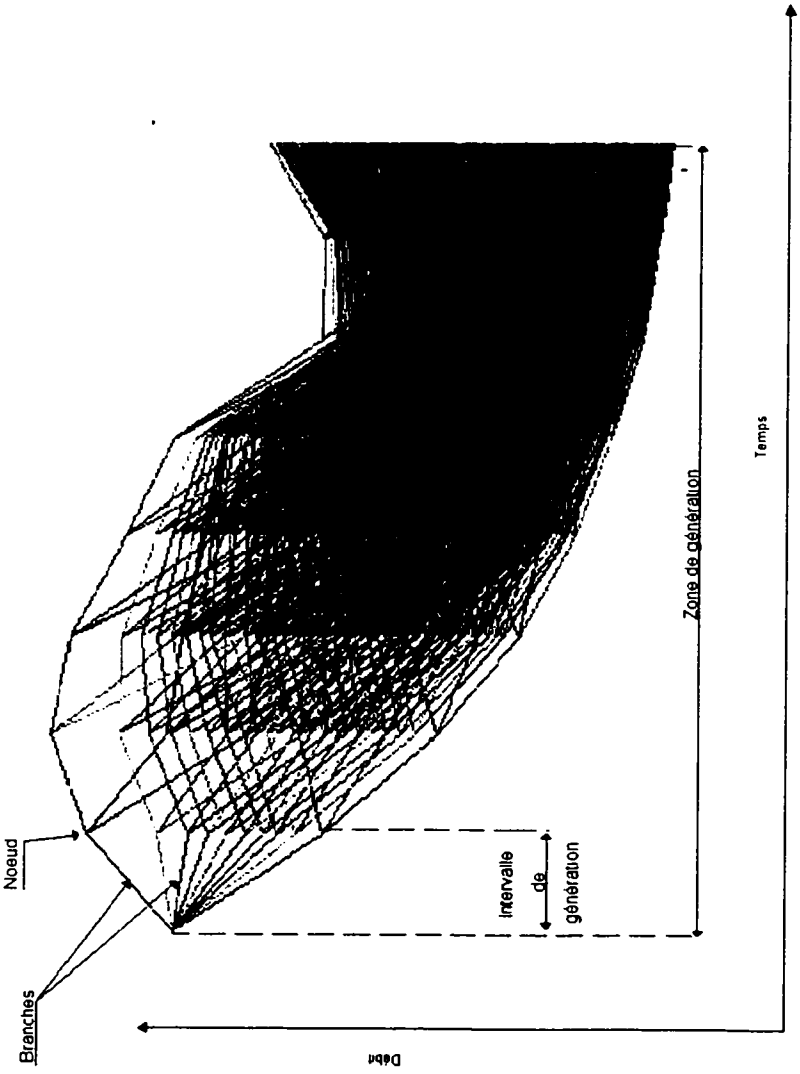


Figure 7.1: Explication des termes relatifs à la structure de l'arbre d'apports

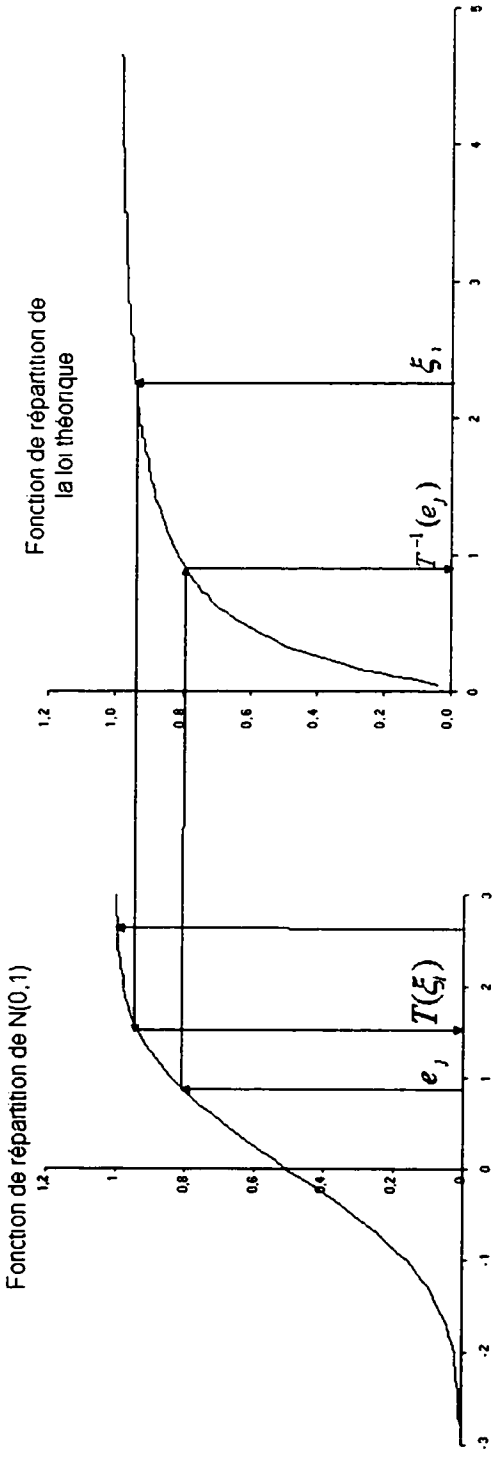


Figure 7.2: Transformation entre la loi normale et la loi des chocs (Méthode par inversion)

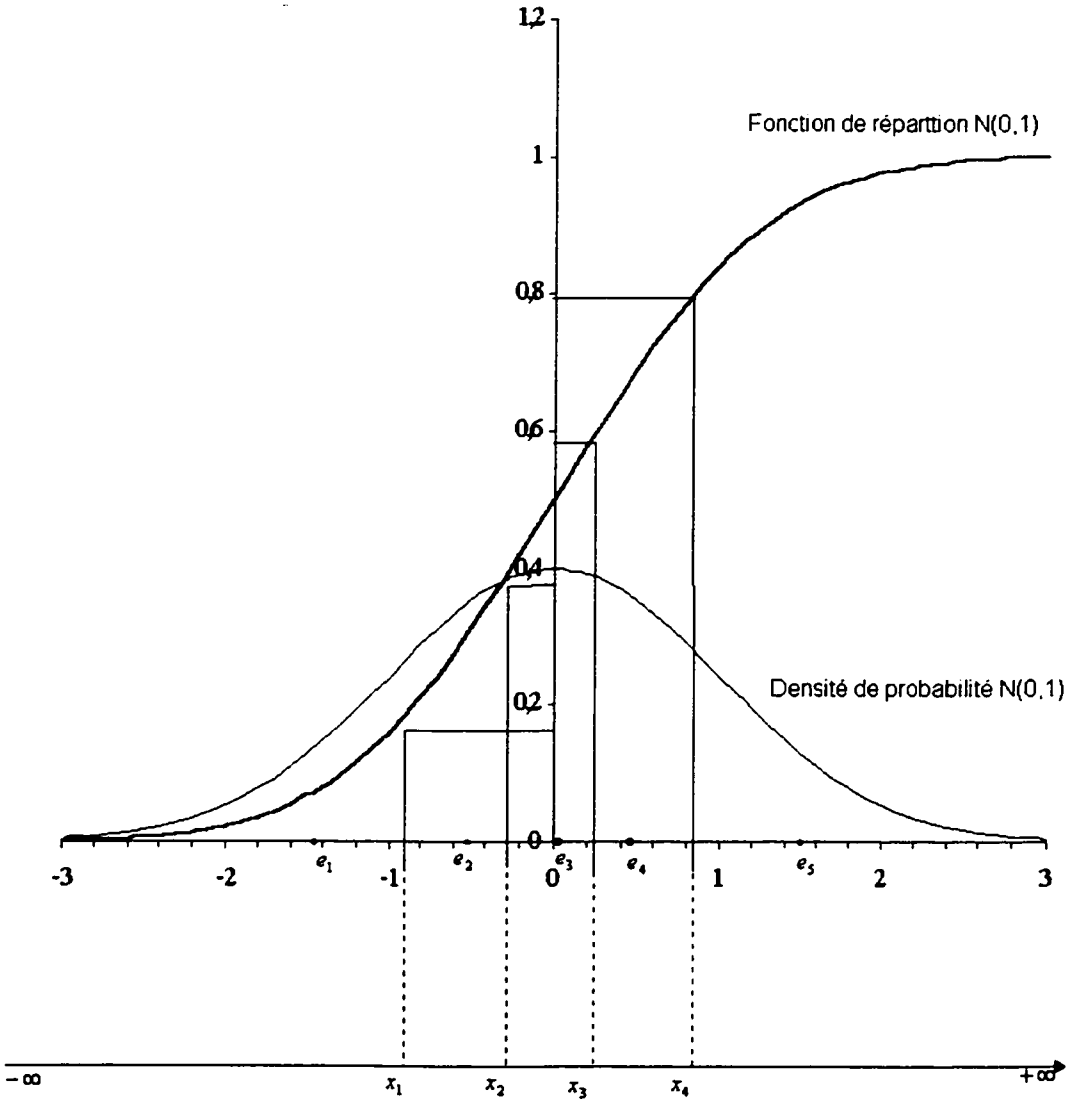


Figure 7.3: Méthode de calcul des représentants

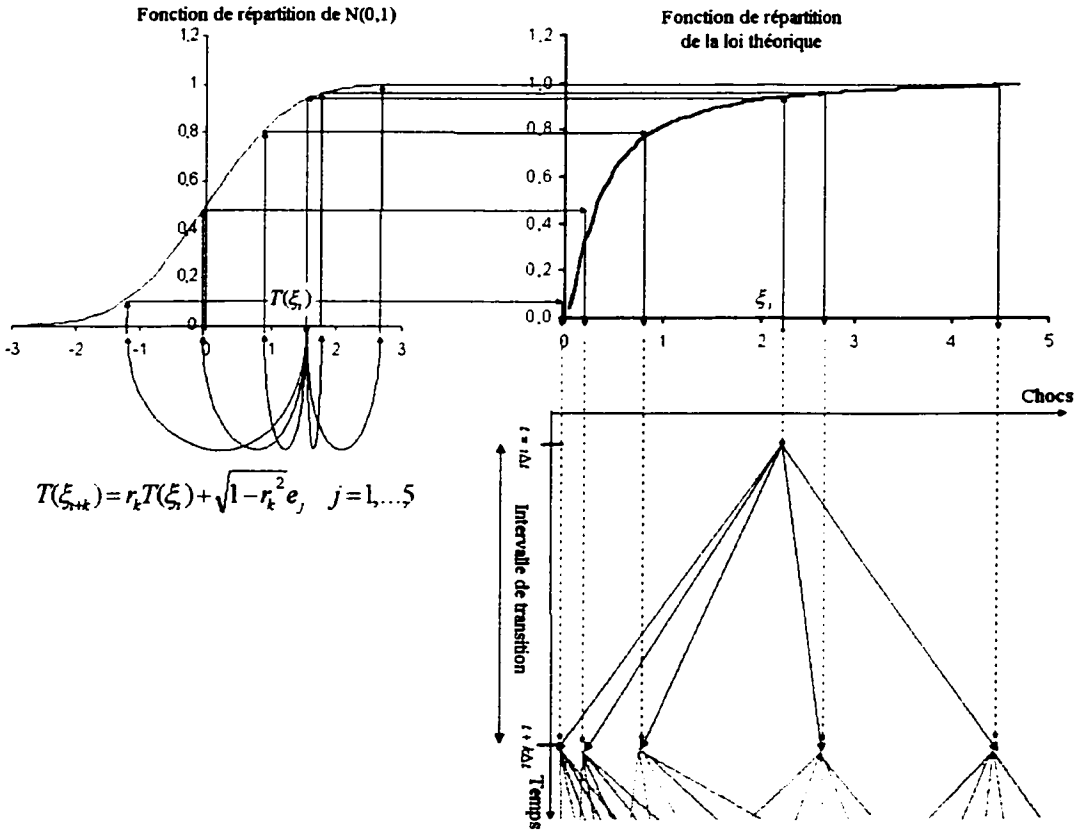


Figure 7.4: Processus de génération de l'arbre

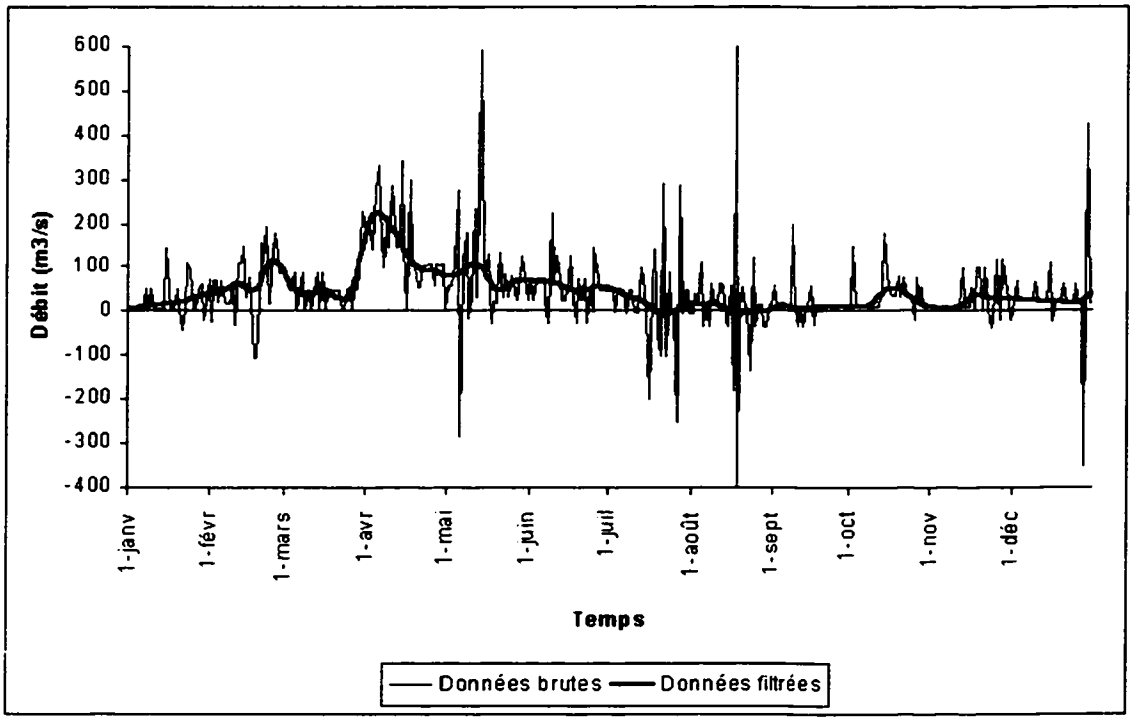


Figure 7.5: Données brutes et données filtrées au réservoir Cabonga

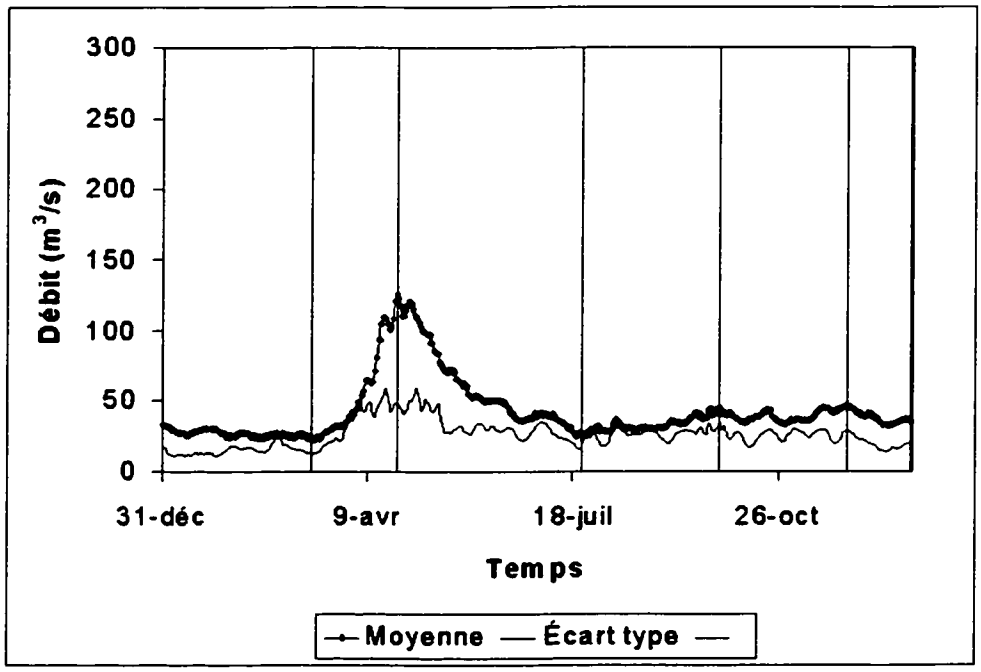


Figure 7.6: Réservoir Cabonga- Découpage de l'année

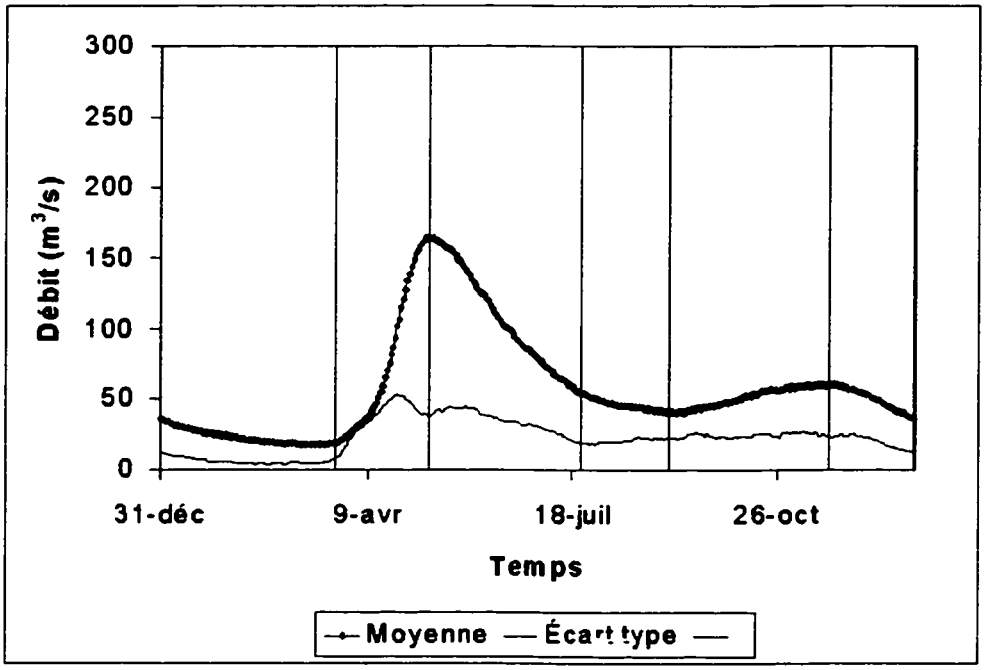
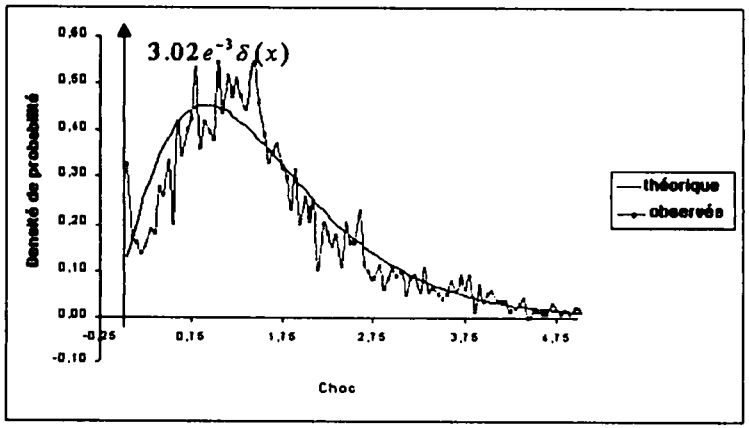
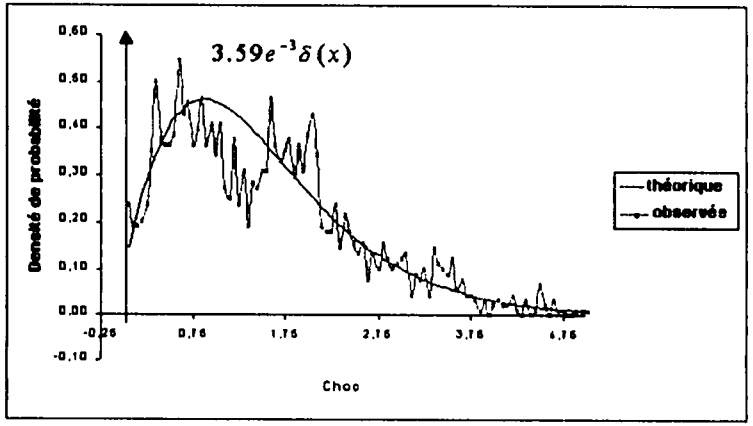


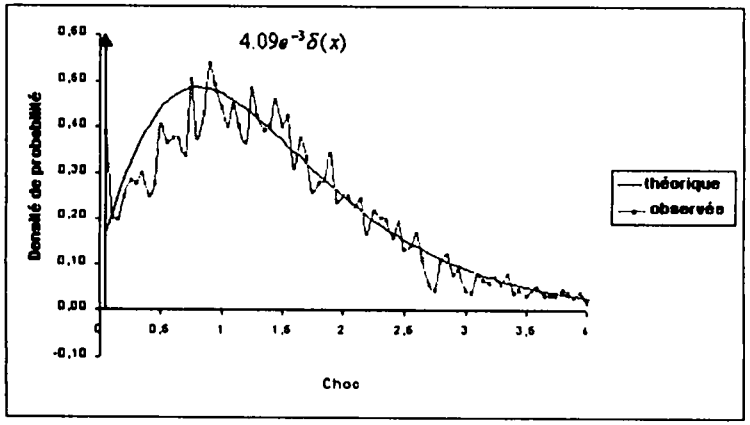
Figure 7.7: Rivière Harricana- Découpage de l'année



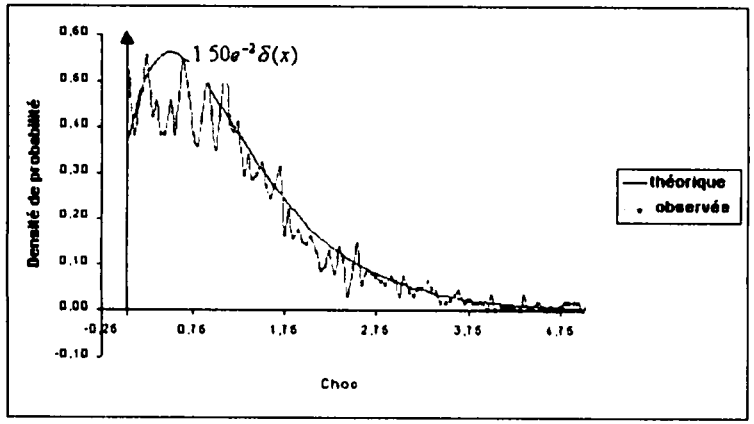
(a) Période 1



(b) Période 2

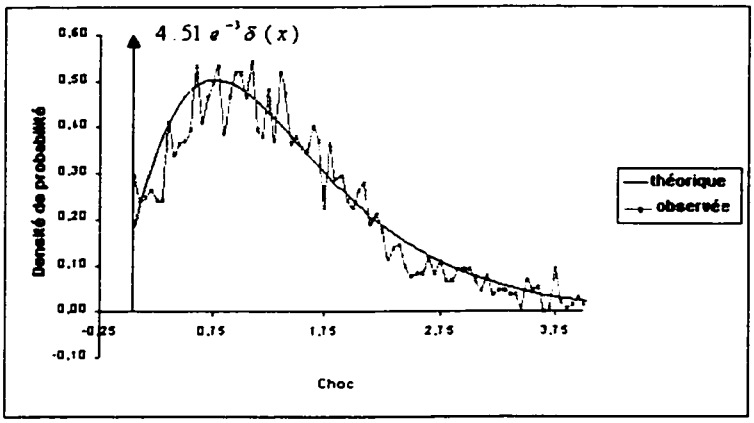


(c) Péridode 3

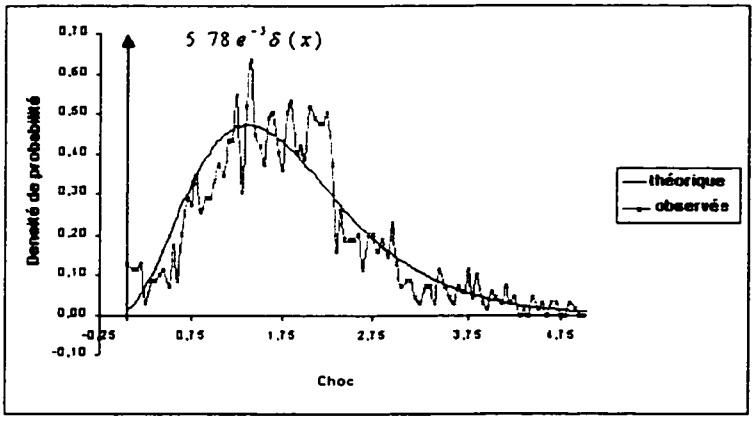


(d) Période 4

Figure 7.8: Réservoir Cabonga-Densités de probabilité des chocs pour les six périodes 1 à 4

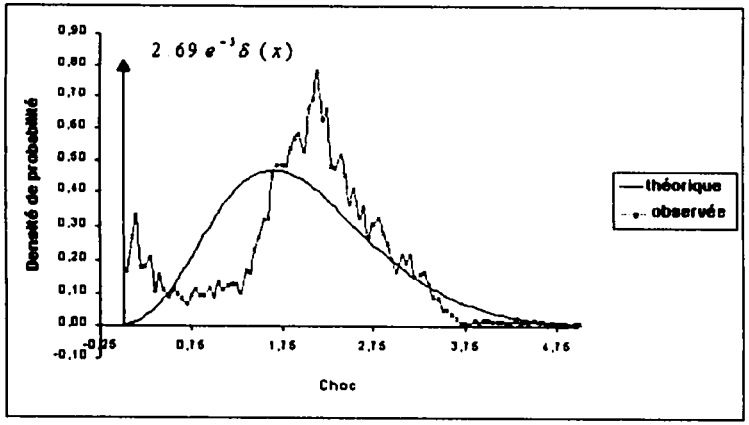


(a) Période 5

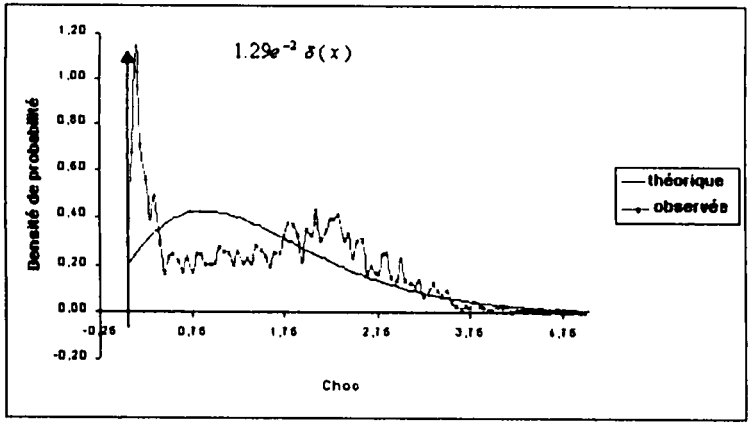


(b) Période 6

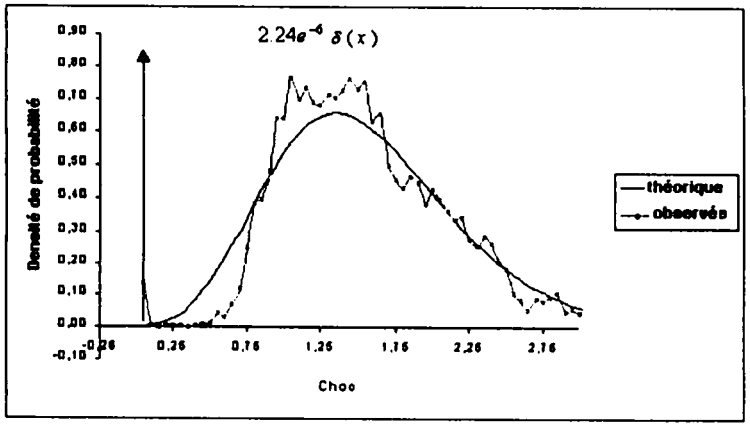
Figure 7.9: Réservoir Cabonga-Densités de probabilité des chocs pour périodes 5 et 6



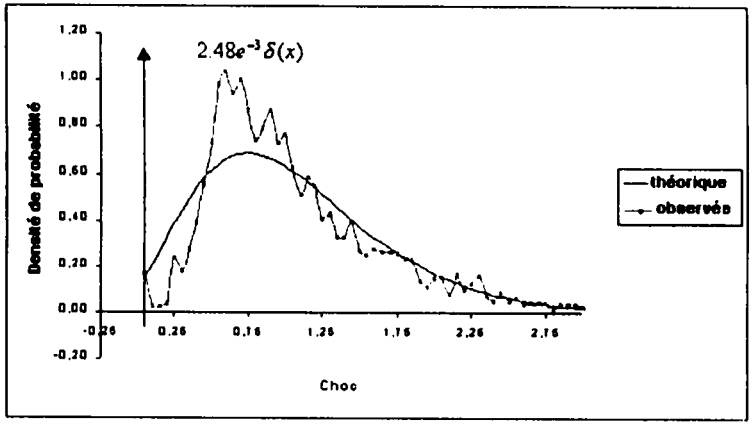
(a) Période 1



(b) Période 2

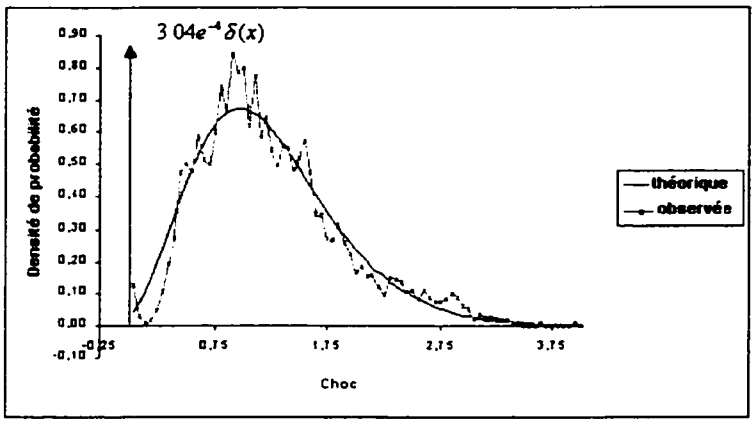


(c) Période 3

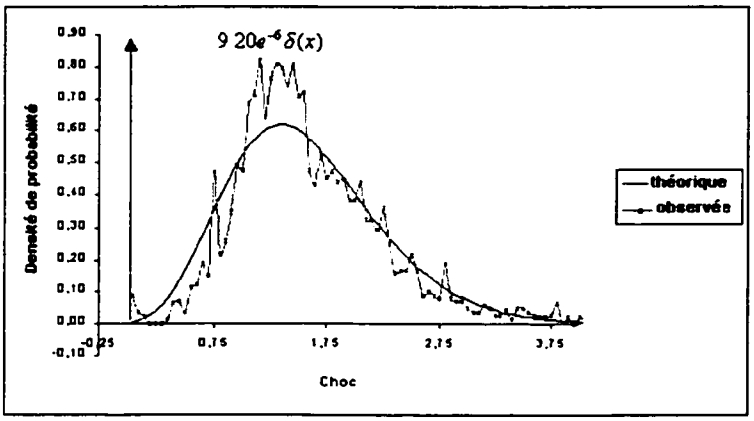


(d) Période 4

Figure 7.10: Rivière Harricana-Densités de probabilité des chocs pour les périodes 1 à 4



