

Guide des pratiques hydrologiques

Volume II

Gestion des ressources en eau et application des pratiques hydrologiques



**Organisation
météorologique
mondiale**

Temps • Climat • Eau

OMM-N° 168

Temps • Climat • Eau

Guide des pratiques hydrologiques

Volume II
Gestion des ressources en eau et
application des pratiques hydrologiques

OMM-N° 168



**Organisation
météorologique
mondiale**

Temps • Climat • Eau

Sixième édition

2014

OMM-N° 168

© Organisation météorologique mondiale, 2009

L'OMM se réserve le droit de publication en version imprimée ou électronique ou sous toute autre forme et dans n'importe quelle langue. De courts extraits des publications de l'OMM peuvent être reproduits sans autorisation, pour autant que la source complète soit clairement indiquée. La correspondance relative au contenu rédactionnel et les demandes de publication, reproduction ou traduction partielle ou totale de la présente publication doivent être adressées au:

Président du Comité des publications
Organisation météorologique mondiale (OMM)
7 bis, avenue de la Paix
Case postale 2300
CH-1211 Genève 2, Suisse

Tél.: +41 (0) 22 730 84 03
Fax.: +41 (0) 22 730 80 40
Courriel: publications@wmo.int

ISBN 978-92-63-20168-3

NOTE

Les appellations employées dans les publications de l'OMM et la présentation des données qui y figurent n'impliquent, de la part de l'Organisation météorologique mondiale, aucune prise de position quant au statut juridique des pays, territoires, villes ou zones, ou de leurs autorités, ni quant au tracé de leurs frontières ou limites.

La mention de certaines sociétés ou de certains produits ne signifie pas que l'OMM les cautionne ou les recommande de préférence à d'autres sociétés ou produits de nature similaire dont il n'est pas fait mention ou qui ne font l'objet d'aucune publicité.

Les constatations, interprétations et conclusions exprimées dans les publications de l'OMM portant mention d'auteurs nommément désignés sont celles de leurs seuls auteurs et ne reflètent pas nécessairement celles de l'OMM ou de ses Membres.

VOLUME II

TABLEAU POUR NOTER LES SUPPLÉMENTS REÇUS

Supplément N°	Daté de	Inséré dans la publication	
		par	date
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			

TABLE DES MATIÈRES

PRÉFACE	<i>Page</i> xi
REMERCIEMENTS	xiii
CHAPITRE 1 – INTRODUCTION	II.1-1
1.1 Contexte	II.1-1
1.2 Champ d'application	II.1-1
1.3 Contenu du guide	II.1-2
1.4 Le Système hydrologique opérationnel à fins multiples	II.1-4
Bibliographie et lectures complémentaires	II.1-5
CHAPITRE 2 – SERVICES HYDROLOGIQUES	II.2-1
2.1 Introduction	II.2-1
2.2 Responsabilités et fonctions des services hydrologiques	II.2-1
2.2.1 Nature des produits et des services fournis par un Service hydrologique	II.2-1
2.2.2 Clients des produits et services hydrologiques	II.2-2
2.2.3 Gestion des relations avec les clients	II.2-3
2.2.4 Produits et services hydrologiques	II.2-3
2.2.5 Fonctions et activités d'un Service hydrologique.....	II.2-3
2.2.6 Évaluation des produits et des services et gestion de la qualité	II.2-5
2.2.7 Cadre juridique pour l'exploitation et l'organisation d'un Service hydrologique	II.2-6
2.2.8 Gestion des relations avec d'autres institutions	II.2-7
2.2.9 Échange de données	II.2-8
2.3 Planification et stratégie	II.2-8
2.4 Gestion des ressources humaines et renforcement des capacités	II.2-10
2.4.1 Gestion	II.2-10
2.4.2 Formation initiale et continue	II.2-12
2.5 Gestion des finances et des actifs	II.2-12
2.5.1 Sources de revenus	II.2-12
2.5.2 Budgétisation et suivi des résultats financiers	II.2-13
2.5.3 Gestion des actifs	II.2-13
2.5.4 Sécurité de la base de données.....	II.2-14
Bibliographie et lectures complémentaires	II.2-14
CHAPITRE 3 – GESTION INTÉGRÉE DES RESSOURCES EN EAU	II.3-1
3.1 Introduction	II.3-1
3.1.1 Développement durable de la ressource en eau	II.3-1
3.1.2 La nature changeante de la ressource	II.3-1
3.1.3 Évolution de la gestion des eaux.....	II.3-2
3.2 Gestion intégrée des ressources en eau	II.3-3
3.3 Raison d'être de la gestion intégrée des ressources en eau	II.3-4
3.3.1 Quantité et qualité de la ressource en eau	II.3-4
3.3.2 Eau de surface et eau souterraine	II.3-4
3.3.3 Considérations amont et aval	II.3-5
3.3.4 Eau, sols et autres systèmes de ressources	II.3-5
3.3.5 Environnement, économie et société	II.3-5
3.3.6 Fragmentation horizontale et verticale: systèmes et cloisonnements administratifs ...	II.3-6
3.3.7 Collaboration, coordination et cohérence	II.3-7

	<i>Page</i>
3.4 Évolution de la gestion intégrée des ressources en eau	II.3-7
3.4.1 États-Unis d'Amérique: <i>Ohio Conservatory Districts</i> (districts de conservation de l'Ohio), <i>Tennessee Valley Authority</i> (Autorité de la vallée du Tennessee)	II.3-8
3.4.2 Canada: offices de protection de la nature	II.3-8
3.4.3 États-Unis d'Amérique et Canada: les Grands Lacs	II.3-8
3.4.4 Australie: gestion de bassins entiers	II.3-9
3.4.5 Nouvelle-Zélande: loi sur la gestion des ressources	II.3-9
3.4.6 Afrique du Sud	II.3-9
3.5 Perspectives pour la gestion intégrée des ressources en eau	II.3-10
3.5.1 Conférence de Dublin et Sommet "planète Terre" (1992)	II.3-10
3.5.2 Conseil mondial de l'eau et forums mondiaux de l'eau	II.3-11
3.5.3 Partenariat mondial pour l'eau	II.3-12
3.5.4 Sommet mondial pour le développement durable, Johannesburg, 2002	II.3-12
3.6 Éléments de bonnes pratiques pour la gestion intégrée des ressources en eau	II.3-12
3.6.1 Autres interprétations: démarche globale ou démarche intégrée	II.3-12
3.6.2 Vision d'un avenir souhaitable	II.3-13
3.6.3 Échelle spatiale: bassin, sous-bassin, affluent et site	II.3-13
3.6.4 Partenariats et alliances	II.3-14
3.6.5 Liens avec la planification régionale et l'évaluation des impacts	II.3-15
3.6.6 Mise en place de dispositifs institutionnels	II.3-15
3.6.7 Suivi et évaluation	II.3-16
3.7 Précautions concernant la gestion intégrée des ressources en eau	II.3-16
3.7.1 Modalités de l'utilisation de la gestion intégrée des ressources en eau	II.3-16
3.7.2 Difficultés de mise en œuvre	II.3-17
Bibliographie et lectures complémentaires	II.3-17
CHAPITRE 4 – APPLICATION À LA GESTION DES EAUX.....	II.4-1
4.1 Évaluation et aménagement des ressources en eau	II.4-1
4.1.1 Nécessité d'une évaluation des ressources en eau	II.4-1
4.1.2 Composantes du programme d'évaluation des ressources en eau	II.4-1
4.1.3 Estimation des activités d'évaluation des ressources en eau	II.4-3
4.1.4 Projets de gestion des eaux	II.4-3
4.1.5 Objectifs d'un projet de gestion des eaux	II.4-4
4.1.6 Projets à buts multiples	II.4-4
4.1.7 Cycle des projets	II.4-4
4.1.8 Études préliminaires des projets de gestion des eaux	II.4-4
4.2 Estimation de la capacité et de la production d'un réservoir	II.4-5
4.2.1 Généralités	II.4-5
4.2.2 Notions de production ou fourniture	II.4-9
4.2.3 Estimation des relations stockage-production	II.4-11
4.2.4 Types de production	II.4-13
4.2.5 Approche probabiliste	II.4-14
4.2.6 Réservoirs à fins multiples et règles d'exploitation	II.4-17
4.2.7 Systèmes de ressources en eau à réservoirs multiples	II.4-18
4.2.8 Effets indirects des réservoirs	II.4-19
4.2.9 Estimations de la capacité des réservoirs par télédétection	II.4-20
4.2.10 Changements climatiques	II.4-21
4.3 Gestion des crues	II.4-21
4.3.1 Généralités	II.4-21
4.3.2 Stratégies de gestion des crues	II.4-22
4.3.3 Gestion intégrée des crues	II.4-23
4.3.4 Mesures structurelles	II.4-24
4.3.5 Mesures non structurelles	II.4-29
4.3.6 Organisation des interventions d'urgence en cas de crue	II.4-31

	<i>Page</i>
4.4 Irrigation et drainage	II.4-33
4.4.1 Irrigation	II.4-33
4.4.2 Drainage agricole	II.4-43
4.4.3 Utilisation de la télédétection et des systèmes d'information géographique en matière d'irrigation et de drainage	II.4-46
4.5 Énergie hydraulique et projets énergétiques	II.4-47
4.5.1 Généralités	II.4-47
4.5.2 Énergie hydraulique	II.4-47
4.5.3 Exploitation d'un système hydroélectrique	II.4-57
4.5.4 Autres projets relatifs à la production d'énergie	II.4-57
4.6 Navigation et correction des cours d'eau	II.4-59
4.6.1 Application de l'hydrologie à la navigation	II.4-59
4.6.2 Classification en matière de correction des cours d'eau	II.4-65
4.6.3 Forces érosives dues à l'écoulement	II.4-67
4.6.4 Forces érosives provoquées par les vagues et les bateaux	II.4-67
4.6.5 Évolution et caractérisation des méandres	II.4-68
4.6.6 Calcul des débits et niveaux de projet	II.4-69
4.7 Gestion des ressources en eaux urbaines	II.4-70
4.7.1 Généralités	II.4-70
4.7.2 Incidences du développement urbain	II.4-71
4.7.3 Conception des réseaux urbains d'évacuation des eaux pluviales	II.4-72
4.7.4 Mesures anticrues en milieu urbain	II.4-77
4.7.5 Gestion du drainage urbain	II.4-78
4.7.6 Estimation de l'occupation des sols par télédétection	II.4-80
4.8 Transport solide et géomorphologie fluviale	II.4-80
4.8.1 Généralités	II.4-80
4.8.2 Érosion du bassin versant	II.4-80
4.8.3 Érosion du chenal d'un cours d'eau	II.4-80
4.8.4 Systèmes hydrographiques	II.4-80
4.8.5 Régimes d'écoulement et formes du lit	II.4-82
4.8.6 Transport de sédiments dans les chenaux	II.4-85
4.8.7 Sédimentation	II.4-88
4.8.8 Mesures de contrôle des sédiments	II.4-88
4.9 Qualité de l'eau et conservation des écosystèmes aquatiques	II.4-89
4.9.1 Généralités	II.4-89
4.9.2 Relations entre la quantité et la qualité de l'eau	II.4-89
4.9.3 Effets des projets de mise en valeur des ressources en eau sur la qualité de l'eau dans les cours d'eau	II.4-91
4.9.4 Effets des projets de mise en valeur des ressources en eau sur la qualité de l'eau dans les lacs et les réservoirs de grande dimension	II.4-92
4.9.5 Effets de la pollution sur la qualité de l'eau	II.4-92
4.9.6 Mesures de lutte contre les effets de la pollution sur la qualité de l'eau	II.4-94
4.10 Hydroécologie	II.4-95
4.10.1 Introduction	II.4-95
4.10.2 Gestion environnementale des cours d'eau	II.4-95
4.10.3 Éléments de morphologie et d'écologie fluviales	II.4-97
4.10.4 Impacts écologiques des projets de mise en valeur des ressources en eau	II.4-102
4.10.5 Atténuation des incidences écologiques	II.4-104
Bibliographie et lectures complémentaires	II.4-106
CHAPITRE 5 – ANALYSE DES VALEURS EXTRÊMES	II.5-1
5.1 Introduction	II.5-1
5.2 Séries statistiques et périodes de retour	II.5-2
5.3 Distributions de probabilités utilisées en hydrologie	II.5-3
5.3.1 Famille normale: N, LN et LN3	II.5-4

5.3.2	Distributions des valeurs extrêmes: Gumbel, distribution des valeurs extrêmes généralisée et Weibull	II.5-6
5.3.3	Famille Pearson de type III	II.5-7
5.3.4	Famille Halphen: types A, B et B ⁻¹	II.5-7
5.3.5	Distribution logistique généralisée	II.5-7
5.3.6	Distribution de Pareto généralisée	II.5-7
5.3.7	Méthode d'estimation non paramétrique de la densité	II.5-8
5.4	Vérification d'hypothèses	II.5-9
5.4.1	Test de Wald-Wolfowitz sur l'indépendance et la stationnarité	II.5-9
5.4.2	Test de Mann-Kendall pour la détection de tendance	II.5-9
5.4.3	Test de Mann-Whitney pour l'homogénéité et la stationnarité (sauts)	II.5-10
5.4.4	Taille de l'échantillon	II.5-11
5.4.5	Test de Grubbs et Beck pour la détection des points aberrants	II.5-11
5.4.6	Procédures bayésiennes	II.5-11
5.5	Statistiques de populations et estimation des paramètres	II.5-12
5.5.1	Méthodes de calcul des paramètres	II.5-12
5.5.2	Transformations logarithmiques	II.5-13
5.5.3	Données historiques	II.5-13
5.5.4	Augmentation des relevés	II.5-14
5.5.5	Analyse de populations mixtes	II.5-14
5.5.6	Analyse de fréquence et valeurs nulles	II.5-15
5.6	Diagrammes de probabilité et tests d'ajustement	II.5-15
5.6.1	Probabilités empiriques et diagramme de probabilité	II.5-15
5.6.2	Tests d'ajustement	II.5-16
5.6.3	Critères d'information	II.5-16
5.7	Analyse de fréquence des précipitations	II.5-16
5.7.1	Évaluation des données de précipitations pour l'analyse de fréquence	II.5-17
5.7.2	Analyse de la fréquence des précipitations sur un site donné	II.5-18
5.7.3	Analyse régionale de fréquence des précipitations	II.5-20
5.7.4	Analyse fréquentielle de la précipitation moyenne spatiale	II.5-21
5.7.5	Analyse des averses aux fins d'applications en génie hydrologique	II.5-21
5.8	Analyses des étiages	II.5-34
5.8.1	Généralités	II.5-34
5.8.2	Analyse stationnelle de fréquence des étiages	II.5-35
5.8.3	Estimation de fréquence des étiages pour des sites partiellement jaugés au moyen de mesures du débit de base	II.5-37
5.8.4	Régionalisation des statistiques de fréquence des étiages	II.5-38
5.8.5	Courbes des débits classés	II.5-40
5.9	Analyse de fréquence des débits de crue	II.5-41
5.9.1	Régionalisation des débits de crue	II.5-42
5.9.2	Délimitation de régions homogènes	II.5-43
5.9.3	Méthodes d'estimation régionale des crues	II.5-44
5.9.4	Approche débit-durée-fréquence stationnelle et régionale	II.5-46
5.9.5	Combinaison de données pour un seul site et de données régionales	II.5-46
5.9.6	Analyse de fréquence des crues et variabilité climatique	II.5-47
5.10	Estimation des crues de projet	II.5-48
5.10.1	Généralités	II.5-48
5.10.2	Crues de projet	II.5-49
5.10.3	Préparation des données	II.5-52
5.10.4	Techniques de calcul des crues de projet	II.5-52
5.10.5	Modèles conceptuels d'hydrogrammes de crue	II.5-56
5.10.6	Contribution de la fonte des neiges aux crues	II.5-57
5.10.7	Calcul des débits des systèmes de drainage urbains	II.5-57
5.10.8	Risque	II.5-57
	Bibliographie et lectures complémentaires	II.5-58

	<i>Page</i>
CHAPITRE 6 – MODÉLISATION DES SYSTÈMES HYDROLOGIQUES	II.6-1
6.1 Modèles mathématiques déterministes	II.6-1
6.1.1 Modèles «boîtes noires»	II.6-2
6.1.2 Réseaux de neurones artificiels	II.6-3
6.1.3 Modèles conceptuels	II.6-4
6.1.4 Modèles répartis	II.6-8
6.1.5 Évaluation des paramètres	II.6-11
6.1.6 Choix d'un modèle	II.6-12
6.2 Analyse des séries chronologiques et analyse spatiale	II.6-13
6.2.1 Simulation stochastique des séries chronologiques en hydrologie	II.6-14
6.2.2 Détection de changements dans les relevés hydrologiques	II.6-15
6.2.3 Analyse spatiale en hydrologie	II.6-19
6.3 Modélisation des systèmes et des processus hydrologiques	II.6-20
6.3.1 Introduction	II.6-20
6.3.2 Relations entre les chutes de pluie et l'écoulement	II.6-20
6.3.3 Modélisation des eaux souterraines	II.6-27
6.3.4 Modèles de la fonte nivale	II.6-32
6.3.5 Propagation des écoulements	II.6-42
6.3.6 Modélisation d'autres phénomènes	II.6-46
6.4 Défis de la modélisation	II.6-51
6.4.1 Disponibilité et exactitude des données d'entrée	II.6-51
6.4.2 Bassins non jaugés	II.6-52
6.4.3 Couplage de modèles	II.6-53
Bibliographie et lectures complémentaires	II.6-53
CHAPITRE 7 – PRÉVISION HYDROLOGIQUE	II.7-1
7.1 Introduction à la prévision hydrologique	II-7-1
7.1.1 Objet	II-7-1
7.1.2 Production des prévisions hydrologiques	II-7-1
7.1.3 Systèmes de prévision hydrologique de bout en bout	II-7-2
7.1.4 Incertitude et prévisions probabilistes	II-7-3
7.1.5 Diffusion des prévisions et des alertes	II-7-4
7.1.6 Aide à la décision	II-7-6
7.1.7 Coopération avec le Service météorologique national	II-7-7
7.2 Données nécessaires à la prévision hydrologique	II-7-8
7.2.1 Généralités	II-7-8
7.2.2 Données nécessaires à l'établissement du système de prévision	II-7-8
7.2.3 Données nécessaires à l'exploitation	II-7-10
7.3 Méthodes de prévision	II-7-10
7.3.1 Modèles de prévision des crues	II-7-10
7.3.2 Méthodes de prévision des crues	II-7-11
7.3.3 Techniques d'ajustement des modèles	II-7-15
7.3.4 Vérification des prévisions	II-7-16
7.4 Prévision des crues éclair	II-7-17
7.4.1 Programmes nationaux de prévision des crues éclair	II-7-17
7.4.2 Systèmes locaux	II-7-18
7.4.3 Prévision des crues éclair sur de vastes étendues	II-7-19
7.4.4 Indications relatives aux crues éclair	II-7-21
7.4.5 Prévision des crues éclair provoquées par la rupture d'un barrage	II-7-22
7.4.6 Ondes de tempête dans les cours d'eau	II-7-23
7.4.7 Inondations en zone urbaine	II-7-23
7.4.8 Inondation due au drainage local	II-7-24
7.5 Prévision à longue échéance	II-7-24
7.5.1 Prévision de l'approvisionnement en eau	II-7-24

		<i>Page</i>
	7.5.2 Prévion du tarissement	II-7-25
	7.5.3 Analyse des séries chronologiques	II-7-26
7.6	Prévion de la fonte nivale	II-7-26
	7.6.1 Généralités	II-7-26
	7.6.2 Processus de l'écoulement nival en plaine et en montagne	II-7-27
	7.6.3 Prévion de l'écoulement nival à courte et moyenne échéance	II-7-27
	7.6.4 Prévion de la fonte nivale à longue échéance	II-7-28
7.7	Prévion de la formation et de la dislocation de la glace	II-7-29
	7.7.1 Généralités	II-7-29
	7.7.2 Prévion de l'état des glaces à longue échéance	II-7-30
	7.7.3 Embâcles et méthodes de prévion du niveau de l'eau	II-7-30
	Bibliographie et lectures complémentaires	II-7-33

PRÉFACE

En septembre 2000, les dirigeants de la planète ont adopté la Déclaration du millénaire à partir de laquelle ont été arrêtés huit objectifs mesurables et liés à un échéancier précis, pour lutter contre la pauvreté, la faim, les maladies, l'analphabétisme, la dégradation de l'environnement et l'inégalité entre les sexes. Ces huit objectifs sont connus comme les objectifs du millénaire pour le développement (OMD) de l'Organisation des Nations Unies. La réalisation de chacun de ces objectifs dépend, dans une large mesure, de la disponibilité de l'eau potable et de la protection de la population contre les ravages des inondations. Ceci engage pour leur part fortement la responsabilité des Services hydrologiques et hydrométéorologiques nationaux dans le soutien, au niveau national, des actions nécessaires pour faire face à la demande sans cesse croissante visant les ressources limitées en eau douce des Membres de l'Organisation météorologique mondiale (OMM). En particulier en ce qui concerne les bassins trans-frontaliers où les préoccupations sont guidées par la nécessité d'une répartition équitable de ces ressources limitées, des mécanismes opérationnels appropriés visant au partage de ces dernières peuvent être établis et maintenus entre les pays riverains concernés.

L'un des objectifs de l'OMM est de promouvoir la normalisation des observations météorologiques et hydrologiques et d'assurer l'uniformisation de la publication des données et des statistiques. C'est dans ce cadre que le Congrès météorologique mondial adopte traditionnellement un *Règlement technique* (OMM-N° 49) fixant les pratiques et les procédures météorologiques et hydrologiques que doivent suivre les Membres de l'Organisation. Ce Règlement est complété par un certain nombre de manuels et de guides qui décrivent, plus en détail, les pratiques et procédures que les Membres sont tenus ou invités à observer pour le suivi et l'évaluation des ressources en eau de leurs pays respectifs. On espère ainsi que l'amélioration de l'uniformisation et de la normalisation des pratiques et procédures hydrologiques contribuera au renforcement de la collaboration entre les Membres de l'OMM et facilitera davantage la coopération régionale et internationale.

Le *Guide des pratiques hydrologiques* a pour but de fournir à tous ceux qui travaillent dans le domaine de l'hydrologie, les informations pertinentes sur les

pratiques, procédures et instruments actuels, leur permettant ainsi d'effectuer leur travail avec plus de succès. Il n'entre pas dans le cadre de cet ouvrage de faire une description complète des bases théoriques, ni de présenter un éventail exhaustif des méthodes et des techniques. Le cas échéant, des références documentaires sont toutefois signalées. Les procédures détaillées pour le suivi des paramètres hydrologiques sont traitées dans les manuels spécifiques de l'OMM.

On espère que le présent ouvrage soit utile non seulement aux Services nationaux des Membres mais aussi aux divers autres intervenants et organismes impliqués dans la gestion des ressources en eau en général, et en particulier dans le suivi et l'estimation de ces ressources. La Commission d'hydrologie (CHy) de l'OMM a donc décidé d'en faire un document «vivant» qui sera mis à jour périodiquement et publié sur Internet. Il est aussi un des éléments constitutifs du Cadre de référence pour la gestion de la qualité en hydrologie à l'OMM, actuellement en cours d'élaboration. Ce cadre de référence doit aider les Membres et leurs Services nationaux à s'assurer que leurs activités, comme l'acquisition des données hydrologiques, la prestation de services et de produits, soient effectivement réalisées avec compétence et efficacité. Les utilisateurs de ce guide sont donc invités à contribuer à son amélioration par leurs commentaires et suggestions.

Le *Guide des pratiques hydrologiques* est publié en anglais, espagnol, français et russe. Cependant, comme pour les versions précédentes, plusieurs Membres ont manifesté leur intention de le traduire dans leur langue nationale.

C'est avec plaisir que j'exprime ma reconnaissance à la Commission d'hydrologie de l'OMM pour avoir pris l'initiative de superviser la révision du présent Guide.

A stylized signature in blue ink, consisting of several fluid, overlapping strokes.

(M. Jarraud)
Secrétaire général

REMERCIEMENTS

Ceci est la sixième édition du *Guide des pratiques hydrologiques* que la Commission d'hydrologie a décidé de mettre à jour et de publier à la demande de ses membres. Cette décision fait suite aux observations et retours d'expérience liés à l'utilisation de la cinquième édition du guide et à la reconnaissance de sa grande valeur pour les Services hydrologiques nationaux et les professionnels travaillant dans les domaines liés à l'eau. Plus de 40 experts mondiaux aguerris ont contribué à la préparation de cette édition du guide. De ce fait il est orienté vers les applications pratiques et s'inscrit dans un cadre de gestion de la qualité tel qu'initié par la Commission d'hydrologie. C'est avec un grand plaisir que j'exprime la reconnaissance de la Commission à ces experts qui se sont portés volontaires pour procéder à la préparation et à la compilation des matériaux nécessaires et ont permis l'accomplissement de cette tâche démesurée.

Ma profonde gratitude va aussi aux membres du Comité d'examen mis en place par la Commission d'hydrologie qui ont supervisé la révision du guide. Le Comité d'examen dirigé par Karl Hofius (Allemagne), et composé de Suresh Chandra (Inde), Denis Hughes (Afrique du Sud), Fred Kyosingira (Ouganda), Paul Pilon (Canada), Marco Polo Rivero (Venezuela) et Avinash Tyagi (Directeur, Département du climat et des ressources en eau, Organisation météorologique mondiale), a contribué à déterminer dans la cinquième édition ce qui demandait à être révisé et mis à jour, a identifié les experts chargés du remaniement et de l'évaluation par les pairs de différents chapitres et sections, et a examiné les contributions d'experts.

J'exprime mes sincères remerciements et ma reconnaissance à tous les experts qui ont contribué à la mise en forme et à la révision du guide. Les experts suivants ont contribué à l'actualisation et à la révision des chapitres (indiqués entre parenthèses) du volume I du guide: Svein Harsten (chapitres 2 et 5); Robert Halliday (chapitre 2); Chris Collier (chapitre 3); Karan S. Bhatia (chapitre 4); Ahmed Fahmi (chapitre 5); Anthony Navoy (chapitre 6); Anne Coudrain (chapitre 7); Albert Rugumayo (chapitre 8); John Fenwich (chapitre 9) et Matthew Fry et Frank Farquharson (chapitre 10).

L'examen par les pairs de la documentation préparée pour le volume I a été fait par les experts suivants: Robert Halliday (chapitre 2); Nicholas Kouwen (chapitre 3); Mauro Greppi (chapitre 4); Svein Harsten (chapitre 5); Giovanni Maria Zuppi (chapitre 6); Valerio Vendegna (chapitre 7); Thierry Filippo et

Fabio Santamaria (chapitre 8); Maria-Monica Ghioca (chapitre 9) et Bruce Stewart (chapitre 10).

Les experts suivants ont participé à la révision des chapitres et sections (indiqués entre parenthèses) du volume II du guide: Arni Snorrasson (chapitre 2); Paul Mosley (matériaux du chapitre 2); Bruce Mitchell (chapitre 3); Tinus Basson (4.2); Suresh Chandra (4.3); P.B.S. Sarma (4.4); Valdemar Andrade (4.5); Denis Mosnier (4.5); Benno Droge (4.6); Carlos Tucci (4.7); Shankar B. Kulkarni (4.8); Carlos Meier (4.9); Kaz Adamowski (chapitre 5); Zbigniew W. Kundzewicz (chapitre 6) et Curt Barrett, Kosta Georgakakos, Ian Cluckie, Paul Pilon et Sergei Borsch et James Dent (chapitre 7). Les contributions sur les développements technologiques en matière de télédétection ont été fournies par Edwin Engman et Ahalam Shalaby (divers chapitres).

L'examen par les pairs de la documentation préparée pour le volume II a été réalisé par les experts suivants: Paul Pilon (chapitre 3); Richard Muller (4.2); Ponnuswarni Sooriyakumaran (4.3); Mario Fugazza (4.4); Valdemar Andrade et Denis Mosnier (4.5); Hussam et Maha Tawfik (4.6); Jim Elliott (4.7); Christophe Ancey (4.8); Denis Hughes (4.9); Manuel Irigoyen et Ezio Todini (chapitre 5); Paolo Mignosa (chapitre 6); Ilmar Karro et Eric Liljas (chapitre 7). Giacomo Teruggi, John Bassier et Arthur Askew ont apporté un soutien solide et essentiel au processus de publication grâce à une coordination active avec les auteurs et à la mise en œuvre du travail technique éditorial nécessaire. Par-dessus tout, la publication n'aurait pas été possible sans le soutien actif du personnel du Secrétariat de l'OMM.

La sixième édition du guide sera un document «vivant», c'est à dire évolutif, dont la version Web sera mise à jour chaque fois que des développements significatifs apparaîtront dans les pratiques de tout domaine particulier. Comme il est appliqué et utilisé concrètement, le Guide peut être amélioré grâce aux remarques et suggestions de la communauté hydrologique. La Commission d'hydrologie s'efforcera de le maintenir autant que possible à jour, en prenant en compte les commentaires de ses membres.



(Bruce Stewart)

Président de la Commission d'hydrologie

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

L'hydrologie est la science qui traite de la présence et de la distribution, dans le temps et dans l'espace, des eaux superficielles et souterraines de la Terre, de leurs propriétés chimiques, biologiques et physiques ainsi que de leur interaction avec l'environnement physique (OMM/UNESCO, 1992). Elle permet de comprendre les différents états de l'eau lors de sa circulation de l'atmosphère vers la Terre et de son retour vers l'atmosphère. En tant que telle, elle constitue la base de l'évaluation et de la gestion des ressources en eau et contribue à résoudre les problèmes pratiques d'inondation, de sécheresse, d'érosion, de transport de sédiments et de pollution de l'eau. La tension croissante qui s'exerce sur les ressources en eau disponibles pour l'amélioration du bien-être économique et l'inquiétude face à la pollution des eaux superficielles et souterraines ont mis en évidence le rôle central de l'hydrologie dans toutes les initiatives concernant l'eau et l'environnement.

Afin de donner des indications pour la surveillance de cette ressource vitale qui est au cœur du développement et du bien-être de l'humanité, la Commission d'hydrologie de l'Organisation météorologique mondiale a reconnu, lors de sa première session (Washington, 1961), la nécessité urgente d'élaborer un guide des bonnes pratiques opérationnelles. La première édition du *Guide des pratiques hydrométéorologiques* a été publiée en 1965.

Les deuxième et troisième éditions du Guide sont parues en 1970 et 1974, respectivement. Compte tenu de sa portée plus large, la troisième édition a été intitulée *Guide des pratiques hydrologiques*. Les révisions et les ajouts importants approuvés à la cinquième session de la Commission (Ottawa, 1976) ont abouti à l'élaboration d'une quatrième édition, en deux volumes. Le volume I traitait de l'acquisition et du traitement des données et le volume II, de l'analyse, de la prévision et d'autres applications. Les volumes I et II de la quatrième édition ont été publiés en 1981 et 1983 respectivement. Compte tenu de l'évolution des techniques et de l'intégration des activités relatives à l'hydrologie et aux ressources en eau au sein de l'OMM, la cinquième édition du Guide a été publiée en 1994 en un seul volume. Un CD-ROM a également été réalisé afin de toucher plus facilement, au-delà du

domaine d'influence habituel de l'OMM, une plus large communauté concernée par la gestion de l'eau.

En 1999, le Congrès météorologique mondial a adopté la formule «Le temps, le climat et l'eau» comme complément officiel d'appellation de l'Organisation. À sa onzième session – qu'elle a tenue à Abuja, au Nigéria, en 2000 –, la Commission d'hydrologie a recommandé que la sixième édition du Guide soit publiée sous forme de document évolutif, téléchargeable sur Internet et actualisé plus fréquemment, si nécessaire.

1.2 CHAMP D'APPLICATION

Les principes admis de gestion intégrée des ressources en eau commandent qu'à des fins de viabilité environnementale et de productivité économique, les cours d'eau soient gérés à l'échelle du bassin versant. Maintenant que l'eau est perçue comme étant l'affaire de tous, diverses parties prenantes participent et jouent un rôle important à cet égard, au niveau national comme au niveau international. Dans un même pays, de nombreux organismes et institutions sont chargés de la collecte des données et informations hydrologiques. Or, cette collecte peut être réalisée par de nombreuses agences utilisant des méthodes de mesure différentes. Le manque d'homogénéité des observations qui en découle peut conduire à un manque de confiance. Il est donc impératif que tous ces partenaires soient informés des méthodes de collecte des données hydrologiques, des limites et de la fiabilité de ces méthodes ainsi que de la façon dont elles doivent être gérées par les organismes responsables à l'échelle du bassin. La transparence de la collecte, du stockage et du partage des données est un élément essentiel de la coopération entre les différents utilisateurs. Il est indispensable de disposer d'un cadre de référence pour la gestion de la qualité concernant l'hydrométrie et l'information hydrologique lorsque les informations hydrologiques proviennent de diverses sources.

La demande croissante de ressources en eau douce attire de plus en plus l'attention des gouvernements et de la société civile sur l'importance d'une gestion conjointe. Le partage des retombées

positives de la coopération, voire la prévention des conflits, reposent sur une pleine compréhension des principes et des mécanismes en jeu. Les cours d'eau transfrontaliers peuvent rapprocher économiquement et politiquement les pays ou, au contraire, créer des tensions économiques et politiques. Le facteur risque lié aux décisions qui sont prises en matière de gestion des ressources en eau est fonction de la variabilité hydrologique. Ces risques peuvent être réduits grâce à une gestion conjointe des fleuves transfrontaliers. La coopération dans ce domaine est de nature fondamentalement politique. L'attribution des ressources ou la répartition des avantages dépendent essentiellement de la connaissance des disponibilités en eau et de la variabilité hydrologique connexe. Une connaissance commune et acceptée des ressources ainsi que des projections relatives à leur disponibilité et du degré de confiance qu'on peut leur accorder facilite grandement l'évaluation de la faisabilité et de l'équité des différents scénarios en matière de gestion et d'investissement.

Un manque d'homogénéité des données concernant la phase continentale du cycle hydrologique limite la capacité scientifique de suivre les changements relatifs au climat et de déterminer les causes de la variabilité et de l'évolution du régime hydrologique. Le débit des cours d'eau exerce une influence sur le système climatique, du fait que le déversement d'eau douce dans les océans peut avoir un effet sur la circulation thermohaline. Pour que les données puissent être utilisées facilement et de façon fiable, leur qualité et les procédures nécessaires à leur acquisition, leur stockage et leur échange doivent, en général, respecter des normes et protocoles précis.

Tous ces facteurs renforcent la nécessité de garantir la qualité des données hydrologiques. Dans le but d'apporter son expertise dans le domaine de la coopération internationale en météorologie, climatologie, hydrologie et gestion des ressources en eau, l'OMM publie des documents d'orientation et des normes au plan international, et il est à souhaiter que ce guide devienne un maillon important du cadre de référence pour la gestion de la qualité en ce qui concerne les pratiques hydrologiques. Pour répondre à ces exigences, des efforts soutenus ont été déployés pour étoffer et améliorer le Guide, qui en est à sa sixième édition. Ce guide devrait être utile non seulement aux Services hydrologiques nationaux, mais aussi aux autres parties prenantes.

Le Guide aborde tous les aspects de la phase continentale du cycle hydrologique, en particulier pour

ce qui concerne les eaux superficielles et souterraines. Complétant les autres manuels de l'OMM, il fournit des informations détaillées dans les domaines relevant du champ d'activité de l'Organisation en matière d'hydrologie et de ressources en eau, l'objectif étant de soutenir les Services hydrologiques nationaux et autres services ayant une mission similaire.

Le Guide s'inscrit dans le cadre global des pratiques et des procédures recommandées par le *Règlement technique* (OMM-N° 49), Volume III – Hydrologie, approuvé par l'OMM. Les Membres sont invités à mettre en œuvre ces pratiques et procédures recommandées lors de la mise en place de leurs services et activités hydrologiques.

1.3 CONTENU DU GUIDE

Il est difficile de tracer une limite précise entre la science de l'hydrologie et les activités pratiques de planification et de gestion des ressources en eau. Cependant, pour des raisons pratiques, il a été nécessaire de diviser cette édition du guide en deux volumes, comme le montre la figure II.1.1.

Le volume I, intitulé Hydrologie – De la mesure à l'information hydrologique, traite des réseaux, des instruments, des méthodes d'observation et du traitement et du stockage des données primaires. Il se divise en dix chapitres, dont le premier consiste en une introduction et une présentation.

Le chapitre 2, intitulé Méthodes d'observation, traite de la conception et de l'évaluation des réseaux hydrologiques et donne un aperçu des instruments et des méthodes d'observation pour différents éléments hydrologiques détaillés dans les chapitres suivants. Dans le chapitre 3, la mesure des précipitations est présentée sous tous ses aspects, de l'emplacement des pluviomètres à l'observation par télédétection. Ce chapitre traite aussi bien des précipitations liquides que des précipitations solides, ainsi que de leur qualité. Le chapitre 4, intitulé Évaporation, évapotranspiration et humidité du sol, décrit à la fois des méthodes directes et indirectes et passe brièvement en revue les méthodes de réduction de l'évaporation.

Le chapitre 5, intitulé Mesurage de la quantité des eaux superficielles et des sédiments, est de première importance. Il est consacré à la mesure du débit des cours d'eau et à la capacité de retenue des lacs et des réservoirs. Il porte aussi sur la mesure des débits solides. Ce sujet est traité plus en détail dans

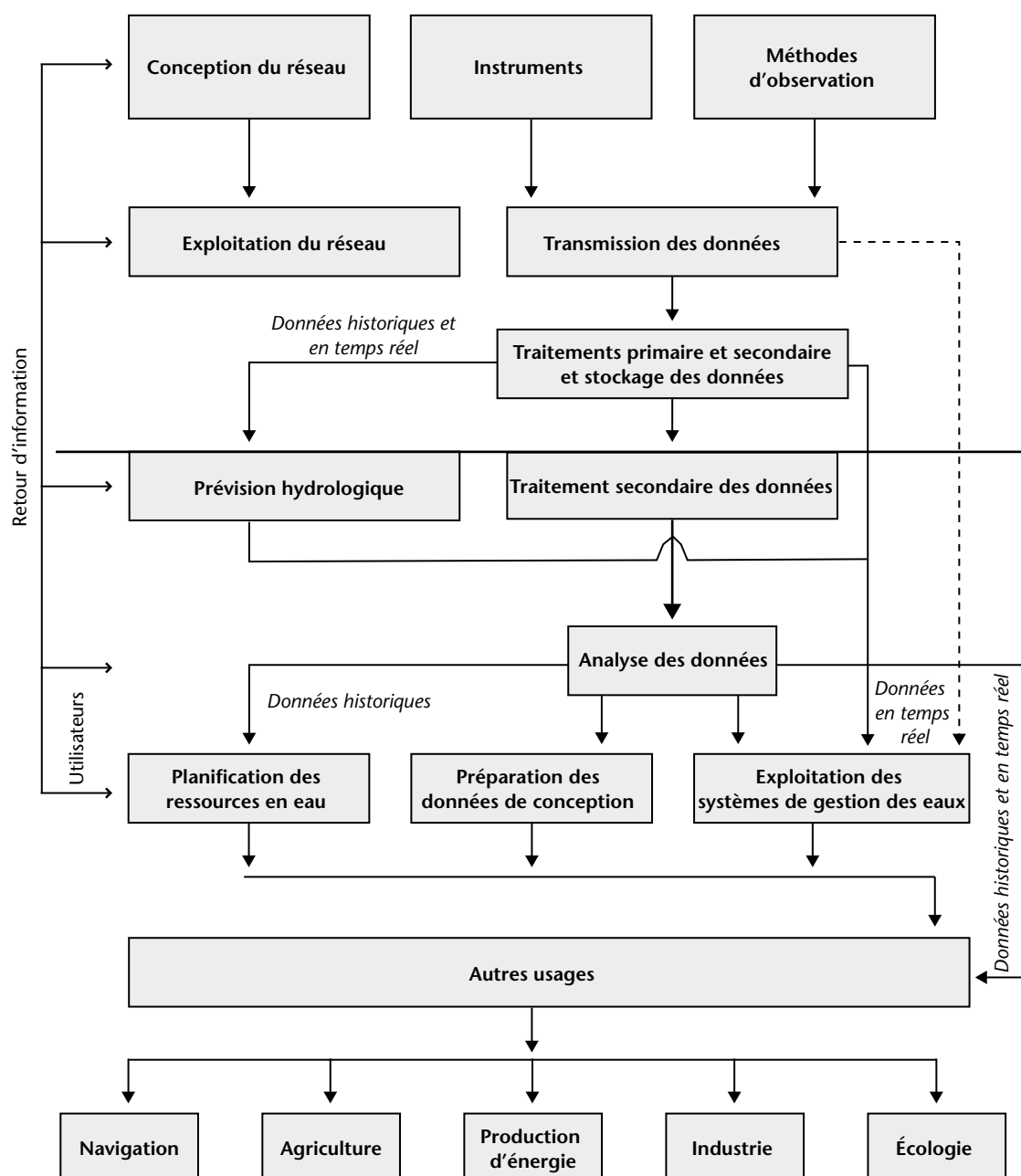


Figure II.1.1. Système hydrologique

le *Manual on Stream Gauging* (WMO-No. 519) et dans le *Manuel des méthodes opérationnelles de mesure du transport solide* (OMM-N° 686), auxquels le lecteur est invité à se reporter pour plus d'informations.

Le chapitre 6, intitulé *Eaux souterraines*, traite des mesures effectuées dans les puits et des propriétés hydrauliques des aquifères. Il décrit aussi diverses

techniques d'observation des eaux souterraines par télédétection.

La mise en valeur des ressources en eau n'est pas seulement limitée par leur disponibilité, mais aussi par leur qualité. En conséquence, le chapitre 7, intitulé *Qualité de l'eau et écosystèmes aquatiques*, aborde des sujets allant des méthodes d'échantillonnage à la télédétection. Le chapitre 8, intitulé

Considérations de sécurité en hydrométrie, est consacré à toutes sortes de sujets, allant de la sécurité du personnel effectuant les mesures à la sauvegarde des stations d'enregistrement et des échantillons prélevés.

Enfin les chapitres 9 et 10, intitulés respectivement Traitement et contrôle de la qualité des données et Stockage, consultation et diffusion des données, traitent en particulier de la diffusion des données à l'usage d'une communauté hydrologique élargie.

Le volume II traite de l'application des informations décrites ci-dessus à la prévision hydrologique et à la planification et la conception de divers projets hydrauliques. Il s'intitule donc Gestion des ressources en eau et application des pratiques hydrologiques. Il se compose de sept chapitres commençant par une introduction et une présentation de l'ouvrage dans le chapitre 1.

Le chapitre 2 fournit des conseils pour la gestion des services hydrologiques, y compris les aspects relatifs aux ressources humaines et la gestion financière et d'actifs. Le chapitre 3 est une introduction à la gestion intégrée des ressources en eau; il souligne l'importance cruciale de la qualité des données hydrologiques dans le traitement de questions complexes ayant trait à la gestion des eaux. Le chapitre 4 porte sur l'utilisation de l'information hydrologique dans les applications en matière de gestion des eaux telles que l'estimation de la capacité et du rendement des réservoirs, la gestion des crues, l'irrigation et le drainage, l'énergie hydro-électrique et les projets connexes, la navigation et la correction des cours d'eau, la gestion des eaux urbaines, le transport de sédiments, la morphologie du chenal des cours d'eau et les questions liées à l'environnement. Le chapitre 5 traite de l'analyse des valeurs extrêmes, et les chapitres 6 et 7 sont consacrés respectivement à la modélisation des systèmes hydrologiques et à la prévision hydrologique, qui sont deux des fonctions clés des Services hydrologiques en matière de gestion des eaux.

Alors que la normalisation est, dans une certaine mesure, souhaitable et réalisable pour les instruments, les méthodes d'observation et les pratiques de publication, cela est rarement le cas pour l'analyse hydrologique et ses applications. Par conséquent, dans le volume II, l'accent est mis sur la présentation, pour résoudre un certain nombre de problèmes précis, de solutions possibles qui se sont en pratique révélées à la fois utiles et efficaces. Plutôt que de recommander une démarche ou une technique en particulier, le présent chapitre met l'accent sur les principales caractéristiques et les avantages

de chaque démarche. Le choix final dépend ensuite d'une multitude de facteurs, dont les régimes hydrologiques et climatiques concernés, des données et informations disponibles et les buts poursuivis, et ne peut s'effectuer qu'avec une pleine compréhension de la situation considérée. Ces dernières années, la généralisation de la micro-informatique a permis de mettre en œuvre des méthodes et des techniques d'analyse plus élaborées, dont certaines sont désormais largement adoptées dans la pratique et ont donc été présentées dans le Guide.