(a) Période 5



(b) Période 6

Figure 7.11: Rivière Harricana-Densités de probabilité des chocs pour les périodes 5 et 6

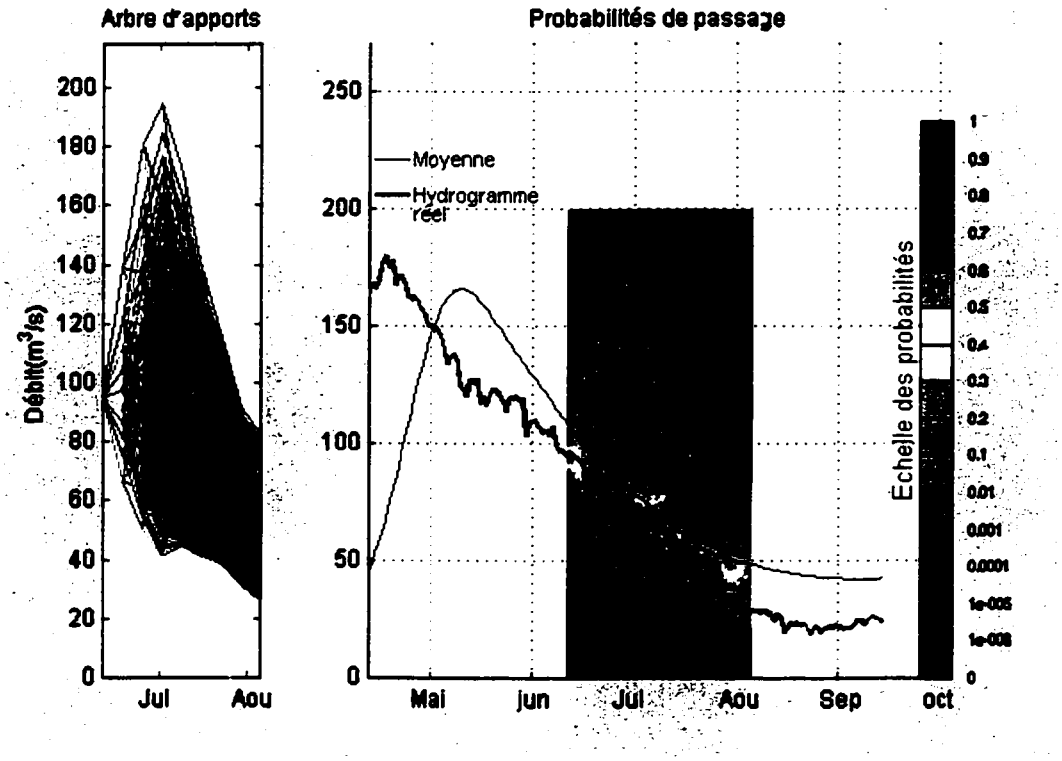
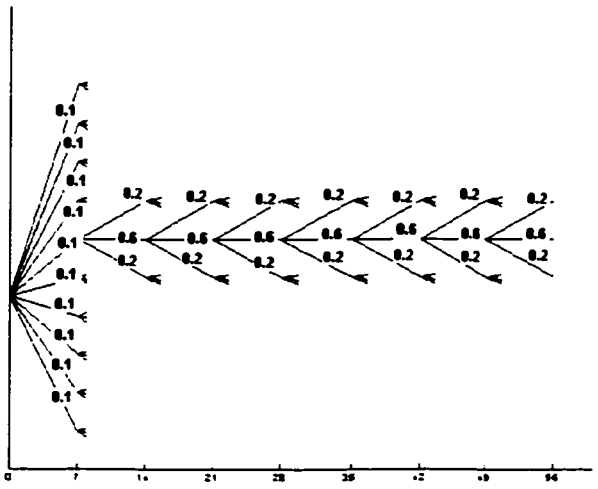
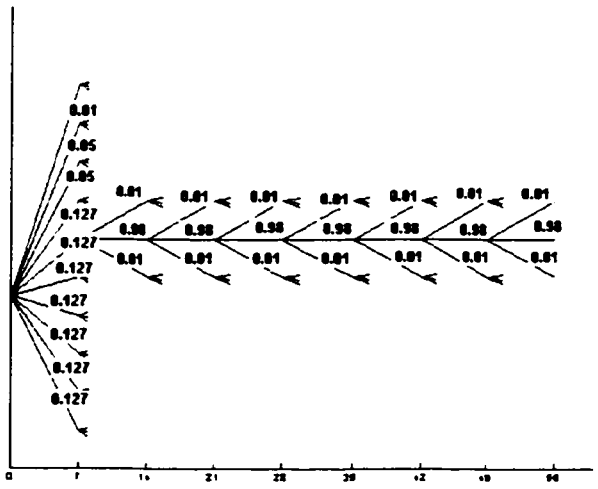


Figure 7.12: Exemple d'arbre d'apports et de probabilités de passage associées

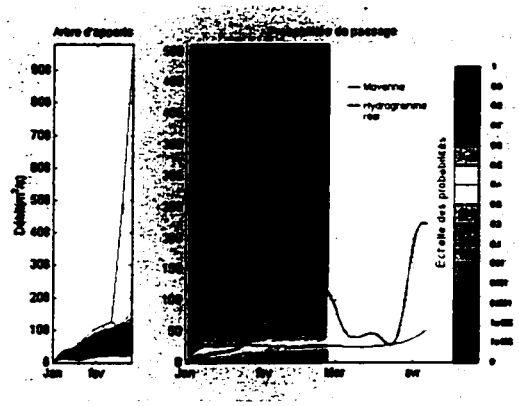


(a) Cas 1

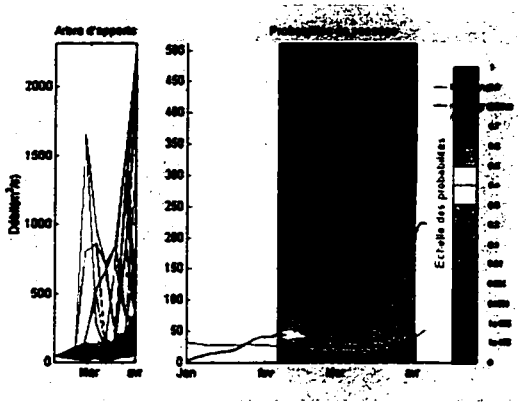


(b) Cas 2

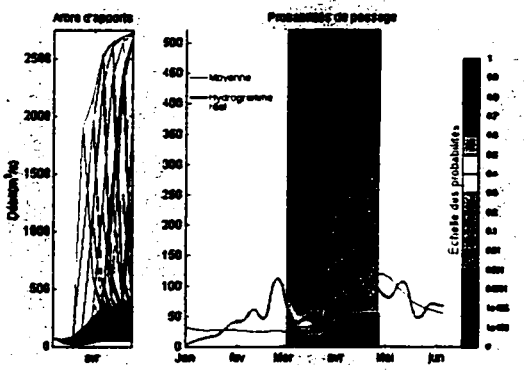
Figure 7.13: Structure de l'arbre pour les cas 1 et 2



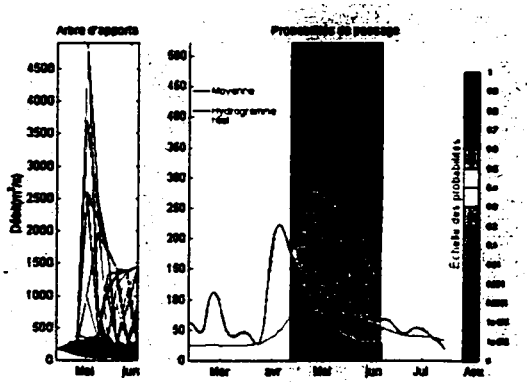
(a) 1er janvier



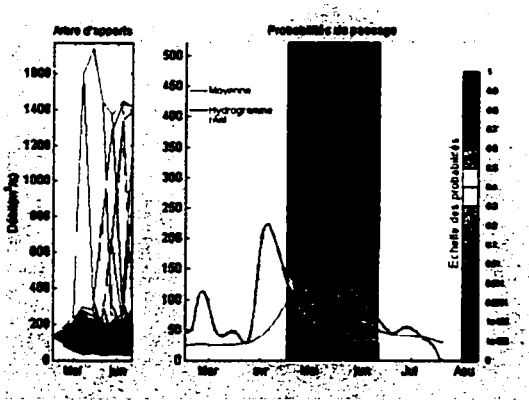
(b) 5 février



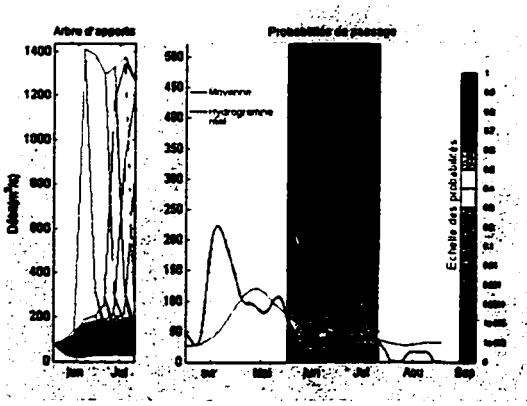
(c) 2 mars



(d) 11 avril

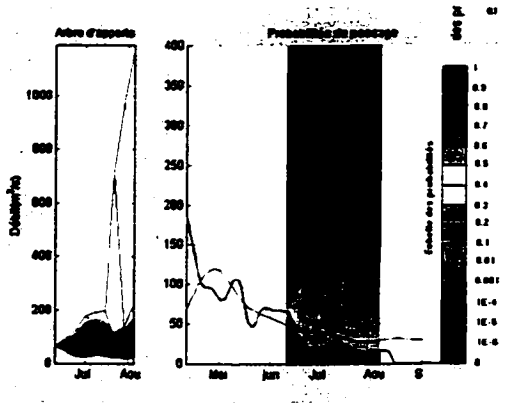


(e) 16 avril

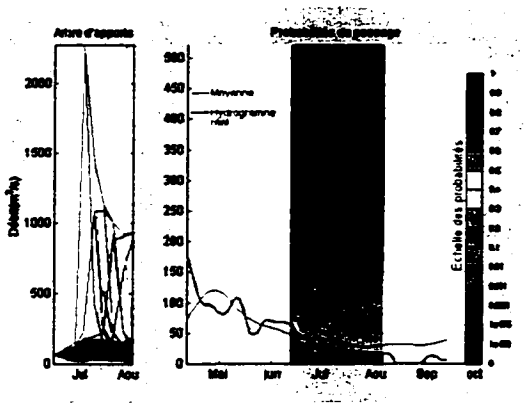


(f) 16 mai

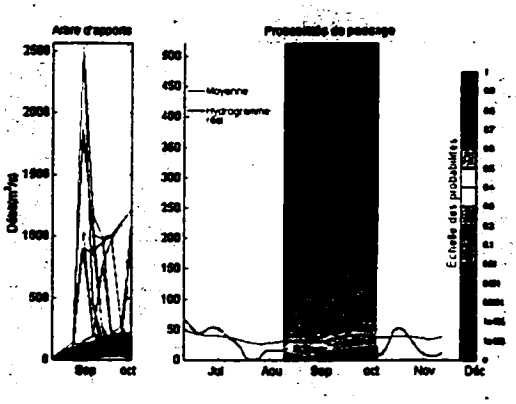
Figure 7.14: Évolution des faisceaux génerés à Cabonga, janvier- mai



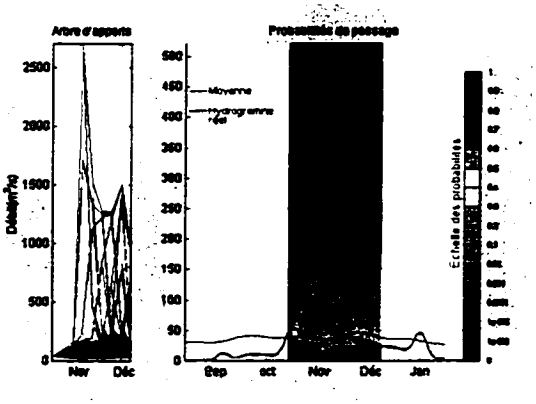
(a) 10 juin



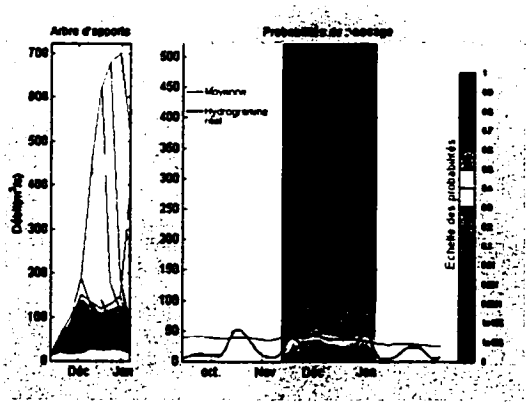
(b) 10 Juillet



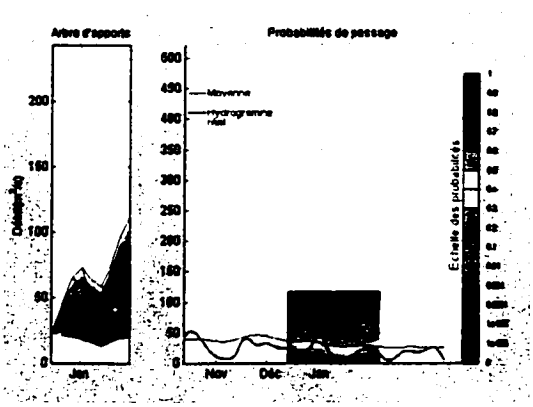
(c) 9 Août



(d) 13 octobre

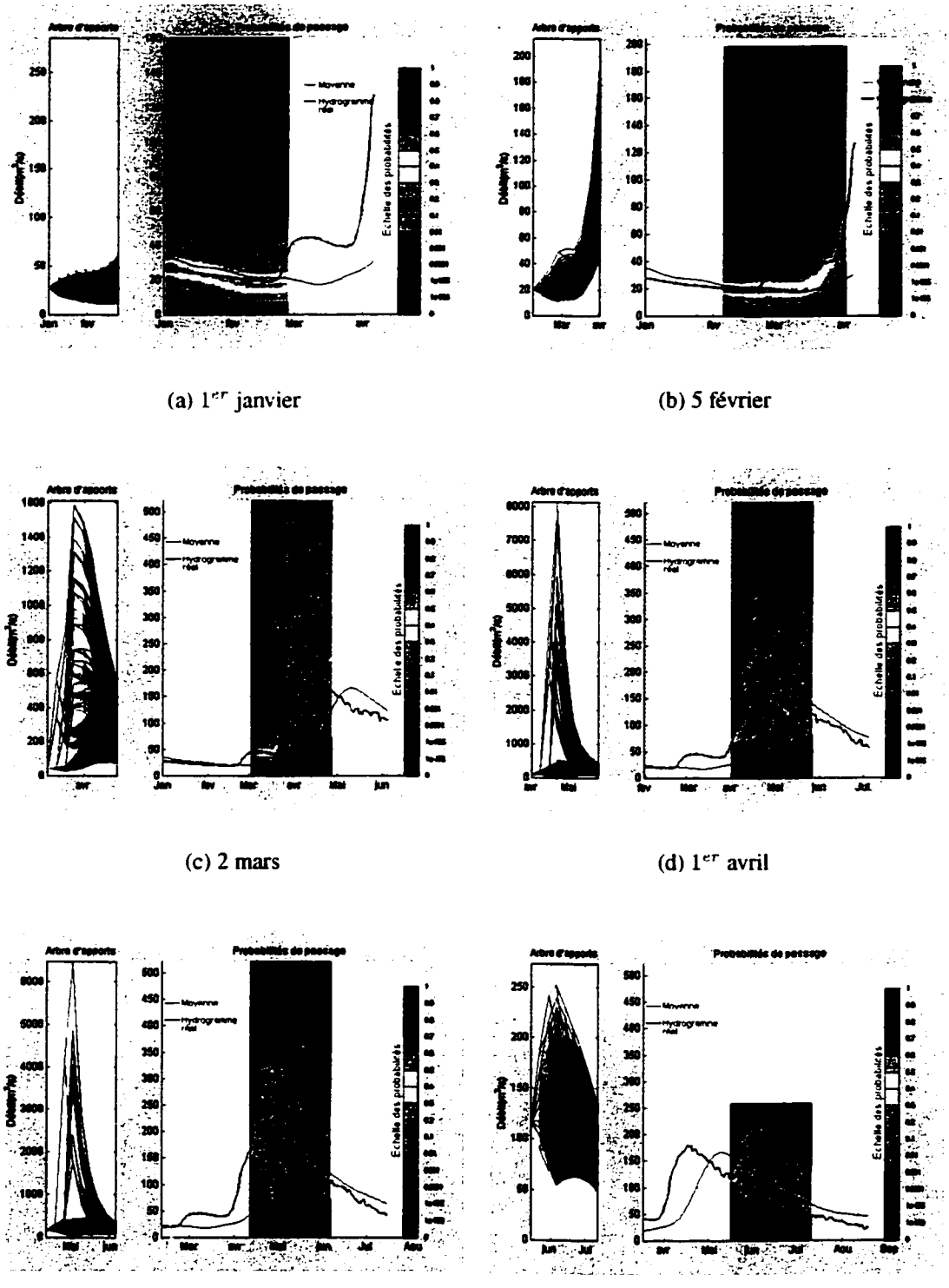


(e) 12 novembre



(f) 12 décembre

Figure 7.15: Évolution des faisceaux génerés à Cabonga, juin- decembre



(a) 1er janvier

(b) 5 février

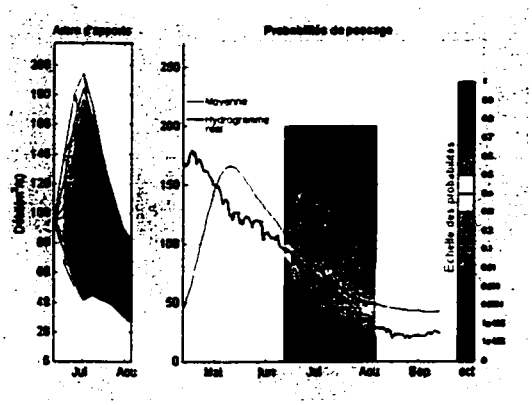
(c) 2 mars

(d) 1er avril

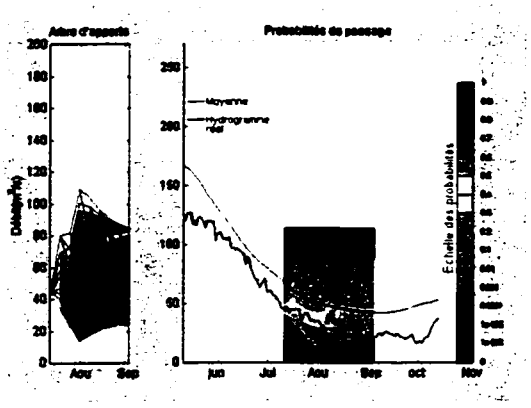
(e) 11 avril

(f) 16 mai

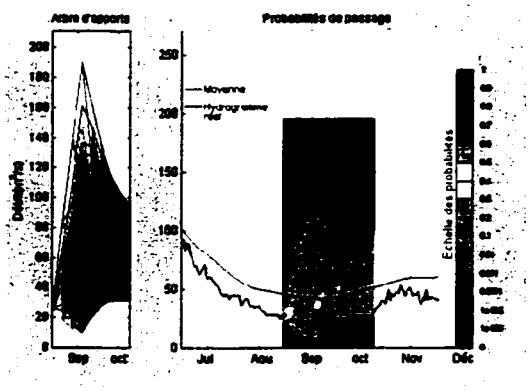
Figure 7.16: Évolution des faisceaux génerés sur l'Harricana, janvier - mai



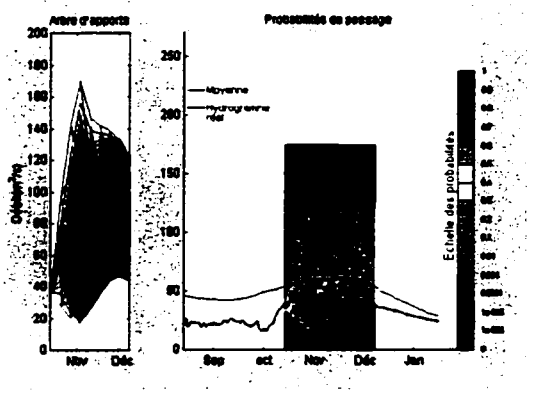
(a) 11 juin



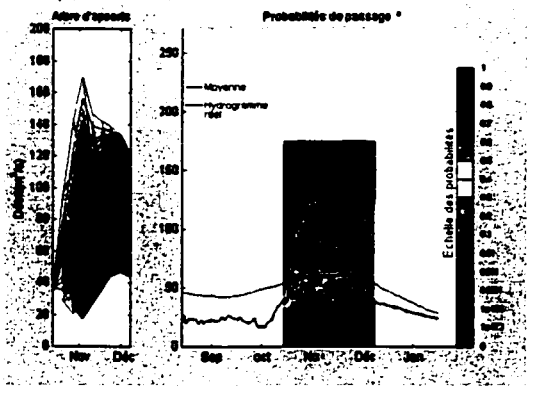
(b) 10 juillet



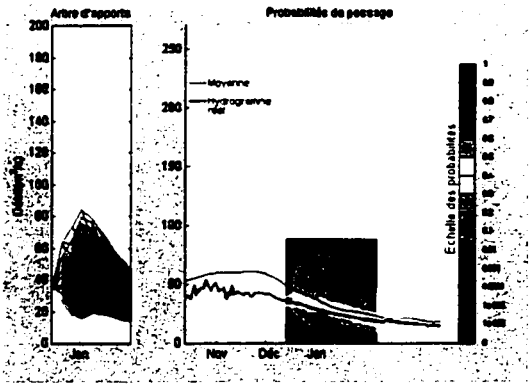
(c) 14 Août



(d) 13 octobre

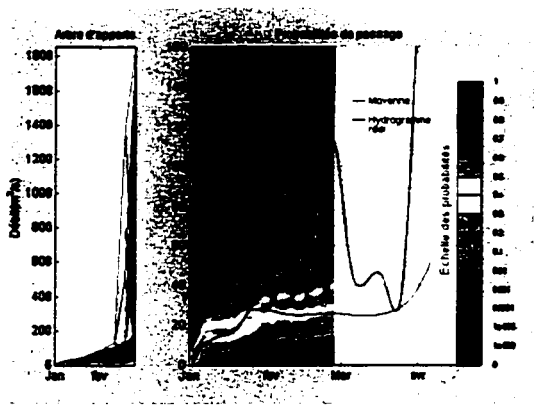


(e) 13 octobre

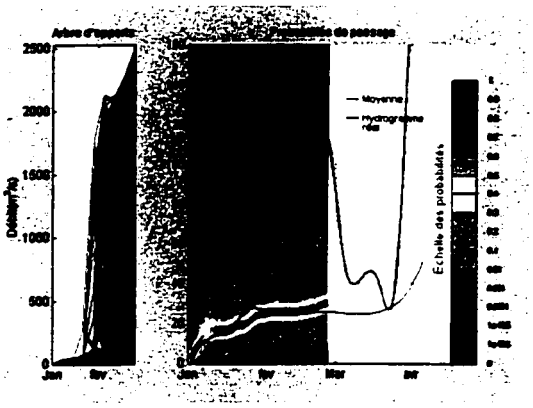


(f) 12 décembre

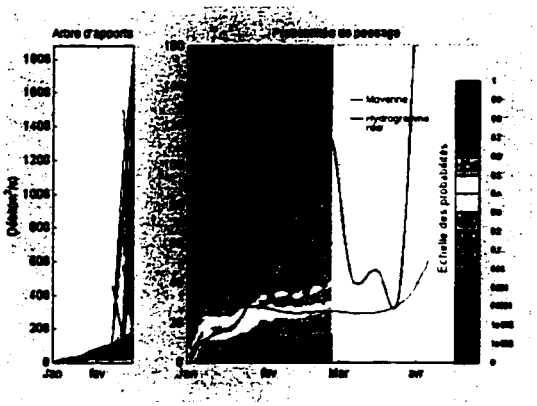
Figure 7.17: Évolution des faisceaux génerés sur l'Harricana, mai - décembre



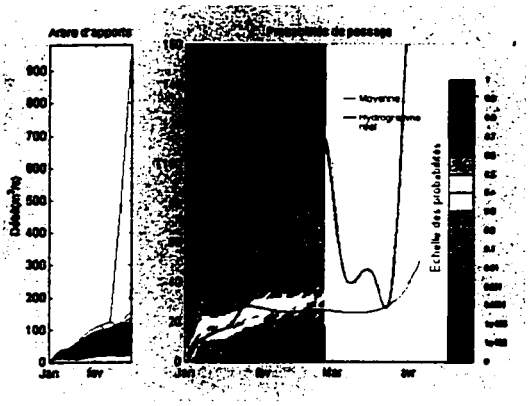
(a) Cas 1



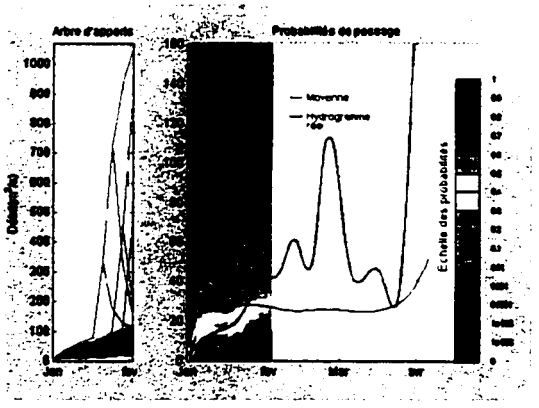
(b) Cas 2



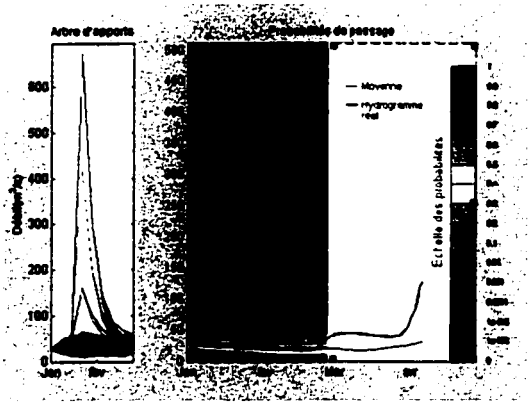
(c) Cas 3



(d) Cas 4

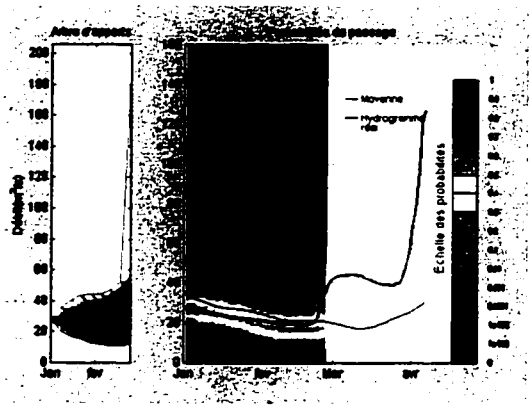


(e) Cas 5

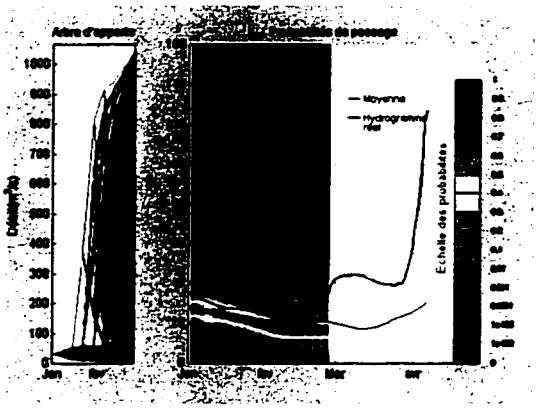


(f) Cas 6

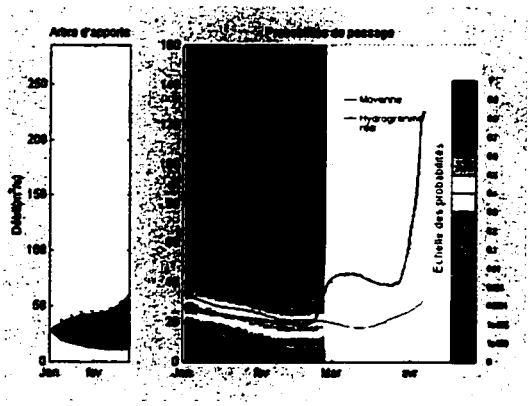
Figure 7.18: Faisceaux générés à cabonga pour chacun des six cas



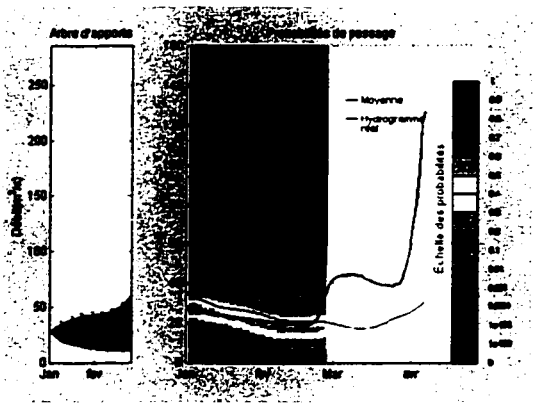
(a) Cas 1



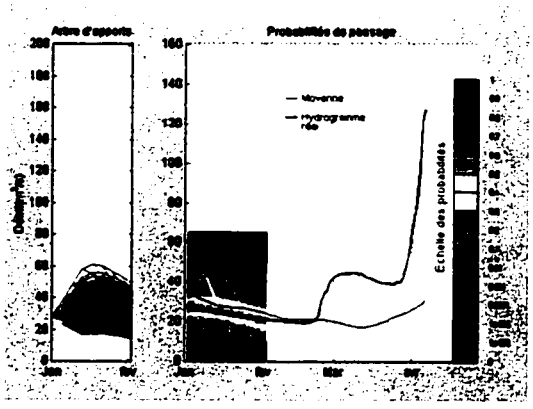
(b) Cas 2



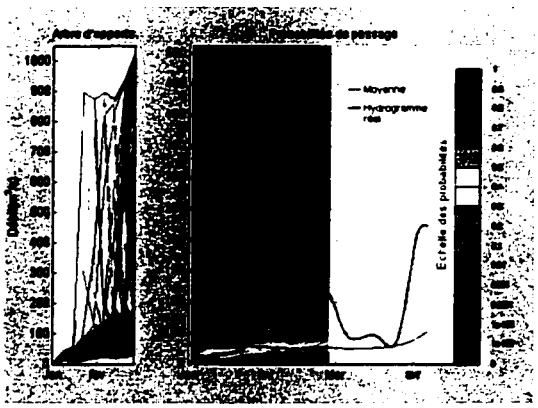
(c) Cas 3



(d) Cas 4

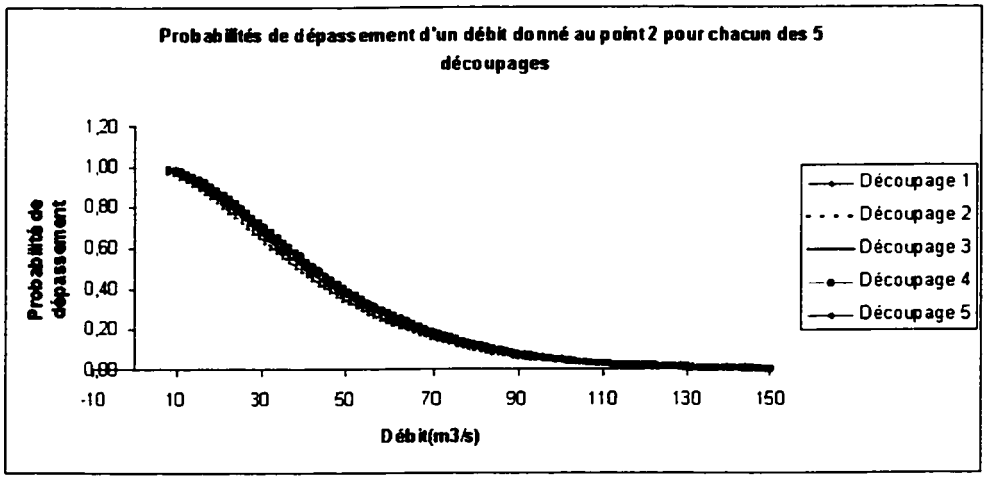


(e) Cas 5

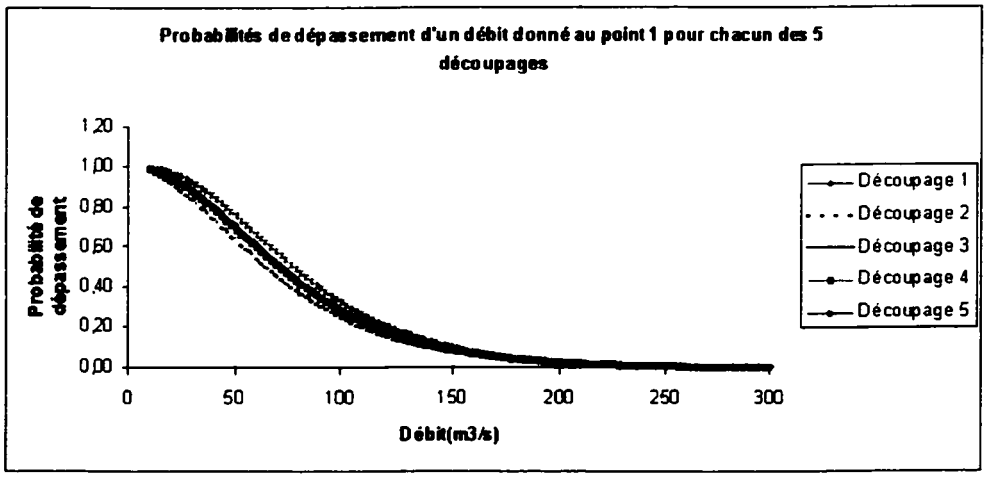


(f) Cas 6

Figure 7.19: Faisceaux générés sur l'Harricana pour chacun des six cas

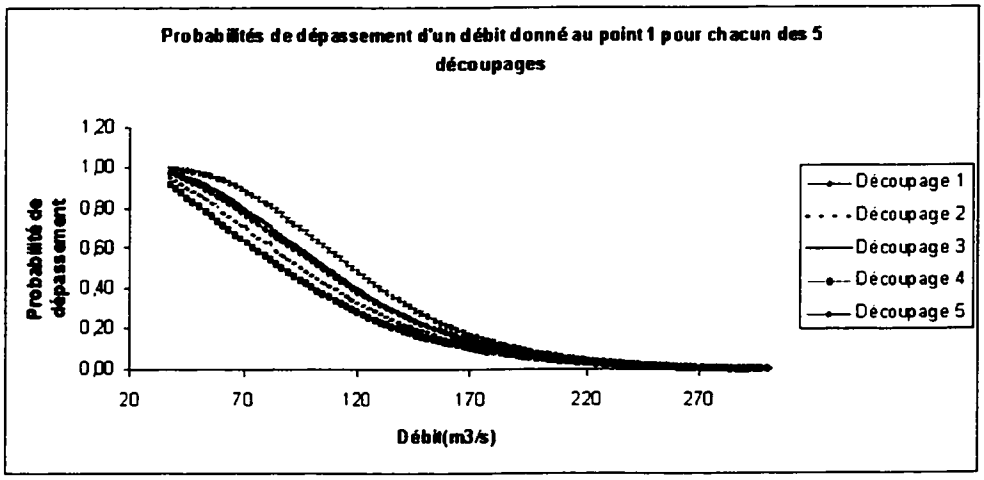


(a) Point 1 (débit de départ=41.18 m^3/s)

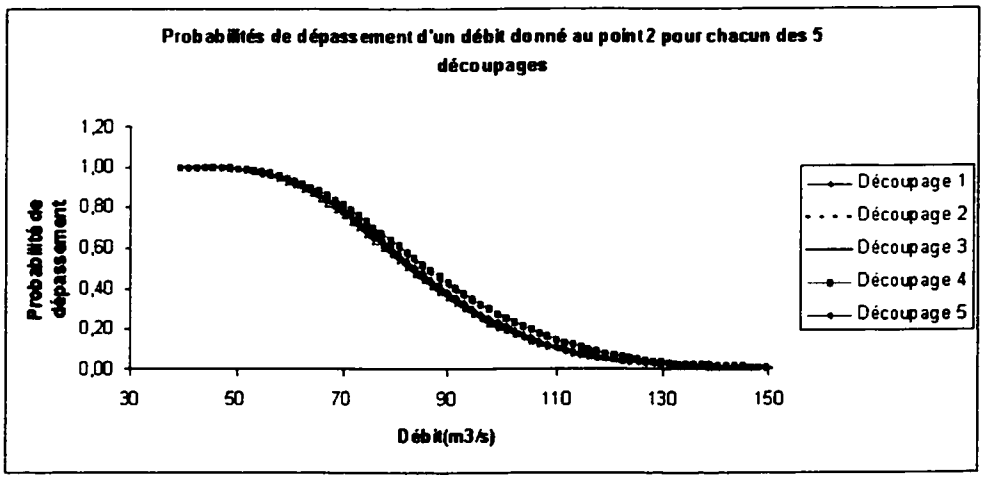


(b) Point 2 (débit de départ=49.07 m^3/s)

Figure 7.20: Réservoir Cabonga-Analyse de sensibilité au découpage



(a) Point 1 (débit de départ=75.68 m^3/s)



(b) Point 2 (débit de départ=86.94 m^3/s)

Figure 7.21: Rivière Harricana-Analyse de sensibilité au découpage

CHAPITRE 8

INDICATEURS DE RISQUE, ÉVALUATION DE LA GESTION ET AIDE À LA DÉCISION

Dans ce chapitre, le modèle va être utilisé pour évaluer un risque dynamique représenté par des groupes d'indicateurs variant dans le temps. On met également en évidence l'effet d'un couplage entre la règle de gestion et le risque sur le risque lui-même et la performance de la gestion. Ces indicateurs sont très flexibles et pourront être définis en fonction des préoccupations du gestionnaire. L'utilité de ce risque dynamique est mise en évidence par une application sur le réservoir Cabonga au Québec où on définit et évalue six règles de gestion hypothétiques dont quatre tiennent compte explicitement du niveau de risque.

8.1 Indicateurs de risque

Chaque hydrogramme des faisceaux générés au chapitre précédent est un scénario d'apports dont la probabilité est connue. Si l'état du système et ses règles de gestion sont connues, alors on pourra associer à chaque scénario de nombreuses conséquences mesurables, dont entre autres :

- la submersion ou non de l'aménagement,
- la violation ou non d'une contrainte d'exploitation,
- la production d'électricité,
- la valeur monétaire des dommages d'une éventuelle inondation,
- le nombre de personnes potentiellement touchées par une éventuelle inondation,
- etc.

L'évaluation de ces conséquences se fait à l'aide d'un modèle de laminage de crue couplé avec des méthodes d'évaluation de la production hydroélectrique, des dommages d'inondation, du nombre de personnes touchées, etc. La probabilité d'occurrence de chacune de ces conséquences est considérée comme la probabilité de l'hydrogramme. Si on se restreint à un type de conséquence donnée (par exemple la submersion), chaque faisceau donnera la série de couples (conséquence, probabilité) suffisante pour l'application de la plupart des définitions du risque citées au chapitre 2. On appellera *indicateur de risque* toute valeur obtenue par l'application d'une définition du risque à un type de conséquence donné. Les définitions possibles d'indicateurs de risque sont donc infinies et ce sera au gestionnaire d'identifier ceux qui sont pertinents pour ses objectifs propres. Dans notre application, nous nous restreindrons, à titre d'exemple, à deux indicateurs de risque :

- La probabilité P_1 de rupture par submersion pour une règle de gestion donnée. C'est la somme des probabilités des hydrogrammes d'un faisceau causant la rupture par submersion lorsque laminés selon une règle de gestion donnée.

– La probabilité P_2 que le niveau dépasse le niveau maximal d'exploitation pour une règle de gestion donnée. C'est la somme des probabilités des hydrogrammes d'un faisceau causant le dépassement du niveau maximal d'exploitation lorsque laminés selon la règle de gestion utilisée.

8.2 Le caractère dynamique du risque

Le risque tel que perçu par les êtres humains est variable dans le temps : la réaction devant un danger est déclenchée par la perception d'une augmentation de la menace. La durée de retour d'une crue d'amplitude donnée ou l'espérance mathématique des dommages d'inondation sont des valeurs constantes éloignées de la conception intuitive du risque, d'où leur difficulté d'utilisation par le non-spécialiste. C'est pourquoi nous pensons que l'introduction de la composante temps le rendra plus facile à utiliser, surtout dans la gestion de l'urgence. Un gestionnaire pourra réagir à une augmentation du niveau de risque en mettant ses services d'urgence en état d'alerte. A l'inverse, il pourrait également se sentir suffisamment en sécurité pour faire sortir le système de son état habituel de fonctionnement et parvenir à des bénéfices supplémentaires.

8.3 Intégration du risque dans la gestion

Une fois les indicateurs de risque définis, le problème suivant est de savoir comment les intégrer efficacement dans les règles de gestion. La solution n'est pas triviale et on ne cherchera pas dans cette thèse à trouver la meilleure formulation d'une règle de gestion dépendant du risque. On se contentera d'en formuler quelques-unes dans le but de montrer que le gestionnaire pourrait avoir un certain contrôle sur le niveau de risque et que des décisions pertinentes peuvent le faire varier dans des limites bien définies.

Pour cela, on considère que le système est opéré selon une règle de base qui sera abandonnée dès que le risque sera jugé trop élevé. Un seul indicateur de risque est utilisé, à savoir la probabilité de rupture par submersion (P_1). La valeur du risque au-dessus de laquelle la règle de base doit être abandonnée sera appelée *risque cible* puisque les décisions qui seront alors prises viseront à ramener le risque en dessous de cette valeur. Les décisions du gestionnaire n'annuleront pas le risque qui sera toujours au-dessus d'une valeur minimale : le risque minimum. Ce risque minimum correspond par exemple à l'ouverture maximale des vannes qui est la décision la plus radicale pour diminuer le risque de rupture. Mais le risque local n'est pas toujours le seul déterminant car l'ouverture totale des vannes du barrage Cabonga entraînerait une augmentation du risque sur les aménagements en aval que nous ne sommes pas en mesure d'évaluer au stade actuel de notre recherche. C'est pourquoi on envisage deux cas : le cas où le gestionnaire peut se permettre l'ouverture totale des vannes, et le cas où il ne peut se permettre qu'au plus

400 m^3/s d'évacuation totale sur les deux barrages tant que le niveau est inférieur au niveau critique.

8.4 Les règles de gestion évaluées

8.4.1 Règles de gestion indépendantes du risque

Ce sont des règles de gestion simples de la forme $D_{cab} = D_{cab}(V)$ et $D_{barr} = D_{barr}(V)$, mais la méthodologie développée permet d'évaluer des règles de forme plus générale : $D_{cab} = D_{cab}(V(t), q(t), t)$ et $D_{barr} = D_{barr}(V(t), q(t), t)$, où :

D_{cab} est le débit sortant au barrage Cabonga.

D_{barr} est le débit sortant au barrage Barrière.

t représente le temps.

$V(t)$ est le volume dans le réservoir.

$q(t)$ est débit d'apports.

8.4.1.1 Règle 1

La règle 1 a été établie de façon à reproduire les niveaux observés en 1981 (voir figure 8.11) :

1 Si le niveau est inférieur à 360,8 m alors évacuer 5 m^3/s à Cabonga.

2 Si le niveau est entre 360,8 m et 361,05 m alors évacuer 95 m^3/s à Barrière et 5 m^3/s à Cabonga.

3 Si le niveau est supérieur à 361,05 m alors évacuer le débit maximal sur les deux barrages.

8.4.1.2 Règle 2

La règle 2 a été obtenue en modifiant la règle 1 pour la rendre plus sécuritaire vis-à-vis du risque de rupture : le niveau seuil pour la mise en opération du barrage Barrière est plus bas (360 m contre 360,8 m pour la règle 1) et le débit évacué plus grand au-dessus de 360 m.

1 Si le niveau est inférieur à 360 m alors évacuer 5 m^3/s à Cabonga et 0 m^3/s à Barrière.

2 Si le niveau est entre 360 m et 360,4 m alors évacuer 5 m^3/s à Cabonga et 95 m^3/s à Barrière.

3 Si le niveau est supérieur à 360,4 m et 361,05 m alors évacuer 400 m^3/s sur les deux barrages dont le débit maximal à Barrière.

3 Si le niveau est supérieur à 361,05 m alors évacuer le débit maximal sur les deux barrages.

8.4.2 Règles de gestion dépendantes du risque

On suppose que la règle de base pour opérer le réservoir est la règle 1 et que celle ci doit être abandonnée temporairement dès que l'indicateur P_1 dépasse le risque cible. On a identifié trois façons de diminuer le risque de rupture :

- Faire baisser le niveau d'eau nécessaire pour déclencher une action donnée (par exemple décider que l'ouverture totale des vannes aura lieu dès que le niveau atteint 361 m au lieu de 361,05 m).
- Augmenter le débit à évacuer dans des conditions données (par exemple évacuer 10 m^3/s au lieu de 5 m^3/s quand le niveau est inférieur à 360,8 m).
- Augmenter le débit à évacuer quand le volume d'apports augmente (par exemple ouvrir totalement les vannes à partir de 1 500 m^3/s d'apports).

Dans notre application, lorsque la probabilité de submersion sera jugée trop grande, nous nous contenterons d'augmenter le débit préconisé par la règle 1 d'une valeur q_{supp}. La valeur maximale permise pour q_{supp} donnera alors la probabilité de rupture minimale. Trois cas de figure peuvent se présenter :

- Le risque obtenu avec la règle de base est inférieur au risque cible. Dans ce cas, la décision sera de garder la règle.
- Le risque minimal est supérieur au risque cible. On va alors utiliser l'évacuation maximale permise pour diminuer le risque.
- Le risque cible est entre le risque minimal et le risque obtenu avec la règle de base.

On va chercher itérativement la plus petite valeur de q_{supp} qui donnera un risque de rupture inférieur au risque cible.

Les quatre règles de gestion dépendant du risque sont donc :

Règle 3 : Le risque cible est 10^{-4} et l'évacuation maximale est de 400 m^3/s tant que le niveau est inférieur au niveau critique. Au-dessus du niveau critique, on ouvre totalement les vannes.

Règle 4 : Identique à la règle 3 sauf que le risque cible est de 10^{-5}.

Règle 5 : Le risque cible est 10^{-4} et le gestionnaire a la possibilité d'ouvrir totalement les vannes sans tenir compte du risque induit par une telle décision sur les ouvrages en aval.

Règle 6 : Le risque cible est 10^{-5} et le gestionnaire a la possibilité d'ouvrir totalement les vannes sans tenir compte du risque induit par une telle décision sur les ouvrages en aval.

8.5 Mesures de la performance

Trois mesures de performance peuvent être définies :

1. La performance de la prévision.
2. La performance-sécurité mesurant l'aptitude à garder le niveau de risque sous un seuil tolérable.

3. La performance du stockage dans le réservoir.

La performance de la prévision peut être mesurée par le SEE et le RBE définis à la section 4.2.2. Ces deux indicateurs ont été calculés lors de la validation des fonctions de transition aux stations 080101, 022003 et 030234 (tableau 6.3). On peut également l'estimer par observation visuelle du comportement de l'hydrogramme par rapport aux faisceaux générés sur les figures 7.14, 7.15, 7.16 et 7.17. La prévision est d'autant plus performante que l'hydrogramme reste dans les zones à forte probabilité de passage. Pour le moment, la prévision est juste sur le seul comportement statistique du cours d'eau. Elle devrait être améliorée par l'introduction des prévisions météo comme suggéré à section 6.4.7. Elle n'est pas évaluée dans l'exemple puisqu'elle n'est pas influencée par la gestion. On mesure la performance-sécurité du système hydrique géré lorsqu'il est opéré selon une règle de gestion donnée par le pourcentage du temps où il réussit à garder les indicateurs de risque à un niveau acceptable. La question de la fixation du seuil d'acceptabilité du risque est un problème complémentaire qui dépasse le cadre de ce travail. Pour les besoins de l'application, on le fixa arbitrairement à 10^{-4} pour la probabilité de rupture par submersion (ordre de grandeur pour les ruptures de barrages dans le monde). La performance du stockage est mesurée par le volume moyen dans le réservoir entre le 2 mars et le 25 juin (origine du premier et du dernier faisceau de notre application), ainsi que par le volume final atteint le 25 juin.

8.6 Structure des faisceaux d'hydrogrammes

La structure de faisceaux choisie correspond au cas 4 du chapitre 7. C'est le cas qui comporte le plus d'hydrogrammes et qui permet donc d'aller chercher des probabilités plus faibles. L'intervalle de génération est de sept jours. le premier intervalle comporte cent branches de probabilité 0,0102 pour les 97 premières branches, 0,005 pour la $98^{éme}$ et la $99^{éme}$ branche, et 0,001 pour la centième. Le second comporte cinq branches de probabilité 0,05 ; 0,3 ; 0,3 ; 0,3 ; 0,05 en allant de bas en haut. Le troisième intervalle comporte trois branches de probabilités 0,05 ; 0,9 et 0,05. Les cinq intervalles suivants comportent chacun deux branches de probabilités 0,5 chacune. Le nombre total d'hydrogrammes est de 48 000 et la longueur de la zone de génération est de 56 jours.

8.7 Méthode de laminage

Le laminage est fait par bilan hydrique : pour une règle de gestion R donnée, on a :

$$\frac{dV}{dt} = q(t) - D_{cab}(t, V, R) - D_{barr}(t, V, R) \tag{8.1}$$

où :

- V est le volume d'eau dans le réservoir.

- D_{cab} est le débit sortant au réservoir Cabonga.
- D_{barr} est le débit sortant au réservoir Barrière.

8.8 Algorithme de calcul des indicateurs

Pour une règle de gestion R donnée :

1. Laminer l'hydrogramme de 1981 en utilisant R et obtenir $V_o(t)$
2. Boucler sur le compteur k :
   (a) Générer le faisceau d'hydrogrammes à la date $t + k\Delta t$
   (b) Pour chaque hydrogramme du faisceau
      i. Initialiser le volume du réservoir à $V_o(t + k\Delta t)$
      ii. Laminer l'hydrogramme en utilisant R
   (c) Calculer les indicateurs de risque
3. Évaluer les indices de performance pour la règle R.

8.9 Résultats et discussion

8.9.1 Risque naturel

La première représentation du risque à une date donnée est la distribution des débits de pointe potentiels représentée aux figures 8.1 et 8.2 pour le réservoir Cabonga, et aux

figures 8.3 et 8.4 pour l'Harricana. Elle correspond au risque naturel puisqu'elle n'est pas influencée par la gestion. On y retrouve deux caractéristiques importance du risque : *l'incertitude* caractérisé par la dispersion des barres sur la figure et *le potentiel d'occurrence de débits de pointe exceptionnels* mesuré par le décalage des barres vers la droite. Les figures 8.3-a et 8.3-b montrent par exemple beaucoup plus d'incertitude le cinq février que le premier janvier sur le débit de pointe à venir dans les 56 jours. D'après les figures 8.3-d et 8.3-e, la menace d'occurrence de débits exceptionnels sur l'Harricana était plus forte le 11 avril que le 11 mai.

Il est intéressant de noter que le débit de pointe ayant plus forte probabilité les périodes de récession de l'hydrogramme comme sur les figures (8.3-e) et (8.3-f) est également le débit observé à la date de génération. Sa probabilité correspond à la chance qu'il n'y ait pas de débit supérieur au débit actuel dans les 56 jours suivants.

8.9.2 Règles de gestion indépendantes du risque

L'influence de la gestion sur le risque est mise en évidence par les indicateurs P_1 et P_2 représentés sur les figures 8.5 et 8.6. Comme on pouvait le prévoir, la règle 2 est plus sécuritaire que la règle 1 d'après ces deux indicateurs. La probabilité de rupture moyenne est de 2.68E-3 pour la règle 1 contre 2.40E-3 pour la règle 2. Elle atteint son maximum le 1^{er} avril (5,26E-2 pour la règle 1 et 4,85E-2 pour la règle 2). On remarque les mêmes tendances pour l'indicateur P_2 : il a une valeur moyenne de 5,34E-2 pour la

règle 1 et de 3,32E-3 pour la règle 2. Le maximum est atteint pour les deux règles de gestion le 1^{er} avril avec respectivement 6,07E-1 et 6,71E-2 pour les règles 1 et 2. Les tableaux 8.1 et 8.2 donnent l'évolution des indicateurs P_1 et P_2 en fonction du temps.

8.9.3 Règles de gestion dépendant du risque

Les décisions résultant de l'application des règles 3, 4, 5 et 6 sont données respectivement aux tableaux 8.3, 8.4, 8.5 et 8.6. On y fournit également pour chaque date le risque avec la règle de base, le risque minimal, le risque obtenu avec la règle considérée et les débits sortant à Cabonga et Barrière. Au tableau 8.3, on donne en plus les énoncés des règles obtenues par modification de la règle de base. Dans les autres tableaux 8.4, 8.5 et 8.6, on s'est contenté d'indiquer si la règle de base a été modifiée ou non. Ces données sont présentées graphiquement aux figures 8.7, 8.8, 8.9 et 8.10. Les niveaux obtenus avec les quatre règles sont donnés au tableau 8.7 et représentées à la figure 8.11. Le premier constat est que le gestionnaire ne peut pas réduire indéfiniment le risque. La zone grise sur les figures 8.7, 8.8, 8.9 et 8.10 représente une région impossible à atteindre. Lorsque la limite de cette zone est supérieure au risque cible, le risque obtenu avec les règles 3, 4, 5 et 6 est égal au risque minimal. La distance entre le risque obtenu avec la règle de base (règle 1) et le risque minimal constitue la marge de manœuvre du gestionnaire : Il peut ramener la probabilité de rupture à n'importe quelle valeur de cette zone en modifiant adéquatement sa règle de gestion. Elle est bien entendu plus large lorqu'on utilise

la pleine capacité des vannes (figures 8.8 et 8.10) que lorsqu'on utilise seulement une évacuation maximale de 400 m^3/s sur les deux barrages (figures 8.7 et 8.9).

8.9.4 Performance sécurité et performance du stockage

On présente au tableau 8.8 le volume moyen et le volume final pour chacune des six règles, ainsi que la probabilité de rupture moyenne, la probabilité de rupture maximale et l'indicateur de performance sécurité défini plus haut. On remarque que le volume moyen comme le volume final varient en sens inverse de la probabilité de rupture moyenne et de la probabilité de rupture maximale. D'après l'indicateur de performance-sécurité, les deux règles les plus sécuritaires sont les règles 5 et 6 (87,5%), mais ce sont aussi celles qui ont le plus bas stockage. Il indique toutefois que la règle 2 est plus sécuritaire que la règle 3, avec un stockage plus élevé. On retrouve ici une des problématiques de la gestion de risque, à savoir quel compromis faire entre la productivité et le risque. La façon la plus évidente consiste à maximiser une fonction croissante en fonction de la productivité et décroissante en fonction du risque. Cependant, la forme donnée à cette fonction influencera le résultat qui restera arbitraire. Le développement de méthodes de détermination du risque et de la performance optimale est cependant incontournable si on tient à intégrer de façon objective le risque dans le processus de prise de décision.