Faute de place, le présent guide ne peut prétendre à l'exhaustivité. Pour obtenir des informations plus détaillées sur les sujets traités, le lecteur se reportera aux publications suivantes: pour la mesure des débits, le *Manual on Stream Gauging* (WMO-No. 519, volumes I et II) et pour l'échantillonnage, le *Guide pratique GEMS/Eau* (PNUE, 2005). Le lecteur se reporta aussi utilement aux normes internationales relatives aux méthodes de mesure du débit des liquides dans les chenaux ouverts, élaborées par les membres de l'Organisation internationale de normalisation (ISO). Cette organisation a élaboré plus de 50 normes pour différents types et méthodes de mesure. Des références utiles figurent aussi dans les comptes rendus des colloques, séminaires et ateliers internationaux consacrés à l'hydrométrie et organisés par l'Association internationale des sciences hydrologiques (AISH), l'OMM et l'Organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture (UNESCO).

La description complète des fondements théoriques des pratiques recommandées et l'étude détaillée de leur mode d'application dépassent le cadre du présent guide. Pour plus de détails, le lecteur est renvoyé aux manuels spécialisés et aux rapports techniques de l'OMM ainsi qu'aux autres manuels, guides et ouvrages techniques des organismes nationaux compétents. Des conseils plus détaillés sur les instruments et les méthodes d'observation figurent dans le *Guide to Meteorological Instruments and Methods of Observation* (WMO-No. 8) et dans le *Guide des pratiques climatologiques* (OMM-N° 100).

Une bibliographie figure à la fin de chaque chapitre.

1.4

LE SYSTÈME HYDROLOGIQUE OPÉRATIONNEL À FINS MULTIPLES

Ces dernières décennies, la science et les techniques hydrologiques ont considérablement progressé, et les hydrologues de terrain ont apporté une contribution significative à la mise en valeur et à la gestion

des ressources en eau. Afin de faciliter les échanges de pratiques hydrologiques entre les Services hydrologiques nationaux, l'OMM a élaboré un système de transfert de technologie baptisé Système hydrologique opérationnel à fins multiples (SHOFM), qui a été mis en service en 1981. Ce système offre un moyen simple mais efficace de diffuser, à l'intention des hydrologues, des informations sur un large éventail de techniques éprouvées. Le SHOFM permet d'effectuer un transfert de technologies hydrologiques sous forme de composantes distinctes. Ces composantes peuvent prendre plusieurs formes, qu'il s'agisse de plans pour la construction d'équipements hydrologiques, de rapports décrivant une vaste gamme de procédures hydrologiques ou de programmes informatiques sur le traitement et l'archivage de données hydrologiques, ou encore la modélisation et l'analyse des données traitées. À ce jour, plus de 180 composantes sont disponibles, qui sont utilisées à des fins opérationnelles par leurs concepteurs, ce qui garantit leur utilité et leur efficacité pratique. Ces composantes sont décrites dans le *Manuel de référence* du SHOFM, disponible en ligne à l'adresse http://www.wmo.int/pages/prog/hwrrp/homs/homs_fr.html, en français, anglais, russe et espagnol. Par ailleurs, le présent guide est complété, au début des parties concernées, par des renvois aux composantes correspondantes du SHOFM.

Bibliographie et lectures complémentaires

- Organisation météorologique mondiale, 1980: *Manual on Stream Gauging*. Volumes I et II, Operational Hydrology No. 13, WMO-No. 519.
- , 1983: *Guide des pratiques climatologiques*. Deuxième édition, OMM-N° 100, Genève.
- , 1989: *Manual on operational methods for measurement of sediment transport*. Operational Hydrology Report No. 29, WMO-No. 686, Genève.
- , 1994: *Guide des pratiques hydrologiques*. Cinquième édition, OMM-N° 168, Genève.
- , 2000: *Manuel de référence du Système hydrologique opérationnel à fins multiples (SHOFM)*. Deuxième édition, Genève.
- , 2006: *Règlement technique*. Volume III – Hydrologie, OMM-N° 49, Genève.
- , 2008: *Guide to Meteorological Instruments and Methods of Observation*, Seventh edition, WMO-No. 8, Genève.
- /Organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture (UNESCO), 1992: *Glossaire international d'hydrologie*. OMM-N° 385, Genève.
- Programme des Nations Unies pour l'environnement (PNUE). Programme de l'eau du système de surveillance mondiale de l'environnement (GEMS), 2005: *Guide pratique GEMS/Eau*. Quatrième édition, Centre canadien des eaux intérieures, Burlington (Ontario).

CHAPITRE 2

SERVICES HYDROLOGIQUES

2.1 INTRODUCTION

La plupart des Services hydrologiques relèvent du secteur public, et leur fonctionnement est donc tributaire de l'évolution des politiques et des pratiques des pouvoirs publics. Qui plus est, ils s'acquittent de leurs fonctions dans un environnement en mutation rapide, qui se caractérise par les facteurs suivants:

- a) L'engagement mondial accru en faveur d'une gestion durable des ressources naturelles et de l'environnement, combiné à des efforts visant à améliorer les conditions de vie des populations pauvres, qui sont généralement les plus dépendantes de ces ressources;
- b) L'importance croissante accordée à la nécessité d'une gestion intégrée des ressources en eau, les tensions qui s'exercent sur l'eau et sur d'autres ressources naturelles suscitant une prise de conscience générale en faveur de la mise en valeur et de la gestion durables des ressources;
- c) L'augmentation apparemment inexorable des effets néfastes des catastrophes naturelles, et en particulier des inondations et des sécheresses, ce phénomène s'accompagnant d'une progression générale de la gestion des risques;
- d) L'accroissement des investissements réalisés par les Services hydrologiques dans les équipements et la formation continue du personnel, ce qui est le prix à payer pour améliorer les produits et en offrir de nouveaux;
- e) Des attentes plus fortes concernant la nécessité, pour les services publics, de rendre des comptes non seulement aux élus, mais aussi au grand public. On attend de ces services qu'ils gèrent leurs activités avec efficacité, efficacité et esprit d'économie. Cette attente peut aller jusqu'à la menace de poursuites judiciaires si le public est déçu par les organismes publics;
- f) La rivalité accrue pour l'utilisation des ressources dans le secteur public, du fait que les gouvernements cherchent à alléger la fiscalité tout en répondant aux attentes croissantes du public;
- g) L'impact croissant de la mondialisation, qui affecte directement et indirectement les Services hydrologiques;
- h) L'incidence de l'évolution des facteurs socio-économiques sur le fonctionnement au jour le jour des Services hydrologiques, tels que la participation croissante des femmes au monde du travail, l'utilisation généralisée d'Internet ou

la diffusion en ligne de données et de produits hydrologiques.

Une gestion efficace des ressources exige de disposer d'informations précises pour assurer leur planification, leur mobilisation et leur surveillance. Toutefois, pour être pleinement mise en œuvre, la gestion intégrée des ressources en eau doit s'appuyer sur un large éventail d'informations hydrologiques et connexes qui ne sont pas toujours facilement disponibles. Pour obtenir ces informations et pouvoir relever ces nouveaux défis, un Service hydrologique national (SHN) doit bénéficier d'un cadre institutionnel adéquat et doit en outre développer des capacités appropriées et/ou établir des partenariats ou des alliances stratégiques avec des organismes complémentaires.

Le grand public est constamment en quête d'informations et de produits hydrologiques de meilleure qualité, qui peuvent fournir un avantage concurrentiel aux Services hydrologiques et leur permettre ainsi de maintenir leur compétitivité sur le marché. Le maintien de normes vérifiables est également nécessaire, et tout Service hydrologique devrait donc, en règle générale, faire de la gestion de la qualité l'une des priorités de ses activités. Son directeur devrait en outre endosser la responsabilité ultime de la qualité des produits hydrologiques.

Les organismes publics sont toujours tenus de faire plus avec moins et sont souvent obligés de recouvrer une partie de leurs coûts d'exploitation et de trouver des projets commercialement rentables afin de réduire la charge pesant sur le contribuable.

Par conséquent, le directeur d'un Service hydrologique national doit constamment surveiller l'évolution du contexte qui lui est propre, afin d'apporter des réponses appropriées.

2.2 RESPONSABILITÉS ET FONCTIONS DES SERVICES HYDROLOGIQUES [SHOFM A00]

2.2.1 Nature des produits et des services fournis par un Service hydrologique

Les données et informations hydrologiques sont, tout bien considéré, des biens collectifs exclusifs, parce que le coût marginal lié à la diffusion de

données à un client supplémentaire est pratiquement nul et que cette diffusion ne remet pas en cause la possibilité de contrôler l'accès à l'information. Un Service hydrologique peut donc choisir de laisser libre accès à certaines informations, par exemple en les publiant sur Internet, ce qui les place irrévocablement dans le domaine public. En même temps, il peut restreindre l'accès à d'autres informations, par exemple en les réservant à certains clients et en fixant des conditions contractuelles strictes pour leur diffusion ultérieure. À cet égard, des services tels que la diffusion d'avertissements au public sont des biens collectifs à part entière.

Un Service hydrologique national (SHN) peut rentabiliser la diffusion d'informations et de données hydrologiques au niveau national, avec les conséquences suivantes:

- a) Les produits et services publics, comme les alertes à la population, ne peuvent être fournis que grâce à un financement public, car le Service hydrologique ne peut recouvrer facilement ses coûts auprès des bénéficiaires;
- b) Pour obtenir ou conserver un financement public pour la fourniture à la fois de biens collectifs à part entière et de biens collectifs exclusifs, il est nécessaire de démontrer leur utilité ou leur intérêt pour la société;
- c) Les produits ou services qui sont des biens collectifs exclusifs peuvent être fournis en fonction de critères de rentabilité ou d'un recouvrement potentiel des coûts auprès des bénéficiaires. De telles opérations nécessitent parfois une autorisation et doivent donner lieu à des pratiques comptables appropriées, à une transparence financière et à des tarifs équitables;
- d) En matière de gestion, les lignes de démarcation entre biens collectifs à part entière et biens collectifs exclusifs peuvent se déplacer en raison, par exemple, de l'évolution des techniques, de dispositions contractuelles ou de la nature de l'information à usage public. Un Service hydrologique peut être en mesure de modifier ces limites, si cela est dans l'intérêt national;
- e) Lorsqu'ils font campagne pour trouver des sources de financement, les gestionnaires devraient examiner leurs produits et services afin de s'assurer qu'ils sont conformes à la mission et aux tarifs du SHN.

2.2.2 **Clients des produits et services hydrologiques**

Qui sont les clients d'un Service hydrologique? En principe, le client final d'un Service hydrologique national est le grand public, représenté par des élus aux échelons national, de la province ou de l'État et

local. En fait aussi partie le grand public de demain, qui bénéficiera des travaux hydrologiques réalisés aujourd'hui.

Les politiques publiques et les objectifs nationaux de développement, ainsi que les informations nécessaires à leur élaboration, exercent une profonde influence sur les SHN. Ainsi, au début du XXI^e siècle, de nombreux pays en développement ont mis l'accent sur l'atténuation de la pauvreté. La direction d'un Service hydrologique doit suivre l'évolution des politiques menées par le gouvernement et en analyser les conséquences pour le Service lui-même. Quels produits et services le Service hydrologique doit-il fournir pour soutenir les politiques et les objectifs nationaux? Ses produits et services actuels y contribuent-ils? En d'autres termes, les gestionnaires des Services hydrologiques doivent s'assurer que ces produits et services ont la plus grande utilité possible. Le mieux pour y parvenir le plus objectivement possible est de procéder à des analyses coûts-avantages et coût-efficacité ainsi qu'à des analyses de la pauvreté, entre autres. L'intérêt du public pouvant varier, un Service hydrologique peut disposer d'une clientèle diversifiée, en plus de sa clientèle habituelle. Il peut également offrir des services privés à des clients qui sont disposés à payer. Le profil de cette clientèle varie d'un pays à l'autre, selon les caractéristiques de l'économie nationale.

La direction d'un Service hydrologique doit mener des enquêtes fréquentes pour mieux cerner les clients potentiels. Elle doit suivre en permanence l'évolution de la demande en eau, les politiques et les objectifs de développement aux niveaux national et régional, les programmes électoraux, l'évolution et l'actualité des divers secteurs économiques, aussi bien que les accords internationaux et ceux passés avec des organismes donateurs et autres partenaires pour le développement.

Les attentes des clients de toutes les entreprises, y compris celles du secteur public, ne cessent d'augmenter, et il faut continuellement chercher à y répondre ou à les surpasser. Les Services hydrologiques ne font pas exception à la règle. Pour assurer l'avenir de ces services, leurs gestionnaires doivent inciter le personnel à adopter une démarche axée sur le client. Le principal client est celui dont relève le directeur, par exemple le Ministre de l'environnement. L'avenir d'un Service hydrologique dépend de la façon dont son directeur en fait la promotion à ce client et lui démontre son utilité.

Une stratégie de commercialisation devrait répondre aux objectifs suivants:

- a) Identifier les clients actuels et potentiels du Service hydrologique et tenir à jour une base de données de ces clients;
- b) Inventorier les produits et les services demandés par les clients et que le Service peut fournir;
- c) Déterminer le mode ou le lieu de livraison le plus approprié du produit ou du service fourni au client: accès aux données en temps réel par Internet, messages d'alerte par télécopie, rapports écrits classiques avec annexes de données sur CD-ROM, etc.;
- d) Définir une politique tarifaire en fonction des produits et des services, et des clients;
- e) Préciser les types de personnes engagées dans la livraison du produit ou du service considéré;
- f) Décrire les processus de livraison du produit ou du service en fonction des besoins des clients;
- g) Promouvoir les Services hydrologiques auprès de clients potentiels clairement identifiés et pouvant être joints directement.

2.2.3 Gestion des relations avec les clients

Un élément essentiel de la gestion d'une entreprise est de maintenir de bonnes relations avec la clientèle. Une communication de qualité est indispensable pour faire mieux connaître les compétences du Service hydrologique à la clientèle. Des relations publiques de bonne qualité et un retour d'expérience sincère sont nécessaires pour satisfaire la clientèle. Comme le grand public constitue l'essentiel de la clientèle d'un Service hydrologique public, il est indispensable de le tenir informé des activités et des résultats et de lui donner la possibilité de faire part de ses réactions. Un Service hydrologique doit être très visible et veiller à informer le public de ses travaux. La Journée mondiale de l'eau, célébrée le 22 mars de chaque année, en offre l'occasion.

2.2.4 Produits et services hydrologiques

Un Service hydrologique a essentiellement pour mission de fournir des données et des informations relatives à l'eau. Celles-ci sont importantes pour le processus de décision. On peut donc considérer qu'un Service hydrologique permet à ses clients de prendre des décisions relatives à l'eau plus sûres ou moins risquées. En fait, la valeur des données et des informations du Service hydrologique est liée à l'impact qu'elles ont sur les décisions prises.

Un Service peut fournir des produits qui forment un ensemble homogène, à savoir:

- a) Des données et observations relatives à l'eau obtenues à partir d'un réseau d'observation: les systèmes de gestion de bases de données hydrologiques fournissent des statistiques de

base, comme des valeurs moyennes ou maximales journalières, mensuelles, saisonnières et annuelles, qui sont utiles aux clients;

- b) Des informations relative à l'eau : estimation globale des ressources nationales en eau, statistiques des crues ou cartographie de l'évolution spatiale et temporelle de la qualité des eaux souterraines;
- c) Un service de surveillance destiné à fournir des données ou des informations très précises en un lieu donné pour un client particulier, par exemple pour signaler le passage au-dessous d'une valeur minimale déterminée de la concentration d'oxygène dissous en aval d'un exutoire;
- d) Une connaissance et une compréhension des ressources en eau et des phénomènes liés à l'eau;
- e) Des conseils pour la prise de décisions lorsque l'information se présente sous forme de recommandations concernant les réponses à apporter en certaines circonstances, par exemple des conseils au sujet des mesures à prendre en cas de déversement de contaminants dans un cours d'eau important ou de sécheresse accrue.

La direction d'un Service hydrologique devrait chercher à développer des produits et des services à valeur ajoutée et à se libérer ainsi de l'habitude qui consiste à se contenter de fournir des données qui seront valorisées par d'autres. À cet effet, il est donc nécessaire de renforcer les capacités du Service en matière de ressources humaines, de techniques de gestion de l'information, d'assurance qualité et de commercialisation. D'autres modifications du cadre institutionnel sont parfois indispensables, par exemple pour permettre au Service de conserver les recettes qu'il génère. Les produits et services offerts par un Service hydrologique ont une valeur et sont donc des biens économiques. Le personnel chargé de les élaborer doit apprendre à les présenter de façon à répondre aux besoins des clients. Il doit aussi comprendre que ces besoins évoluent au gré de la situation climatique et économique.

2.2.5 Fonctions et activités d'un Service hydrologique

Les fonctions d'un Service hydrologique devraient correspondre aux produits et aux services demandés par le client. Le *Règlement technique* (OMM-N° 49) énonce les fonctions de base d'un Service hydrologique dans le Volume III –Hydrologie, [D.1.1] 8.3, et notamment les fonctions suivantes: élaboration de normes et de programmes d'assurance qualité, conception et exploitation des réseaux d'observation, collecte, traitement et conservation des

données, évaluation des besoins des utilisateurs en données et en informations liées à l'eau et diffusion de ces données et informations, comme les prévisions hydrologiques et les évaluations des ressources en eau.

Aujourd'hui, les hydrologues ont besoin d'avoir une vision plus large de l'hydrologie, qui intègre les aspects écologiques, biologiques et humains du système aquatique. En conséquence, les activités de nombreux Services hydrologiques sont de plus en plus diversifiées, car elles ont trait à différents types de données et d'informations. Ces Services doivent surveiller en permanence l'évolution des demandes en données, informations et conseils dans le domaine de l'eau, afin d'y affecter des ressources en conséquence. S'y prendre le plus tôt possible est toujours souhaitable, car des mesures de référence et des informations sur l'évolution de la situation seront à l'avenir nécessaires dans de nombreuses circonstances.

La situation particulière de tel ou tel pays pourrait aussi nécessiter d'autres activités de base comme la surveillance de l'érosion et du déplacement des chenaux fluviaux ou encore la sédimentation des réservoirs.

Les fonctions et les activités d'un Service hydrologique ne sont pas figées dans le temps, mais s'adaptent à l'évolution des besoins et des attentes de la société et aux progrès techniques. Les gestionnaires d'un tel Service devraient surveiller constamment les changements se produisant dans leur environnement et en évaluer les conséquences pour le fonctionnement du Service. Par exemple, ces dernières années, les activités de certains Services ont considérablement évolué sous l'effet des facteurs suivants:

- a) La reconnaissance de l'importance du changement climatique pour l'hydrologie, qui a conduit à mettre l'accent sur le suivi des sécheresses, la prévision des événements extrêmes et l'analyse des séries chronologiques;
- b) L'adoption quasi universelle de systèmes de gestion informatique des bases de données, ce qui a conduit à la publication d'annuaires hydrologiques et à la diffusion de données et de produits hydrologiques sous forme électronique;
- c) La conclusion d'accords de coopération entre les États riverains de bassins fluviaux transfrontaliers;
- d) L'adoption d'accords politiques régionaux entraînant d'importantes modifications et adaptations des normes, règlements et directives que les pays contractants doivent respecter.

C'est le cas de la directive-cadre de l'Union européenne sur l'eau 2000/60/CE (Commission européenne, 2000), qui a entraîné des changements considérables dans les Services hydrologiques de l'Union européenne et de ses futurs États membres.

Par le passé, l'activité essentielle d'un Service hydrologique consistait à concevoir et exploiter un réseau de base de stations d'observation. Il était ainsi possible d'évaluer les ressources en eau du pays considéré et de disposer d'un ensemble de données de base pour répondre aux besoins futurs en données en tout point du territoire et pour une large gamme d'applications. Cela a aussi nécessité l'acquisition de la capacité technique d'effectuer des évaluations pour des sites où il n'y avait aucune donnée de terrain.

Dans de nombreux pays, il devient difficile de défendre la notion de réseau national de base. Dans certains pays, la promotion de la gestion intégrée des ressources en eau au niveau d'un bassin versant, bien qu'il s'agisse assurément d'un excellent concept, a conduit à une focalisation des efforts de surveillance sur des applications particulières des données, au détriment de la couverture nationale. Par conséquent, il est important de faire valoir les avantages d'un Service hydrologique global et intégré, dans lequel la collecte généralisée des données est plus économique, à la fois pour le fonctionnement des réseaux de surveillance et pour la gestion des données, mais aussi pour l'évaluation des ressources en eau.

Un Service hydrologique peut aussi s'engager dans la prestation de services privés, dont voici quelques exemples:

- a) Surveillance obligatoire de la qualité de l'eau à l'aval d'un point de rejet d'eaux usées d'origine industrielle;
- b) Suivi du débit entrant d'un réservoir et du débit sortant d'une centrale pour une compagnie d'électricité;
- c) Diffusion des données hydrologiques nécessaires à la réalisation d'une étude d'impact sur l'environnement à des fins privées;
- d) Fourniture d'informations pour une entreprise d'irrigation du secteur privé;
- e) Surveillance de forages en vue du captage d'eaux souterraines pour un service de distribution d'eau.

Ces services nécessitent parfois la mise en place de réseaux spécialisés ou limités à un projet (ou encore de stations particulières), de façon à répondre aux besoins précis du client. Ce dernier prend en charge

les coûts et devient propriétaire des produits, dont l'archivage ou la diffusion ne peuvent se faire qu'avec son accord. La direction d'un Service hydrologique devrait rechercher de telles occasions. Les projets spéciaux présentent de nombreux avantages pour un tel Service: augmentation des recettes, répartition des frais généraux sur un plus grand nombre de clients, acquisition de nouvelles compétences, visibilité et soutien accrus et innovation plus importante. Les données issues de telles activités peuvent être aussi intégrées dans les informations obtenues par le biais du réseau national de base.