Tableau 8.1: Évolution des indicateurs P_1 et P_2 pour la règle 1

Date	Probabilité de dépassement du niveau d'exploitation maximal	Probabilité de rupture par submersion	Débit sortant au barrage Cabonga (m^3/s)	Débit sortant au barrage Barrière (m^3/s)
02-mars-81	6,02E-03	1,48E-04	5	0
07-mars-81	1,70E-03	1,17E-05	5	0
12-mars-81	6,60E-02	7,51E-04	5	0
17-mars-81	3,08E-02	1,24E-04	5	0
22-mars-81	3,53E-04	7,19E-08	5	0
27-mars-81	2,58E-02	1,31E-04	5	0
01-avr-81	6,07E-01	5,26E-02	5	0
06-avr-81	4,31E-01	9,83E-03	5	0
11-avr-81	1,06E-01	3,22E-04	5	0
16-avr-81	2,37E-03	1,35E-05	5	0
21-avr-81	3,37E-04	4,67E-06	5	0
26-avr-81	7,85E-04	1,25E-05	5	0
01-mai-81	9,46E-05	1,61E-06	5	0
06-mai-81	3,07E-04	1,41E-05	5	0
11-mai-81	1,76E-03	1,23E-04	5	95
16-mai-81	1,21E-04	7,32E-06	5	95
21-mai-81	5,40E-05	1,61E-06	5	0
26-mai-81	9,18E-04	8,02E-05	5	95
31-mai-81	5,25E-04	4,38E-05	5	95
05-juin-81	3,06E-04	1,92E-05	5	0
10-juin-81	2,07E-04	2,63E-05	5	95
15-juin-81	$3,59^{E}$-05	3,14E-06	5	0
20-juin-81	$2,45^{E}$-05	2,12E-06	5	95
25-juin-81	$9,86^{E}$-05	5,18E-06	5	95
Moyenne	$5,34^{E}$-02	2,68E-03		
Maximum	$6,07^{E}$-01	5,26E-02		

Tableau 8.2: Évolution des indicateurs P_1 et P_2 pour la règle 2

date	Probabilité de dépassement du niveau d'exploitation maximal	Probabilité de rupture par submersion	Débit sortant au barrage Cabonga (m^3/s)	Débit sortant au barrage Barrière (m^3/s)
02-mars-81	1,95E-04	9,50E-05	5	0
07-mars-81	1,36E-05	7,39E-06	5	0
12-mars-81	8,91E-04	5,63E-04	5	0
17-mars-81	1,36E-04	8,65E-05	5	0
22-mars-81	1,28E-07	5,62E-08	5	0
27-mars-81	1,36E-04	9,94E-05	5	0
01-avr-81	6,71E-02	4,85E-02	5	0
06-avr-81	1,03E-02	7,68E-03	5	95
11-avr-81	4,07E-04	2,83E-04	5	95
16-avr-81	1,51E-05	1,20E-05	5	95
21-avr-81	4,67E-06	3,65E-06	5	95
26-avr-81	1,41E-05	8,34E-06	5	95
01-mai-81	3,14E-06	1,36E-06	5	95
06-mai-81	1,56E-05	1,05E-05	5	95
11-mai-81	1,27E-04	9,58E-05	5	95
16-mai-81	1,05E-05	3,65E-06	5	95
21-mai-81	2,12E-06	8,50E-07	5	95
26-mai-81	9,89E-05	5,30E-05	5	95
31-mai-81	5,46E-05	2,59E-05	5	95
05-juin-81	4,78E-05	1,30E-05	5	95
10-juin-81	1,97E-05	1,30E-05	5	95
15-juin-81	3,14E-06	1,61E-06	5	95
20-juin-81	3,14E-06	8,50E-07	5	0
25-juin-81	1,10E-05	1,61E-06	5	0
Moyenne	3,32E-03	2,40E-03		
Maximum	6,71E-02	4,85E-02		

Tableau 8.3 : Décisions séquentielles de gestion tenant compte du risque (règle 3). *continue sur la prochaine page*

règle de base :	Si niveau $\leq$ à 360,8 m alors évacuer 5 (m^3/s) à Cabonga ; Si 360.8 $m \leq$ niveau $<$ 361,05 alors évacuer 95 (m^3/s) à Barrière et 5 (m^3/s) à Cabonga ; Si niveau $\geq$ 361,05 m alors évacuer le débit maximal						
Date	Risque (règle 1)	Risque minimal	Décision sur la règle	Nouvelle règle	Nouveau risque	D_{cab} (m^3/s)	D_{barr} (m^3/s)
02-mars	1,48^E-04	1,03^E-04	Modifier la règle	Si niveau$<$ 360,8 m alors évacuer 449,09 (m^3/s) au total sur les deux barrages dont le débit maximal à Barrière Si 360,8 $m \leqslant$ niveau$<$ 361,05 m alors évacuer 449,09 (m^3/s) au total sur les deux barrages dont le débit maximal à Barrière Si 361,05 $m \leqslant$ niveau alors évacuer le débit maximal sur les deux barrages	1,03^E-04	132,35	267,64
07-mars	1,19^E-05	7,28^E-06	Maintien	-	1,19^E-05	5	0
12-mars	7,58^E-04	5,46^E-04	Modifier la règle	Si niveau $\leq$ 361.05 m alors Évacuer 400 (m^3/s) sur les deux barrages Si niveau ¿= 361.05 m alors évacuer le débit maximal sur les deux barrages	5,46^E-04	165,80	234,19
17-mars	1,24^E-04	8,94^E-05	Modifier la règle	Si niveau $<$ 360,4 m alors évacuer 259,22 (m^3/s) au total sur les deux barrages dont 254,22 (m^3/s) à Barrière Si 360,8 $m \leq$ niveau$<$ 361,05 m alors évacuer 354,22 (m^3/s) au total sur les deux barrages dont 349,22 (m^3/s) à Barrière Si 361,05 $m \leqslant$ niveau alors évacuer le débit maximal sur les deux barrages	9,82^E-05	40,84	218,37

Tableau 8.3 : Décisions séquentielles de gestion tenant compte du risque (règle 3). *continue sur la prochaine page*

Date	Risque (règle 1)	Risque minimal	Décision sur la règle	Nouvelle règle	Nouveau risque	D_{cab} (m^3/s)	D_{barr} (m^3/s)
22-mars	1,28E-07	5,62E-08	Maintien	-	1,28E-07	5	0
27-mars	1,35E-04	1,03E-04	Modifier la règle	Si niveau $\leq$ 361.05 m alors Évacuer 400 (m^3/s) sur les deux barrages Si niveau $\geq$ 361.05 m alors évacuer le débit maximal sur les deux barrages	1,03E-04	209,02	190,97
01-avr	5,60E-02	4,83E-02	Modifier la règle	Si niveau< 361,05 m alors évacuer 654,22 (m^3/s) au total sur les deux barrages dont le débit maximal à Barrière Si 361,05 m $\leqslant$ niveau alors évacuer le débit maximal sur les deux barrages	4,83E-02	231,74	168,25
06-avr	9,81E-03	7,38E-03	Modifier la règle	Si niveau < 361.05 m alors Évacuer 400 (m^3/s) sur les deux barrages Si niveau $\geq$ 361.05 m alors évacuer le débit maximal sur les deux barrages	7,38E-03	246,50	153,49
11-avr	3,96E-04	2,45E-04	Modification	Si niveau < 361,05 m alors évacuer 654,22 (m^3/s) au total sur les deux barrages dont le débit maximal à Barrière Si 361,05 m $\leqslant$ niveau alors évacuer le débit maximal sur les deux barrages	2,45E-04	260,88	139,12
16-avr	1,41E-05	7,58E-06	Maintien	-	1,41E-05	5	0
21-avr	4,16E-06	1,61E-06	Maintien	-	4,16E-06	5	0
26-avr	1,25E-05	3,14E-06	Maintien	-	1,25E-05	5	0
01-mai	1,61E-06	3,50E-07	Maintien	-	1,61E-06	5	0
06-mai	1,35E-05	1,87E-06	Maintien	-	1,35E-05	5	0

Tableau 8.3: Décisions séquentielles de gestion tenant compte du risque (Règle 3)

Date	Risque (règle 1)	Risque minimal	Décision sur la règle	Nouvelle règle	Nouveau risque	D_{cab} (m^3/s)	D_{barr} (m^3/s)
11-mai	1,19E-04	2,58E-05	Modification	Si niveau< 360,8 m alors évacuer 64,42 (m^3/s) au total sur les deux barrages dont 59,42 (m^3/s) à Barrière Si 360,8 $m \leqslant$ niveau< 361,05 m alors évacuer 159,42 (m^3/s) au total sur les deux barrages dont 154,42 (m^3/s) à Barrière Si 361,05 $m \leqslant$ niveau alors évacuer le débit maximal sur les deux barrages	9,94E-05	5	59,42
16-mai	5,69E-06	1,36E-06	Maintien	-	5,69E-06	5	0
21-mai	1,61E-06	1,00E-07	Maintien	-	1,61E-06	5	0
26-mai	7,20E-05	9,87E-06	Maintien	-	7,20E-05	5	0
31-mai	5,00E-05	6,30E-06	Maintien	-	5,00E-05	5	0
05-juin	1,81E-05	5,28E-06	Maintien	-	1,81E-05	5	0
10-juin	2,43E-05	5,28E-06	Maintien	-	2,43E-05	5	0
15-juin	2,12E-06	6,00E-07	Maintien	-	2,12E-06	5	0
20-juin	2,63E-06	3,50E-07	Maintien	-	2,63E-06	5	0
25-juin	4,16E-06	3,50E-07	Maintien	-	4,16E-06	5	0

Tableau 8.4: Décisions séquentielles de gestion tenant compte du risque (Règle 4)

Date	Risque (règle 1)	Risque minimal	Décision sur la règle	Nouveau risque	Débit sortant à Cabonga (m^3/s)	Débit sortant à Barrière (m^3/s)
02-mars	1,48E-04	1,03E-04	Modification	1,03E-04	132,36	267,64
07-mars	1,19E-05	7,28E-06	Modification	9,93E-06	5,00	101,27
12-mars	7,93E-04	5,38E-04	Modification	5,38E-04	158,64	241,36
17-mars	1,30E-04	8,60E-05	Modification	8,60E-05	192,06	207,94
22-mars	8,75E-08	7,19E-08	Maintien	8,75E-08	5,00	0
27-mars	1,18E-04	8,19E-05	Modification	8,19E-05	219,50	180,50
01-avr	5,61E-02	4,16E-02	Modification	4,16E-02	241,54	158,46
06-avr	9,74E-03	7,06E-03	Modification	7,06E-03	255,90	144,10
11-avr	3,12E-04	2,34E-04	Modification	2,34E-04	276,10	123,90
16-avr	1,30E-05	6,30E-06	Modification	9,97E-06	173,44	0
21-avr	3,65E-06	8,50E-07	Maintien	3,65E-06	5,00	0
26-avr	1,05E-05	1,36E-06	Modification	9,97E-06	42,72	0
01-mai	1,36E-06	5,00E-08	Maintien	1,36E-06	5,00	0
06-mai	9,87E-06	6,00E-07	Maintien	9,87E-06	5,00	0
11-mai	8,12E-05	8,85E-06	Modification	9,87E-06	190,25	122,70
16-mai	3,65E-06	3,00E-07	Maintien	3,65E-06	5,00	0
21-mai	1,61E-06	0,00E+00	Maintien	1,61E-06	5,00	0
26-mai	6,33E-05	2,12E-06	Modification	9,87E-06	87,03	110,69
31-mai	2,63E-05	6,00E-07	Modification	9,87E-06	117,12	0
05-juin	1,14E-05	1,00E-07	Modification	9,97E-06	46,85	0
10-juin	1,09E-05	3,50E-07	Modification	9,87E-06	54,09	0
15-juin	$1,10^{E}$-06	$0,00^{E}$+00	Maintien	$1,10^{E}$-06	5,00	0
20-juin	$3,50^{E}$-07	$0,00^{E}$+00	Maintien	$3,50^{E}$-07	5,00	0
25-juin	$1,36^{E}$-06	$1,00^{E}$-07	Maintien	$1,36^{E}$-06	5,00	0

Tableau 8.5: Décisions séquentielles de gestion tenant compte du risque (Règle 5)

Date	Risque (règle 1)	Risque minimal	Décision sur la règle	Nouveau risque	Débit sortant à Cabonga (m^3/s)	Débit sortant à Barrière (m^3/s)
02-mars	1,48E-04	2,45E-05	Modification	9,93E-05	47,37	267,64
07-mars	1,16E-05	2,02E-06	Maintien	1,16E-05	5	0
12-mars	7,71E-04	1,71E-04	Modification	1,71E-04	991,01	254,51
17-mars	1,24E-04	2,68E-05	Modification	9,89E-05	33,17	177,99
22-mars	8,75E-08	1,25E-08	Maintien	8,75E-08	5	0
27-mars	1,24E-04	2,46E-05	Modification	9,95E-05	76,86	159,11
01-avr	5,26E-02	1,36E-02	Modification	1,36E-02	571,72	138,30
06-avr	9,61E-03	2,02E-03	Modification	2,02E-03	418,13	0
11-avr	3,11E-04	6,11E-05	Modification	9,65E-05	348,34	0
16-avr	1,20E-05	1,36E-06	Maintien	1,20E-05	5	0
21-avr	3,65E-06	5,00E-08	Maintien	3,65E-06	5	0
26-avr	8,85E-06	0,00E+00	Maintien	8,85E-06	5	0
01-mai	1,36E-06	0,00E+00	Maintien	1,36E-06	5	0
06-mai	9,87E-06	5,00E-08	Maintien	9,87E-06	5	0
11-mai	9,95E-05	8,50E-07	Maintien	9,95E-05	5	0
16-mai	6,30E-06	0,00E+00	Maintien	6,30E-06	5	0
21-mai	8,50E-07	0,00E+00	Maintien	8,50E-07	5	0
26-mai	6,43E-05	3,50E-07	Maintien	6,43E-05	5	0
31-mai	3,09E-05	1,00E-07	Maintien	3,09E-05	5	0
05-juin	1,71E-05	5,00E-08	Maintien	1,71E-05	5	0
10-juin	1,56E-05	5,00E-08	Maintien	1,56E-05	5	0
15-juin	2,63E-06	0,00E+00	Maintien	2,63E-06	5	0
20-juin	1,10E-06	0,00E+00	Maintien	1,10E-06	5	0
25-juin	5,79E-06	0,00E+00	Maintien	5,79E-06	5	0

Tableau 8.6: Décisions séquentielles de gestion tenant compte du risque (Règle 6)

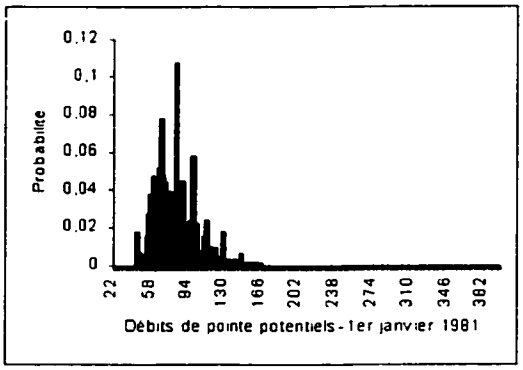
Date	Risque (règle 1)	Risque minimal	Décision sur la règle	Nouveau risque	Débit sortant à Cabonga (m^3/s)	Débit sortant à Barrière (m^3/s)
02-mars	1,48E-04	2,45E-05	Modification	2,45E-05	1053,45	267,64
07-mars	1,16E-05	2,02E-06	Modification	9,98E-06	5	129,17
12-mars	7,22E-04	1,70E-04	Modification	1,70E-04	686,77	171,80
17-mars	1,01E-04	2,67E-05	Modification	2,67E-05	445,31	110,24
22-mars	8,12E-08	6,25E-09	Maintien	8,12E-08	5	0
27-mars	1,19E-04	2,39E-05	Modification	2,39E-05	315,78	0
01-avr	3,87E-02	1,31E-02	Modification	1,31E-02	258,36	0
06-avr	7,56E-03	1,89E-03	Modification	1,89E-03	242,02	0
11-avr	2,93E-04	5,05E-05	Modification	5,05E-05	227,53	0
16-avr	1,15E-05	1,36E-06	Modification	9,97E-06	87,15	0
21-avr	2,63E-06	5,00E-08	Maintien	2,63E-06	5	0
26-avr	7,83E-06	0,00E+00	Maintien	7,83E-06	5	0
01-mai	1,36E-06	0,00E+00	Maintien	1,36E-06	5	0
06-mai	7,83E-06	5,00E-08	Maintien	7,83E-06	5	0
11-mai	7,81E-05	8,50E-07	Modification	9,87E-06	258,18	0
16-mai	2,63E-06	0,00E+00	Maintien	2,63E-06	5	0
21-mai	3,50E-07	0,00E+00	Maintien	3,50E-07	5	0
26-mai	4,73E-05	3,50E-07	Modification	9,87E-06	150,19	0
31-mai	2,37E-05	1,00E-07	Modification	9,87E-06	70,62	0
05-juin	1,05E-05	5,00E-08	Modification	9,36E-06	17,40	0
10-juin	1,10E-05	5,00E-08	Modification	9,97E-06	23,60	0
15-juin	1,10E-06	0,00E+00	Maintien	1,10E-06	5	0
20-juin	6,00E-07	0,00E+00	Maintien	6,00E-07	5	0
25-juin	8,50E-07	0,00E+00	Maintien	8,50E-07	5	0

Tableau 8.7: Niveaux obtenus avec les règles 1 à 6

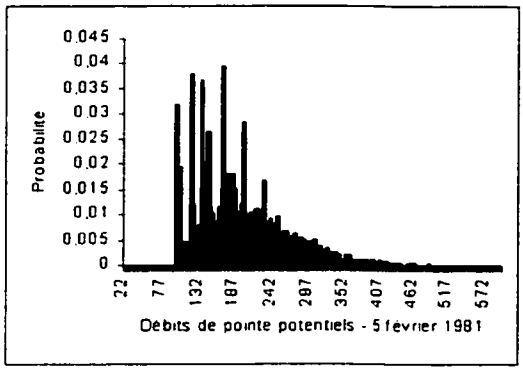
Date	Niveaux règle 1 (m)	Niveaux règle 2 (m)	Niveaux règle 3 (m)	Niveaux règle 4 (m)	Niveaux règle 5 (m)	Niveaux règle 6 (m)
02-mars-81	359,58	359,58	359,58	359,58	359,58	359,58
07-mars-81	359,63	359,63	359,17	359,17	359,27	358,22
12-mars-81	359,67	359,67	359,21	359,09	359,31	358,09
17-mars-81	359,72	359,72	358,78	358,65	358,00	357,08
22-mars-81	359,75	359,75	358,50	358,17	357,75	356,46
27-mars-81	359,78	359,78	358,53	358,21	357,79	356,50
01-avr-81	359,91	359,91	358,15	357,80	357,62	356,19
06-avr-81	360,13	360,09	357,88	357,53	356,97	356,12
11-avr-81	360,34	360,20	357,60	357,23	356,67	356,05
16-avr-81	360,51	360,27	357,24	356,85	356,38	355,94
21-avr-81	360,62	360,28	357,41	356,75	356,57	356,00
26-avr-81	360,71	360,28	357,55	356,90	356,73	356,18
01-mai-81	360,80	360,27	357,67	356,97	356,87	356,33
06-mai-81	360,80	360,25	357,78	357,11	357,00	356,47
11-mai-81	360,81	360,25	357,91	357,25	357,15	356,64
16-mai-81	360,81	360,25	357,96	356,90	357,30	356,35
21-mai-81	360,79	360,20	358,04	356,99	357,38	356,44
26-mai-81	360,80	360,15	358,11	357,08	357,45	356,53
31-mai-81	360,81	360,12	358,20	356,86	357,56	356,39
05-juin-81	360,80	360,09	358,28	356,78	357,65	356,38
10-juin-81	360,80	360,05	358,36	356,81	357,74	356,47
15-juin-81	360,80	360,01	358,44	356,82	357,81	356,53
20-juin-81	360,80	359,99	358,50	356,89	357,87	356,61
25-juin-81	360,81	360,00	358,55	356,96	357,93	356,68

Tableau 8.8: Performance sécurité et performance du stockage

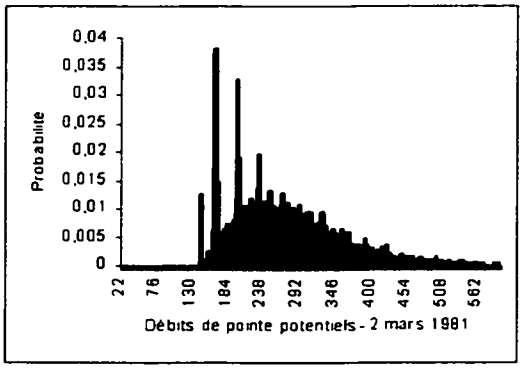
Règle	Volume final au-dessus de 354.19 m (hm^3)	Volume moyen au-dessus de 354,19 m (hm^3)	Probabilité Moyenne de rupture	Probabilité maximale de rupture	Performance sécurité
Règle 1	1900,30	1737,94	2,68E-03	5,26E-02	66,7%
Règle 2	1562,67	1578,12	2,40E-03	4,85E-02	83,3%
Règle 3	1034,91	937,11	2,48E-03	4,83E-02	75,0%
Règle 4	563,42	718,84	2,17E-03	4,16E-02	79,2%
Règle 5	839,47	753,87	7,16E-04	1,36E-02	87,5%
Règle 6	489,89	504,01	6,41E-04	1,31E-02	87,5%



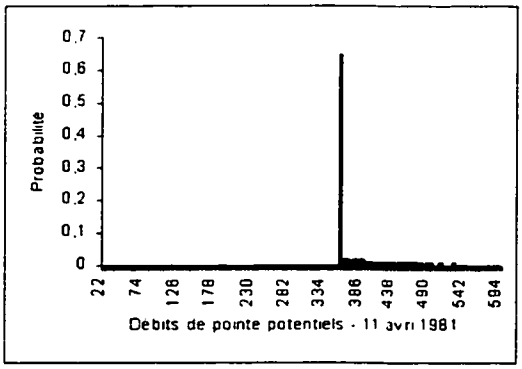
(a) 1er janvier



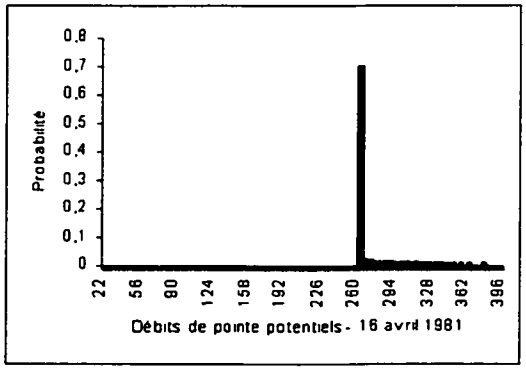
(b) 5 février



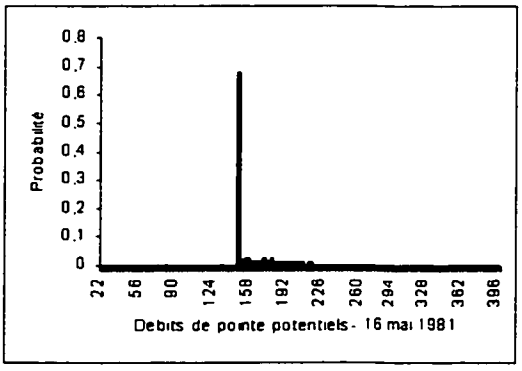
(c) 2 mars



(d) 11 avril

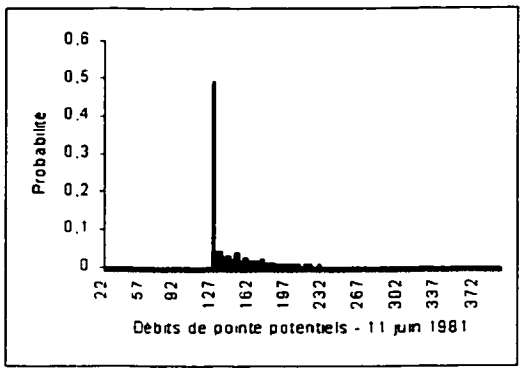


(e) 16 avril

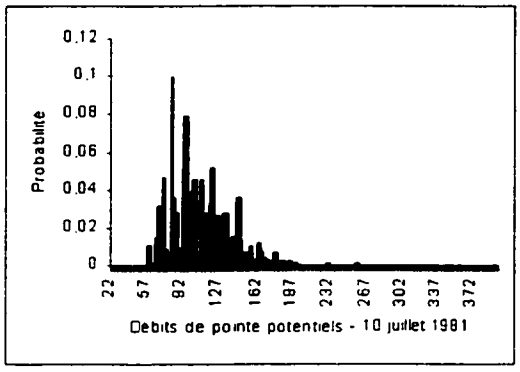


(f) 16 mai

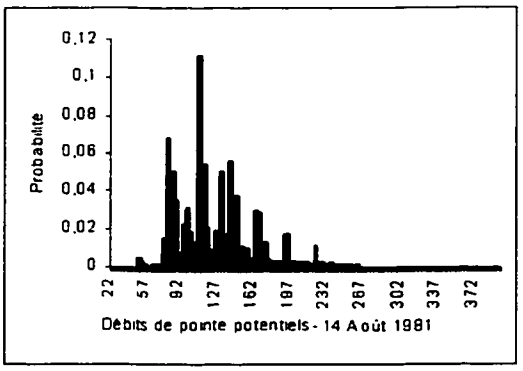
Figure 8.1: Évolution de la distribution des débits de pointe potentiels à Cabonga, janvier- avril



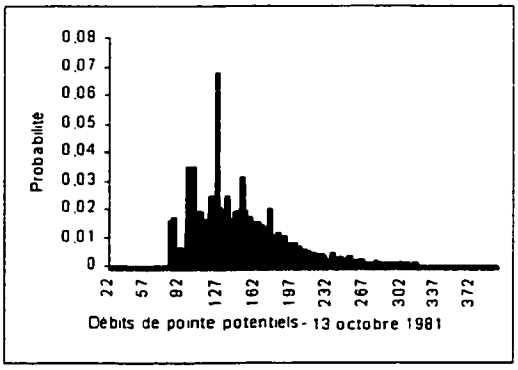
(a) 11 juin



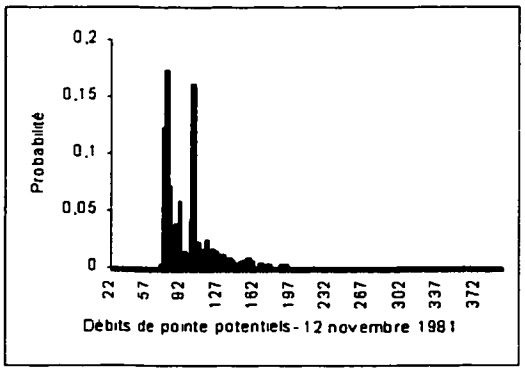
(b) 10 juillet



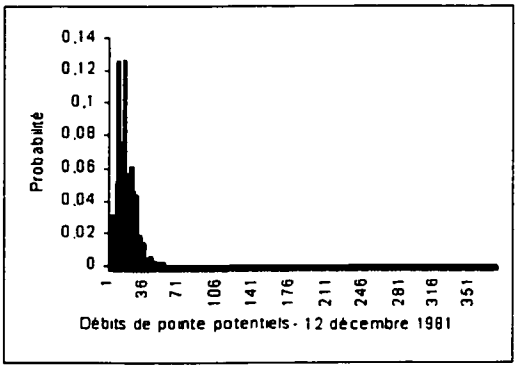
(c) 14 Août



(d) 13 octobre

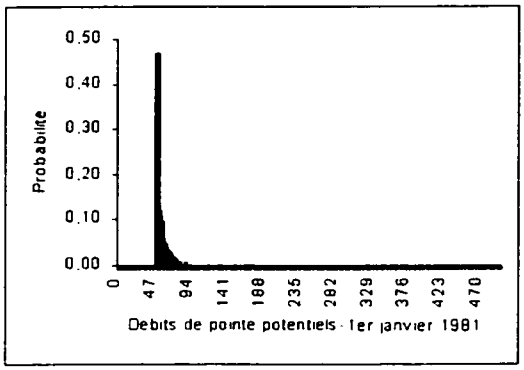


(e) 12 novembre

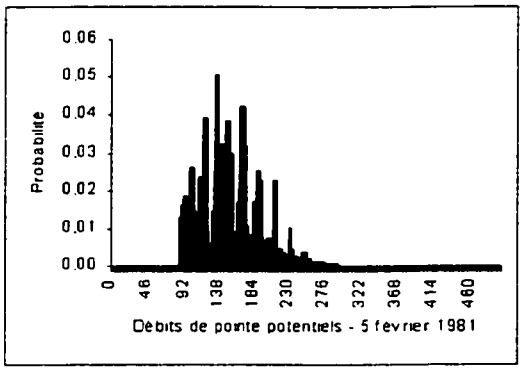


(f) 16 décembre

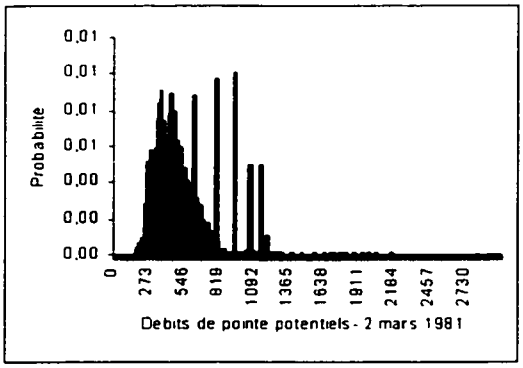
Figure 8.2: Évolution de la distribution des débits de pointe potentiels à Cabonga, juin-décembre



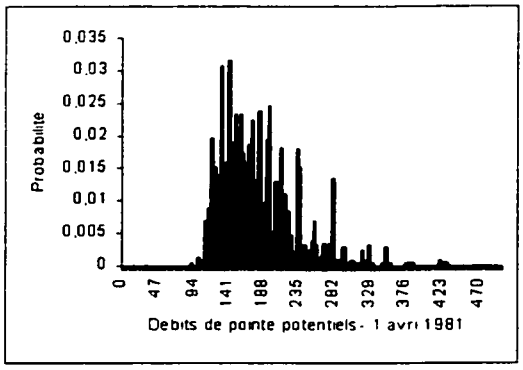
(a) 1er janvier



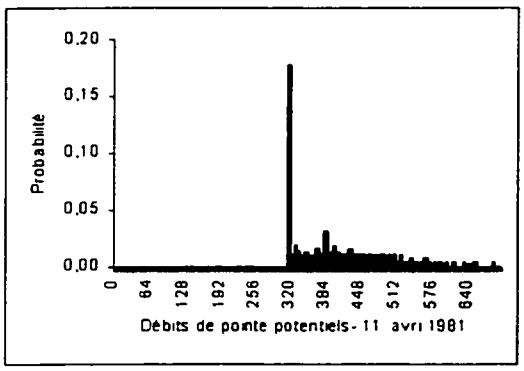
(b) 5 février



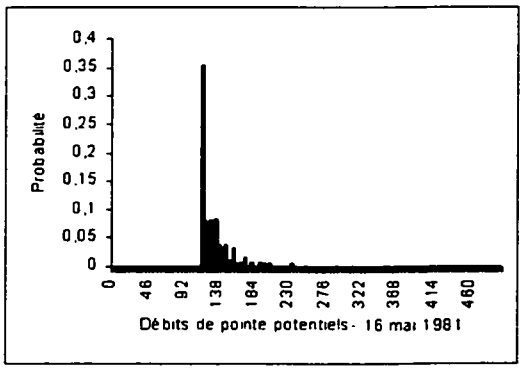
(c) 2 mars



(d) 1er avril

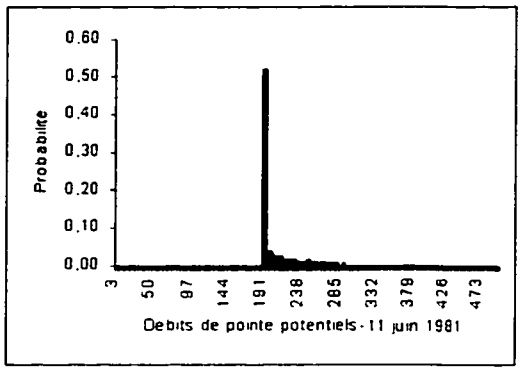


(e) 11 avril

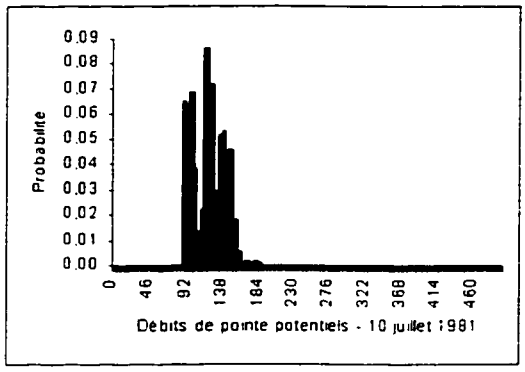


(f) 11 mai

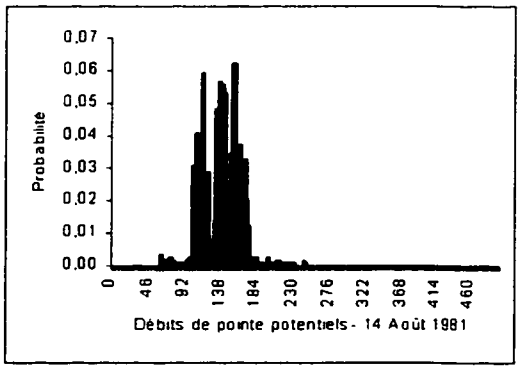
Figure 8.3: Évolution de la distribution des débits de pointe potentiels sur l'Harricana, janvier-avril



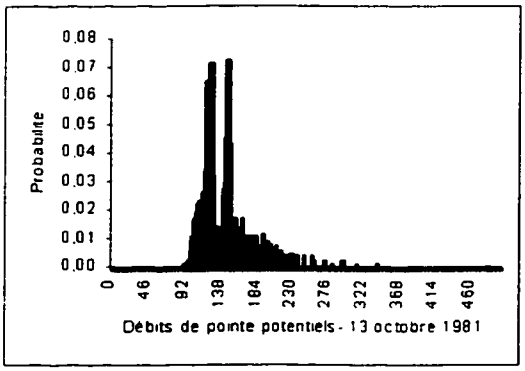
(a) 11 juin



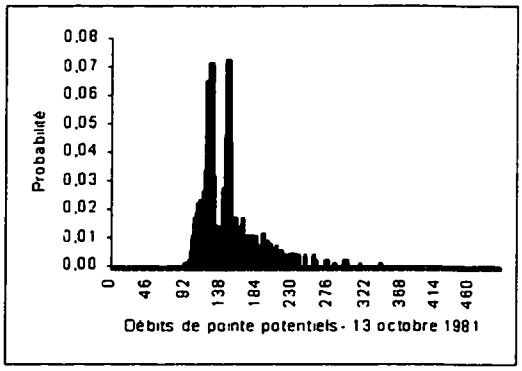
(b) 10 juillet



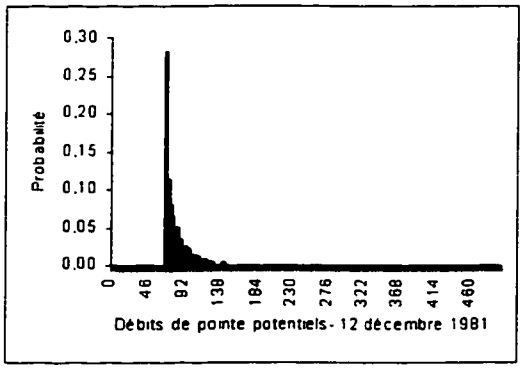
(c) 14 Août



(d) 13 octobre

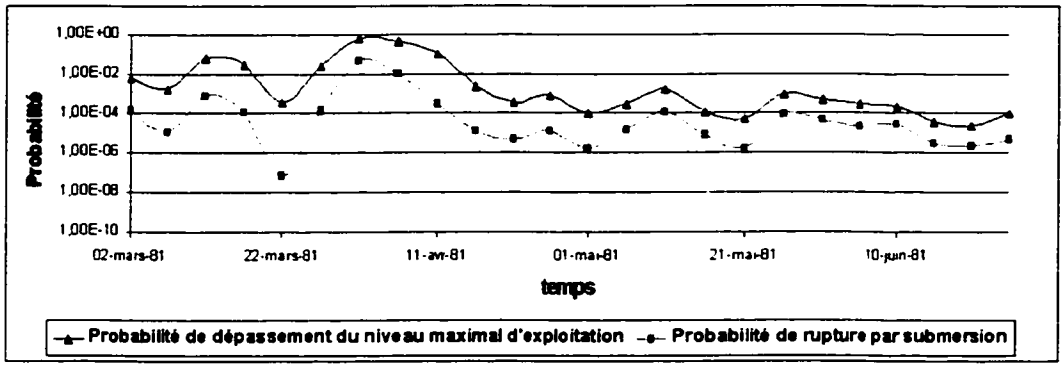


(e) 13 octobre

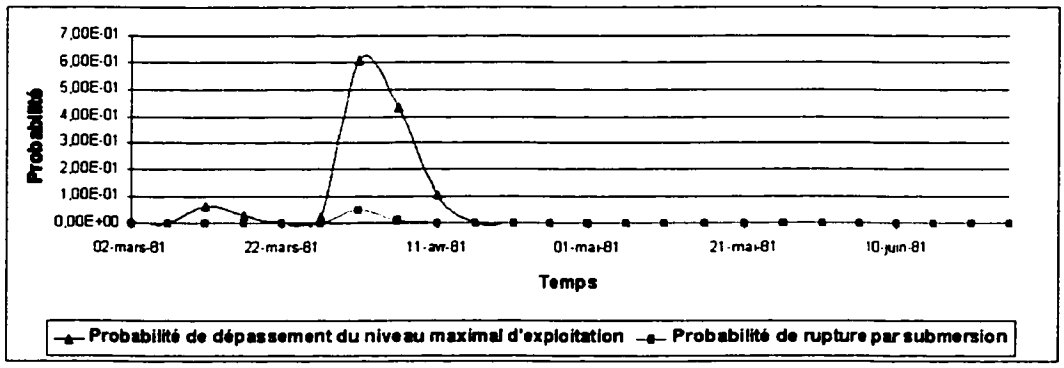


(f) 12 décembre

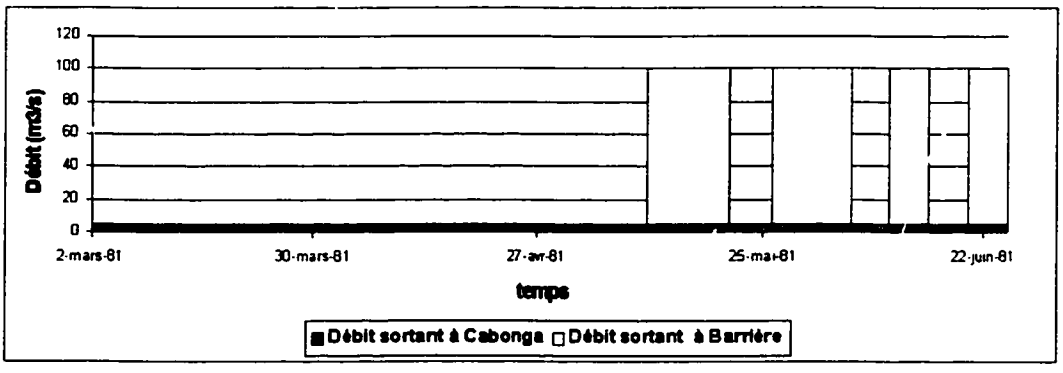
Figure 8.4: Évolution de la distribution des débits de pointe potentiels sur l'Harricana, juin-décembre



(a) échele logarithmique

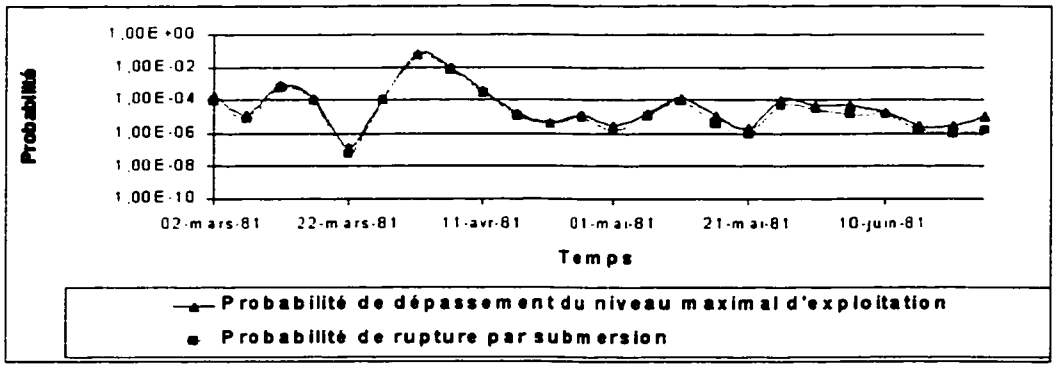


(b) échele normale

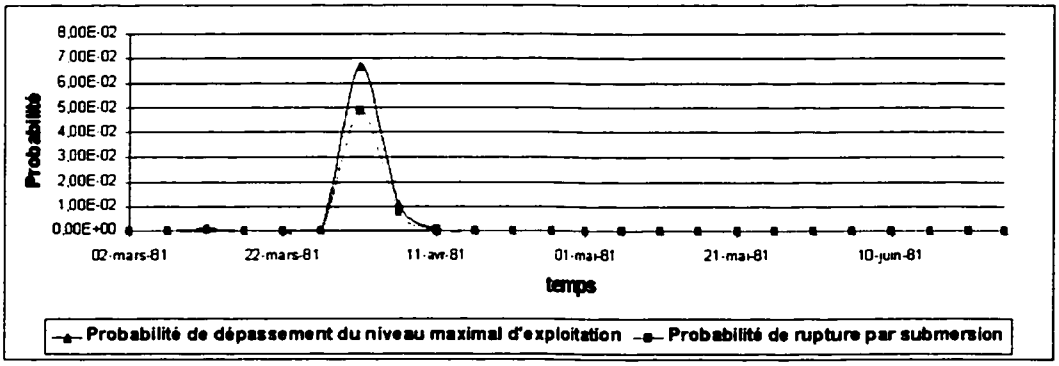


(c) Débits relâchés

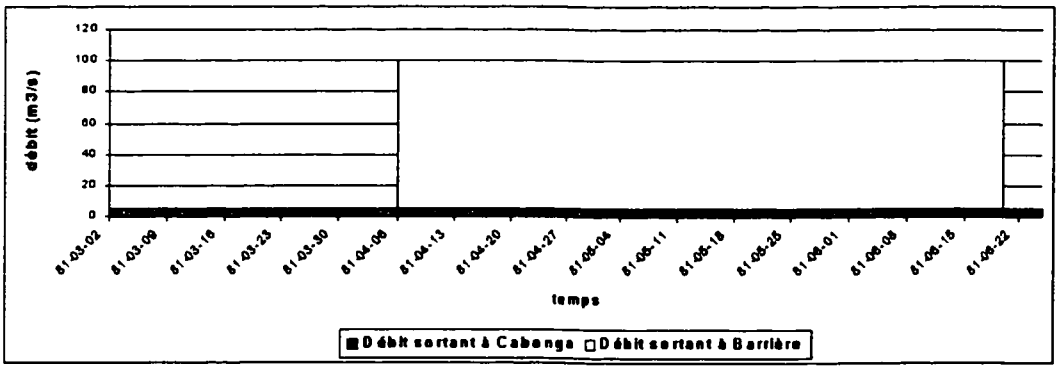
Figure 8.5: Indicateurs de risque de gestion pour la règle 1



(a) échelle logarithmique

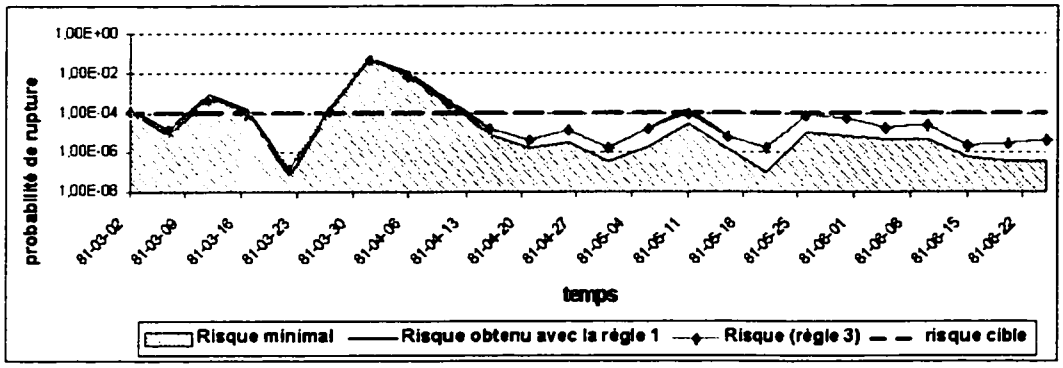


(b) échelle normale

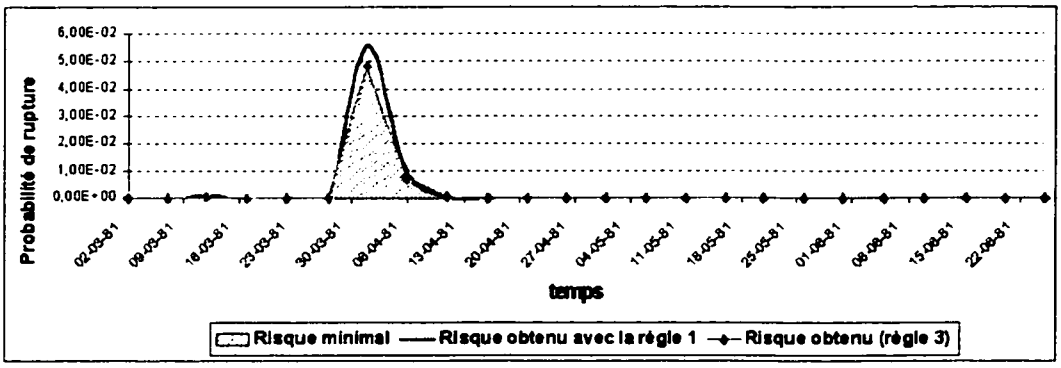


(c) Débits relâchés

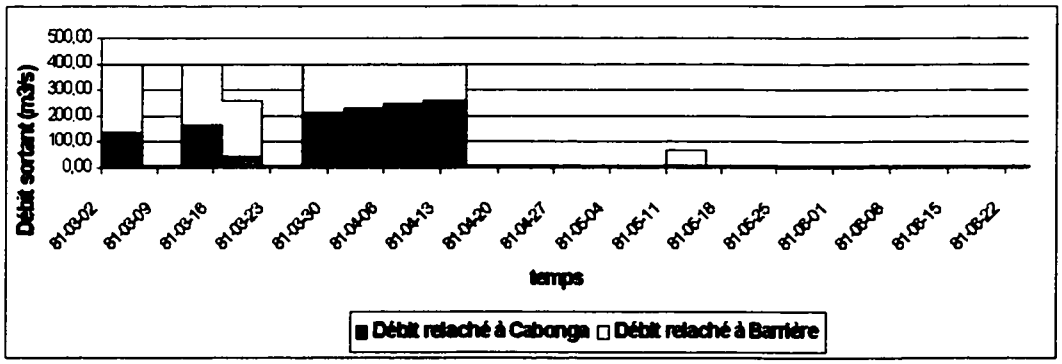
Figure 8.6: Indicateurs de risque de gestion pour la règle 2



(a) échelle logarithmique

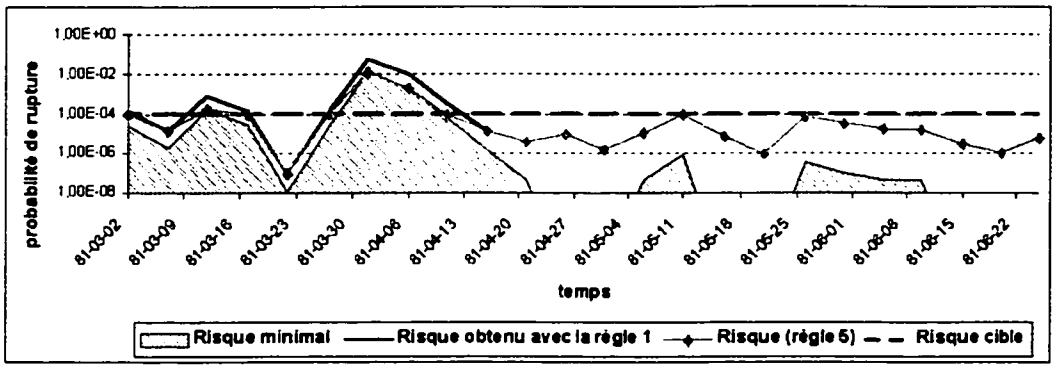


(b) échelle normale

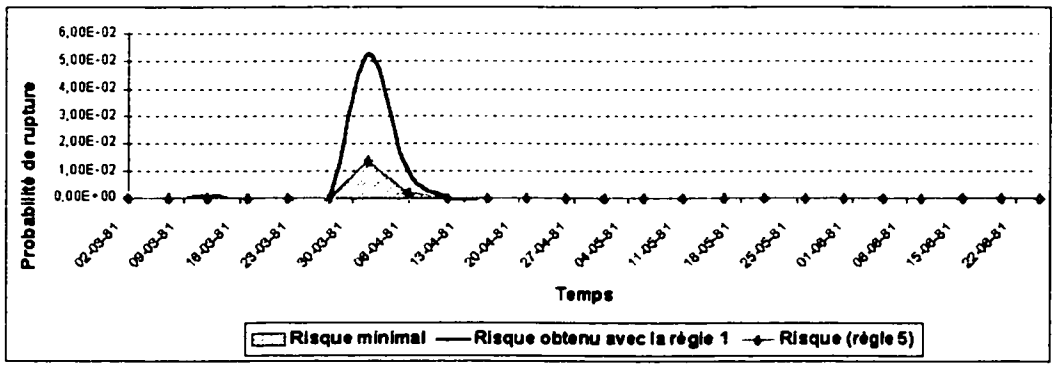


(c) Débits relâchés

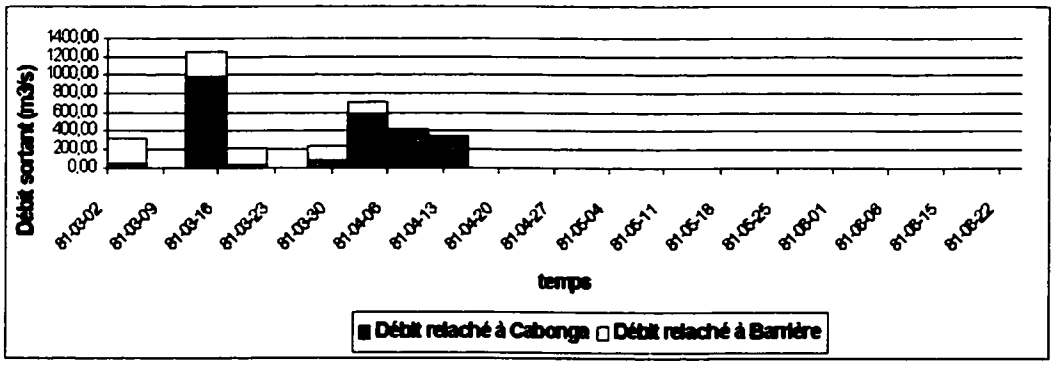
Figure 8.7: Indicateurs de risque de gestion pour la règle 3



(a) échelle logarithmique

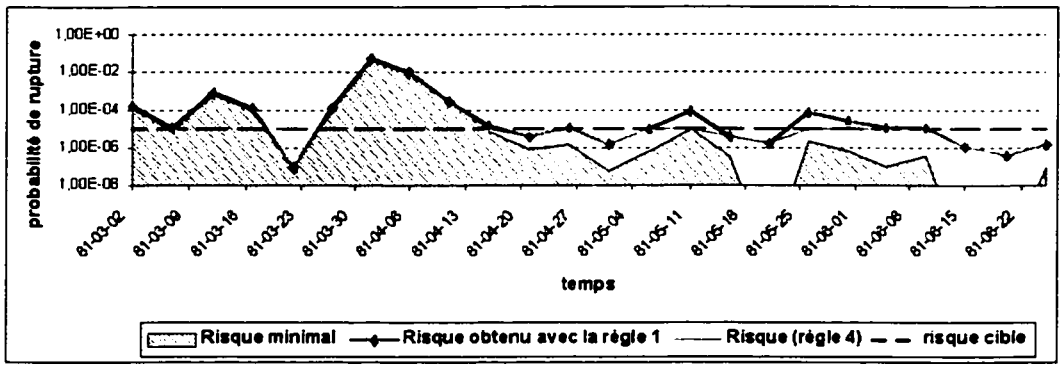


(b) échelle normale

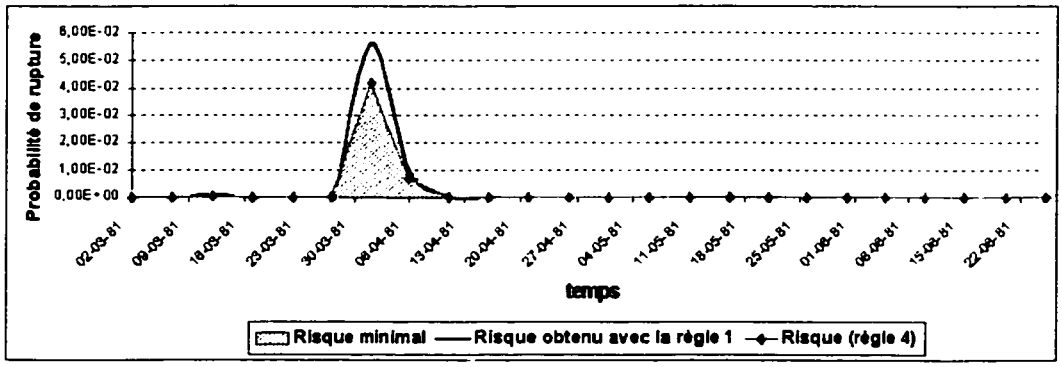


(c) Débits relâchés

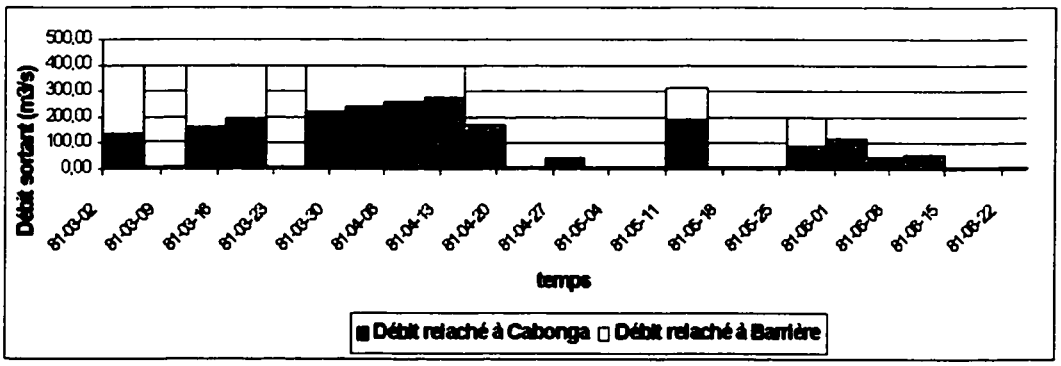
Figure 8.8: Indicateurs de risque de gestion pour la règle 4



(a) échelle logarithmique

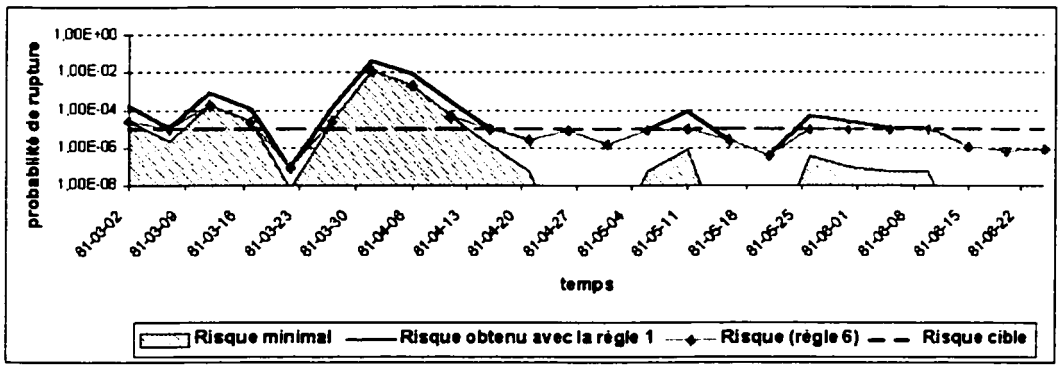


(b) échelle normale

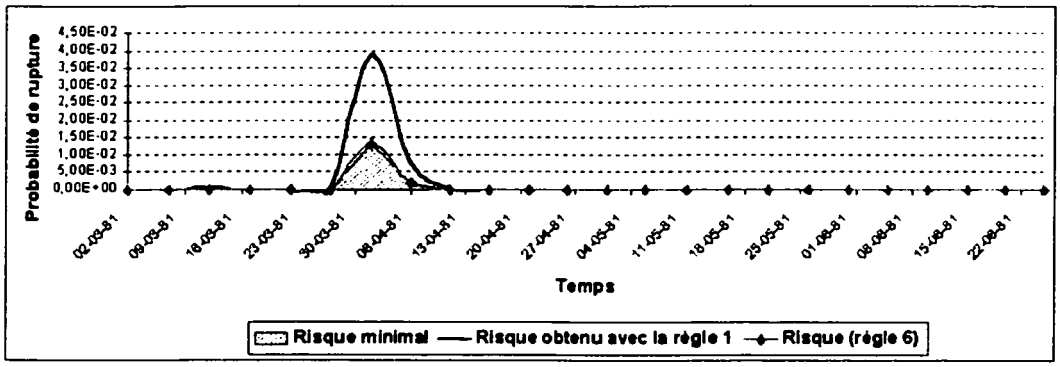


(c) Débits relâchés

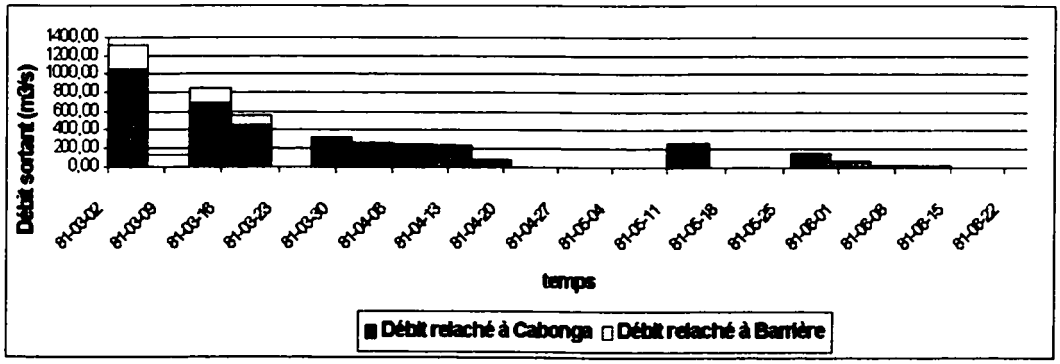
Figure 8.9: Indicateurs de risque de gestion pour la règle 5



(a) échelle logarithmique



(b) échelle normale



(c) Débits relâchés

Figure 8.10: Indicateurs de risque de gestion pour la règle 6

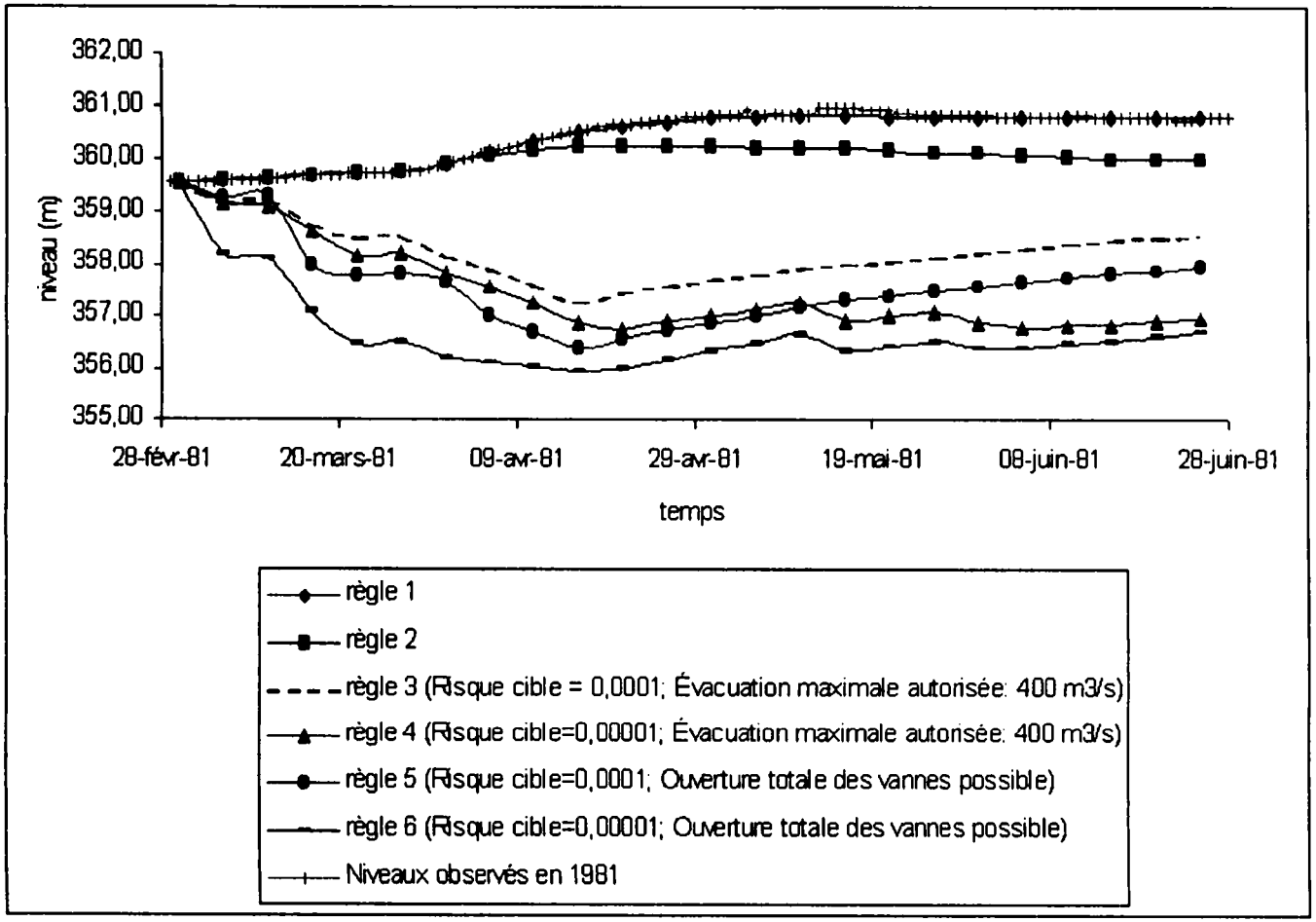


Figure 8.11: Niveaux simulés sur Cabonga avec les règles 1 à 6

CHAPITRE 9

CONCLUSION ET PERSPECTIVES DE RECHERCHE

Ces travaux de recherche sur le risque dans les systèmes hydriques ont été pour nous l'occasion d'aborder différents thèmes : la modélisation hydrologique, la génération stochastique d'hydrogrammes et la gestion de réservoir.