2.2.6 Évaluation des produits et des services et gestion de la qualité

La dernière étape de la commercialisation consiste à obtenir des réactions des clients à propos des produits et des services fournis. Le moyen le plus simple est peut-être un appel téléphonique informel passé quelques jours après la livraison du produit pour savoir si ce dernier correspond bien aux attentes. De façon plus formelle, les clients peuvent aussi être invités à répondre à un questionnaire simple. Enfin, l'outil d'évaluation par excellence est l'enquête de satisfaction. L'objectif essentiel d'une telle enquête est d'identifier les attentes initiales du client et de vérifier dans quelle mesure elles ont été satisfaites. Une façon de s'assurer de la satisfaction du client consiste à mettre en place un cadre de gestion de la qualité garantissant que les produits sont développés conformément à des procédures et des normes précises, reproductibles et approuvées.

L'assurance qualité des produits et services fournis par un Service hydrologique doit absolument s'appuyer sur des normes établies. Un nombre croissant de clients exigent de connaître les normes utilisées par le Service pour satisfaire leur demande. Généralement, les normes s'appliquent aux procédures utilisées et aux caractéristiques des produits. Il est important de rappeler que les normes sont nécessaires non seulement pour les activités techniques liées à la collecte de données hydrométriques et à la fourniture de métadonnées, mais aussi pour toutes les autres activités du Service, comme la gestion financière, la productivité du personnel et la planification à long terme. Les normes relatives aux métadonnées élaborées par l'Organisation internationale de normalisation (ISO) et présentant un intérêt pour l'OMM sont présentées à l'adresse suivante: <http://www.wmo.int/pages/prog/www/WDM/reports/ET-IDM-2001.html>.

La gestion de la qualité devrait être systématique. En d'autres termes, un Service hydrologique devrait

disposer d'un système de gestion de la qualité garantissant aux clients que les produits et les services qu'il propose répondent aux normes de qualité définies pour eux. Il peut en outre estimer qu'un système de gestion de la qualité bien documenté peut aussi être d'un grand secours en cas de procédures judiciaires relatives aux données ou aux informations qu'il diffuse.

Un système complet de gestion de la qualité est souvent perçu comme coûteux à mettre en place. Dans la pratique, cependant, il ne devrait pas être différent des procédures de gestion des produits et des données utilisées pour effectuer des mesures, les transmettre au Service, les traiter et les archiver, puis les communiquer aux clients. La mise en œuvre efficace de ces procédures passe nécessairement par:

- a) Des procédures éprouvées à chaque étape du flux de données et d'informations;
- b) Des normes établies pour les procédures de mesure et de traitement, les mesures elles-mêmes (données) et les produits dérivés;
- c) La formation et l'évaluation du personnel;
- d) L'attribution de responsabilités;
- e) Des données clairement documentées.

Ces éléments de la gestion des données sont également des composantes de la gestion de la qualité. Un dispositif complet de gestion de la qualité pourrait comporter les éléments supplémentaires suivants:

- a) Vérification de la mise en œuvre de procédures normalisées, par exemple par le biais de contrôles indépendants des courbes de débit ou du travail de terrain;
- b) Validation du respect des normes établies pour ce qui est des données archivées, par exemple par des comparaisons entre stations voisines;
- c) Attestation du suivi systématique de tous les aspects du système, par exemple par le biais d'un dossier de formation pour chaque membre du personnel.

Bien que l'on considère généralement que la qualité (c'est-à-dire une bonne qualité) coûte cher, une mauvaise qualité peut s'avérer encore plus coûteuse. Un Service hydrologique peut ainsi s'apercevoir que les observations qu'il a faites pendant plusieurs années ne valent rien à cause d'un défaut jusqu'alors ignoré d'un instrument ou qu'il lui faut retraiter intégralement des relevés de débits à cause de l'étalonnage incorrect d'un déversoir. Or, de telles mesures correctives engendrent des coûts bien supérieurs à ceux qu'aurait entraînés une vérification initiale de l'instrument ou de la procédure d'étalonnage.

2.2.7 **Cadre juridique pour l'exploitation et l'organisation d'un Service hydrologique**

Dans presque tous les pays, des Services hydrologiques ont été explicitement mis en place par des instruments juridiques ou remplissent des fonctions prévues ou autorisées par la législation. Cependant, dans certains cas, la loi ne prévoit pas l'établissement d'un organisme spécifique ou même ne désigne aucun organisme public chargé de la collecte des informations hydrologiques en plus de ses autres tâches. L'habilitation à assurer cette collecte peut être alors liée à l'obtention d'un financement annuel plutôt qu'à l'élaboration d'une législation prévoyant des activités hydrologiques.

De nombreux instruments juridiques ou quasi juridiques d'habilitation existent. Il peut s'agir d'une politique nationale de l'eau, d'une loi, d'un code de l'eau, d'un décret, d'un arrêté ou d'un accord interministériel, en fonction du système de gouvernement. L'OMM (1994) a présenté un certain nombre d'études de cas illustrant les diverses modalités possibles. Dans de nombreux pays, les ressources en eau sont gérées dans le cadre d'une loi sur l'eau, d'une loi mettant en place une agence centrale du secteur de l'eau comme le Conseil national des ressources en eau, d'une loi sur la protection de l'environnement, d'une loi sur la gestion des ressources naturelles ou d'autres lois similaires. Quoiqu'il en soit, la loi met toujours l'accent sur la gestion des ressources: répartition, tarification des ressources ou administration des permis d'exploitation. L'hydrologie n'est évoquée qu'en passant, parfois au détour d'une mention autorisant un organisme donné à recueillir des informations appropriées.

On constate une tendance marquée à la création d'agences de bassin chargées de la gestion des eaux en général, et de la diffusion d'informations relatives à l'eau en particulier. De telles agences existent désormais sur tous les continents. Souvent, les bassins hydrographiques et leurs agences sont transnationaux, comme l'Autorité du Zambèze (Zambezi River Authority) en Afrique australe. Dans certains pays, l'ensemble du territoire est couvert par des agences de bassin, alors que dans d'autres, seuls les principaux cours d'eau le sont. La gestion des ressources en eau par diverses agences de bassin ou par des administrations sous-nationales suscite le besoin d'harmoniser les normes, de coordonner les échanges de données, d'éviter les doublons et de prendre en compte les intérêts nationaux, par exemple. Ces tâches peuvent être confiées à une direction nationale et prises en charge par son

secrétariat, au sein ou à l'extérieur du SHN. Une coordination et une collaboration des organismes concernés sont alors absolument indispensables.

La complexité croissante du processus de décision dans le secteur de l'eau, qui mobilise des parties prenantes et des acteurs très divers et aux intérêts souvent divergents, exige une définition claire des rôles et des responsabilités de chacun. Pour atteindre l'objectif principal d'une gestion intégrée des ressources en eau, il faut que les données et informations soient mises à la disposition de tous les participants. Par conséquent, il est souhaitable de disposer d'un cadre et d'instruments juridiques appropriés, sur lesquels puisse se fonder le fonctionnement du Service hydrologique. Un tel cadre juridique peut être nécessaire, en particulier, pour permettre l'exécution de certaines activités ou fonctions telles que le passage sur une propriété privée en vue d'assurer l'entretien d'une station de surveillance, la perception d'une redevance pour la fourniture de certains produits ou services, l'obligation faite à d'autres organisations, y compris du secteur privé, de fournir des copies de leurs données pour les verser aux archives nationales ou l'engagement d'activités ou de liaisons transnationales.

Les gestionnaires des Services hydrologiques devraient s'efforcer de participer au processus de rédaction lors de la révision des lois relatives à l'eau. Ils devraient, en particulier, chercher à mettre en œuvre les mesures qui ont fait leurs preuves dans d'autres pays ou à les intégrer dans leur législation nationale. Les contacts avec d'autres organisations comme l'OMM et les groupes de travail de ses conseils régionaux peuvent être aussi une source d'inspiration utile. Des conseils pratiques figurent également dans les publications de l'OMM (voir OMM, 1994, 2001a).

Les fonctions d'un Service hydrologique national peuvent être assurées par un Service hydrométéorologique national, par un Service hydrologique sectoriel principal ou par un Service hydrologique fédéral supervisant plusieurs services régionaux ou relevant d'États fédérés.

Une enquête réalisée en 1991 auprès de 67 pays (OMM, 2001a) a mis en évidence quatre grands modèles d'organisation des Services hydrologiques à l'échelon national. Environ 51 % des pays disposent d'organismes hydrologiques ou hydrométéorologiques nationaux, 1 %, d'organismes régionaux (sous-nationaux) et 42 %, à la fois d'organismes nationaux et d'organismes régionaux. Enfin, 6 % des pays n'ont aucun organisme hydrologique ou hydrométéorologique national ou régional.

Les Services hydrologiques sont organisés selon des modes très divers, qui dépendent en grande partie du système juridique, de la forme de gouvernement et du degré de développement économique du pays. Des exemples de réussite montrent que l'hydrologie opérationnelle peut être mise en œuvre de façon efficace dans des situations variées. Bien que les gestionnaires d'un Service hydrologique aient une influence limitée sur les modes d'organisation au niveau national, ils devraient saisir toutes les occasions qui leur sont offertes de participer au processus de réorganisation. Ils devraient en particulier s'appuyer sur l'expérience de leurs homologues dans d'autres pays pour proposer des changements permettant d'améliorer les performances de leur Service.

La structure organisationnelle d'un Service hydrologique donné dépendra pour une bonne part de ses fonctions, produits et activités. Comme ceux-ci évoluent en permanence, la structure doit, elle aussi, évoluer.

Les gestionnaires d'un Service hydrologique devraient s'appuyer sur l'expérience d'autres Services lorsqu'ils envisagent de mettre en place des structures organisationnelles appropriées. Il est en effet toujours utile de disposer d'informations détaillées sur les avantages relatifs des différents modèles d'organisation, comme les structures pyramidales ou horizontales.

Dans un pays disposant de plusieurs Services hydrologiques, il est particulièrement important de définir des normes précises pour assurer la compatibilité des données et des produits hydrologiques. Un des rôles essentiels du Service hydrologique national ou du Service hydrologique principal est d'établir des normes nationales. Le même principe devrait s'appliquer à des Services hydrologiques nationaux couvrant un même bassin hydrographique international. Dans ce cas, l'un des rôles essentiels de l'agence de bassin serait d'établir des normes s'appliquant à tout le bassin et d'aider les SHN à s'y conformer.

Le *Règlement technique*, Volume III – Hydrologie (OMM-N° 49) contient un ensemble de normes techniques établies de longue date, tout comme le Recueil de normes N° 16 de l'ISO, Mesure de débit des liquides dans les canaux découverts (ISO, 1983).

Les normes techniques adoptées par un Service hydrologique fournissent une base objective pour le suivi et l'évaluation des performances. Ces normes devraient être intégrées aux objectifs du Service.

2.2.8 Gestion des relations avec d'autres institutions

L'eau est vitale pour de nombreux secteurs de l'économie, et beaucoup d'organisations publiques et non gouvernementales sont susceptibles de s'y intéresser. En effet, la plupart des pays comptent plusieurs organisations qui s'occupent de différents aspects de l'hydrologie, la surveillance des eaux de surface, des eaux souterraines et de la qualité de l'eau relevant généralement de la responsabilité d'organismes différents. Même s'il existe un SHN ou un Service météorologique et hydrologique national (SMHN) désigné, des liens complexes unissent souvent les différents organismes hydrologiques. À mesure que les principes de la gestion intégrée des ressources en eau et de la gestion à l'échelle du bassin fluvial se généralisent, les relations entre organismes spécialisés dans le secteur de l'eau se renforceront.

Les principaux domaines de coopération entre Services hydrologiques sont les suivants:

- a) Échange de données et d'informations entre Services hydrologiques relevant de différentes organisations mères, et avec le SHN s'il existe;
- b) Accords de coopération qui évitent les doublons et facilitent la mise en commun de technologies, par exemple grâce à l'exploitation conjointe de réseaux de surveillance, le partage d'installations telles que les laboratoires d'étalonnage des instruments, l'achat groupé de logiciels ou d'instruments hydrologiques ou encore l'organisation d'exercices de terrain conjoints pour l'assurance de la qualité;
- c) Transfert de données et d'informations hydrologiques à des organismes clients qui en ont besoin pour la gestion des ressources ou à d'autres fins;
- d) Collaboration avec les organismes nationaux chargés de la gestion des catastrophes et le Service météorologique national (SMN), de façon à fournir des prévisions et des alertes pour les phénomènes hydrologiques extrêmes;
- e) Projets communs de recherche et développement avec des universités ou des instituts de recherche, de sorte que le Service bénéficie des résultats des travaux menés par ces établissements et que ces derniers puissent accéder aux données et aux installations sur le terrain et que leurs étudiants chercheurs puissent profiter des possibilités offertes par le Service;
- f) Coopération et contacts entre les Services hydrologiques et le Service météorologique national au sujet de l'échange de données relatives à l'eau et au climat et du partage des techniques de gestion des données.

Dans la plupart des pays, la coopération dans le secteur de l'eau revêt une telle importance au plan national qu'on y crée un organisme central, comme un conseil national des ressources en eau. La position et le mandat de ces organismes varient considérablement. Dans certains cas, ceux-ci exercent des fonctions principalement consultatives et disposent d'un pouvoir limité. Dans d'autres, ils sont présidés par le Premier ministre ou en relèvent directement et disposent d'une autorité considérable. Les Services hydrologiques tirent toujours avantage de telles dispositions.

De nombreux pays riverains partagent des bassins hydrographiques avec d'autres, et ceux qui se trouvent en aval, comme le Bangladesh, le Cambodge, l'Égypte et la Gambie, sont fortement tributaires des débits amont. Idéalement, leurs Services hydrologiques nationaux devraient collaborer étroitement avec ceux des pays en amont de façon à prévoir les débits et à déclencher des alertes, le cas échéant. Les organismes de bassins fluviaux, comme la Mekong River Commission (www.mrcmekong.org) ou la Commission internationale pour la protection du Rhin (<http://www.iksr.org/>), facilitent ces relations dans certains bassins, bien que cela ne soit pas le cas partout. Incontestablement, l'une des principales responsabilités du directeur du Service hydrologique d'un État riverain est d'entretenir d'étroites relations de travail avec ses homologues des autres pays concernés, soit de façon bilatérale, soit dans le cadre d'accords de bassin administrés par le biais d'organisations multilatérales.

Un certain nombre d'organisations internationales apportent une aide considérable aux organismes nationaux chargés de la gestion des ressources en eau et aux Services hydrologiques, et les directeurs de ces Services devraient être informés de la mission et des intérêts de ces organisations.

2.2.9 Échange de données

Les dispositions prises pour l'échange des données sont d'une importance considérable pour les Services hydrologiques. Elles concernent:

- a) Le SHN, le SMN et les Services hydrologiques sectoriels de chaque pays;
- b) Les SHN dans le cas d'un bassin transfrontalier;
- c) Les SHN de pays voisins dont les ressources en eau ne sont pas mises en commun, mais qui bénéficieraient d'un accès à ces données pour la modélisation et l'analyse hydrologiques;
- d) Les SHN et les organisations internationales s'occupant de l'évaluation des ressources mondiales en eau et des archives internationales de données;

- e) Les Services hydrologiques collaborant à des projets nationaux et apportant leur appui au secteur privé.

Au début des années 1990, de nouvelles avancées techniques et certaines politiques publiques ont mis en péril l'échange libre et gratuit de données météorologiques, pourtant pratiqué de longue date. En 1995, le Congrès météorologique mondial a donc adopté la résolution 40 (Cg-XII) – Politique et pratique adoptées par l'OMM pour l'échange de données et de produits météorologiques et connexes et principes directeurs applicables aux relations entre partenaires en matière de commercialisation des services météorologiques, qui exclut explicitement les données hydrologiques. Quatre ans plus tard, en 1999, le Congrès a adopté la résolution 25 (Cg-XIII) – Échange de données et de produits hydrologiques (OMM, 2001b), qui porte expressément sur l'échange international de données et d'informations hydrologiques, mais dont les principes fondamentaux sont pertinents au niveau national. Comme cela est discuté à la section 2.5.2, le transfert ou l'échange payant de données est économiquement efficace lorsque seuls des frais de transfert sont perçus; il s'agit d'un principe fondamental énoncé dans la résolution 25 (Cg-XIII). Ces dernières années, un certain nombre de Services hydrologiques ont expérimenté divers arrangements financiers pour le transfert de données et, de l'avis général, la démarche proposée dans la résolution 25 (Cg-XIII) semble préférable. En pratique, la situation est plus difficile dans le cas des bassins transfrontaliers, où les questions de souveraineté nationale et de développement national l'emportent sur les autres. Dans ces conditions, les Services hydrologiques nationaux ne peuvent qu'insister pour que la résolution 25 (Cg-XIII) soit appliquée.

De nombreux Services hydrologiques considèrent qu'il est utile de fournir gratuitement des données aux établissements d'enseignement et aux projets scientifiques internationaux. Par ailleurs, si les données doivent être utilisées aux fins d'activités de conseil, rien ne s'oppose à ce qu'un Service hydrologique exige une participation aux frais liés à l'obtention, à la vérification, à l'archivage et au transfert de ces données.

2.3 PLANIFICATION ET STRATÉGIE [SHOFM A00]

La principale responsabilité d'un directeur est peut-être de mettre en œuvre la planification et d'élaborer la stratégie du Service hydrologique.

Pour répondre comme il convient à l'évolution de la situation et des demandes, un Service a besoin d'un dirigeant doué d'une vision à long terme et d'une capacité à mettre en œuvre les actions définies. La planification et l'élaboration d'une stratégie supposent un changement. Or le changement est rarement apprécié, surtout lorsqu'il est imposé, et il faut donc que les gestionnaires des Services hydrologiques aient de solides compétences en matière de gestion du changement. De nombreux Services peuvent avoir besoin, en particulier, de passer d'une culture organisationnelle centrée sur la technique à une culture orientée d'abord et avant tout vers la clientèle.

Les gestionnaires d'un Service hydrologique doivent disposer de plans et de stratégies qui garantissent que les ressources dont dispose le Service servent ses principaux objectifs. Divers plans, d'une durée variable, devraient être élaborés pour atteindre des objectifs bien définis. Le plan stratégique donne un aperçu des orientations générales du Service, par exemple sur une période de cinq ans. En cette période de changements rapides, se projeter sur cinq ans est difficile; le plan stratégique devra donc être actualisé régulièrement. Le plan annuel précise les objectifs et les résultats à atteindre sur une seule année de fonctionnement; il est généralement associé à un budget. Le plan de développement met l'accent sur le processus de renforcement de la capacité du Service à mener à bien ses activités et peut porter sur une période de 10 ans ou plus. En outre, d'autres plans peuvent concerner des aspects particuliers des activités du Service, comme un plan de formation du personnel.

Un plan exhaustif devrait inclure certains ou la plupart des éléments suivants:

- a) Une vision – à quoi voulons-nous que ressemble notre monde;
- b) Une mission – la raison d'être du Service hydrologique;
- c) Des principes ou valeurs – des convictions fondamentales et immuables à propos des activités du Service;
- d) Un bilan des réalisations de la précédente période de planification;
- e) Une analyse des forces, des faiblesses, des possibilités et des menaces;
- f) Des buts et des résultats attendus – un énoncé général de ce qui doit être réalisé;
- g) Des objectifs et des produits souhaités – des objectifs spécifiques: résultats mesurables et normes à respecter dans un délai fixé;
- h) Des actions – des actions précises qui permettront d'atteindre les objectifs et les résultats;
- i) Un budget;

- j) Des critères et des indicateurs de performance – des mesures qui permettront de suivre les progrès réalisés.

Un plan stratégique ou à long terme ne précise pas les actions à entreprendre et peut se limiter à un budget indicatif. Par contre, un plan annuel peut résumer brièvement de nombreuses sections d'un plan stratégique existant et mettre davantage l'accent sur les actions envisagées et le budget correspondant.

L'énumération ci-dessus commence par un énoncé de haut niveau de la vision et de la mission. Elle se poursuit par un bilan des réalisations du Service et une évaluation honnête de sa situation (ses points forts et ses points faibles) ainsi que de son environnement commercial (possibilités de développement et menaces de la concurrence ou évolution défavorable de son environnement). Viennent ensuite la description des actions menées et les moyens d'évaluer leurs résultats. Il est facile de se procurer des plans auprès d'autres organismes pour avoir une idée plus claire des démarches et des formulations appropriées. Tout directeur d'un Service hydrologique devrait pouvoir consulter, par exemple, le *Plan stratégique de l'OMM* (OMM-N° 1028), qui peut être obtenu auprès du Secrétariat de l'OMM. D'autres Services faisant partie du groupe de l'OMM sont une excellente source d'information: l'*Australian Bureau of Meteorology* (1995, 2005, 2006), par exemple, a élaboré des plans à des échéances très différentes, dont pourraient utilement s'inspirer d'autres Services.

Si le Service hydrologique relève d'une organisation mère, ses gestionnaires sont peut-être tenus d'adopter des modes et des méthodes de planification et de budgétisation strictement définies. Mais si le Service dispose d'une marge de manœuvre plus importante, ils ne doivent pas pour autant négliger la planification. Parfois, lorsque les ressources manquent et qu'il semble que le Service ne reçoive pas la reconnaissance et les encouragements qu'il mérite, la planification peut paraître inutile. Il se peut pourtant que ce soit dans ces conditions qu'elle est la plus nécessaire, car elle fixe un cap positif pour l'avenir et donne une impulsion pour le changement.

Un plan n'est pas seulement un document interne. Il est couramment utilisé pour promouvoir le Service et sert souvent de base à un accord ou un contrat de performance entre le directeur et le haut fonctionnaire dont il relève. Dans ce cas, le plan fait l'objet d'une négociation, tant avec le supérieur qu'avec le personnel du Service.

La planification est un élément essentiel de la gestion et est d'ailleurs traitée dans de nombreux manuels et dans tous les programmes de gestion de l'enseignement supérieur. Les gestionnaires des Services hydrologiques doivent la placer au cœur de leurs études de gestion.

La planification n'est pas nécessairement technique ou chronophage, bien qu'on puisse utiliser des techniques telles que l'actualisation des flux de recettes pour sélectionner la marche à suivre la plus prometteuse. Le plus important est peut-être de veiller à une participation effective des parties prenantes, qui ne doivent pas se limiter aux cadres supérieurs, mais doivent englober l'ensemble du personnel du Service, les clients et les collaborateurs potentiels. Il est souhaitable d'associer processus descendant (top-down) et ascendant (bottom-up) pour la recherche d'idées, en la facilitant grâce à la consultation des clients et autres parties prenantes. Le directeur et les cadres supérieurs doivent fixer les orientations générales du Service en s'appuyant sur leur connaissance du contexte économique et politique. Les autres membres du personnel ont parfois une perception plus concrète des forces et des faiblesses du Service et nouent souvent des liens personnels avec les clients et les collaborateurs. Généralement, chaque département fait des propositions pour certaines composantes du plan, qui seront prises en compte, modifiées ou omises selon la procédure de sélection choisie.