Sur le plan hydrologique, nous avons conçu et validé un modèle markovien paramétrique à un pas décrivant le comportement statistique de l'hydrogramme d'un cours d'eau, étant donné les débits observés. On a trouvé que ce modèle représentait bien la densité de probabilité des chocs aux stations étudiées, mais sous-estimait le niveau de corrélation dans les séries de débit. Ce dernier point a été pris en compte à l'étape suivante au cours de laquelle on a mis au point une méthode de génération d'hydrogrammes non équiprobables et structurés sous forme d'arbres d'événements. On a également mis en évidence la possibilité et l'utilité de représenter le risque sous forme de groupes d'indicateurs variant dans le temps et orientés vers les objectifs du gestionnaire. Une telle représentation est non seulement beaucoup plus appropriée pour l'intégration du risque dans la gestion, mais transforme l'éternel problème de la définition du risque en un problème de représentation du risque. En plus de mettre en évidence l'effet d'un couplage entre la règle de gestion, le risque la performance de la gestion, on a intro-

duit deux notions intéressantes : la *marge de manoeuvre* et le *risque minimal*. Ces deux notions conjuguées permettent au gestionnaire de savoir son niveau de contrôle sur les événements à venir, et peuvent être utilisés comme critères d'analyse de variantes. Toutes les deux ne dépendent que de l'état courant du barrage et des règles d'opération. Un variante de l'ouvrage sera plus sécuritaire dans des circonstances données si elle offre un plus petit risque minimal, plus opérable et résiliente (la résilience étant l'aptitude à revenir à la normale après une perturbation) si elle offre une plus grande marge de manoeuvre.

La méthodologie présentée peut également s'appliquer à des problèmes de risque dans d'autres domaines pourvu qu'il soit possible d'estimer les probabilités de transition d'un état à un autre.

D'autre part on peut envisager un autre modèle pour les transitions de débit en rivière, en utilisant d'autres hypothèses et/ou d'autres techniques. De nouveaux developpements dans ce sens sont à la fois possibles et souhaitables pour consolider les idées ébauchées dans cette thèse.

La problématique abordée est cependant beaucoup trop large pour être intégralement traitée dans le cadre de cette thèse et nous avons identifié des points à approfondir ainsi que des axes de recherche qui pourraient donner des résultats intéressants. Les points qui à notre sens méritent d'être approfondis sont :

– La recherche de critères systématiques pour le découpage de l'année en zones

homogènes.

- Le développement d'autres méthodes d'estimation des paramètres comme la méthode du maximum de vraisemblance. Le défi sera alors de tenir compte de la fonction de Dirac dans l'expression de la vraisemblance.

Du côté application, les développements suivants peuvent donner des résultats intéressants pour les propriétaires de barrages hydroélectriques :

- L'application à des objectifs clés comme la production hydroélectrique.
- L'établissement de règles de gestion tenant compte du niveau de risque.
- L'extension du modèle à des systèmes à plusieurs réservoirs
- L'intégration des prévisions météorologiques lors de la génération des arbres d'apports.
- Le couplage avec un système de calcul de dommages et un système de prévision météorologique pour quantifier en tout temps le niveau de menace sur une municipalité, un bassin hydrographique, etc.

BIBLIOGRAPHIE

ADKE, S. R. ET MANJUNATH, S. M. (1984). *Finite Markov Processes.* Wiley eastern Limited, New Delhi.

AKAIKE, H. (1974). "A new look at the statistical model identification." *IEEE transactions on automatic control*, 19(6), 716–723.

AUPELF-UREF (1997). *Dictionnaire Universel Francophone.* Hachette-Edicef, Paris. 1554p.

AWADALLAH, A. G., ROUSSELLE, J., ET LECONTE, R. (1999). "Évolution du risque hydrologique sur la rivière Chateauguay." *Revue Canadienne de Génie Civil*, 26(4), 510–523.

AYYUB, B. M. (1998). *Uncertainty Modelling and Analysing in Civil Engineering.* CRC press, Boca Raton, Fl. 506p.

BECHAR, D. ET RICHARD, D. (1985). "Optimisation dans un cadre déterministe et illustration par le modèle MORRO." *L'analyse Du Risque Dans la Gestion Des Systèmes Hydriques : Atelier Organisé Par Hydro-Québec et L'École Polytechnique de Montréal, les 19-22 Novembre 1985*, HYDRO-QUÉBEC, ed. 475p.

BERNIER, J. (1970). "Inventaire des modèles de processus stochastiques applicables à la description des débits journaliers en rivière." *Revue de l'institut international de statistiques*, 38, 49–61.

BLIND, H. (1983). "The safety of dams." *Water power and dam construction*, 35(5), 17–21.

BOX, G. E. P. ET JENKINS, G. M. (1970). *Times Series Analysis, Forecasting and Control.* Holen-Day, San Francisco.

BREADEN, J. P. (1973). "The generation of flood damages time sequences." *Report No. 32*, Water Resources Institute, University of Kenticky.

BRUCE, J. P. ET PAGE, G. A. (1977). "Le programme national de réduction des dommages dûs aux inondations." *Symposium Canadien d'Hydrologie : Inondation 77*, Edmonton. 17p.

CAN\CSA (1991). *Risk Analysis Requirements and Guidelines : Quality Management. A National Standard for Canada.* Conseil Canadien Des Normes , Association Canadienne de Normalisation. CAN-CSA Q850.

CAN\CSA (1997). *Gestion Des Risques : Guide À L'usage Des Décideurs.* Conseil Canadien des Normes, Association Canadienne de normalisation. CAN-CSA Q850.

CERVANTES, J. E., KAVVAS, M. L., ET DELLEUR, J. W. (1983). "A cluster model for flood forecasting." *Water Resources Research*, 19(1), 209–224.

DASCAL, O. (1991). "Risk of failure and hazard potential classification of Hydro-Québec dams." *Proceedings of Canadian Dam Safety Conference,Whister, Britsh Columbia.*

DENIS, H. (1995). *Gérer Les Catastrophes : L'incertitude À Apprivoiser.* Les presses de l'Université de Montréal, Montréal. 248p.

DONEDDU, A. (1968). *Compléments D'analyse.* Dunod, Paris.

DUBOIS, J. C. (1996). *L'analyse Du Risque : Une Approche Conceptuelle et Systémique.* Chenelière/McGraw-Hill, Montréal. 198p.

DUCKSTEIN, L. ET PARENT, E. (1994). "System engineering of natural resources under changing conditions : A framework for reliability and risk." *Engineering Risk in Natural Resources Management with Special References to Hydrosystems under Changes of Physical or Climatic Environment*, L. Duckstein et E. Parent, eds. pp1-5.

DUDEWICZ, E. ET RALLEY, T. (1983). *The Handbook of Random Number Generation with TESTRAND Computer Code.* American Sciences Press, Colombus, Ohio.

DYNKIN, E. B. (1963). *Théorie Des Processus Markoviens.* Dunod, Paris. Traduction de CH. Sarthou.

EL-JABI, N. (1980). "Approche systématique pour l'aménagement des plaines inondables," Thèse de doctorat, école Polytechnique de Montréal.

GAGNON, J., QUACH, T. T., MARCHE, C., ET LESSARD, G. (1998). "Computerized evaluation of flood impact." *10th CSDA/CANCOLD Dam Safety Conference*, Halifax, Canada.

GOLDMAN, J. R. (1967). "Stochastic processes : Limit theorems." *Annals of Mathematical Statistics*, 38, 771–779.

GUPTA, V. K. ET WAYMIRE, E. C. (1979). "A stochastic kinematic study of subsynoptic space-time rainfall." *Water Resources Research*, 15(3), 637–644.

HARTFORD, D. N. D. ET KARTHA, C. V. (1995). "Dam breach inundation and consequence evaluation." *How Safe is Your Dam ? Is It Safe Enough ? An Introduction to Risk-Based Dam-Safety Evaluation*, Report N° MEP11-5, B. C. Hydro, Maintenance, Engineering and Projects. Burnaby, B.C. pagination multiple.

HERTZ, D. B. ET THOMAS, H. (1983). *Risk Analysis and It's Applications*. Chichester, Toronto. 323p.

HIPEL, K. W. ET MCLEOD, A. I. (1977). "Advances in box-jenkins modeling, 1." *Water Resources Research*, 13(3), 567–575.

HORTON, M. (1936). "Hydrologic conditions as affecting the results of the applications of methods of frequency analysis to flood records." USGS, *Water Supply*, 433–450.

HOWE, C. W., COHRANE, H. C., BUNIN, J. E., ET KLING, R. W. (1991). *Natural Hazard Handbook (a Guide to Uniform Definition, Identification and Measurements of Economic and Ecologic Damages from Natural Hazards Events).* National Science Foundation. 163p.

ISAAKSON, L. D. ET MADSEN, R. W. (1976). *Markov Chains. Theory and Applications.* John Wiley and Sons.

JOBS, I. (1995). "Influence des risques de défaillance sur la stratégie d'exploitation d'un réservoir. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de montréal, Montréal. 190p.

JONHSON, B. B. ET VINCENT, T. C. (1987). *The Social and Cultural Construction of Risk : Essays on Risk Selection and Perception.* Technology, Risk and Society. D. Reidel Publishing Company.

KAHNEMENT, D., SLOVIC, P., ET TVERSKY, A. (1982). *Judgment under Uncertainty.* Cambridge University Press, Cambridge. 555p.

KAPLAN, S. (1997). "The world of risk analysis." *Risk Analysis*, 17, 407–417.

KAVVAS, M. L. (1982a). "Stochastic trigger model for flood peaks 1. development of the model." *Water Resources Research*, 18(2), 383–398.

KAVVAS, M. L. (1982b). "Stochastic trigger model for flood peaks 2. application of the model to the flood peaks of the Goksu-Karahacili." *Water Resources Research*, 18(2), 383–398.

KAVVAS, M. L. ET DELLEUR, J. W. (1981). "A stochastic cluster model of daily rainfall sequences." *Water Resources Research*, 17(4), 1151–1160.

KELMAN, J., STEDINGER, J. R., COOPER, L. A., HSU, E., ET YUAN, S. (1990). "Sampling stochastic dynamic programming applied to reservoir operation." *Water Resources Research*, 26(3), 447–454.

KITE, G. W. (1977). *Frequency and Risk Analysis in Hydrology*. Water Resources Publications. Fort Collins, Colorado.

KLETZ, T. (1992). *Hazop and Hazan : Identfying and Assessing Process Industry Hazards*. Rugby, Warwickshire. 150p.

KOCH, R. W. (1985). "A stochastic streamflow model based on physical principles." *Water Resources Research*, 21(4), 545–553.

KONECNY, F. (1991). "On the shot noise streamflow model and its applications." *Stochastic Hydrology and Hydraulics*, 6, 289–303.

KROEKER, M. ET PLESA, V. . (1995). "Probabilities of extreme floods." *How Safe is Your Dam ? Is It Safe Enough ? An Introduction to Risk-Based Dam Safety Evaluation*, Report N° MEP11-5, B. C. Hydro, Maintenance, Engineering and Projects. Burnaby, B.C. pagination multiple.

KRZYSTOFOWICZ, R. (1983). "A bayesian markov model of the flood forecast process." *Water Resources Research*, 19, 1455–1465.

LACROIX, C. (1994). "L'utilisation des règles d'opération pour la gestion des systèmes de réservoirs. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal. 151p.

LAGADEC, P. (1991). *La Gestion Des Crises : Outils de Réflexion À L'usage Des Décideurs*. McGraw-Hill, Paris, Montréal. 326p.

LAVALLÉE, D., MARCHE, C., ET QUACH, T. T. (2000). "De nouvelles approches pour quantifier le risque de rupture d'un aménagement." *Revue Canadienne de Génie Civil*, 27, 1217–1229.

LE LOU, H. ET COHEN, V. (1988). "Théorie et pratique de la décision : Débat sur l'analyse du risque." *Gérer Le Risque*, Les cahiers du collège des ingénieurs.

LEE, F. P. (1996). *Loss Prevention in the Process Industries : Hazard Identification, Assessment and Control*. Butterworth Heineman, Oxford, second edition. 503p.

LIBRAIRIE LAROUSSE (1997). *Petit Larousse Illustré*. Librairie Larousse, Paris.

LOUCKS, D. P. ET SIGVALDASON, O. T. (1982). "Multiple-reservoir operation in North America." *The Operation of Multiple Reservoir Systems*, Z. Kaczmarek et J. Kindler, eds., International Institute for applied systems analysis, Luxembourg, Austria.

MARCHE, C., QUACH, T. T., ET ROBERT, B. (2001). "Différentes méthodes de minimisation du risque de rupture d'un aménagement hydraulique." *Les Actes Du Congrès Annuel 2001 de l'ACB. Les Barrages : Équilibrer Les Effets Sociaux, Environnementaux et Économiques.*, Fredericton, Nouveau-Brunswick. Association canadienne des barrages.

MATALAS, N. C. (1967). "Mathematical assessment of synthetic hydrology." *Water Resources Research*, 3(4), 937–947.

MATALAS, N. C. ET JACOBS, B. (1964). "A correlation procedure for augmenting hydrologic data. U.S. Geological Survey professionnal paper. 434-E.

McBEAN, E. A., FORTIN, J. M., DING, J., ET MOULTON, R. (1988). "Adjustemnt factors for flood damages curves." *Journal of Water Resources Planning and management*, 114(6), 613–623.

McCORNICK, N. (1981). *Reliability and Risk Analysis, Methods and Nuclear Power Applications*. Academic Press, Orlando. 446p.

McDONALD, L. A., HARTFORD, D. N. D., ET BOWLES, D. S. (1999). "Risk assessment as an aid to dam safety management. Draft version.

McLEOD, A. I. ET SALES, P. R. H. (1983). "An algorithm for approximate likelihood calculation for ARMA and seasonal ARMA models." *Applied Statistics*, 211–223.

MEHR, R. I. ET HEDGES, B. A. (1974). *Risk Management : Concepts and Application*. Irwin Series in Insurance and Economic Security. Richard D Irwin, Dorsey. 726p.

MINISTERE DE L'AGRICULTURE (FRANCE) (1960). "Commission d'enquête du barrage Malpasset : Rapport définitif."

MINISTÈRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE ET DE L'ENVIRONNEMENT (France) (2001). "Site Internet : Http ://www.environnement.gouv.fr/dossiers/risques/risques-majeurs. octobre 2001.

MONTAGUE, P. (1999). "The waning days of risk assessment." *Rachel's Environment & Health weekly*, (652). http ://www.rachel.org/bulletin/.

MOYAL, J. E. (1962). "The general theory of stochastic population processes." *Acta Mathematica*, 108(1-31).

MÜNCHENER-RÜCKVERSICHERUNGS-GESELLSCHAFT (1997). *Inondations et Assurances*. Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft, Munich. 71p.

MURONNE, F., ROSSI, F., ET CLAPS, P. (1992). "A conceptually-based multiple shot noise model for daily streamflows." *Proceedings of the Sixth IAHR International Symposium on Stochastic Hydraulics, Taipei, Taiwan*. 857–864.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL (1985). *Safety of Dams : Flood and Earthquake Criteria*. National Academy Press, Washington, D. C.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL (1988). *Estimating the Probabilities of Extreme Floods. Methods and Recommended Research*. National Academy Press, Washington, D.C.

NEWTON, D. W. (1983). "Realistic assessment of maximum flood potentials." *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(6), 905–918.

ORGANISATION MÉTÉOROLOGIQUE MONDIALE (1969). *Estimation of Maximum Floods. A Report of a Working Group of the Commission for Hydrométéorology.* Secretariat of the World Meteorological Organization, Geneva. 288p.

PACKER, M. et ALLRED, C. (1978). "Teton dam failure : Experience in disaster response." *Journal of Water Planning and Management*, 104(1), 275–279.

PANKRATZ, A. (1983). *Forecasting With Univariate Box and Jenkins Models; Concepts and Cases.* John Wiley & Sons, New York.

PARZEN, E. (1962). *Stochastic Processes.* Holen-Day, San-Francisco.

PATÉ-CORNEL, M. ET TAGARAS, G. (1986). "Risk costs for new dams : Economic analysis and effects of monitoring." *Water Resources Research*, 22(1), 5–14.

PENMAN, A. (1977). "The failure of Teton dam." *Ground engineering*, 10(7), 18–27.

RIBEIRO, J. (1994). "Etude de quelques problèmes reliés à l'estimation des débits de crue," Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.

RICE, J. (1977). "On generalized shot noise." *Advances in Applied Probability*, 9, 553–565.

ROBERT, B. (1989). "Un système expert d'aide à la conception hydraulique," Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.

ROBERT, B., MARCHE, C., ET ROUSSELLE, J. (2001). "Outils d'aide à la décision pour les plans de gestion des aménagements hydroélectriques." *Les Barrages : Équilibrer Les Effets Sociaux, Environnementaux et Économiques*, Les actes du congrès annuel 2001 de l'ACB.

ROUSSELLE, J. (1972). "On some problems of flood analysis," Thèse de doctorat, Colorado State University.

ROWE, W. D. (1977). *An Anatomy of Risk.* Wiley Series in System Engineering and Analysis. John Wiley & Sons, New York.

SALAS, J. D., DELLEUR, J. W., YEVJEVICH, V., ET LANE, W. L. (1980). *Applied Modeling of Hydrologic Time Series.* Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.

SALAS, J. D. ET SMITH, R. A. (1980). "Uncertainties in hydrologic time series analysis." *Proceeding of the ASCE Spring Meeting, Portland, Oregon,.*

SALMON, G. M. ET HARTFORD, D. N. D. (1995). "Risk analysis for dam safety." *How Safe is Your Dam ? Is It Safe Enough ? An Introduction to Risk-Based Dam-Safety Evaluation*, Report N° MEP11-5, B. C. Hydro, Maintenance, Engineering and Projects. Burnaby, B.C. pagination multiple.

SCHWARTZ, F. (1978). "Estimating the dimension of a model." *Annals of statistics*, 6, 461–464.

SEDERBERG, P. (1984). *The Politics of Meaning : Power and Explanation in the Construction of Social Reliability*. University of Arizona Press, Tucson. 294p.

SERVICE DE L'HYDROMÉTRIE DU QUÉBEC (1969). *Rivière Harricana : Révision Des Débits Journaliers de 1914-1966*. Direction Générale des eaux, Québec.

SIMONOVIC, S. P. (1996). "Decision support sytems for sustainable management of water resources." *Water International*, 21, 223-232.

SOBEK (1998). *DOMINO, Guide de L'usager, Version 1.5*. Rédigé pour Hydro-Québec, Barrages et ouvrages civils, Expertise et support technique.

SPIELLMANN, N. (1994). "Élaboration d'un système à base de connaissances pour la préparation de mesures d'urgence en cas d'inondation. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal. 170p.

STATSOFT, INC. (1996). *STATISTICA for Windows [Computer Program Manual]*. Tulsa, OK.

STEDINGER, J. R., HEATH, D. C., ET THOMPSON, K. (1996). "Risk analysis for dam safety evaluation : Hydrologic risk." *Report No. 96-13-16*, Institute of Water Resources. 51p.

THOMAS, H. A. ET FIERING, M. B. (1962). "Mathematical synthesis of streamflows sequences for the analysis of river basins by simulation." *Design of Water Resources Systems*, A. e. A. Mass, ed., Cambridge, Massachusetts. Harvard University Press, 459–493.

TODOROVIC, P. (1978). "Stochastic models of floods." *Water Resources Research*, 14(2), 345–356.

TODOROVIC, P. ET ROUSSELLE, J. (1971). "Some problems of flood analysis." *Water Resources Research*, 7(5), 1144–1150.

TODOROVIC, P. ET WOOLHISER, D. A. (1987). "A shot noise model of streamflow." *Flood Hydrology*, V. P. Singh, ed. D. Reidel Publishing Company.

TORTEROTOT, J. P. (1993). "Le coût des dommages dûs aux inondations : Estimation et analyse des incertitudes, vol 1 et 2," Thèse de doctorat, École Nationale de Ponts et Chaussées.

TREIBER, B. ET PLATES, E. J. (1977). "A stochastic model for the simulation of daily flows." *Hydrological Sciences Bulletin*, 22(3), 172–175.

TREMBLAY, M. (1989). "Gestion du risque dans l'exploitation des systèmes hydriques," Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.

UNITED NATIONS (1964). *Manual of Standards and Criterias for Planning Water Resources Projects*. Water Resources Series No 26. United Nations, New York. 130p.

UNITED NATIONS, ed. (1984). *Proceedings of the Seminar on Flood Vulnerability Analysis and on the Principles of Flood Plain Management for Loss Prevention*. Water Resources Series No 58. United Nations, New York.

UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION (1973). *Proceedings, Engineering Foundation Conference : Maintenance and Rehabilitation of Dams*. USBR, Asilomar, Pacific Grove, California. 946p.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1966). "Policies and procedures pertaining to the determination of spillway capacities and freeboards allowance for dams." *Report No. Ec/110-2-27*, U.S. Army Corps of Engineers.

VACHON, C. (1999). *Les Risques Technologiques : l'état de la Question*. Séries Scientifiques. CIRANO, Montréal. 29p.

VACHON, C. ET SINCLAIR-DESGAGNÉ, B. (1999). "Dealing with major technological risks." Chapitre à paraitre dans le livre Principles of environmental and Resource Economics, Éditions Edward Elgar, seconde édition.

VAN NOORTWICJK, J. M., KOCK, M., ET COOKE, P. M. (1995). "Optimal decisions that reduce flood damages along the Meuse : An uncertainty analysis." *Report No. 491*, Delft hydraulic laboratory. 24p.

VICK, S. ET WATT, B. (1994). "Decision analysis for ground liquefaction improvement." *Risk and Reliability in Ground Engineering*, T. T. B. Skipp, ed., London.

WANKPO, E. T. (1996). "Exploitation numérique de l'évolution du risque de défaillance dans l'exploitation d'un système hydrique. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal. 223p.

WEISS, G. (1974). "Shot noise models for synthetic generation of multisite daily streamflow data." *Proceeding of the Madrid Symposium, June 1973, Unesco-OMM-IAHS.* 457–467.

WEISS, G. (1977). "Shot noise models for the generation of synthetic streamflow data." *Water Resources Research*, 13(1), 101–108.

WURB, R. A. (1991). "Optimisation of multipurpose reservoir system operation : A review of modelling and analysis approaches." *Research Document 34*, U.S. Army Corps of Engineers.

WURB, R. A., TIBETS, M. N., CABZAS, L. M., ET ROY, L. C. (1985). "State of the art review and annotated bibliography of system analysis applied to reservoir operation." *technical report 136*, Water Resources Institute, Texas.

YAKOWITZ, S. (1979). "A non-parametric markov model for daily river flows." *Water Resources Research*, 29(7), 1035–1044.

YAPO, P., SOROSHIAN, S., ET GUPTA, V. (1993). "A markov chain model for flood forecasting." *Water resources Research*, 29(7), 2427–2436.

YEH, W. (1985). "Reservoir management and operation models : The state-of-the-art review." *Water Resources Research*, 21(12), 1797–1818.

YEVJEVICH, V. (1965). "The application of surplus,deficit and range in hydrology.", Colorado State Univeristy, Fort Collins, Colorado. Hydrology Paper 10.

ANNEXE I

DÉRIVATION DES PROPRIÉTÉS DE ξ_T

La démonstration suivante est due à Ribeiro (1994). Il pose :

$$\xi_t = \sum_{0 \le \iota_n \le t} W(t, \iota_n, Y_n) = \sum_{0 \le \iota_n \le t} w(t - \iota_n, Y_n). \tag{I.1}$$

Sa fonction caractéristique est donnée par

$$\Phi_{\xi_t} = E[e^{i\xi_t z}] = \sum_{n=0}^{\infty} E[e^{i\xi_t z} | N_e(t) = n] P(N_e(t) = n) \tag{I.2}$$

où

$$E[e^{i\xi_t z} | N_e(t) = 0] = 1 \tag{I.3}$$

Soit $H(.)$ la fonction de répartition de l'amplitude des excitations. Une propriété bien connue des processus de Poisson veut que si $N_e(t) = n$, les temps d'arrivée des signaux

soient indépendants les un des autres.

$$E[e^{i\xi_t z}|N_e(t)=n] = (E[e^{i\xi_t z}|N_e(t)=1])^n = (\frac{1}{t}\int_0^t \phi(u,z)du)^n \tag{I.4}$$

avec

$$\phi(u,z) = \int_0^\infty e^{izw(u,x)}dH(x) \tag{I.5}$$

En supposant que le taux d'arrivée des signaux suit la loi de Poisson de paramètre λ, les équations (I.2) et (I.4) donnent :

$$\Phi_{\xi_t}(z) = \sum_{n=0}^{\infty}(\frac{1}{t}\int_0^t \phi(u,z)du)^n e^{-\lambda t}\frac{(\lambda t)^n}{n!} = e^{-\lambda\int_0^t(1-\phi(u,z))du} \tag{I.6}$$

Sous réserve que $E[w^2(u,x)] \leq \infty$, la moyenne et la variance de ξ_t peuvent être trouvées en utilisant la première et la seconde dérivée de sa fonction caractéristique à $z=0$.

$$E[\xi_t] = \lambda\int_0^t\int_0^\infty w(u,x)dH(x)du \tag{I.7}$$

$$Var(\xi_t) = \lambda \int_0^t \int_0^\infty (w(u,x))^2 dH(x)du \tag{I.8}$$

La dérivation de la fonction d'autocovariance est un peu plus compliquée et on renvoie le lecteur à la formulation générale donnée par Parzen (1962, p. 147) :

$$Cov(\xi_t, \xi_{t+\delta}) = \lambda \int_0^t \int_0^\infty w(u,x)w(u+\delta,x)dH(x)du. \tag{I.9}$$

L'application du modèle aux débits en rivière nécessite le choix d'une famille de fonctions de réponse $W(.,.)$. Comme la courbe de récession des hydrogrammes de crue a l'allure d'une exponentielle, nous considérons que des fonctions de réponse avec une décroissance exponentielle sont adéquates :

$$w(u,x) = xe^{-u/c}; \quad u > 0, c > 0 \tag{I.10}$$

Dans l'équation (I.10), la constante c caractérise le cours d'eau ; $w(u, \chi)$ est l'effet résiduel sur le débit d'un signal d'amplitude χ après un temps u. Plus c est grand, plus l'effet résiduel restera longtemps perceptible. Le débit en rivière peut de ce fait être

représenté par :

$$\xi_t = \sum_{0 \leq \tau_n \leq t} \chi_n e^{-(t-\tau_n)} \tag{I.11}$$

On prendra comme distribution de l'amplitude des signaux H(.) comme l'exponentielle de moyenne $1/\mu$. On a :

$$\phi(u, z) = \frac{\mu}{\mu - ize^{-t/c}} \tag{I.12}$$

$$\Phi_{\xi_t}(z) = (\frac{\mu - ize^{-\frac{t}{c}}}{\mu - iz})^{\lambda c} \tag{I.13}$$

La moyenne et la variance sont données par :

$$E[\xi_t] = \frac{1}{i}\frac{d}{dz}\Phi_{\xi_t}(0) = \frac{\lambda c}{\mu}(1 - e^{-\frac{t}{c}}) \tag{I.14}$$

$$VAR[\xi_t] = -\frac{d^2}{dz^2}\Phi_{\xi_t}(0) - (E[\xi_t]^2) = \frac{\lambda c}{\mu^2}(1 - e^{-\frac{2t}{c}}) \tag{I.15}$$

La covariance est trouvée en substituant (I.12) dans (I.11) :

$$COV(\xi_t, \xi_{t+\delta}) = \frac{\lambda c}{\mu} e^{-\frac{\delta}{c}} (1 - 2e^{-\frac{2t}{c}}) \qquad \text{(I.16)}$$

ANNEXE II

PROPRIÉTÉS DU DÉVELOPPEMENT EN SÉRIE ENTIÈRE DE F_{ξ_T}

On se propose de démontrer que le développement en série entière de f_{ξ_t} possède les propriétés suivantes :

- il converge uniformément sur tout intervalle $[0, b]$;
- l'erreur commise en confondant f_{ξ_t} avec la série tronquée au rang n est de l'ordre de $C_1 \frac{(C_2)^n}{(n-1)!}$, C_1 et C_2 étant des constantes dépendant de b et de μ.

Ces deux propriétés nous permettent de calculer f_{ξ_t} numériquement avec la précision désirée. Pour cela, on pose :

$$U_n = \frac{\prod_{j=0}^{n-1} \lambda c - j}{n!} (e^{\frac{t}{c}} - 1) * \frac{\mu}{\Gamma(n)} (\mu x)^{n-1} e^{-\mu x} \qquad \text{(II.1)}$$

On a :

$$f_{\xi_t}(x) = (\delta(x) + \sum_{n=1}^{\infty} U_n) \qquad \text{(II.2)}$$

On remarque que pour $x \in [0, b]$ on a :

$U_n \leq \frac{1}{b} * \frac{((e^{\frac{t}{c}} - 1)\mu b)^n}{\Gamma(n)} = V_n$ puisque $|x| \leq b$ et $\left| \frac{\prod_{j=0}^{n-1} \lambda c - j}{n!} \right| < 1$;

pour $k > \lambda c\ U_n{*}U_{n-1}0$;

la série $\sum V_n$ est de la forme $\sum \frac{x^n}{n!}$et est de ce fait convergente.

Ces trois points nous permettent de conclure (cf. Doneddu, 1968, ,p. 86) que la série est une série alternée qui converge uniformément sur l'intervalle $[0, b]$, et que l'erreur de troncature est inférieure à V_{n+1} qui est de la forme $C_1 \frac{(C_2)^n}{(n-1)!}$.

ANNEXE III

RELATION ENTRE L'ÉQUATION 6.6 ET LE NIVEAU DE CORRÉLATION DES CHOCS

On va démontrer que l'équation (4.15) implique que les chocs aux dates et $n\Delta t$ sont non corrélés. Les équations (4.15) et (6.3) sont valables indépendamment la date origine, que nous avons jusqu'ici prise comme $t = 0$. On peut donc sans perte de généralité mettre l'origine de la suite définie par l'équation (6.3) à $n - 2k$ en posant $X_{n-2k} = 0$, de facon à ce que X_{n-k} soit le choc à la date .Or on a :

$$\begin{aligned} COV(X_{n-k}, X_n) &= COV(X_{n-k}, X_{n-k}e^{-\frac{k\Delta t}{c}} + \xi_{k\Delta t}) \\ &= VAR(X_{n-k})e^{-\frac{k\Delta t}{c}} + COV(X_{n-k}, \xi_{k\Delta t}). \end{aligned} \tag{III.1}$$

Or l'équation (6.2) et l'équation (4.15) entraînent :

$$COV(X_{n-k}, X_n) = VAR(X_{n-k})e^{-\frac{k\Delta t}{c}}. \tag{III.2}$$

On déduit de (44) et (45) que :

$$COV(X_{n-k}, \xi_{k\Delta t}) = 0. \qquad \text{(III.3)}$$

C'est-à-dire que les chocs aux dates $(n + k)\Delta t$ et $n\Delta t$ sont non corrélés.

ANNEXE IV

PARAMÈTRES DU MODÈLE À LA STATION 022003

Tableau IV.1: Paramètres du modèle à la station 022003

Numéro	Début période	Fin période	c	λ	μ	$e^{-\lambda\Delta t}$	r_7
1	01-janv	09-févr	6,11	,33	1,523	9,94E-02	0,948
2	09-févr	18-avr	6,11	,177	1,069	2,89E-01	0,944
3	18-avr	12-mai	6,11	,631	1,975	1,21E-02	0,899
4	12-mai	09-sept	6,11	,287	1,437	1,34E-01	0,951
5	09-sept	25-nov	6,11	,401	1,617	6,06E-02	0,951
6	25-nov	31-déc	6,11	,531	1,852	2,44E-02	0,917

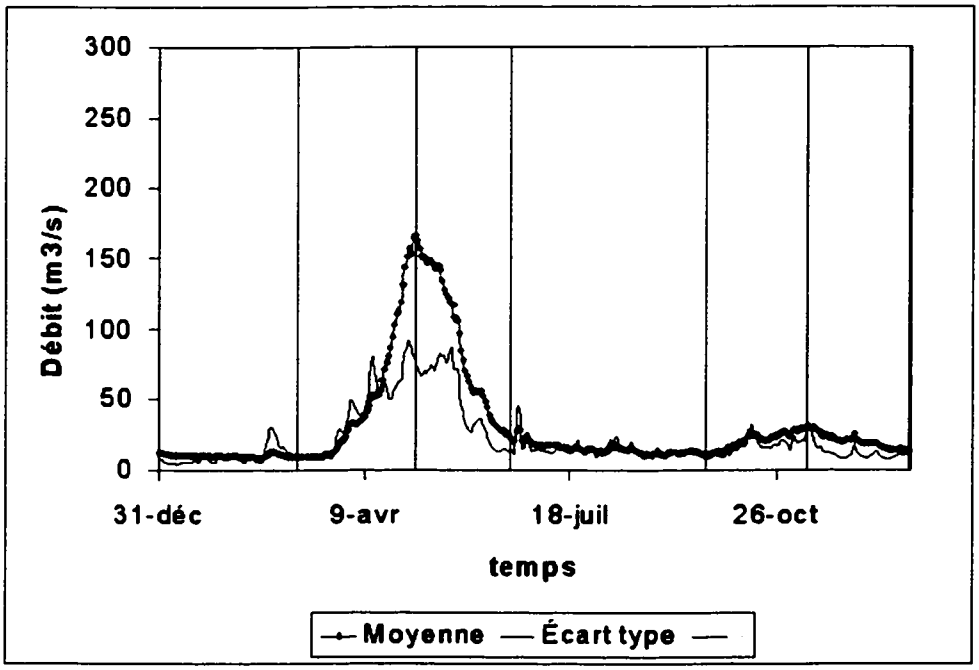
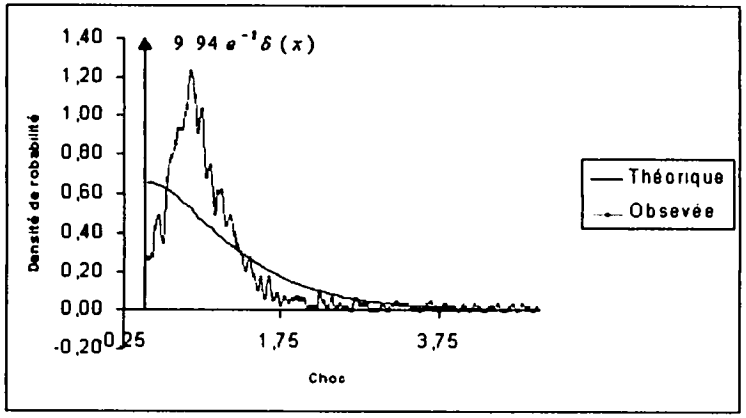
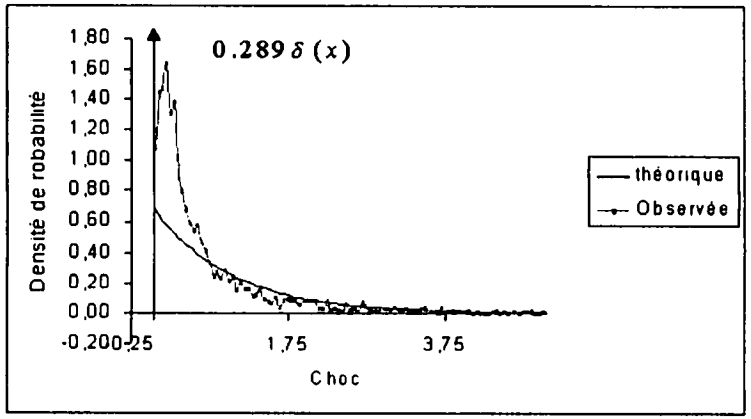


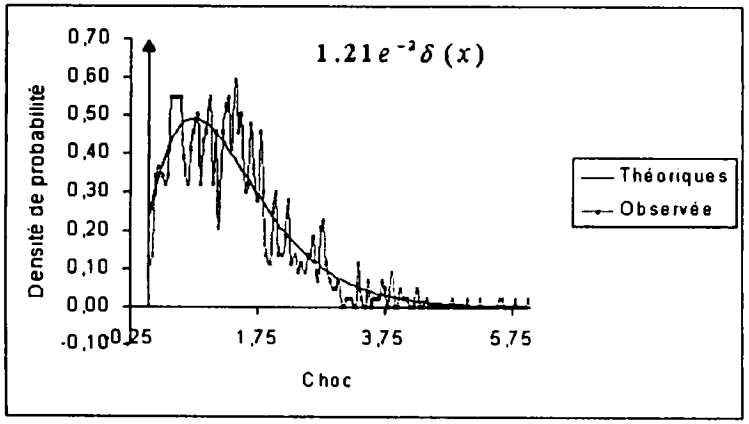
Figure IV.1: Découpage de l'année à la station 022003



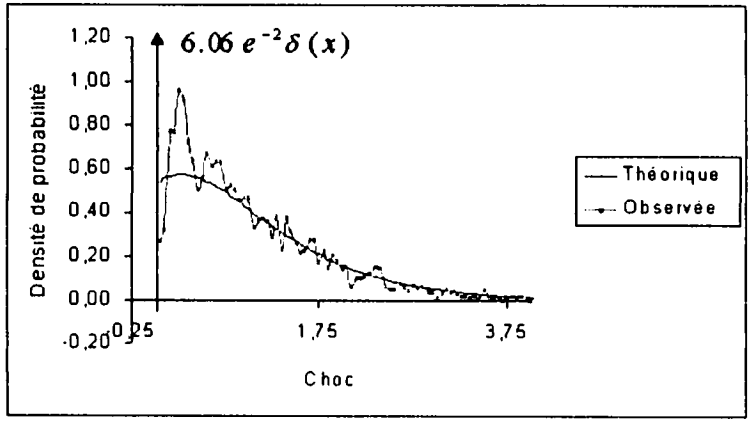
(a) Période 1



(b) Période 2

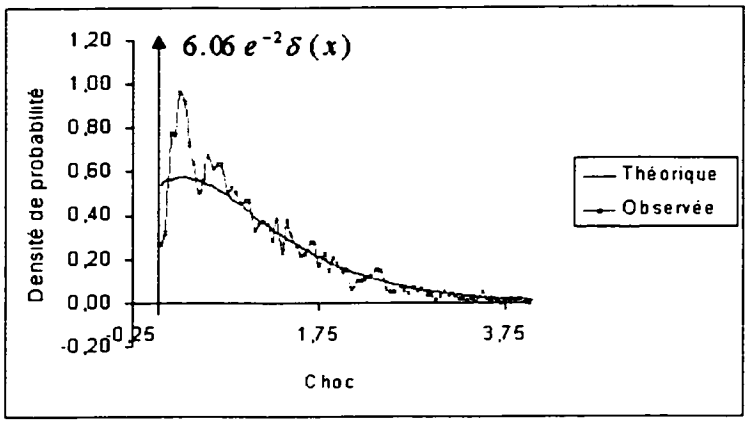


(c) Péridode 3

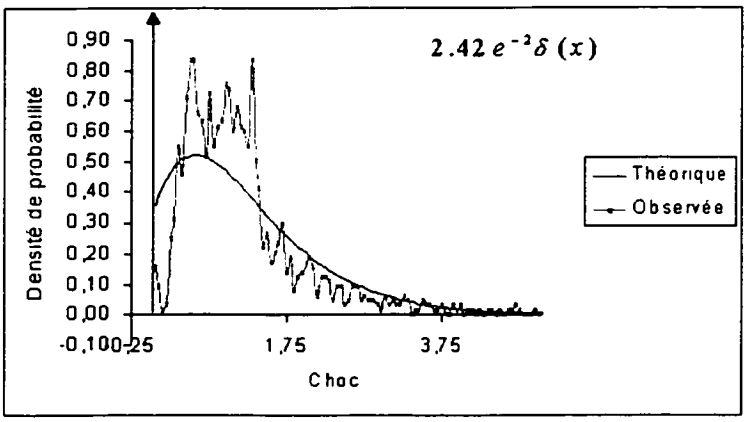


(d) Période 4

Figure IV.2: Station 022003-Densités de probabilité des chocs pour les périodes 1 à 4



(a) Période 5



(b) Période 6

Figure IV.3: Station 022003-Densités de probabilité des chocs pour les périodes 5 et 6

ANNEXE V

PARAMÈTRES DU MODÈLE À LA STATION 030234

Tableau V.1: Paramètres du modèle à la station 030234

Numéro	Début période	Fin période	c	λ	μ	$e^{-\lambda\Delta t}$	r_7
1	01-janv	09-févr	3,73	,211	,977	2,29E-01	0,954
2	09-févr	18-avr	3,73	,308	1,197	1,16E-01	0,965
3	18-avr	12-mai	3,73	,412	1,43	5,59E-02	0,924
4	12-mai	09-sept	3,73	,247	1,162	1,77E-01	0,946
5	09-sept	25-nov	3,73	,331	1,386	9,85E-02	0,959
6	25-nov	31-déc	3,73	,241	1,188	1,85E-01	0,947

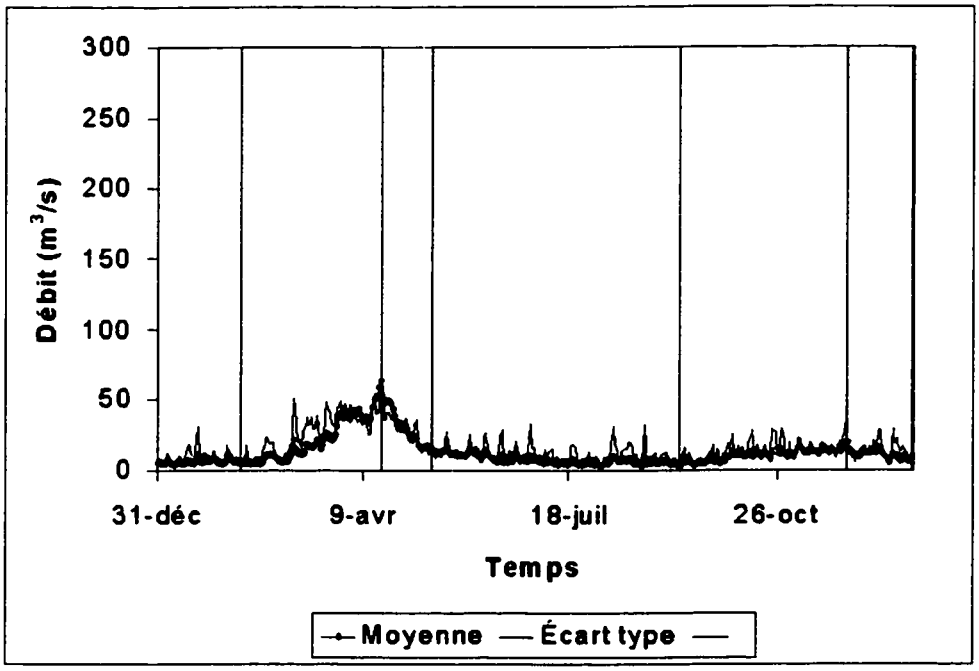
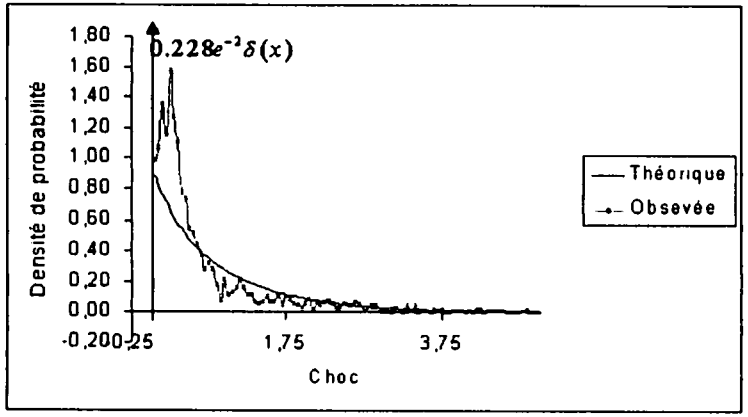
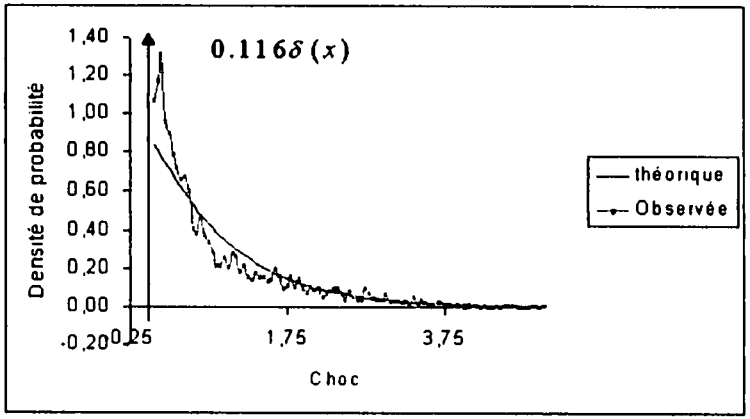


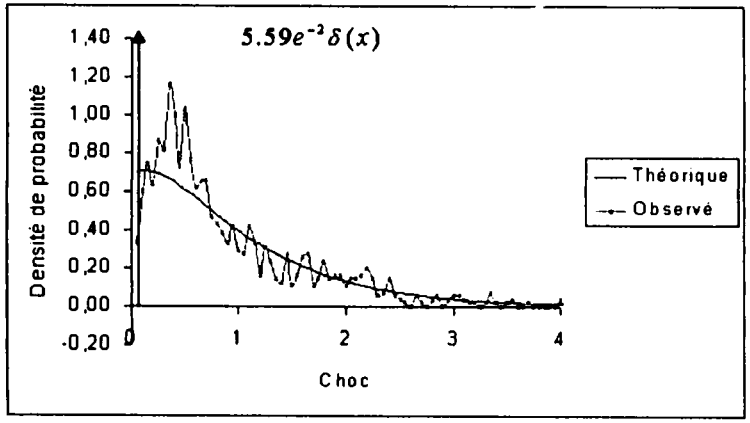
Figure V.1: Découpage de l'année à la station 030234



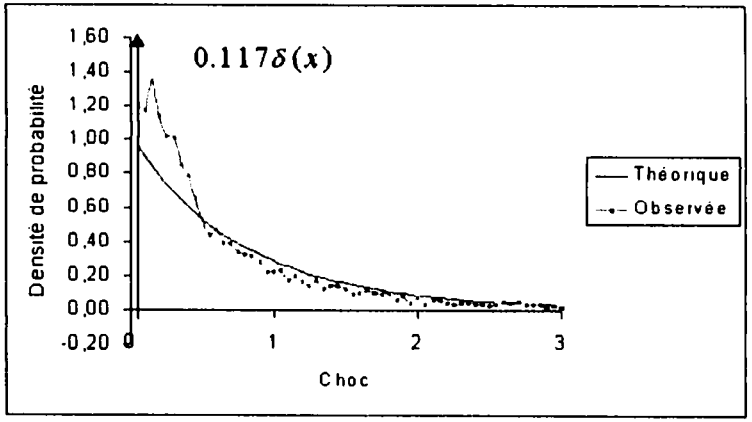
(a) Période 1



(b) Période 2

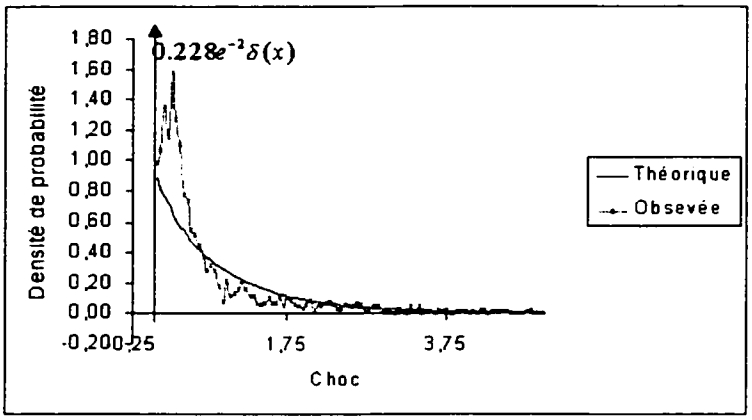


(c) Péridode 3

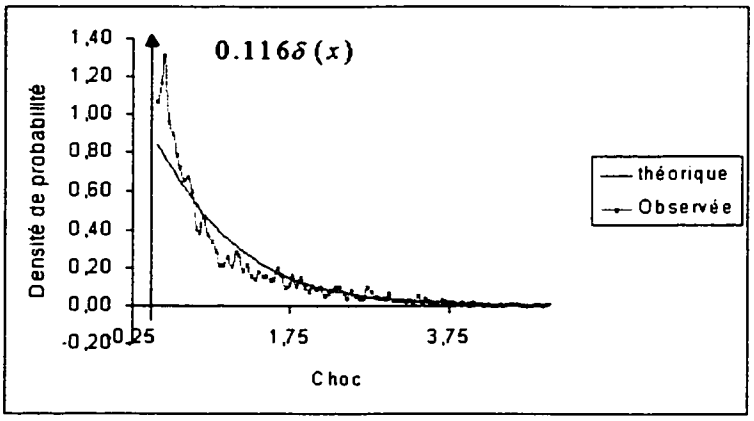


(d) Période 4

Figure V.2: Station 030234-Densités de probabilité des chocs pour les périodes 1 à 4



(a) Période 1



(b) Période 2

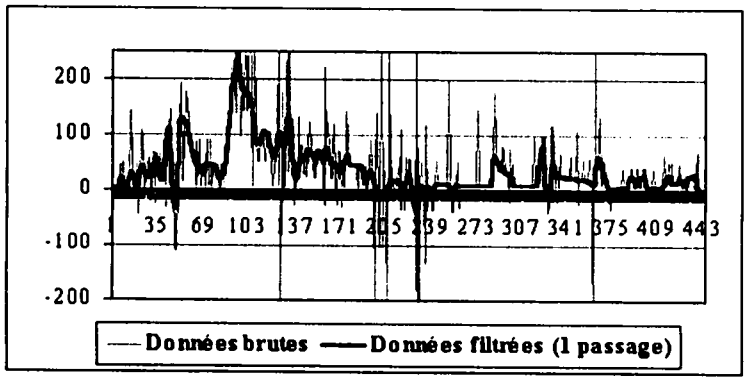
Figure V.3: Station 030234-Densités de probabilité des chocs pour les périodes 5 et 6

ANNEXE VI

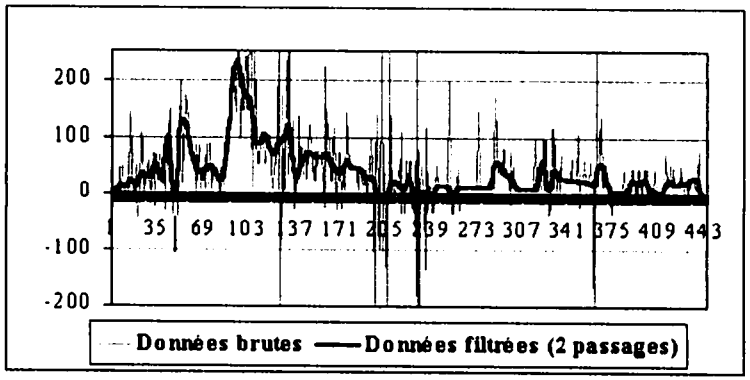
FILTRAGE DES DONNÉES DU RÉSERVOIR CABONGA

Le but du filtrage est d'atténuer le bruit dans une série de valeurs et d'effectuer ainsi un lissage. Le bruit est une série de fluctuations aléatoires qui viennent s'ajouter aux valeurs réelles de la variable mesurée. Il peut être causé par toutes sortes de facteurs : imprécisions dans la lecture, vent, etc. Au bruit fluctuations viennent s'ajouter des erreurs systématiques et des valeurs aberrantes ou absentes. Dans le cas d'une mesure de débit dans un réservoir, l'impact des erreurs systématiques est réduit puisque le débit est mesuré par la différence de volume d'eau entre deux mesures consécutives. Cependant une même différence de niveau correspond à des volumes d'eau différents selon l'altitude où on se trouve. Le filtre utilisé est le filtre T4253H décrit dans (StatSoft, Inc. , 1996) qui fournit une série lissée tout en préservant les caractéristiques essentielles de la série : son application comporte 7 étapes (1) un lissage de type médiane mobile à 4 points (2) un lissage de type médiane mobile à 5 points (3) un lissage de type médiane mobile à 3 points (4) un lissage de type moyenne pondérée à 3 points (coefficients de pondération 0.25 ; 0.5 ; 0.25) (5) calcul des résidus en soustrayant la série transformée de la série originale (6) répétition des étapes 1 à 4 à la série des résidus (7) addition des résidus transformés à la série transformée. Dans un lissage de type moyenne (rep. médiane) mobile à N points, chaque point de la série transformée est la moyenne (resp

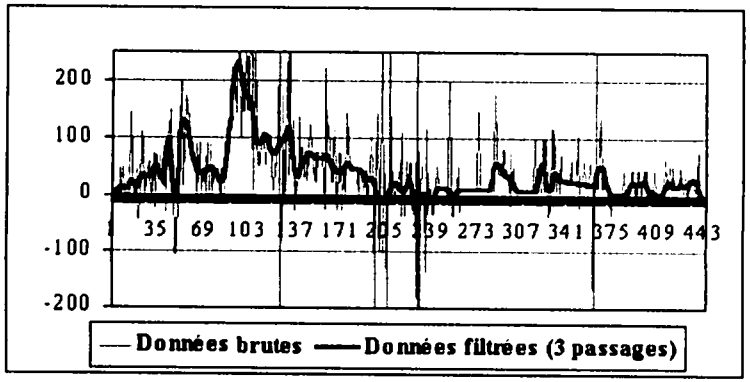
médiane) de N points adjacents. La figure VI.1 donne le résultat du passage du filtre sur les données de l'année 1981 à Cabonga. À partir du deuxième passage, le résultat est pratiquement stationnaire. Cala démontre la supériorité de ce filtre sur une simple lissage de type moyenne mobile ou médiane mobile qui tendront à applanir la série de données.