Un point de départ utile pour apprécier l'état actuel d'un Service hydrologique est la publication intitulée *Évaluation des ressources en eau: Manuel pour l'évaluation des capacités nationales* (OMM/UNESCO, 1997).

Avant de mettre en œuvre un plan stratégique, un plan annuel ou tout autre plan concernant le Service hydrologique, les gestionnaires doivent établir un lien clair entre ce plan et les responsabilités et fonctions du personnel. Il est indispensable que les gestionnaires attirent l'attention de leurs collaborateurs sur les résultats que ces derniers sont censés obtenir et non pas seulement sur les tâches qu'ils auront à effectuer.

Un aspect essentiel de la planification est l'évaluation des résultats déjà obtenus. Dans de nombreux pays, les organismes publics sont tenus de fournir un rapport annuel aux représentants élus siégeant au sein de l'assemblée nationale, et il s'agit là de l'évaluation des performances par excellence. Même s'ils ne sont pas tenus de le faire, les directeurs de Services hydrologiques doivent faire le point, au moins une fois par an, sur les activités et

les réalisations de leurs Services et sur les transformations de l'environnement dans lequel ces derniers évoluent. Les résultats peuvent être présentés de différentes façons et de manière plus ou moins détaillée selon le public auquel ils s'adressent: présentation brève, axée sur les contributions à la vie nationale, à l'intention des représentants élus et des clients; présentation plus détaillée, soulignant les questions d'ordre technique ou se rapportant aux produits et aux services, à l'intention du personnel; et, enfin, présentation très détaillée, comprenant une analyse des défaillances et des évolutions défavorables de l'environnement, à l'intention du personnel chargé de la gestion et de la planification.

L'évaluation des performances de l'ensemble du Service hydrologique permet de mieux en cerner les forces et les faiblesses et d'élaborer un plan qui s'appuie sur les points forts et élimine tous les points faibles. Les gestionnaires devraient évaluer ces performances selon les critères et les indicateurs préalablement définis par le plan, mais aussi examiner dans quelle mesure le Service a réalisé sa vision et sa mission ainsi que les politiques et objectifs gouvernementaux. Le retour d'expérience des clients du secteur public et du secteur privé est également un élément précieux d'évaluation des performances. Un Service qui fournit des produits de première qualité sur le plan technique, mais qui ne contribuent guère à la réalisation des objectifs assignés par les pouvoirs publics ou qui ne donnent pas satisfaction aux clients du secteur privé, risque de ne pas bénéficier d'un soutien ou d'un financement conséquent pour les périodes de planification à venir.

2.4 **GESTION DES RESSOURCES HUMAINES ET RENFORCEMENT DES CAPACITÉS** [SHOFM A00, Y00]

2.4.1 **Gestion**

La plupart des organisations considèrent que leur ressource la plus importante est leur personnel. Cela est vrai, comme le savent pertinemment les gestionnaires de Services hydrologiques performants. Compte tenu de l'évolution du rôle et des fonctions des Services hydrologiques, un changement est parfois aussi nécessaire en ce qui concerne le recrutement et le style de gestion. Ainsi, un Service qui se modernise ou qui développe des produits à valeur ajoutée peut avoir besoin de recruter des spécialistes des technologies de l'information, par exemple. Ces spécialistes accompliront

leurs tâches différemment des membres du personnel dotés de compétences de terrain plus classiques, et leur supervision s'effectuera selon des modes et des degrés différents.

La réussite et la santé à long terme d'un Service hydrologique est entre les mains du directeur et des gestionnaires. Pour s'acquitter efficacement de leurs fonctions, ces derniers doivent détenir des compétences dans un certain nombre de domaines. Le directeur doit veiller à ce que l'équipe de direction possède les qualités suivantes:

- a) Des compétences diplomatiques et administratives lui permettant d'assumer ses fonctions avec succès dans un environnement de services publics ou en tant qu'entreprise publique;
- b) La capacité de surveiller et de comprendre l'environnement économique et d'en tenir compte dans la planification des programmes du Service;
- c) Des compétences dans tous les domaines de la gestion – ressources humaines, finances, biens de capital, qualité des produits, technologies de l'information – en fonction des besoins du Service;
- d) Des qualités de commandement et de la motivation;
- e) Les compétences en marketing et communication nécessaires pour nouer des relations fructueuses avec les clients, le public et ses représentants élus, les investisseurs ou les donateurs et le «maître d'ouvrage»;
- f) Les connaissances techniques et scientifiques nécessaires pour s'assurer que le Service dispose des technologies requises;
- g) La capacité de représenter le Service et les intérêts nationaux sur la scène internationale.

Le directeur doit mettre l'accent autant sur la formation à la gestion que sur le renforcement des capacités techniques.

En effet, si le personnel constitue la ressource la plus importante d'un Service hydrologique, les gestionnaires doivent le recruter avec soin. Ils doivent le nommer ou le réaffecter de façon à répondre aux exigences des plans stratégique et annuel du Service, de sorte que les groupes de travail disposent des ressources humaines nécessaires pour atteindre les objectifs qui leur ont été assignés. Le directeur doit prendre au sérieux la relève du personnel, en préparant les plus jeunes à accéder à de plus hauts niveaux de responsabilités, au fur et à mesure que les plus âgés prennent leur retraite. Une combinaison d'expérience et de formation est nécessaire pour préparer convenablement ces membres du personnel.

Un contrat de travail entre le Service hydrologique et ses employés est un élément essentiel de toute gestion efficace et équitable des ressources humaines. Le droit du travail varie d'un pays à l'autre, et les gestionnaires des Services hydrologiques ne devraient rien ignorer de la législation en vigueur dans ce domaine. Pour un Service hydrologique qui est un organe étatique ou paraétatique, les modalités contractuelles salariales sont généralement déterminées par la réglementation nationale relative à la fonction publique.

Le directeur d'un Service hydrologique qui n'aurait pas fixé précisément les modalités des contrats de travail doit envisager sérieusement de le faire. Le principal avantage d'un accord contractuel, pour l'employeur comme pour l'employé, est qu'en raison de sa nature spécifique et transparente, il permet d'aborder les manquements de l'une ou l'autre des parties de manière objective.

La description des tâches assignées à chaque membre du personnel est un outil de gestion essentiel. Elle donne à la fois un énoncé clair de ce que le Service attend de la personne concernée, mais aussi une base pour l'établissement des objectifs de cette dernière, la mise en œuvre de l'évaluation des performances et la détermination des possibilités de formation et de progression.

Les descriptions de poste et les objectifs constituent les fondements de l'évaluation des performances du personnel, un facteur tout aussi important que la planification et l'élaboration d'une stratégie pour les gestionnaires et le personnel d'un Service hydrologique. Dans de nombreuses organisations, cette évaluation est liée à la formulation de plans de perfectionnement pour chaque membre du personnel, pour les groupes de travail – par exemple lorsqu'un groupe de travail se voit confier de nouvelles missions – ou pour l'ensemble du Service. Ces plans de perfectionnement servent aux évaluations futures des performances, en partie pour s'assurer que les propositions ont été mises en œuvre et évaluer leur réussite en matière d'amélioration des performances.

Lorsque des outils de gestion des ressources humaines comme les descriptions de poste, la définition d'objectifs et l'évaluation des performances sont mis en place, les membres du personnel peuvent exprimer des résistances et du scepticisme. Cependant, un gestionnaire découvrira probablement que ses collaborateurs seront mieux disposés vis-à-vis du changement si les outils servant à améliorer leurs perspectives professionnelles sont utilisés de façon judicieuse, constructive

et permanente sur une période d'un à deux ans. On ne saurait trop insister sur le fait que ces outils doivent être utilisés en faisant preuve de compréhension; dans le cas contraire, ils seront de peu de valeur, voire contre-productifs. Cela signifie que le directeur et les gestionnaires d'un Service hydrologique doivent s'assurer que leurs propres performances répondent aux besoins du Service.

2.4.2 **Formation initiale et continue**

La formation initiale et continue est d'une importance cruciale aussi bien pour la direction que pour le personnel, l'objectif commun étant de permettre aux membres du personnel d'apporter la meilleure contribution possible à l'accomplissement de la mission du Service. La formation, qu'elle soit initiale ou continue, devrait être gérée de façon structurée, éventuellement grâce à l'élaboration d'un plan de formation pour l'ensemble du Service ou à l'échelon individuel. Ce plan doit passer par une analyse des besoins de formation, qui fait partie du processus d'évaluation des performances. Cette analyse peut être réalisée par un organisme indépendant, par exemple lorsque les gestionnaires envisagent de mettre au point de nouveaux services, produits ou procédures, de restructurer l'organisation ou de trouver d'autres réponses à l'évolution de leur environnement économique et qu'il est nécessaire d'harmoniser les compétences actuelles avec celles du passé.

2.5 **GESTION DES FINANCES ET DES ACTIFS** [SHOFM A00]

La gestion financière est devenue un aspect fondamental du travail d'un directeur, car les gouvernements du monde entier exigent une plus grande rigueur financière. Normalement, les procédures de gestion financière sont définies par l'organisation mère du Service hydrologique; dans ce cas, le directeur et/ou certains membres de la direction reçoivent une formation adaptée dans ce domaine. Néanmoins, le directeur doit faire tout son possible pour appréhender la gestion financière de façon bien plus fine que ne l'exige le minimum requis.

Dans le secteur public, les procédures comptables sont généralement prescrites par le gouvernement, et le Service hydrologique, dans la mesure où il fait partie d'un ministère ou d'une entreprise publique, doit respecter scrupuleusement ces procédures. Il s'agit de garantir la transparence et de répondre à l'obligation de rendre des comptes, c'est-à-dire de s'assurer que les comptes du Service sont clairs et

compréhensibles, que les dépenses sont affectées aux postes prévus, que les responsabilités en matière de transactions financières sont bien définies et que les fonds ne sont pas détournés du fait de la corruption – ce qui est malheureusement une réalité dans certains pays développés ou en développement.

2.5.1 **Sources de revenus**

L'une des préoccupations majeures des gestionnaires d'un Service hydrologique – de toute organisation, en fait – est de disposer d'une source de revenus ou de recettes qui permette d'assurer le bon fonctionnement du Service et de préserver ses actifs. Dans la plupart des pays, les pouvoirs publics ont été et continueront d'être la première source de revenus.

Aujourd'hui, dans le monde entier, les gouvernements ont tendance à demander ou à permettre aux organismes publics de dégager des recettes commerciales, en plus des dotations dont ils bénéficient au titre du budget national. Certains Services ont fait des progrès considérables en ce qui concerne la prospection de clients dans le secteur privé ou public. Les produits et les services à valeur ajoutée sont les plus rentables. Un Service devrait avant tout s'employer à chercher de nouvelles sources de revenus dans les seuls domaines correspondant à sa mission fondamentale et présentant un intérêt économique manifeste (donc rentables).

Les activités commerciales doivent faire l'objet d'une autorisation officielle; les gestionnaires des Services hydrologiques qui s'engagent dans ce type d'activités ne doivent rien ignorer des lois et des réglementations nationales régissant le commerce.

Dans la plupart des pays, les clients du secteur privé sont relativement peu nombreux à s'intéresser aux produits à valeur ajoutée, qui représentent pourtant une source potentielle de recettes considérables. Cela est particulièrement vrai des pays en développement, où la pression qui s'exerce sur les Services hydrologiques en vue de les inciter à trouver de nouvelles sources de revenus est aussi probablement la plus forte. La plupart des produits et des services hydrologiques, de même que les bases de données et les autres ressources nécessaires pour les fournir, sont toutefois des biens publics dont le gouvernement est l'acquéreur logique. Quoi qu'il en soit, un Service hydrologique peut être tenu de recouvrer une partie des coûts de ses services et produits publics.

La théorie économique montre que la démarche appropriée pour le recouvrement des coûts consiste à facturer les frais généraux directs et indirects

engendrés par la fourniture du service ou du produit concerné, notamment les frais administratifs liés à ce recouvrement ainsi que les frais liés à l'amortissement des actifs utilisés. Lorsque le service ou le produit nécessite l'utilisation d'une base de données ou d'un autre actif financé grâce aux deniers publics, il n'est guère efficace, sur le plan économique, de répercuter la partie du coût correspondant à la fourniture de cet actif. Les clients potentiels sont fermement opposés à de telles pratiques et refuseront d'utiliser le service. Cette situation aboutit à une sous-utilisation des biens publics, au recours à des solutions de substitution de moindre qualité comme des estimations empiriques et, partant, à un manque d'efficacité économique. Cet état de fait est généralement confirmé par l'expérience vécue par les Services hydrologiques qui ont tenté de facturer la diffusion de données. Le plus souvent, on estime qu'il est préférable de fournir un accès public, gratuit et sans restriction aux données via Internet. Cela réduit le coût de traitement des demandes de données et peut améliorer la notoriété du Service.

Pour imposer une discipline financière et assurer un maximum de transparence, un gouvernement peut choisir d'administrer les fonds par d'autres moyens qu'une imputation au budget national. Les solutions sont notamment les suivantes:

- a) La dotation de fonds par l'intermédiaire d'une organisation non gouvernementale comme un conseil national de la recherche, qui octroie des crédits en faisant jouer la concurrence et/ou en fonction de besoins nationaux définis à l'avance en matière d'information;
- b) L'octroi du statut d'entreprise publique au Service hydrologique, les fonds publics étant alors administrés en vertu d'un contrat portant sur des résultats et des produits précis. À l'extrême, le contrat pourrait être passé en faisant jouer la concurrence et donc attribué à un autre prestataire;
- c) La conclusion d'un contrat de marché public entre le ministre de tutelle et/ou celui des finances et le directeur du Service hydrologique, prévoyant la fourniture de services et de résultats précis.

Le directeur d'un Service hydrologique a peu d'influence sur une telle décision, qui reflète la politique générale d'un gouvernement. Il doit cependant demander conseil à d'autres directeurs se trouvant dans une situation similaire, que ce soit dans d'autres organisations du même pays ou dans des Services hydrologiques d'autres pays. Il doit aussi essayer de négocier des contrats qui permettront au Service de fonctionner dans les meilleures conditions possibles.

Enfin, il convient de rappeler qu'un moyen d'accroître efficacement les revenus du Service est de réduire les coûts, par exemple en remplaçant le papier par Internet pour la diffusion d'informations. Bien sûr, le Service doit s'assurer que la qualité du produit ou du service n'en pâtit pas, mais plutôt qu'elle s'améliore du point de vue de l'utilisateur.

2.5.2 **Budgétisation et suivi des résultats financiers**

La budgétisation devrait faire partie intégrante de la planification annuelle. Lorsqu'il lui faut définir son programme en matière d'objectifs et d'activités, le Service hydrologique doit déterminer les coûts associés et, par approximations successives, réexaminer le programme envisagé de façon que son coût soit en adéquation avec les recettes prévues. De même qu'il est souhaitable que le personnel d'exploitation soit associé à l'élaboration du plan annuel, il est également souhaitable qu'il prenne part à l'élaboration du budget, auquel il lui faudra, après tout, s'adapter pour exercer ses fonctions.

En règle générale, pour les Services hydrologiques qui sont des organes publics ou parapublics, les procédures de budgétisation et les calendriers sont strictement définis. La planification annuelle doit donc s'y conformer. Il est fort probable que le Service hydrologique doive présenter à son organisation mère un budget sous une forme bien définie, c'est-à-dire conforme à un plan comptable. Les gestionnaires du Service doivent s'assurer que l'élaboration du budget en interne aboutit à un résultat final qui puisse être facilement converti dans la forme de présentation demandée. Toutefois, ils peuvent opter pour une forme de présentation plus adaptée aux activités du Service ou plus simple à utiliser.

Une fois établi, le budget devrait constituer un élément clé du plan annuel et permettre d'évaluer les résultats obtenus.

2.5.3 **Gestion des actifs**

Schématiquement, la gestion des actifs a pour objectif de préserver la valeur des actifs de l'organisation et, par conséquent, de veiller à ce que cette dernière dispose des ressources nécessaires pour garantir la continuité de son activité. Cet objectif doit donc revêtir une grande importance pour tous les gestionnaires et le personnel d'un Service hydrologique. Cette gestion consiste essentiellement à acquérir, remplacer, entretenir, protéger et céder les actifs.

2.5.4 Sécurité de la base de données

La base de données est le principal actif d'un Service hydrologique. La protection de cet actif dépend du support utilisé pour le stockage des données; quel que soit ce support, le directeur doit cependant assurer à tout prix cette protection. Dans un certain nombre de pays, des projets de sauvetage des données ont été nécessaires pour rassembler toutes les données – relevés originaux, en général sur papier –, les placer en lieu sûr et les convertir dans un format électronique plus facile à gérer à long terme. De tels projets, aussi admirables soient-ils, ne deviendraient nécessaires que dans des circonstances totalement indépendantes de la volonté du Service. Un directeur qui permettrait que le principal actif de son Service se dégrade ne serait guère excusable.

Des supports papier tels que des carnets d'observateurs, des graphiques enregistrés ou des cartes perforées ont une valeur inestimable, car ils contiennent généralement les relevés originaux qui doivent être consultés en cas de doute sur la validité des données ou de retraitement de ces dernières pour diverses raisons. Ces relevés doivent être stockés à l'abri des insectes, de l'eau, de l'humidité, de la lumière du soleil, du feu et des séismes et ne pas être égarés. Les relevés originaux devraient être placés sous la responsabilité d'un seul service; si cela n'est pas possible, il convient de désigner une seule personne responsable des données dans chaque service où ces dernières sont stockées. Quelle que soit la solution retenue, l'emplacement où se trouvent les documents originaux doit être soigneusement noté, notamment s'ils sont confiés à l'extérieur pour retraitement. Si un Service hydrologique ne dispose pas des moyens matériels ou humains pour archiver de façon permanente ses supports papier, les archives nationales, les musées ou les bibliothèques peuvent être en mesure de l'aider.

Comme le papier est un support qui se dégrade, des reproductions doivent être faites. Généralement, cette reproduction se fait sur microfilm ou microfiche, mais l'obsolescence de cette technique est problématique pour l'avenir. L'archivage électronique d'images numérisées sur CD-ROM ou d'autres supports ayant une capacité de stockage encore plus élevée est désormais une autre solution particulièrement économique. Dans ce cas, l'obsolescence technologique est peut-être plus préoccupante que pour les microfilms; le Service hydrologique doit donc mettre en place une procédure de migration régulière des archives électroniques vers des supports de stockage plus modernes.

Le stockage à long terme des relevés originaux et des données traitées sous forme électronique (par exemple de nouvelles données obtenues par télémessure ou une base de données informatique complète) exige des procédures qui, sans être trop perfectionnées, doivent être très rigoureuses. Il est indispensable d'effectuer des sauvegardes régulières et fréquentes des données en respectant rigoureusement les procédures définies, de façon à éviter que les données ne soient perdues avant d'être archivées; de nombreux commentaires sur l'archivage permettront aux utilisateurs suivants de comprendre les changements qui ont été apportés.

Bibliographie et lectures complémentaires

- Australian Bureau of Meteorology, 1995: *Long-term Plan 1995–2010*. Commonwealth of Australia, Bureau of Meteorology, Melbourne.
- , 2005: *Strategic Plan 2005–2010*. Commonwealth of Australia, Bureau of Meteorology, Melbourne (<http://www.bom.gov.au/info/leaflets/strategic-plan-2005-10.pdf>).
- , 2006: *Operational Plan 2005–06*. Commonwealth of Australia, Bureau of Meteorology, Melbourne.
- Commission européenne, 2000: Directive 2000/60/CE du Parlement européen et du Conseil du 23 octobre 2000 établissant un cadre pour une politique communautaire dans le domaine de l'eau. Directive-cadre de l'Union européenne sur l'eau, Union européenne, Bruxelles (<http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=CELEX:32000L0060:FR:HTML>). (http://www.wmo.ch/pages/prog/www/ois/Operational_Information/coolC14Sky/VolumeD/Amendments/AdditionalDataProducts/02_Resolution%2040.pdf).
- Organisation internationale de normalisation, 1983: *Mesure de débits des liquides dans les canaux découverts*. Recueil de normes ISO N° 16, Genève.
- Organisation météorologique mondiale, 1994: *The Legal Basis and Role of Hydrological Services* (P. Mosley), (WMO/TD-No. 602), Genève.
- , 1995: *Rapport final abrégé et résolutions du Douzième Congrès météorologique mondial* (OMM-N° 827), Genève.
- , 1999: *Rapport final abrégé et résolutions du Treizième Congrès météorologique mondial* (OMM-N° 902), Genève.
- , 2001a: *The Role and Operation of National Hydrological Services* (P. Mosley), Technical Reports in Hydrology and Water Resources No. 72 (WMO/TD-No. 1056), Genève.
- , 2001b: *Exchange of Hydrological Data and Products* (P. Mosley), Rapport technique relevant du programme d'hydrologie et de mise en valeur des ressources en eau N° 74 (WMO/TD-No. 1097), Genève.
- , 2006: *Règlement technique*. Volume III – Hydrologie (OMM-N° 49), Genève.

———, 2007*a*: *Recueil des documents fondamentaux N° 1* (OMM-N° 15), Genève.

———, 2007*b*: Plan stratégique de l'OMM, (OMM-N° 1028), Genève.

———/Organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture, 1997: *Évaluation des ressources en eau: Manuel pour l'évaluation des capacités nationales*, Genève et Paris.

CHAPITRE 3

GESTION INTÉGRÉE DES RESSOURCES EN EAU

3.1 INTRODUCTION

3.1.1 Développement durable de la ressource en eau

À partir des années 1970, on constate une prise de conscience croissante du caractère limité des ressources naturelles et du fait que le développement à venir doit en tenir compte. La notion de durabilité est devenue, dans l'ensemble, généralement admise, bien qu'elle puisse prendre un sens différent selon les personnes. Le présent guide fait sienne la définition adoptée par l'Union internationale pour la conservation de la nature et de ses ressources (IUCN), le Programme des Nations Unies pour l'environnement (PNUE) et le Fonds mondial pour la nature (WWF), à savoir «[une forme de développement visant à] améliorer la qualité de vie de l'homme dans les limites de la capacité de charge des écosystèmes essentiels à la vie» (IUCN/PNUE/WWF, 1991).