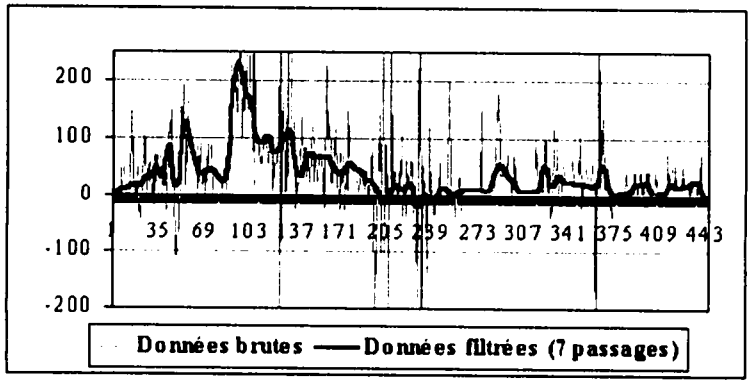
(a) 1 passage du filtre



(b) 2 passages du filtre

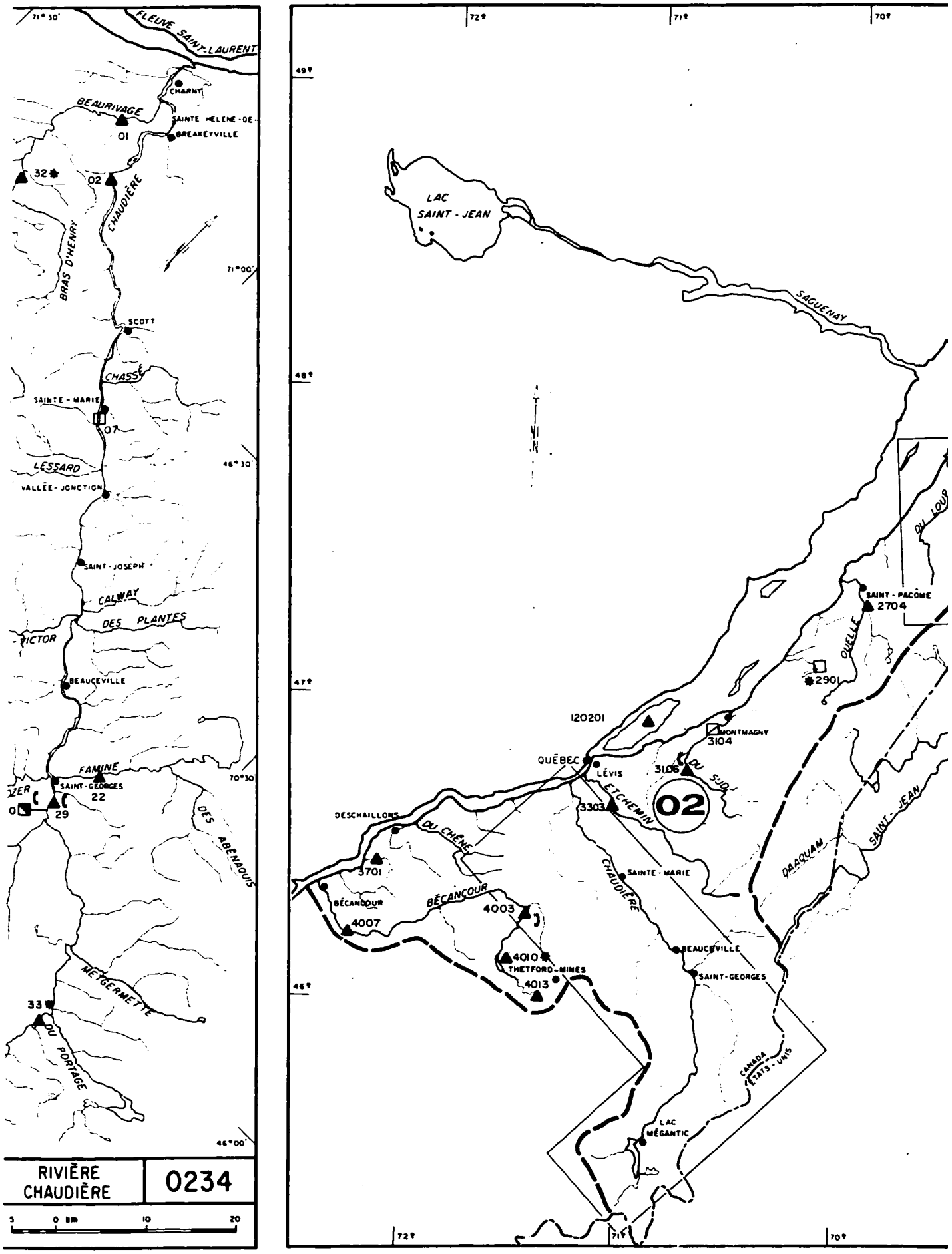


(c) 3 passage du filtre



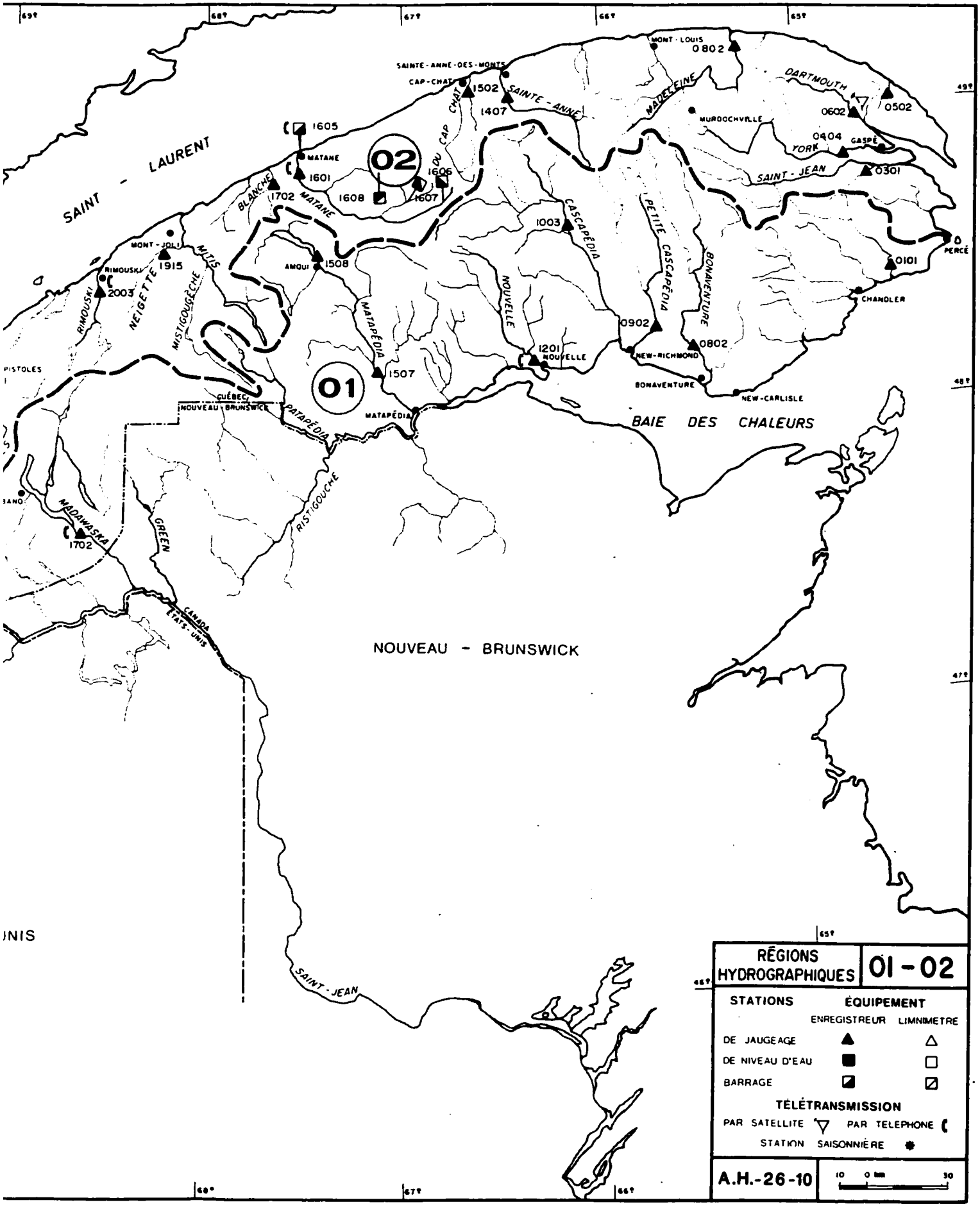
(d) 7 passages du filtre

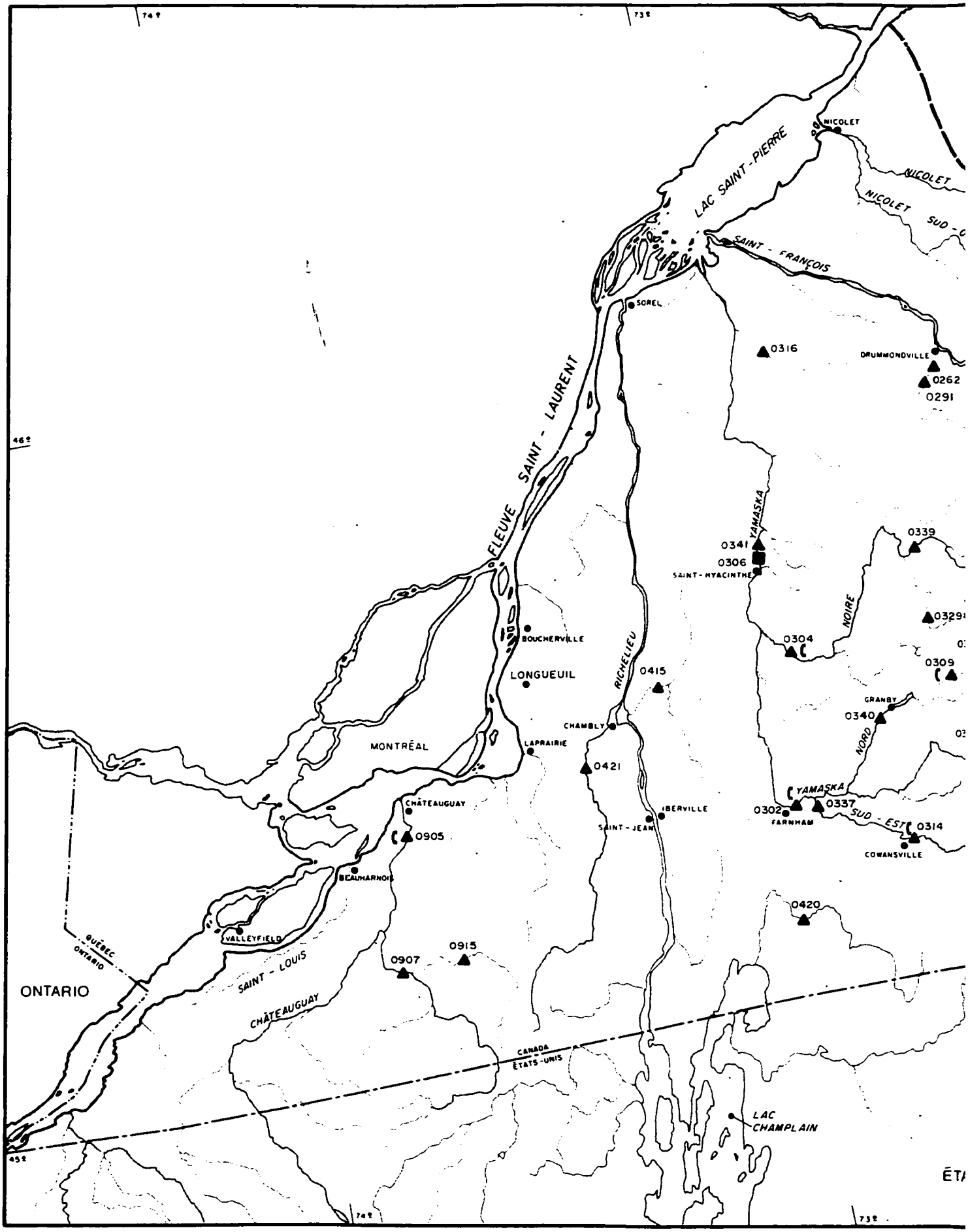
Figure VI.1: Filtrage des données au réservoir Cabonga

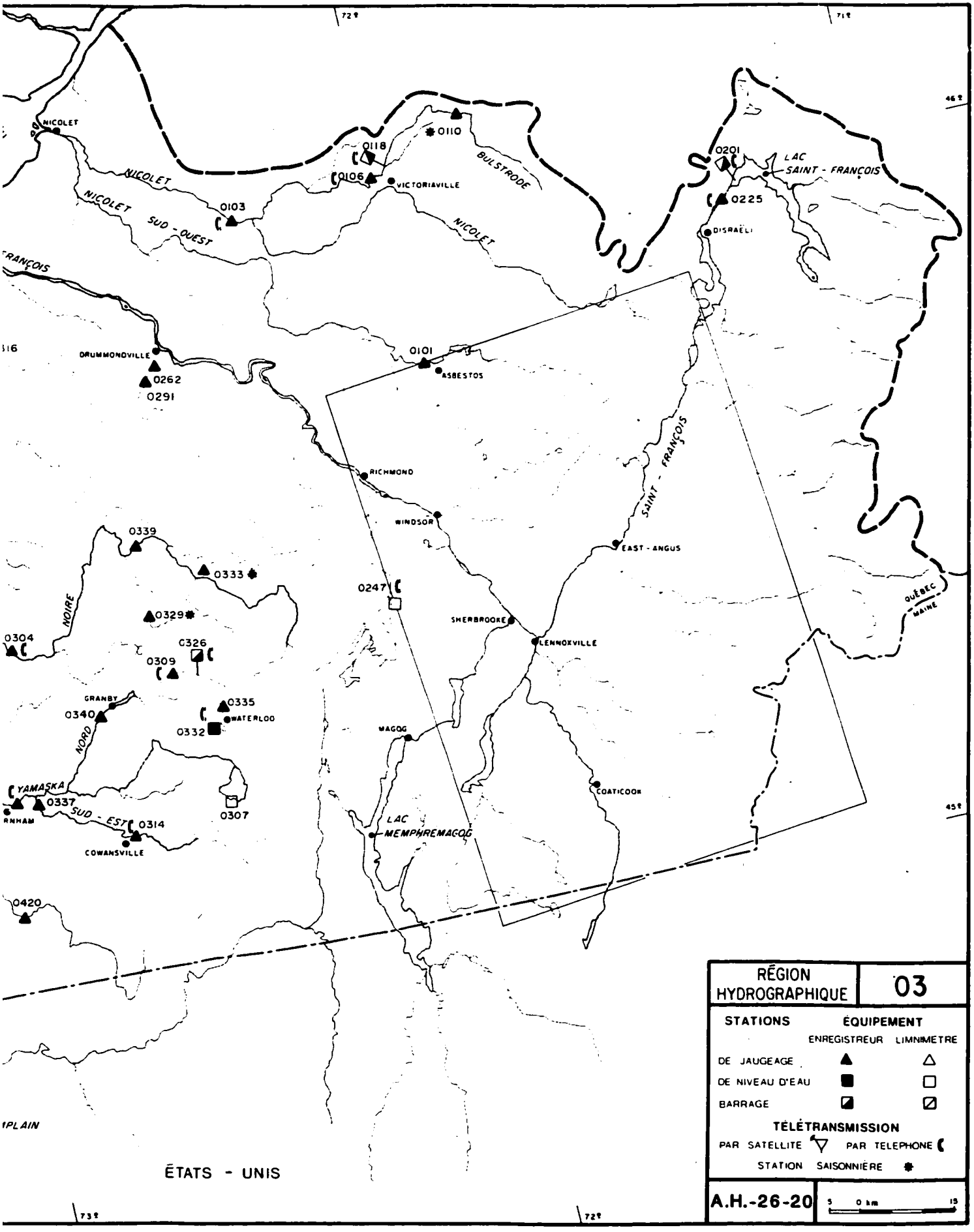


RIVIÈRE CHAUDIÈRE	0234

5 0 km 10 20


SAINT - LAURENT
SAINTE - ANNE - DES - MONTS
CAP - CHAT
1502
1407
SAINTE - ANNE
MADELEINE
MONT - LOUIS
0802
DARTMOUTH
0502
0602
MURDOCHVILLE
0404
YORK
GASPÉ
0301
SAINT - JEAN
1605
MATANE
02
1601
1606
1608
1607
DU CAP CHAT
BLANCHE
1702
MATANE
CASCAPÉDIA
1003
PETITE CASCAPÉDIA
BONAVENTURE
PERCÉ
0101
CHANDLER
MONT - JOLI
1915
RIMOUSKI
2003
NÉIGETTE
MITIS
MISTIGOUÈCHE
AMQUI
1508
MATAPÉDIA
1507
NOUVELLE
1201
NOUVELLE
0902
0802
NEW - RICHMOND
BONAVENTURE
NEW - CARLISLE
01
QUÉBEC
NOUVEAU - BRUNSWICK
PATAPÉDIA
MATAPÉDIA
BAIE DES CHALEURS
MEDAWASKA
1702
GREEN
RISTIGOUCHE
CANADA
ÉTATS - UNIS
NOUVEAU - BRUNSWICK
SAINT - JEAN
RÉGIONS HYDROGRAPHIQUES
01 - 02
STATIONS
ÉQUIPEMENT
ENREGISTREUR
LIMNIMETRE
DE JAUGEAGE
DE NIVEAU D'EAU
BARRAGE
TÉLÉTRANSMISSION
PAR SATELLITE
PAR TELEPHONE
STATION SAISONNIÈRE
A.H.-26-10
10 0 km 30


74°
73°
46°
45°
NICOLET
LAC SAINT - PIERRE
NICOLET
NICOLET SUD - O
SAINT - FRANÇOIS
SOREL
FLEUVE SAINT - LAURENT
0316
DRUMMONDVILLE
0262
0291
YAMASKA
0341
0306
SAINT - HYACINTHE
0339
NOIRE
0329
0304
0309
BOUCHERVILLE
LONGUEUIL
RICHELIEU
0415
GRANBY
0340
CHAMBLY
LAPRAIRIE
MONTRÉAL
0421
NORD
YAMASKA
0337
SUD - EST
0314
0302
FARNHAM
IBERVILLE
SAINT - JEAN
CHÂTEAUGUAY
0905
COWANSVILLE
BEAUHARNOIS
0420
VALLEYFIELD
QUÉBEC
ONTARIO
0915
0907
ONTARIO
SAINT - LOUIS
CHÂTEAUGUAY
CANADA
ÉTATS - UNIS
LAC
CHAMPLAIN
ÉTA



RÉGION HYDROGRAPHIQUE	03

STATIONS	ÉQUIPEMENT ENREGISTREUR	LIMNIMETRE
DE JAUGEAGE	▲	△
DE NIVEAU D'EAU	■	□
BARRAGE	◪	◪

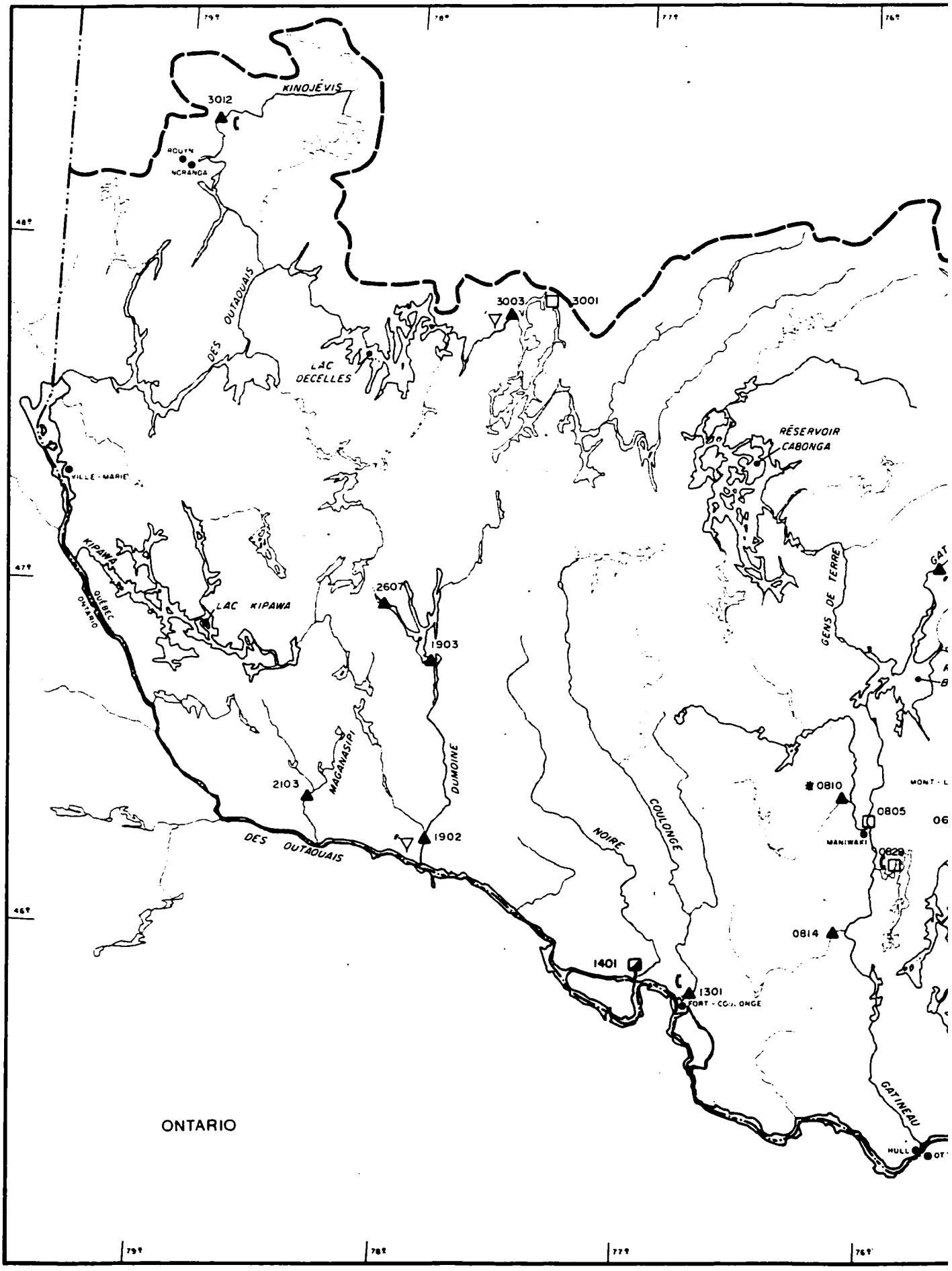
TÉLÉTRANSMISSION

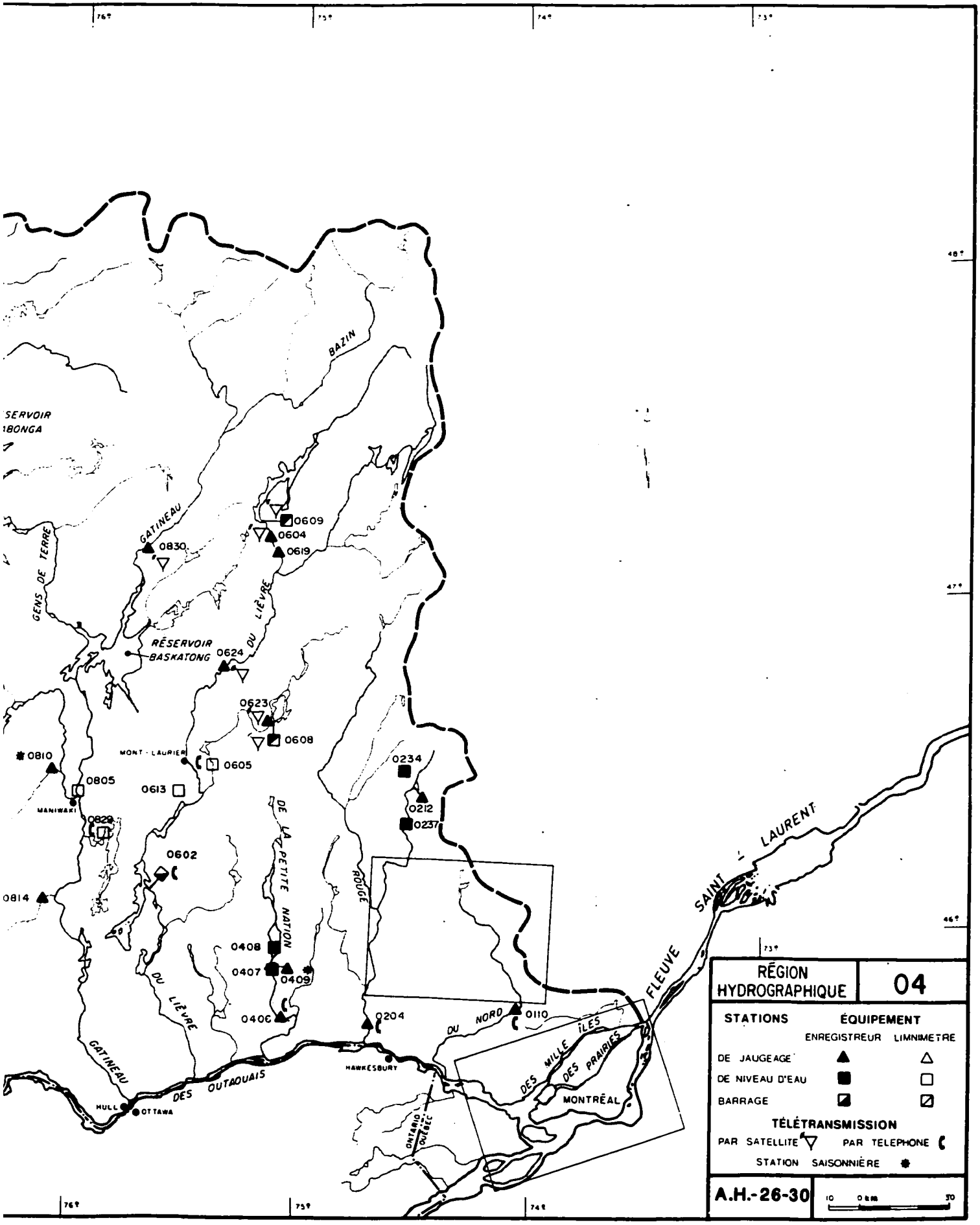
PAR SATELLITE ▽ PAR TELEPHONE (

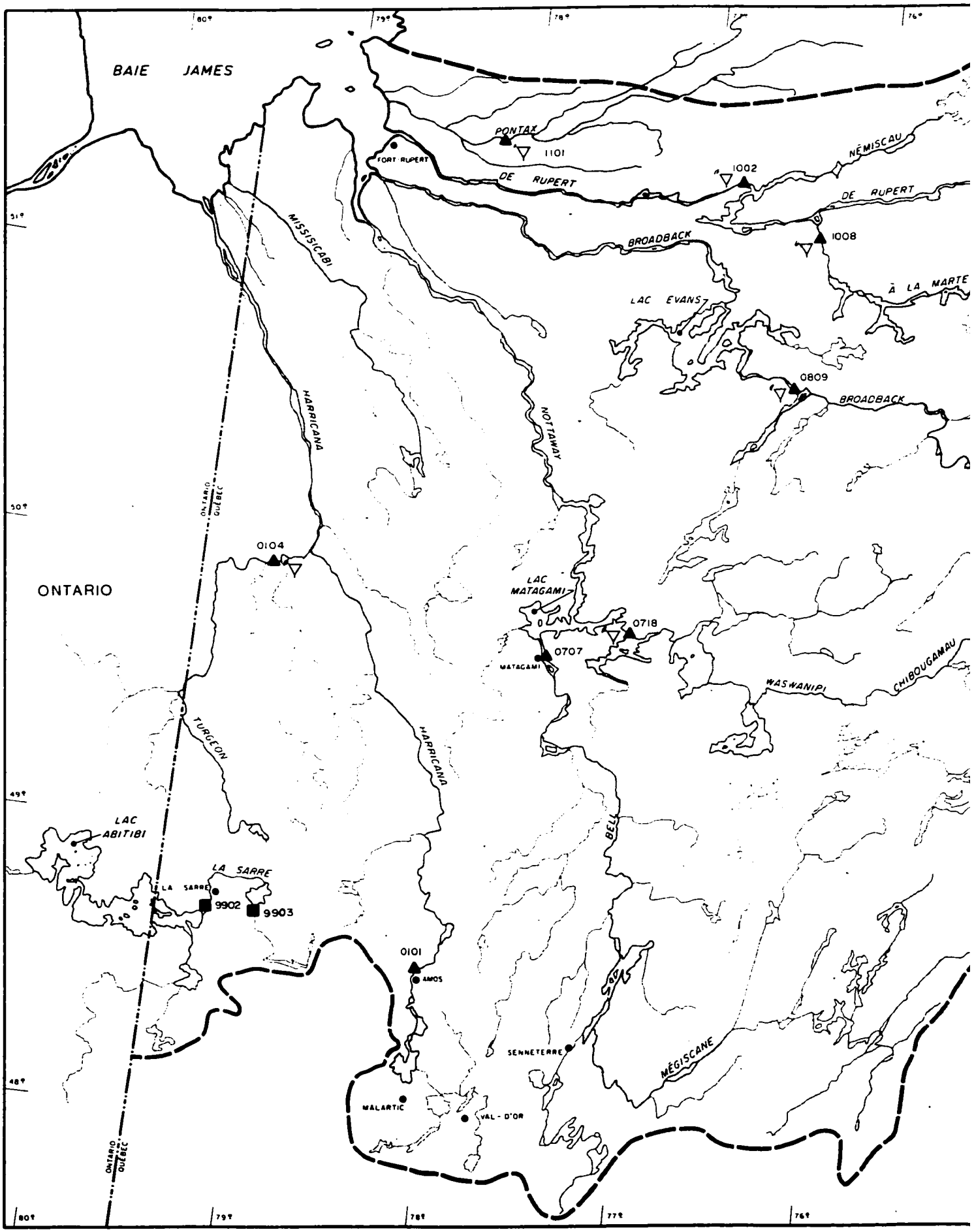
STATION SAISONNIÈRE ✸

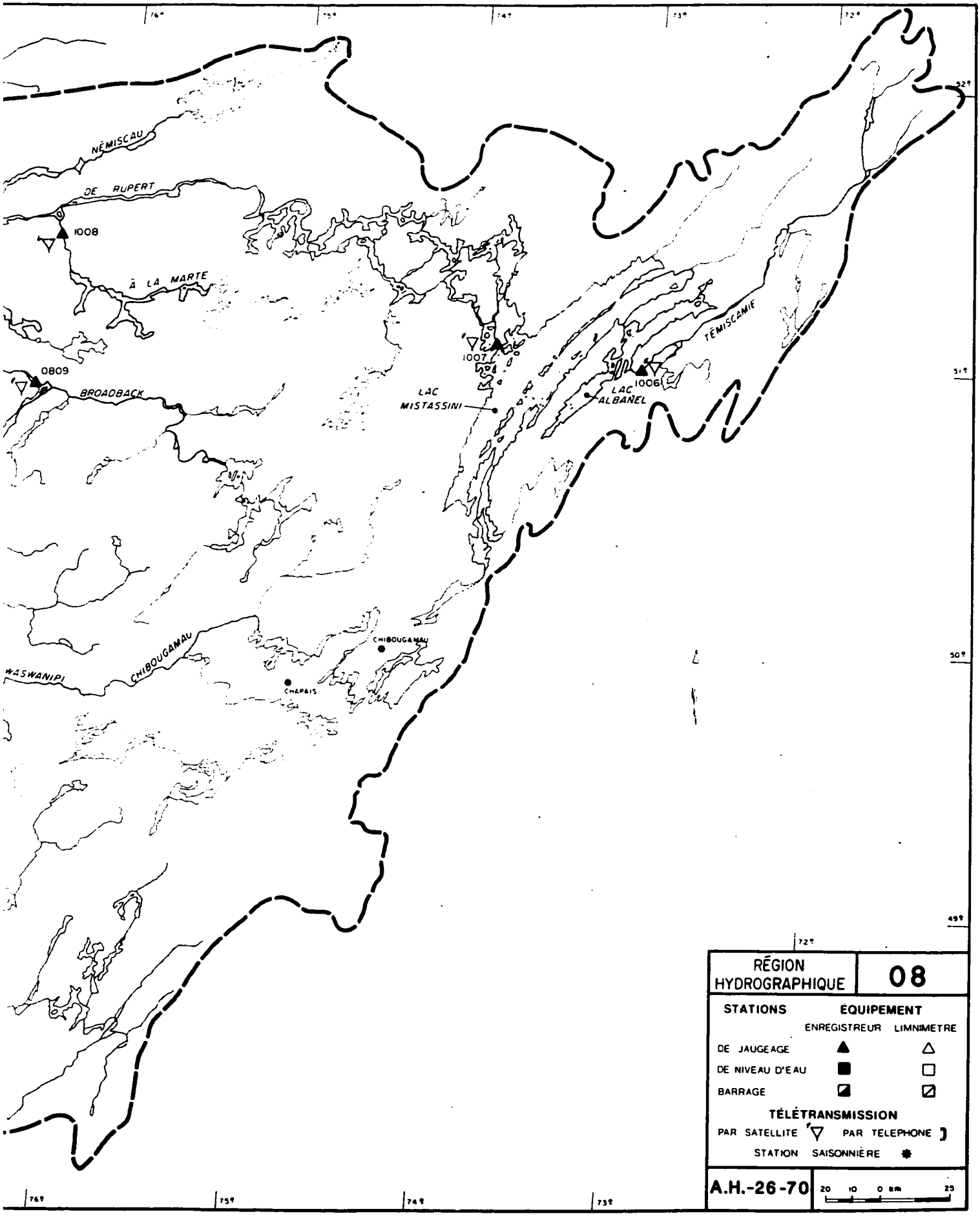
A.H.-26-20

5 0 km 15


KINOJÉVIS
3012
ROUYN
NORANDA
DES OUTAOUAIS
LAC DECELLES
3003
3001
RÉSERVOIR CABONGA
VILLE-MARIE
KIPAWA
QUÉBEC
ONTARIO
LAC KIPAWA
2607
1903
GENS DE TERRE
2103
MAGANASIPI
DUMOINE
1902
DES OUTAOUAIS
NOIRE
COULONGE
0810
0805
MANIWAKI
0828
0814
1401
1301
FORT-COULONGE
GATINEAU
HULL
ONTARIO
79°
78°
77°
76°
48°
47°
46°


BAZIN
SERVOIR
IBONGA
GATINEAU
0830
0609
0604
0619
GENS DE TERRE
DU LIÈVRE
RÉSERVOIR
BASKATONG
0624
0623
0608
MONT - LAURIER
0605
0810
0805
0613
MANIWAKI
0828
0602
0814
DE LA PETITE NATION
ROUGE
0234
0212
0237
SAINT - LAURENT
FLEUVE
0408
0407
0409
0406
0204
DU NORD
0110
DU LIÈVRE
GATINEAU
DES OUTAOUAIS
HAWKESBURY
HULL
OTTAWA
ONTARIO
QUÉBEC
ÎLES
DES MILLE
DES PRAIRIES
MONTRÉAL
76°
75°
74°
73°
48°
47°
46°
RÉGION HYDROGRAPHIQUE
04
STATIONS
ÉQUIPEMENT
ENREGISTREUR
LIMNIMÈTRE
DE JAUGEAGE
DE NIVEAU D'EAU
BARRAGE
TÉLÉTRANSMISSION
PAR SATELLITE
PAR TÉLÉPHONE
STATION SAISONNIÈRE
A.H.-26-30
10
0 km
30


BAIE JAMES
ONTARIO
PONTAX
1101
FORT-RUPERT
DE RUPERT
1002
NÉMISCAU
DE RUPERT
1008
BROADBACK
À LA MARTE
LAC EVANS
0809
BROADBACK
MISSISICABI
HARRICANA
NOTTAWAY
ONTARIO
QUÉBEC
0104
LAC MATAGAMI
0718
0707
MATAGAMI
WASWANIPI
CHIBOUGAMAU
TURGEON
HARRICANA
LAC ABITIBI
LA SARRE
LA SARRE
9902
9903
0101
AMOS
SENNETERRE
MÉGISCANE
MALARTIC
VAL-D'OR
ONTARIO
QUÉBEC
80°
79°
78°
77°
76°
51°
50°
49°
48°


NÉMISCAU
DE RUPERT
1008
À LA MARTE
0809
BROADBACK
1007
LAC MISTASSINI
1006
LAC ALBANEL
TÉMISCAMIE
CHIBOUGAMAU
CHAPAIS
WASWANIPI
CHIBOUGAMAU
76°
75°
74°
73°
72°
52°
51°
50°
49°
RÉGION HYDROGRAPHIQUE
08
STATIONS
ÉQUIPEMENT
ENREGISTREUR
LIMNIMETRE
DE JAUGEAGE
DE NIVEAU D'EAU
BARRAGE
TÉLÉTRANSMISSION
PAR SATELLITE
PAR TELEPHONE
STATION SAISONNIÈRE
A.H.-26-70
20 10 0 km 25