Est-il possible de mesurer la durabilité du développement? On peut avancer que, compte tenu de la variabilité et de l'évolution naturelles des disponibilités en eau, les effets du développement se refléteront par des modifications de la ressource. Ce que l'on appelle empreinte écologique est un outil servant à mesurer les superficies de terre et d'eau nécessaires pour produire les ressources qu'un individu consomme et pour absorber les déchets qu'il produit (voir par exemple <http://www.footprint-network.org/fr/index.php/GFN/>). Il a été estimé que la population mondiale a aujourd'hui une empreinte écologique supérieure de 20 % à la capacité biologique de la Terre. Le suivi de la quantité et de la qualité des eaux dans les systèmes naturels – cours d'eau, lacs, nappes souterraines, neige et glaces – devient donc une condition nécessaire de la détermination du degré de durabilité du développement.

La création de bases de données adéquates grâce au suivi des systèmes hydrologiques est une condition préalable fondamentale de tout processus d'évaluation et de gestion des ressources en eau. Le présent chapitre examine la pertinence des réseaux et des techniques de suivi utilisés actuellement à la lumière de l'évolution de la ressource et évalue les principes de gestion des eaux en relation avec le développement durable.

3.1.2 La nature changeante de la ressource

3.1.2.1 Changements naturels

Le système hydrologique, qui dépend des conditions météorologiques, est en constante évolution. Sur de longues périodes – de l'ordre de la décennie au millénaire –, les variations de l'énergie solaire incidente, par l'intermédiaire du système atmosphérique, entraînent d'importantes modifications des régimes hydrologiques. Ainsi, les modifications de la répartition et de l'étendue des masses de glace et de la couverture végétale sont le plus souvent le reflet de variations hydrologiques.

Dernièrement, on s'est aperçu que les interactions océan-atmosphère étaient déterminantes pour le climat. Ainsi, les épisodes El Niño/Oscillation australe (ENSO), avec leurs téléconnexions sur des zones très étendues, peuvent avoir des conséquences hydrologiques de grande envergure, qui sont particulièrement tangibles lorsqu'elles se traduisent par des sécheresses ou des inondations. Les phénomènes atmosphériques à plus long terme (comme l'oscillation décennale du Pacifique) et leurs téléconnexions peuvent également affecter les systèmes hydrologiques.

Des événements naturels complètement différents, comme des éruptions volcaniques majeures avec émission massive de poussières et de gaz dans l'atmosphère, peuvent aussi avoir des répercussions de première importance sur les systèmes hydrologiques.

3.1.2.2 Changements induits par l'homme

Les activités humaines ont une influence croissante sur les systèmes hydrologiques. Quelques-unes des plus importantes sont mentionnées ci-dessous:

- a) La construction de barrages et de dérivations a des effets majeurs sur le régime d'écoulement et le transport solide dans de nombreux cours d'eau de la planète, ainsi que sur les systèmes écologiques dans les bassins d'origine et les bassins récepteurs;
- b) Des changements d'affectation des terres ont souvent des incidences considérables sur les régimes hydrologiques:
 - i) La déforestation conduit fréquemment à un accroissement des débits de pointe

- de crues et à une érosion accrue des sols;
- ii) Le drainage des zones humides modifie souvent le régime d'écoulement;
- iii) La construction de routes et de voies ferrées favorise l'érosion et entraîne des changements dans les établissements humains et l'occupation des sols;
- iv) Les pratiques agricoles modifient les conditions d'infiltration et d'alimentation des nappes souterraines;
- v) L'urbanisation accroît de façon significative la rapidité des écoulements;
- c) En de nombreux endroits, les décharges industrielles et municipales et certaines pratiques agricoles comme l'utilisation d'engrais et de pesticides ont dégradé la qualité de l'eau;
- d) L'émission de gaz à effet de serre conduit à une évolution du climat qui se répercute sur les systèmes hydrologiques. Selon le quatrième Rapport d'évaluation du Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC, 2007), la durée, la localisation et la fréquence des événements météorologiques et climatiques extrêmes devraient changer, avec des effets particulièrement néfastes sur les systèmes biophysiques;
- e) Le transport de polluants atmosphériques sur de longues distances peut provoquer des dommages écologiques loin des lieux d'émission.

Les systèmes de surveillance doivent tenir compte de ces nombreux changements afin d'assurer une meilleure compréhension du système hydrologique, de prévoir les disponibilités en eau et de gérer les ressources de façon efficace. Plus particulièrement, le changement climatique anthropique dû à une augmentation significative des gaz à effet de serre dans l'atmosphère au cours des derniers siècles et ses effets sur les systèmes hydrologiques représentent d'énormes défis pour les gestionnaires de l'eau. Compte tenu de l'incertitude des scénarios climatiques à l'échelon régional et de la probabilité que les gestionnaires des ressources en eau de la nouvelle génération soient témoins d'événements encore non observés dans l'histoire humaine, il est plus nécessaire que jamais de disposer de séries de données hydrologiques d'une qualité éprouvée et de modèles robustes élaborés à partir d'éléments physiques.

3.1.3 Évolution de la gestion des eaux

D'importantes modifications socioéconomiques se sont produites dans de nombreuses régions du globe. La croissance rapide de la population, particulièrement dans les pays en développement

et les centres urbains en pleine expansion, conjuguée à l'industrialisation et à l'élévation du niveau de vie, a augmenté la demande d'eau. Dans bien des régions, la pollution a réduit les quantités d'eau potable disponibles. Les niveaux des nappes souterraines ont baissé en de nombreux endroits. À l'avenir, les situations où la demande dépasse l'offre vont se généraliser. Dès lors, une véritable gestion des eaux, plus efficace et rationnelle, est impérative.

Les dernières décennies ont été marquées par des changements spectaculaires dans la gestion de l'eau. D'abord, il apparaît de plus en plus manifeste que l'eau est un élément fondamental du milieu naturel. La présence et la circulation de l'eau dans tous les systèmes biologiques sont à la base même de la vie. L'eau, la terre et les systèmes biologiques doivent être considérés comme interdépendants, et la surveillance des différents éléments de l'écosystème devrait être harmonisée. Ensuite, l'eau est absolument nécessaire à toutes les formes d'activité économique: agriculture et production vivrière, production industrielle (pour une bonne part) et production d'énergie. L'eau est aussi essentielle à la santé. Trop d'eau (les inondations) ou pas assez (les sécheresses) peut provoquer des catastrophes humaines et environnementales.

La figure II.3.1a) montre l'évolution de la consommation d'eau de la planète entre 1900 et 2000. Globalement, cette consommation a décuplé; en l'an 2000, presque la moitié des ressources en eau disponibles étaient utilisées. L'agriculture, et tout particulièrement l'irrigation, reste la première consommatrice, malgré un recul constant de la part qui lui correspond, qui est passée de 90,5 % en 1900

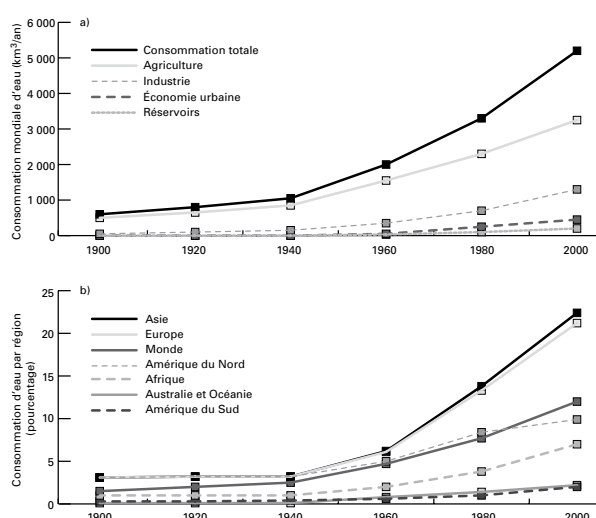


Figure II.3.1. Évolution de la consommation mondiale d'eau a) par activité et b) par région

à 62,6 % en 2000. Dans le même temps, la part de l'eau utilisée par l'industrie est passée de 6,4 % à 24,7 %; dans les villes, la progression est du même ordre, passant de 2,8 % en 1900 à 8,5 % en l'an 2000 (ONU, 1997).

Quelle a été, au XX^e siècle, la consommation d'eau ramenée aux ressources disponibles dans chacune des grandes régions du monde? La figure II.3.1b) répond à cette question en indiquant la consommation en pourcentage par rapport aux ressources théoriques, c'est-à-dire au débit total des cours d'eau. Sur la base de ces calculs, l'Europe et l'Asie ont consommé une proportion bien plus élevée de leurs ressources en eau que ne l'ont fait l'Amérique du Nord, l'Afrique, et surtout l'Australie et l'Océanie et l'Amérique du Sud. En outre, l'Europe et l'Asie présentent clairement la plus forte progression en matière de consommation, à l'exception de l'Amérique du Sud, où cet accroissement est compensé par d'abondantes réserves d'eau.

La conscience grandissante de l'omniprésence de l'eau et de son importance aussi bien dans le milieu naturel que dans les activités humaines a mis en lumière la nécessité d'une approche holistique de sa gestion. La mise en valeur de la ressource pour l'usage humain peut avoir des effets négatifs sur l'environnement, alors qu'inversement, certaines évolutions des ressources naturelles peuvent limiter ou perturber d'autres façons les activités humaines. La gestion intégrée des ressources en eau prend en compte ces nouveaux éléments.

3.1.3.1 Gestion des bassins versants

On s'accorde généralement à considérer que l'unité naturelle de gestion est le bassin hydrographique. Il est logique de gérer les ressources en eau d'un bassin fluvial de manière concertée, dans la mesure où l'eau est souvent utilisée plusieurs fois entre le cours supérieur et l'embouchure. Il paraît également justifié de gérer toutes les ressources naturelles – couvert végétal, sols, etc. – dans le cadre du bassin versant. Les besoins en eau des activités humaines devraient aussi être gérés de façon intégrée à l'échelle du bassin.

Malheureusement, les frontières politiques ne coïncident pas toujours avec les limites des bassins hydrographiques. Les cours d'eau franchissent bien souvent des frontières internationales ou traversent plusieurs circonscriptions administratives (États, provinces, etc.) dans un même pays. Globalement, la moitié environ des terres émergées correspondent à des bassins hydrographiques internationaux,

et plus de 200 bassins importants chevauchent plusieurs pays.

3.1.3.2 Fragmentation de la gestion

Il arrive souvent que, dans un même État, plusieurs organismes ou institutions fassent autorité pour différents aspects de la gestion des ressources en eau. À cet égard, les départements ou les ministères chargés de l'environnement, de l'agriculture, de l'énergie, de l'industrie et de la santé ont souvent des mandats contradictoires.

Bien trop souvent, les réseaux de surveillance d'un État sont institutionnellement et politiquement éclatés. Au sein même d'un organisme donné, la coordination des responsabilités concernant le suivi quantitatif et qualitatif des eaux est rarement assurée. Cette imprécision des responsabilités et des mandats institutionnels à l'intérieur d'un même pays, conjuguée aux demandes contradictoires entre pays quant aux usages de l'eau (dans le cas de bassins internationaux) ou aux différends entre États relevant d'un même État fédéral, crée de véritables difficultés pour la mise en place et l'entretien de réseaux de surveillance efficaces.

C'est dans ce contexte complexe et en évolution rapide des principes de gestion des eaux, des réalités politiques et socioéconomiques et des ressources en eau elles-mêmes que plusieurs mesures doivent être prises. Ces dernières portent en particulier sur la conception et l'exploitation des systèmes de surveillance, le stockage et la diffusion des données et l'usage qui est fait de ces données en vue de prendre des décisions judicieuses en matière de planification, de conception et d'exploitation des projets liés à l'eau et de diffusion d'avis et de prévisions concernant les événements hydrologiques importants.

3.2 GESTION INTÉGRÉE DES RESSOURCES EN EAU [SHOFM A00]

Le terme «intégrée» fait référence à une démarche où toutes les parties sont réunies en un ensemble harmonieux permettant de coordonner les divers éléments.

La gestion intégrée des ressources en eau peut être considérée à trois niveaux différents. En premier lieu, elle suppose une prise en compte systématique des différentes caractéristiques de l'eau – superficielle ou souterraine, et quantité et qualité. En fait, l'eau représente un système écologique formé de parties

interdépendantes. Ces parties pouvant s'influencer mutuellement, elles doivent donc faire l'objet d'une planification et d'une gestion qui tiennent compte de ces interrelations. À ce niveau, il faut généralement veiller à la façon de prendre en compte les considérations relatives à la sécurité et à la qualité de l'eau.

Au deuxième niveau, les gestionnaires ne perdent pas de vue que, si l'eau est certes un système écologique, elle interagit aussi avec d'autres systèmes de ressources, depuis les systèmes terrestres jusqu'aux autres systèmes environnementaux. Ce deuxième niveau est d'une portée plus large que le premier et porte sur des questions comme la gestion des plaines d'inondation, l'atténuation des sécheresses, la lutte contre l'érosion, l'irrigation, le drainage, les sources diffuses de pollution, la protection des zones humides et des habitats des poissons ou de la faune et les usages récréatifs. À ce niveau, l'intégration est nécessaire du fait que de nombreux problèmes liés à l'eau sont déclenchés par des décisions concernant l'utilisation des terres ou d'autres aménagements ayant des conséquences importantes pour les systèmes aquatiques.

Le troisième niveau, de portée encore plus vaste, porte sur les liens entre l'économie, la société et l'environnement – dont l'eau n'est qu'une composante. En l'occurrence, la préoccupation est de savoir dans quelle mesure l'eau facilite ou entrave le développement économique, réduit la pauvreté, améliore la santé et le bien-être et protège le patrimoine.

Ces trois niveaux soulignent le fait que les planificateurs et les gestionnaires traitent d'un éventail de systèmes souvent reliés entre eux par des relations hiérarchiques. Par conséquent, pour être efficace, la gestion intégrée des ressources en eau passe par l'adoption d'une démarche systémique ou écosystémique. Une autre caractéristique essentielle est la nécessité d'éviter toute dispersion et de mettre l'accent sur les résultats, car il y a toujours un risque de définir des systèmes ou des problématiques trop vastes pour pouvoir être abordés sous l'angle de la gestion.

Pour citer la Banque interaméricaine de développement (1998), la gestion intégrée des ressources consiste à prendre des décisions concernant le développement et la gestion des ressources en eau pour divers usages, en tenant compte des besoins et des souhaits des différents utilisateurs et parties prenantes.

En somme, pour être efficace, la gestion intégrée des ressources en eau doit se fonder sur une conception

systémique, une approche centrée et fondée sur les résultats et l'établissement de partenariats et de relations avec les parties prenantes. Le présent chapitre est consacré à la raison d'être de ces divers aspects, à la façon dont ceux-ci ont été mis en œuvre en pratique, aux enseignements d'ordre général qui en ont été tirés et aux précautions à garder à l'esprit.

3.3 **RAISON D'ÊTRE DE LA GESTION INTÉGRÉE DES RESSOURCES EN EAU**

3.3.1 **Quantité et qualité de la ressource en eau**

La responsabilité de la gestion de la quantité (de l'approvisionnement) et de la qualité de l'eau est souvent confiée à des organismes distincts. Cette situation s'explique parfois par des raisons administratives historiques sans lien avec la question, mais est aussi due au fait qu'une telle séparation renforce l'efficacité en permettant à des spécialistes de se consacrer à un aspect précis de la gestion de l'eau. Cette pratique a généralement donné lieu à l'émergence de deux groupes ou écoles de spécialistes de l'eau, qui agissent séparément: ceux qui sont chargés de la gestion de l'eau propre et ceux qui sont chargés de celle de l'eau insalubre.

Cette division présente l'inconvénient majeur de négliger le fait que les causes – et donc les solutions – des problèmes liés à la quantité et à la qualité de l'eau sont fréquemment interdépendantes. Par exemple, si le débit d'un cours d'eau baisse en raison d'une variabilité naturelle, l'eau risque d'être en quantité insuffisante pour répondre aux besoins des différents utilisateurs ou pour assimiler les déchets déversés dans le cours d'eau. En conséquence, des barrages et des réservoirs peuvent être construits pour améliorer le stockage en vue de satisfaire les besoins des usagers et offrir un débit plus fort pendant la saison sèche afin de respecter les normes de qualité de l'eau. Pour optimiser la conception des barrages et des réservoirs, les besoins d'ordre quantitatif et qualitatif doivent être soit considérés conjointement, soit intégrés dans les pratiques de gestion.

3.3.2 **Eau de surface et eau souterraine**

Dans de nombreuses régions du monde, les eaux souterraines constituent la principale source d'approvisionnement des cours d'eau durant la saison sèche. En outre, certaines activités terrestres, notamment celles qui risquent de provoquer des fuites dans des réservoirs souterrains de stockage,

peuvent conduire à une pollution des aquifères. D'autres activités terrestres, comme les prélèvements liés aux besoins urbains ou agricoles qui dépassent les taux de recharge, peuvent aussi conduire à l'épuisement des réserves d'eau souterraine.

Compte tenu des interconnexions mentionnées plus haut, il est nécessaire, pour assurer une gestion efficace des systèmes aquatiques, d'étudier et de gérer les eaux superficielles et souterraines comme des systèmes reliés entre eux, surtout pour garantir un approvisionnement en eau de qualité acceptable. Une démarche intégrée favorise, pour ne pas dire exige, une gestion conjointe de ces eaux.

3.3.3 **Considérations amont et aval**

Les décisions ou les mesures prises dans la partie amont d'un bassin hydrographique ou versant ont des conséquences pour les zones situées en aval. Ainsi, la pollution d'un cours d'eau qui se produit dans la partie supérieure du bassin, qu'elle soit ponctuelle ou diffuse, peut créer des nuisances sanitaires ou avoir d'autres effets négatifs pour les utilisateurs – humains ou autres – en aval. À l'inverse, si les responsables de zones urbaines situées en aval estiment qu'ils peuvent réduire l'exposition aux crues en construisant des barrages et des réservoirs dans la partie supérieure du bassin, les résidents en amont risquent d'en pâtir. En effet, les remontées d'eau en amont dues à ces constructions risquent d'inonder des terrains habités et des zones agricoles, entraînant la perte de logements et de moyens de subsistance pour certains agriculteurs et parfois la dégradation ou la disparition d'éléments du patrimoine, comme des sites historiques ou des cimetières.

Les interconnexions des différentes zones d'un bassin hydrographique ou versant sont souvent invoquées pour justifier l'utilisation du bassin comme unité spatiale de la gestion intégrée des ressources en eau. Un tel raisonnement est logique. Cependant, il faut bien comprendre que le bassin où s'écoulent les eaux superficielles ne correspond pas forcément à l'étendue d'un aquifère. Il ne faut jamais partir du principe que les systèmes de surface et souterrain ont les mêmes dimensions. L'éventualité d'une telle disparité d'étendue pose aux gestionnaires de l'eau un problème qui ne trouve pas de réponse évidente. Un autre problème se pose en cas de transferts entre bassins, ce qui nécessite une perspective qui aille au-delà des besoins amont et aval d'un seul bassin et qui prenne en compte les interconnexions d'au moins deux bassins hydrographiques.

La délimitation géographique d'un système de gestion qui repose sur les caractéristiques de l'écosystème se heurte également à la difficulté liée à la présence de diverses frontières administratives et politiques. Les cours d'eau et parfois les lacs ont servi à délimiter les frontières entre municipalités, provinces, États et pays et sont parfois partagés par plusieurs pays ou subdivisions administratives. Par conséquent, la gestion de ces cours d'eau ou de ces lacs nécessite l'engagement et la collaboration de divers partenaires. L'exemple le plus flagrant à cet égard est celui du Danube, dont le bassin est partagé par 19 pays. Il est particulièrement difficile de mettre en place une démarche intégrée tout en veillant à ce que les intérêts et les préoccupations amont et aval propres à différents pays soient pris en compte.

3.3.4 **Eau, sols et autres systèmes de ressources**

De nombreux problèmes liés à l'eau trouvent leur origine dans les sols. Ainsi, pour réduire les dégâts liés aux crues, il ne suffit pas, en général, de maîtriser les variations du niveau des cours d'eaux et des lacs au moyen de barrages, de digues et de levées. L'occupation des sols résultant du développement urbain et de l'agriculture entraîne parfois la disparition ou la diminution des zones humides et forestières et des prairies, ce qui exacerbe les problèmes d'érosion et de crues. Ainsi, il semblerait que les dégâts provoqués par les crues du Gange en Inde et de l'Indus au Pakistan sont dus en grande partie à la disparition de forêts dans l'Himalaya. En outre, les initiatives visant à améliorer la qualité de l'eau devraient souvent commencer par un examen des activités liées aux autres systèmes de ressources. Ainsi, l'utilisation de pesticides, d'herbicides et d'engrais pour augmenter la productivité agricole contribue souvent de façon importante à la pollution diffuse. Il faut donc veiller à ce qui se passe sur la terre ferme pour lutter contre la pollution des systèmes aquatiques.

Un autre problème est le transport de la pollution par voie atmosphérique sur de grandes distances. Même si les principaux gestionnaires de bassin adoptent une démarche intégrée, ils n'ont généralement pas qualité pour agir contre des sources de pollution extérieures au bassin et distantes de plusieurs centaines de kilomètres.

3.3.5 **Environnement, économie et société**

Historiquement, dans les pays développés et en développement, la gestion de l'eau a relevé de trois disciplines: l'ingénierie, l'agriculture et la santé

publique. En conséquence, les ingénieurs ont tout d'abord fait porter leurs efforts sur la recherche de solutions structurelles à des problèmes allant de la sécurité de l'approvisionnement en eau – à usage urbain, industriel ou agricole – à la qualité de l'eau et aux dégâts provoqués par les crues. Parallèlement, les professionnels de la santé se sont intéressés au traitement et à l'élimination des eaux usées et autres déchets nocifs pour la santé.

La gestion de l'eau étant surtout l'affaire des ingénieurs et des professionnels de santé, ses aspects techniques et économiques ont été mis en avant. Dans les années 60, on a pris de plus en plus conscience que les aspects liés à l'environnement devaient bénéficier d'une plus grande attention, puis qu'il fallait aussi s'intéresser aux dimensions sociales et culturelles. Cette prise de conscience a incité progressivement les acteurs du secteur à constituer des équipes – au moins pluridisciplinaires et au mieux interdisciplinaires –, afin de rapprocher et prendre en compte des points de vue professionnels et disciplinaires différents pour l'élaboration de méthodes de gestion appropriées. Étant donné que chaque discipline représentée au sein de ces équipes fournit des résultats qui lui sont propres et qu'une tierce partie est chargée d'harmoniser les différentes contributions, il faut surmonter nombre d'obstacles et de problèmes pour constituer une équipe efficace. Mais il faut en passer par là pour élaborer et appliquer un nouveau savoir, les membres de l'équipe collaborant sur un pied d'égalité pour relever un défi commun. Ces équipes sont indispensables si l'on veut privilégier des stratégies prenant en compte les aspects environnementaux, économiques et sociaux d'une manière parfaitement intégrée.

3.3.6 **Fragmentation horizontale et verticale: systèmes et cloisonnements administratifs**

Nonobstant les raisons impérieuses de recourir à une gestion intégrée des ressources en eau, il existe aussi des raisons pratiques de favoriser l'organisation d'organismes publics autour d'un seul ou d'un sous-ensemble de systèmes de ressources. Par conséquent, il est courant de trouver des départements ou des ministères différents chargés de l'agriculture, des forêts, de la faune et de la flore sauvage et des ressources naturelles. La séparation des fonctions entre différents organismes est appelée fragmentation horizontale: pour un palier de gouvernement donné – national, régional ou local –, la gestion d'une ressource particulière est confiée à plusieurs organismes. Ce type d'organisation suppose que l'on dispose d'une gamme de compétences techniques

au sein d'une équipe capable de porter son attention sur les problèmes et les possibilités relatifs à la ressource et, le cas échéant, de développer des relations de travail avec les usagers. Parallèlement à ces structures organisationnelles, des comités ou des groupes d'étude interministériels peuvent être mis en place pour coordonner les différents intérêts, mandats et perspectives.

Sans coordination ni collaboration, il existe un réel danger de perdre en efficacité et en efficience. Ainsi, dans l'exercice de sa mission qui consiste à augmenter la production agricole à moindre prix, un ministère de l'agriculture peut vouloir drainer des zones humides afin de mettre plus de terres en culture ou favoriser l'usage d'engrais ou d'autres produits chimiques pour accroître les rendements. Par contre, un ministère des ressources naturelles peut souhaiter mettre en œuvre des programmes de protection ou d'extension des zones humides afin d'améliorer l'habitat et la diversité de la faune et de la flore sauvages et de retarder le ruissellement lors des orages, de manière à réduire les crues en aval. De tels programmes peuvent aussi servir à freiner l'utilisation de produits chimiques agricoles en vue de réduire la pollution des plans d'eau où vivent des poissons, des oiseaux et d'autres espèces. Les activités de ces ministères pourraient n'avoir finalement aucun effet sur l'étendue ou le type des zones humides d'un territoire, alors que des sommes importantes auraient été dépensées pour drainer les zones humides en certains endroits et les agrandir dans d'autres.

Comme il est indiqué plus haut, la fragmentation horizontale fait référence à la division des responsabilités à un niveau donné de gouvernement. Quant à la fragmentation verticale, elle se produit lorsque des organismes à différents niveaux de gouvernement – national, provincial (État) ou local – ont un intérêt ou une responsabilité en commun vis-à-vis d'une ressource donnée, comme l'eau par exemple. Ainsi, un organisme d'État peut entreprendre de concevoir, réaliser et exploiter un barrage et un réservoir, notamment dans le but d'approvisionner en eau des collectivités avoisinantes. En même temps, un autre organisme au niveau local peut être chargé de la distribution de l'eau d'un réservoir vers des ménages, des entreprises industrielles et les systèmes d'irrigation d'exploitations agricoles. Dans une telle situation, il est indispensable de disposer de mécanismes ou de processus permettant de coordonner les missions et les activités entre les différents niveaux de gouvernement. La fragmentation, qu'elle soit verticale ou horizontale, crée parfois des obstacles à l'indispensable intégration en matière de gestion des ressources en eau.

L'une des façons de remédier à cette fragmentation a consisté à supprimer des organismes dédiés à une ressource spécifique et à en créer d'autres d'assise plus large, comme des ministères de l'environnement ou du développement durable. C'est du moins l'initiative qu'a prise le Gouvernement fédéral canadien en supprimant sa Direction des eaux intérieures et en réaffectant les spécialistes de cette direction à différentes divisions d'Environnement Canada. L'objectif était de s'assurer que l'eau était prise en compte au même titre que d'autres ressources, dans la perspective d'un développement durable. Cette théorie était cohérente. Toutefois, il est vite apparu que d'autres fonctionnaires fédéraux ou certains clients éprouvaient d'importantes difficultés à trouver les spécialistes de l'eau auxquels ils auraient pu faire part de leurs préoccupations. En outre, on a pu constater que la plupart des agriculteurs ou des autres usagers de l'eau estimaient que leurs problèmes étaient liés à l'eau ou à la gestion des déchets, et non au développement durable.

Les concepts de fragmentation verticale et horizontale montrent que c'est à la limite ou à l'interface entre les mandats et responsabilités de deux ou plusieurs organismes que surgissent les principales difficultés auxquelles sont confrontés les gestionnaires de l'eau et d'autres ressources et qu'il faut donc que ces derniers collaborent ou lancent des partenariats. Les organismes se révèlent généralement très compétents lorsqu'ils s'occupent de problèmes ou de tâches relevant clairement de leur mission ou de leur autorité. En revanche, les problèmes aux limites présentent des difficultés sérieuses et nécessitent donc une démarche intégrée, malgré les problèmes administratifs pratiques qu'ils posent.

3.3.7 **Collaboration, coordination et cohérence**

Quels critères utiliser pour évaluer la pertinence d'une démarche de gestion donnée? On applique généralement les critères suivants: l'efficacité, qui mesure le degré d'obtention des résultats ou des produits escomptés; l'efficience, qui évalue le degré de production des effets souhaités sans gaspillage de temps et d'énergie; et l'équité, qui consiste à assurer une juste répartition des avantages et des coûts. Comme on l'a vu précédemment, de nombreux facteurs peuvent compromettre l'efficacité, l'efficience et l'équité en matière de gestion.

La gestion intégrée des ressources en eau peut aider les gestionnaires à satisfaire ces critères. Les facteurs ci-après sont essentiels pour l'intégration: la collaboration, ou le fait d'œuvrer de concert;

la coordination, qui suppose des ajustements équilibrés, le travail en commun ou la remise en ordre; et les relations et la cohérence, c'est-à-dire l'existence de liens logiques harmonieux entre les différentes parties d'un tout.

L'intégration n'est pas une fin en soi, mais un moyen. S'agissant de la gestion des ressources en eau, elle doit donc être précédée d'une vision partagée de la situation ou de l'état souhaité pour l'avenir. À défaut, il est difficile de déterminer quelles parties doivent être traitées comme un tout, quelles personnes doivent collaborer afin d'établir un ordre et des relations appropriés et quels liens logiques doivent être faits.

Si l'intégration comme outil d'aide à la réalisation d'une vision se justifie, c'est parce qu'elle permet d'atteindre une situation future souhaitée avec efficacité, efficience et équité. Elle est généralement préconisée du fait de sa contribution potentielle à ces trois critères. Elle contribue à l'efficacité, en permettant de s'assurer que les différents besoins et perspectives sont pris en compte et intégrés dans les plans et les activités, à l'efficience, en permettant de s'assurer que les mesures prises par un organisme n'annulent pas celles prises par un autre, et à l'équité, en imposant l'examen des valeurs et des intérêts des différentes parties prenantes.

3.4 **ÉVOLUTION DE LA GESTION INTÉGRÉE DES RESSOURCES EN EAU**

La gestion intégrée des ressources en eau n'est pas un concept nouveau. Elle existe sous une forme ou une autre depuis plus d'un demi-siècle dans les déclarations et les écrits d'éminents spécialistes de l'eau comme Gilbert White. Lors de la Conférence des Nations Unies sur l'eau qui s'est tenue en 1977 à Mar del Plata, une résolution en faveur de ce concept a été adoptée. Quelques années plus tard, ce type de gestion a été considérée comme un principe directeur de la Déclaration de Dublin sur l'eau dans la perspective d'un développement durable (Conférence internationale sur l'eau et l'environnement, 1992). Plus récemment, le programme du Partenariat mondial pour l'eau s'est appuyé sur cette notion (Tortajada, 2003). Dans divers pays et régions, des initiatives ont été prises pour gérer l'eau selon cette méthode, même si le terme n'a pas été employé. La présente section passe en revue l'expérience acquise au terme d'une série d'approches de la gestion intégrée des ressources en eau.

3.4.1 **États-Unis d'Amérique: Ohio Conservancy Districts (districts de conservation de l'Ohio), Tennessee Valley Authority (Autorité de la vallée du Tennessee)**

En 1993, la *Tennessee Valley Authority* a été créée afin de gérer de façon coordonnée et intégrée les initiatives liées au développement de l'hydroélectricité, à la navigation et à la maîtrise des crues dans le bassin du Tennessee. Sans la création de cette autorité, les divers organismes responsables de l'approvisionnement en énergie, de la navigation et de la maîtrise des crues auraient vraisemblablement agi de manière indépendante et donc manqué une occasion de concevoir et mener leur action de façon complémentaire. De plus, la *Tennessee Valley Authority* a participé à d'autres initiatives dans les domaines de la planification rurale, du logement, des soins, des bibliothèques et des loisirs, car aucun organisme ne fournissait ces services ou ces équipements.

3.4.2 **Canada: offices de protection de la nature**

En 1946, une législation portant création d'offices de protection de la nature a été adoptée en Ontario; ces offices sont des organismes correspondant à des bassins versants, qui ont été constitués grâce à un partenariat entre un certain nombre de municipalités et le gouvernement provincial (Richardson, 1974; Mitchell et Shrubsole, 1992). Le projet a été lancé lorsqu'on s'est rendu compte que les municipalités ne disposaient ni des ressources ni du pouvoir nécessaires pour prendre des initiatives telles que la construction et l'exploitation de barrages et de réservoirs en amont pour la protection contre les crues, alors que de telles initiatives auraient pu bénéficier aux municipalités et aux autres collectivités en aval. En 2005, on dénombrait 36 offices de protection de la nature en Ontario, qui couvraient des zones abritant 90 % de la population.

Ces offices ont été fondés sur les principes ci-après, dont la valeur ne s'est toujours pas démentie:

- L'unité de gestion optimale est le bassin versant: la plupart des activités économiques de la province, comme l'agriculture et l'exploitation forestière, dépendent de l'eau et de ressources terrestres, soulignant la nécessité d'une approche intégrée;
- L'initiative à l'échelon local est indispensable: un office de protection n'est établi que lorsqu'au moins deux municipalités d'un même bassin versant conviennent de collaborer entre elles et avec l'administration provinciale;

- Le partenariat provincial-municipal est essentiel: s'il ne doit pas imposer la création d'un office de protection, le gouvernement provincial y participe en tant que partenaire. Cependant, cette façon de procéder signifie aussi que des zones peu densément peuplées ou dont l'assiette fiscale est modeste ne sont pas en mesure de créer un office de protection, car les fonds nécessaires ne peuvent être levés à l'échelon local;
- Une perspective globale est nécessaire: de nombreux problèmes liés à l'utilisation des terres sont causés par un excès ou une pénurie d'eau, tandis que des problèmes liés à l'eau sont souvent influencés par des activités terrestres. Une démarche globale a donc été favorisée, selon laquelle l'eau et les ressources terrestres connexes sont examinées ensemble;
- La coordination et la coopération sont importantes: tout nouvel office de protection est tenu de créer des liens avec les organismes provinciaux et municipaux responsables des autres ressources naturelles, de l'environnement et de la planification.

3.4.3 **États-Unis d'Amérique et Canada: les Grands Lacs**

Le bassin des Grands Lacs, partagé par les États-Unis d'Amérique et le Canada, s'étend, jusqu'à l'embouchure du lac Ontario, sur une superficie de 765 990 km², soit 521 830 km² de terres et 244 160 km² d'eau. Il contient environ 20 % des réserves mondiales d'eau douce de surface et compte plus de 40 millions d'habitants, soit 14 % de la population des États-Unis et 30 % de celle du Canada. Le bassin est administré par deux pays, huit États, deux provinces et des centaines de municipalités.

Les deux gouvernements nationaux ont signé le Traité des eaux limitrophes en 1909, en vertu duquel a été établie la Commission mixte internationale. Cette dernière est composée de six commissaires, trois de nationalité américaine et trois de nationalité canadienne. Il s'agit d'un organe et d'un forum binational permanent pour la coopération internationale et la résolution des conflits en matière de pollution de l'air, de qualité de l'eau et de régulation des niveaux d'eau et des débits entre le Canada et les États-Unis le long de leur frontière commune. La Commission dispose d'un pouvoir quasi judiciaire, d'enquête et de surveillance ainsi que de deux instruments opérationnels: le Conseil de la qualité de l'eau des Grands Lacs et le Conseil consultatif scientifique des Grands Lacs. La Commission a élaboré deux accords importants, les

accords de 1972 et 1978 relatifs à la qualité de l'eau dans les Grands Lacs, qui comportent des amendements adoptés en 1987. L'accord de 1978 a fait office de catalyseur pour l'application d'une démarche écosystémique.

3.4.4 **Australie: gestion de bassins entiers**

Le développement de la gestion de bassins hydrographiques entiers en Australie peut être porté au crédit de Burton (1986). En 1947, le gouvernement de l'État de Nouvelle-Galles du Sud a créé un ministère de la protection de la nature, chargé de coordonner la gestion des ressources en eau, des sols et des forêts de l'État. En 1950, une loi a été adoptée en vue de créer le Hunter Valley Conservation Trust, chargé de la gestion coordonnée des ressources aquatiques et terrestres de cette vallée, qui remonte à l'intérieur des terres depuis Newcastle, sur la côte de la Nouvelle-Galles du Sud. Au niveau de l'État, le Premier ministre a approuvé, en 1984, la création d'un comité interministériel pour la gestion globale du bassin versant et annoncé par la suite qu'un plan de gestion de l'ensemble du bassin versant serait élaboré pour chacune des principales vallées fluviales de la Nouvelle-Galles du Sud.

3.4.5 **Nouvelle-Zélande: loi sur la gestion des ressources**

L'expérience de la Nouvelle-Zélande en matière de gestion intégrée des ressources en eau remonte aux années 40 (Memon, 2000). Ensuite, à partir des années 60, des plans de contrôle des bassins versants pour la conservation des sols et la régulation des cours d'eau ont été lancés, lesquels ont été suivis, dans les années 70, d'inventaires des ressources à l'échelle des bassins et de plans informels de répartition des ressources en eau.

La loi sur la gestion des ressources (*Resource Management Act*) de 1991, qui constitue un jalon important, s'est distinguée dans la mesure où elle a fourni «la base législative d'une approche relativement intégrée de la planification environnementale» (Memon, 2000). En outre, cette loi a remplacé un grand nombre de lois distinctes, parfois contradictoires et faisant double emploi, liées à l'utilisation des terres, de l'eau, de l'air et des ressources géothermiques. En vertu de cette loi, les attributions sont réparties en trois niveaux. Le gouvernement central est chargé de l'élaboration des politiques et de la surveillance. Au niveau infranational, les tâches de gestion de l'eau, des autres ressources et de l'environnement sont accomplies dans le cadre d'un système à deux niveaux mobilisant des conseils régionaux polyvalents directement

élus et des autorités territoriales locales: conseils municipaux et de district. Les 12 conseils régionaux correspondent aux grands bassins fluviaux du pays.

3.4.6 **Afrique du Sud**

La loi sur l'eau de 1956 a été adoptée pour parvenir à une répartition équitable de l'eau entre le secteur agricole et le secteur industriel. Un aspect essentiel de la loi a été de donner des droits à l'eau aux propriétaires riverains, en les autorisant à édifier des barrages ou d'autres ouvrages de retenue. Vers le milieu des années 90, cependant, on s'est rendu compte que la loi de 1956 présentait d'importantes lacunes. Premièrement, les préoccupations concernant la qualité de l'eau n'avaient pas été systématiquement prises en considération dans les décisions de gestion, qui portaient généralement sur la répartition de l'eau en termes quantitatifs. Cela avait abouti à une pollution organique et une eutrophisation de plus en plus importantes. Deuxièmement, les besoins en eau à des fins environnementales n'avaient pas été suffisamment reconnus. Troisièmement, du moins dans de nombreuses zones rurales, l'accès à l'eau était estimé inéquitable. Enfin, plusieurs analyses réalisées au cours des années 90 avaient souligné la nécessité d'une approche plus intégrée de la gestion de l'eau (Ministère sud-africain des eaux et forêts (*Department of Water Affairs and Forestry*) et Commission des ressources en eau (*Water Resources Commission*), 1996; Lazarus, 1997; Gorgens *et al.*, 1998). Cela a abouti à l'élaboration, en 1995, d'un livre blanc sur une politique nationale de l'eau en Afrique du Sud, qui a donné lieu à des consultations qui se sont poursuivies sur deux ans (*Department of Water Affairs and Forestry*, 1997).

L'Afrique du Sud a adopté une nouvelle loi sur les services de distribution d'eau (*Water Services Act*) en 1997 et la loi nationale sur l'eau (*National Water Act*) en 1998, en vue de modifier le mode de gestion de cette ressource. Un aspect essentiel de cette nouvelle démarche a été la mise en place d'une gestion intégrée des ressources en eau. La loi nationale sur l'eau énonce que l'eau est une ressource rare, irrégulièrement répartie à l'échelle nationale, mais aussi qu'elle appartient à tous, et pas seulement aux propriétaires riverains. La pérennité et l'équité ont été reconnues comme des principes fondamentaux, et la satisfaction des besoins essentiels des générations actuelles et futures devient un objectif primordial, au même titre que la protection de l'environnement et le respect des obligations internationales pour les ressources en eau partagées. Le développement social et économique doit également être favorisé par des politiques

appropriées en matière de répartition et d'utilisation de l'eau.

La loi nationale sur l'eau met l'accent sur la décentralisation. Au nombre des nouvelles institutions essentielles figurent les agences de bassin, par le biais desquelles la responsabilité de la gestion de l'eau est déléguée au niveau régional ou du bassin versant, en concertation avec les collectivités locales. Chaque agence de bassin est chargée d'élaborer une stratégie de gestion à l'échelle du bassin, qui lui donne la capacité de gérer, surveiller, préserver et protéger les ressources en eau, d'en réglementer l'utilisation, d'exiger la mise en place de systèmes de gestion, mais aussi de contrôler, limiter ou interdire temporairement l'utilisation de l'eau pendant les périodes de pénurie. Des associations d'usagers se sont également constituées en vertu de la législation, avec pour objectif principal d'aider les usagers individuels et de faciliter leur coordination.

En s'appuyant sur l'expérience de l'Afrique du Sud, Van Zyl (1999) en conclut qu'une gestion intégrée efficace des ressources en eau passe par les éléments suivants:

- a) C'est une affaire d'équipe. Dans une équipe, il faut une compréhension commune, des aptitudes individuelles et collectives, des règles du jeu et une bonne organisation. Il faut également un encadrement, une coordination, des politiques ainsi que des stratégies et une planification intégrées;
- b) Il s'agit de gagner et d'atteindre des objectifs. Cela exige de l'engagement et de la passion pour le jeu, une motivation individuelle et collective, un esprit d'équipe, une confiance réciproque et le respect des règles du jeu, de l'équipe elle-même et de ceux qui la soutiennent;
- c) Il s'agit de stratégies de haut niveau. Cela requiert une connaissance des enjeux concrets, un engagement des bons, voire des meilleurs éléments de l'équipe, une analyse des systèmes de valeurs, une organisation tactique, l'esprit d'entreprise, une ouverture d'esprit, le sens de l'innovation et l'adoption d'une culture de la réussite;
- d) Il s'agit de champions, de personnes dotées d'une vision, d'esprit d'initiative et de passion et d'un leadership d'exception;
- e) C'est aussi un exercice d'administration publique et de science politique. Il faut soutenir le programme pour éviter qu'il n'échoue.

Les points soulevés ci-dessus sont pertinents au-delà du cas de l'Afrique du Sud et méritent d'être pris en compte au stade de la conception, de la création ou

de la mise en œuvre des stratégies de gestion intégrée des ressources en eau.

3.5 **PERSPECTIVES POUR LA GESTION INTÉGRÉE DES RESSOURCES EN EAU**

3.5.1 **Conférence de Dublin et Sommet "planète Terre" (1992)**

Avant la Conférence des Nations Unies sur l'environnement et le développement, communément appelée Sommet «planète Terre», qui s'est déroulée à Rio de Janeiro en juin 1992, la Conférence internationale sur l'eau et l'environnement a eu lieu en janvier 1992 à Dublin (Irlande). Elle a été organisée par l'OMM, au nom de toutes les nations ayant des intérêts dans le domaine de l'eau douce. Cet événement a été le plus complet sur la question de l'eau douce depuis la Conférence des Nations Unies sur l'eau, qui s'est tenue à Mar del Plata, en Argentine, en mars 1977. Le but de la Conférence de Dublin était de recenser les questions prioritaires liées à l'eau douce et de recommander des mesures pour y remédier (Conférence internationale sur l'eau et l'environnement, 1992). Les idées et les propositions de Dublin ont été reprises par le Sommet «planète Terre», et la plupart des recommandations ont ensuite été incluses dans le programme Action 21, la stratégie de développement durable pour le XXI^e siècle (Young *et al.*, 1994).

La Déclaration de Dublin sur l'eau et le développement durable, principal résultat de la conférence, est issue des délibérations de plus de 500 représentants de 114 pays, 28 organismes des Nations Unies et 58 organisations non gouvernementales et intergouvernementales. Dans les principes directeurs de la Déclaration de Dublin, il est affirmé que des mesures concertées s'imposent pour redresser la situation – consommation excessive, pollution et risques croissants d'inondation et de sécheresse. Ces mesures doivent être prises aux échelons local, national et international et s'inspirer de quatre grands principes. Le premier principe a été interprété comme un appel à une gestion intégrée de l'eau:

L'eau douce – ressource fragile et non renouvelable – est indispensable à la vie, au développement et à l'environnement. Comme l'eau est indispensable à la vie, la bonne gestion des ressources exige une approche globale qui concilie développement socioéconomique et protection des écosystèmes naturels. Une gestion efficace intégrera l'utilisation du sol et de l'eau pour la totalité d'un bassin versant ou d'un aquifère.

Les autres principes soulignent les impératifs suivants:

- a) Une approche participative associant usagers, planificateurs et décideurs à tous les échelons, les décisions étant prises à l'échelon compétent le plus bas;
- b) Un rôle accru pour les femmes dans l'approvisionnement, la gestion et la préservation de l'eau;
- c) La reconnaissance du fait que l'eau, utilisée à de multiples fins, a une valeur économique et devrait donc être reconnue comme bien économique. Considérer l'eau comme un bien économique et la gérer en conséquence, c'est ouvrir la voie à une utilisation efficace et à une répartition équitable de cette ressource, à sa préservation et à sa protection. De plus, tous les êtres humains ont le droit fondamental à une eau salubre et à une hygiène adéquate pour un prix abordable.

Le premier principe de la Déclaration de Dublin, qui, depuis le Sommet «planète Terre», préconise une approche globale et intégrée, est celui qui a retenu le plus l'attention. Il porte sur l'impossibilité de traiter isolément les problèmes de l'eau et sur la nécessité d'étudier ces derniers en relation avec les questions relatives aux terres et à la planification de leur utilisation. Il ne s'agit pas d'un principe révolutionnaire, car l'Organisation de coopération et de développement économiques (OCDE, 1989) avait déjà publié des lignes directrices pour l'intégration relative à la gestion de l'eau. Par la suite, certains chercheurs tels que MacKenzie (1996) ont préconisé l'adoption d'une démarche écosystémique [holistique], en faisant remarquer qu'elle pouvait «être considérée comme à la fois complète (dans sa portée) et intégrée (dans son contenu)».

Le programme Action 21 a été la principale initiative issue du Sommet «planète Terre» (ONU, 1992). Le chapitre 18 de ce programme, consacré aux ressources en eau douce, souligne la raison impérative d'une gestion intégrée des ressources en eau, à savoir:

...Une gestion globale de l'eau douce en tant que ressource limitée et vulnérable ainsi que l'intégration des plans et des programmes sectoriels relatifs à l'eau dans le cadre des politiques économiques et sociales nationales sont absolument indispensables à toute action dans les années 90 et au-delà. La fragmentation des responsabilités entre les diverses institutions sectorielles en matière de mise en valeur des ressources en eau s'avère toutefois un obstacle encore plus grand que prévu à la promotion d'une gestion intégrée des ressources en eau.

Dans cette déclaration du programme Action 21, la difficulté que posent les problèmes d'interface ou de limite décrits plus haut est mise en évidence, ainsi que l'importance de la fragmentation verticale et horizontale.

3.5.2 **Conseil mondial de l'eau et forums mondiaux de l'eau**

Le Conseil mondial de l'eau, créé en 1996, offre une plate-forme ouverte pour débattre de la problématique de l'eau. Le site Web qui lui est consacré (<http://www.worldwatercouncil.org/fr/>) contient des informations détaillées sur cette organisation.

Le Conseil est une initiative lancée par des spécialistes de l'eau, des universitaires et des organisations internationales. Il organise régulièrement des forums mondiaux de l'eau pour débattre des questions relatives à l'eau, élaborer des propositions d'action et souligner l'importance de cette ressource. Le premier Forum mondial de l'eau a eu lieu à Marrakech (Maroc) en mars 1997, le deuxième à La Haye (Pays-Bas) en mars 2000, le troisième à Tokyo en mars 2003, le quatrième à Mexico en mars 2006 et le cinquième à Istanbul en mars 2009.

Les forums mondiaux de l'eau ont toujours souscrit à la gestion intégrée des ressources en eau. Ainsi, la Déclaration ministérielle de La Haye sur la sécurité de l'eau au XXI^e siècle préconise ce qui suit:

Les mesures préconisées ici sont basées sur une gestion intégrée des ressources en eau, qui comprend la planification et la gestion des ressources conventionnelles et non conventionnelles en eau et des sols. Cela tient compte de facteurs sociaux, économiques et environnementaux et intègre les eaux de surface, les eaux souterraines et les écosystèmes qu'elles traversent. On y reconnaît l'importance des questions relatives à la qualité de l'eau.

La déclaration ministérielle issue du troisième Forum mondial de l'eau, qui s'est tenu au Japon, a également approuvé la gestion intégrée des ressources en eau:

Même si les efforts déployés jusqu'à présent en matière de développement et de gestion des ressources en eau doivent être poursuivis et renforcés, nous constatons qu'une bonne gouvernance ainsi que le renforcement des capacités et un financement approprié sont d'une importance primordiale pour mener à bien notre action. Dans ce contexte, nous allons promouvoir la gestion intégrée des ressources en eau.

3.5.3 **Partenariat mondial pour l'eau**

Le Partenariat Mondial pour l'eau a été créé en 1996, la même année que le Conseil mondial de l'eau. Des informations détaillées sur cette organisation se trouvent à l'adresse suivante: <http://www.worldwatercouncil.org/fr/>.

Le Partenariat est un réseau international appuyé par un certain nombre de pays et d'institutions financières internationales. Il a pour mission de soutenir des formes intégrées de la gestion durable de l'eau conformément aux principes énoncés à Dublin et à Rio, en incitant les parties prenantes de tous niveaux à travailler ensemble de façon plus efficace, efficiente et concertée. Il a pour principale fonction de favoriser l'échange d'informations et, très explicitement, de promouvoir la gestion intégrée des ressources en eau. En tant que réseau international, il est ouvert à tous les organes qui s'occupent de gestion de l'eau: gouvernements de pays développés et en développement, organismes des Nations Unies, banques multilatérales, associations professionnelles, instituts de recherche, entreprises du secteur privé et organisations non gouvernementales.

Le réseau du Partenariat mondial pour l'eau se compose d'un secrétariat établi à Stockholm et de neuf comités techniques consultatifs correspondant aux régions suivantes: Afrique australe, Afrique de l'Ouest, Méditerranée, Europe centrale et orientale, Amérique centrale, Amérique du Sud, Asie du Sud, Asie du Sud-Est et Chine.

3.5.4 **Sommet mondial pour le développement durable, Johannesburg, 2002**

Le Sommet mondial pour le développement durable s'est tenu dix ans après le Sommet «planète Terre» de Rio de Janeiro. Un plan d'application a été élaboré afin de renforcer et d'élargir les mesures proposées dans Action 21. Le chapitre IV du plan s'intéresse aux questions liées à la protection et à la gestion des ressources naturelles qui sont à la base du développement économique et social; le premier sujet abordé porte sur une approche intégrée de leur gestion.

À cet égard, le plan prescrit ce qui suit:

Par ses activités, l'homme compromet de plus en plus l'intégrité des écosystèmes dont il tire l'essentiel des ressources et services nécessaires à son bien-être et à ses activités économiques. Le développement durable exige une gestion des ressources naturelles durable et intégrée. À cet égard, pour inverser aussi

rapidement que possible la tendance actuelle à la dégradation des ressources, il faut appliquer des stratégies visant les objectifs adoptés aux niveaux national et, le cas échéant, régional, pour protéger les écosystèmes et assurer une gestion intégrée des terres, des eaux et des ressources biologiques, tout en renforçant les capacités régionales, nationales et locales.

En ce qui concerne l'eau douce, le plan précise que l'objectif devrait être de développer la gestion intégrée des ressources en eau et des plans d'efficacité à l'horizon 2005, avec un soutien apporté aux pays en développement, grâce à des actions menées à tous les niveaux pour «élaborer et mettre en œuvre des stratégies, plans et programmes nationaux ou régionaux pour ce qui concerne la gestion intégrée des bassins hydrographiques, des bassins versants et des eaux souterraines».

3.6 **ÉLÉMENTS DE BONNES PRATIQUES POUR LA GESTION INTÉGRÉE DES RESSOURCES EN EAU**

3.6.1 **Autres interprétations: démarche globale ou démarche intégrée**

Au début du présent chapitre, le terme «intégrée» est défini comme la combinaison de tous les éléments en un ensemble harmonieux ou la coordination de divers éléments. Cette définition a conduit à considérer la gestion intégrée des ressources en eau comme une démarche systémique, écosystémique, holistique ou globale. Toutefois, le fait de combiner tous les éléments pour former un tout harmonieux a aussi été le plus grand défi à relever.

Au niveau de la planification stratégique, il convient de considérer la gestion intégrée des ressources en eau comme une démarche globale qui vise à identifier et examiner le plus grand nombre de variables importantes pour la gestion coordonnée des ressources en eau ainsi que des ressources terrestres et environnementales connexes. Toutefois, lorsque cette interprétation est transposée au niveau opérationnel, l'expérience montre que l'on aboutit à des périodes de planification inhabituellement longues et à des plans en général insuffisamment ciblés pour être utiles aux gestionnaires.

Compte tenu des problèmes qui viennent d'être décrits, une planification stratégique qui adopte une démarche globale permet de conserver la perspective la plus large possible, afin de ne négliger aucune variable ou relation essentielle, externe ou

interne. Cependant, au niveau opérationnel, il faut une approche plus ciblée. À cet égard, une démarche intégrée, si elle continue de s'intéresser aux systèmes, aux variables et aux liens entre ces différents éléments, est aussi plus sélective et ciblée, puisqu'elle porte avant tout sur le sous-ensemble de variables et de relations jugées les plus importantes et les plus susceptibles d'être influencées par des mesures de gestion. Lorsqu'on opère ce type de distinction entre les interprétations globale et intégrée d'une démarche systémique, écosystémique ou holistique, il devrait être possible de mener à bien le processus de planification en un laps de temps raisonnable, de définir les actions prioritaires et, ainsi, de répondre aux besoins des gestionnaires et des utilisateurs (Mitchell, 1990).

3.6.2 Vision d'un avenir souhaitable

La gestion intégrée des ressources en eau est un moyen, et non une fin en soi. Par conséquent, avant sa mise en œuvre ou comme une première étape du processus, il est important d'avoir une vision ou une idée claire de l'avenir souhaité pour la région ou le bassin hydrographique concerné. La gestion intégrée sera un moyen d'y parvenir.

La vision correspond à la destination vers laquelle un groupe ou une société veulent se diriger. Elle représente un avenir qui, à bien des égards, est meilleur ou plus souhaitable que la situation présente. Sans cette orientation, il est difficile de savoir quels éléments doivent être réunis en un tout et quels acteurs doivent travailler ensemble pour bien s'organiser et établir des liens.

Élaborer une vision partagée constitue parfois un défi majeur, car, à n'importe quel moment donné, un certain nombre de valeurs, d'intérêts et de besoins seront portés par les différents groupes de parties prenantes du bassin hydrographique ou du bassin versant considéré. Toutefois, la gestion intégrée des ressources en eau n'est pas en mesure de créer par elle-même des orientations ou des finalités clairement établies. Ainsi, les planificateurs et les gestionnaires doivent comprendre que, sans vision, la gestion intégrée des ressources en eau a peu de chances d'être un outil efficace. Pire encore, elle peut être remise en cause parce qu'elle n'a pas permis de développer une vision, ce qu'elle n'a jamais été censée faire.

Lorsqu'on pense à une vision pour l'avenir, il convient de faire la distinction entre ce qui est le plus probable, le plus souhaitable et le plus réalisable. Souvent, les planificateurs et les gestionnaires s'attachent tout d'abord à définir les évolutions à

venir les plus probables, ce qui est tout à fait louable. Mais, trop souvent, ils en restent là, ou alors ils passent directement à l'examen de ce qui est réalisable à la lumière de ce qui semble le plus probable. Or il ne faut pas oublier que l'avenir le plus probable n'est pas toujours le plus souhaitable; et c'est précisément pourquoi les planificateurs et les gestionnaires cherchent à développer une vision – c'est-à-dire à déterminer l'avenir souhaité.

3.6.3 Échelle spatiale: bassin, sous-bassin, affluent et site

Il est important de bien distinguer les différentes situations qui relèvent d'une gestion intégrée des ressources en eau. Il importe surtout d'adapter le degré de détail à l'échelle utilisée. Dans un rapport consacré aux enseignements reçus et aux bonnes pratiques en matière de gestion des bassins versants, trois offices de protection de la nature de l'Ontario (2002) livrent quelques idées intéressantes.

En Ontario, la planification des bassins versants, qui est une forme de gestion intégrée des ressources en eau, est menée à quatre échelles différentes, «avec un niveau de détail qui augmente à mesure que l'étendue de la zone de planification diminue». Dans ce contexte, la façon la plus logique et la plus efficace de procéder est de commencer avec un plan de bassin versant ou de bassin hydrographique, puis d'élaborer des plans au niveau des sous-bassins versants selon un ordre de priorité, suivis de plans relatifs aux affluents pour finir, le cas échéant, par des plans concernant des sites environnementaux. Les principaux enseignements tirés de l'expérience ont montré que ce qui est fait à chaque étape fournit une orientation et des informations pour le niveau immédiatement inférieur et contribue en outre à éviter ou minimiser les risques de chevauchement.

Cependant, du fait des contraintes financières, on commence souvent par élaborer des plans de sous-bassins, qui sont ensuite regroupés dans un plan général de bassin versant aux fins d'une gestion intégrée des ressources en eau. De la même façon, les plans d'affluents sont parfois terminés avant les plans de sous-bassins versants. Les trois offices canadiens de protection de la nature distinguent quatre niveaux de gestion intégrée des ressources en eau:

- a) Plans de bassins fluviaux ou versants: Ces plans portent sur des superficies importantes. Ils englobent les buts, les objectifs et les cibles qui s'appliquent au bassin tout entier et recensent les ressources et les problèmes d'environnement. Ils indiquent aussi les politiques et les orientations à prendre à l'échelle du bassin pour

assurer la protection des eaux superficielles et souterraines, des éléments naturels, des lieux de pêche, des espaces verts, des habitats terrestres et aquatiques et des autres caractéristiques importantes;

- b) Plans de sous-bassins: Ces plans portent sur une zone plus restreinte que le bassin versant. À cette échelle, des détails plus précis sont fournis pour permettre de résoudre les problèmes liés à l'environnement à l'échelon local. C'est aussi à ce niveau que sont précisés les buts, les objectifs et les cibles de la gestion du sous-bassin. Ces plans reflètent la situation et les préoccupations locales. Les recommandations qu'ils contiennent peuvent être ensuite prises en compte dans des plans officiels, des plans secondaires, des plans de gestion de la croissance ou d'autres instruments de planification municipale;
- c) Plans d'affluents: À cette échelle, les plans servent habituellement à guider les propositions portant sur des changements importants d'affectation des terres, comme l'aménagement de lotissements, les prélèvements d'eau à grande échelle, l'extraction de gravier, la pratique d'une agriculture intensive ou la création de zones industrielles. Ces plans portent sur une partie d'un sous-bassin versant et couvrent généralement une étendue de 2 à 10 km². En principe, les limites d'un plan d'affluent devraient correspondre à celles du bassin versant de l'affluent en question, mais cela n'est pas toujours possible dans la pratique. Les recommandations issues des plans d'affluents figurent généralement dans les plans secondaires d'occupation des sols, les amendements aux plans officiels d'occupation des sols ou les conditions d'approbation des projets de plan ou des plans de sites;
- d) Plans de sites environnementaux: Ces plans sont généralement élaborés pour répondre aux conditions énoncées dans un projet de plan. Ils décrivent en détail les mesures envisagées pour l'environnement et les eaux de ruissellement et sont habituellement présentés en parallèle avec les plans pour le recalibrage, le contrôle de l'érosion ou de la sédimentation et la viabilisation des sites. En général, les recommandations issues des plans de sites environnementaux figurent dans les avant-projets de création de lotissements ou de zones industrielles.

Les quatre niveaux mentionnés ci-dessus devraient être pris en compte par l'ensemble des planificateurs et des gestionnaires s'occupant de gestion intégrée des ressources en eau. En étant conscients que différents niveaux de détail correspondent aux différentes échelles, les planificateurs et les gestionnaires renforcent la probabilité que les problèmes

soient résolus à un niveau de détail pertinent, sans chevauchements ni doublons. De plus, le temps nécessaire pour établir les plans de gestion intégrée des ressources en eau sera réduit, ce qui facilitera leur mise en œuvre. Si tout cela est mené à bien, la crédibilité et l'utilité de la gestion intégrée des ressources en eau en seront renforcées.

3.6.4 Partenariats et alliances

La gestion intégrée des ressources en eau a été conçue pour permettre une démarche globale ou écosystémique et pour faciliter la coordination des initiatives prises par les différentes parties prenantes. Une motivation forte est nécessaire pour briser l'effet de cloisonnement chez les parties prenantes, c'est-à-dire la tendance de ces dernières à prendre des décisions relevant seulement de leurs propres missions et responsabilités, sans se référer à celles des autres parties. Il est donc logique de s'attendre à ce que la gestion intégrée soit plus efficace qu'une démarche non intégrée. Toutefois, en favorisant une approche holistique, des tensions peuvent apparaître entre ce type de gestion et des dispositions visant à inclure des mécanismes de participation. Nombre de particuliers, de collectivités ou de groupes de parties prenantes ne prêtent pas toujours attention à l'ensemble du système, mais seulement aux parties ou aux aspects correspondant à leurs propres besoins et intérêts. Ainsi, les particuliers s'intéressent souvent aux incidences de la gestion du bassin versant sur leurs propres biens, tandis que les administrations municipales s'inquiètent fréquemment de la portion de territoire qu'elles administrent. En conséquence, si la gestion intégrée des ressources en eau et les méthodes participatives doivent être utilisées de concert, il faut veiller à bien comprendre les atouts et les lacunes des deux démarches.

La collaboration permet aux parties prenantes d'unir leurs forces et de partager leurs points de vue sur différents aspects d'un problème, avant d'explorer ensemble les différences et de rechercher des solutions constructives qui dépassent les capacités et les limites de chacune de ces parties. Elles peuvent ainsi partager des ressources, renforcer mutuellement leurs capacités et en tirer un profit réciproque et, enfin, atteindre un objectif commun en partageant les risques, les responsabilités et les fruits de leurs efforts (Gray, 1989; Himmelman, 1996).

En plus des éléments ci-dessus, Gunton et Day (2003) soulignent qu'il est indispensable de déterminer si une démarche de collaboration est adaptée à une situation particulière. Selon eux, une approche concertée «peut ne pas fonctionner dans toutes les

situations». Pour qu'il soit plus facile de déterminer si de telles approches sont opportunes, les auteurs définissent cinq conditions préalables à une éventuelle réussite:

- a) L'engagement des organismes décisionnaires en faveur d'une telle démarche;
- b) L'engagement de toutes les parties prenantes;
- c) L'urgence à résoudre un ou plusieurs problèmes;
- d) L'absence de différences quant aux valeurs fondamentales;
- e) L'existence de solutions viables. Selon les auteurs, il ne s'agit pas de savoir si toutes ces conditions préalables sont parfaitement satisfaites, mais plutôt de savoir si elles le sont suffisamment pour permettre la mise en place d'un processus participatif.

3.6.5 Liens avec la planification régionale et l'évaluation des impacts

Les plans ou les stratégies en matière de gestion intégrée des ressources en eau sont souvent dépourvus d'un fondement législatif ou réglementaire. Cela peut avoir plusieurs conséquences négatives. Premièrement, les organismes recevant des recommandations issues d'un plan de gestion intégrée peuvent simplement ne pas en tenir compte, persuadés qu'elles ne relèvent pas de leur mandat juridique ou de leur mission. Deuxièmement, si les organismes s'efforcent malgré tout d'appliquer les recommandations issues d'un tel plan, elles doivent en déterminer le degré de priorité par rapport à d'autres responsabilités. Pour l'une ou l'autre de ces raisons, les mesures mises en œuvre risquent fort d'être rares.

Une façon de résoudre ce problème est de relier les recommandations à des instruments ayant une base réglementaire, comme des plans officiels d'occupation des sols aux niveaux régional ou municipal ou des études d'impact environnemental. C'est pour cette raison qu'à la section 3.6.3, il est indiqué comment, en Ontario, des recommandations issues de plans de bassins versants, sous-bassins versants, affluents sous sites environnementaux visant à une gestion intégrée des ressources en eau ont été prises en compte dans des plans officiels, des plans secondaires ou des études d'impact environnemental.

Les planificateurs et les gestionnaires de l'eau doivent donc se familiariser avec les solutions qui permettent de relier les recommandations tirées des plans de gestion intégrée des ressources en eau aux plans officiels d'occupation des sols aux niveaux régional ou local ou aux études d'impact environnemental, sous réserve que ces dispositifs aient un

fondement réglementaire. Une autre possibilité consiste à donner un fondement réglementaire à la gestion intégrée des ressources en eau, mais, pour le moment, cette solution est l'exception, et non la règle.

3.6.6 Mise en place de dispositifs institutionnels

Dès lors qu'une vision a été adoptée, il est important de réfléchir aux dispositifs institutionnels (à l'ensemble formel et informel de valeurs, de règles, de cultures et de structures organisationnelles, de mécanismes et de processus) qui permettront de mettre en application une gestion intégrée des ressources en eau.

L'expérience montre que les gouvernements ont souvent tendance, dans un premier temps, à modifier les structures organisationnelles, comme lors de la création de ministères de l'environnement dans les années 70 ou de ministères du développement durable dans les années 90. Toutefois, une telle solution ne peut être efficace que si les problèmes de limite ou d'interface sont clairement identifiés, comme cela est souligné à la section 3.3.6; elle ne constitue donc que rarement un bon point de départ. En conséquence, lors de la mise en place ou de la modification des dispositifs institutionnels pour la gestion intégrée des ressources en eau, après qu'une vision a été établie, les planificateurs et les gestionnaires devraient engager les actions suivantes:

- a) Décider des mesures à prendre pour conférer de la crédibilité ou de la légitimité à ce mode de gestion. Cela s'effectue habituellement en associant une base législative, un engagement administratif et un soutien financier constant;
- b) Décider des fonctions de gestion à intégrer. Compte tenu de leurs caractéristiques qui les rapprochent des services publics de distribution, certaines fonctions telles que l'approvisionnement en eau, le traitement des eaux usées et l'élimination des déchets pourraient être concédées au secteur privé, tandis que d'autres, telles que la gestion des plaines d'inondation ou la protection des zones humides, devraient être confiées au secteur public en raison de leurs caractéristiques de biens communs;
- c) Déterminer les structures organisationnelles appropriées, en vertu du principe selon lequel les structures doivent suivre et non précéder les fonctions. Il existe un éventail complet de structures, allant d'une seule grande organisation centralisée et polyvalente à de nombreuses petites organisations décentralisées à fonction unique ou à fonctions limitées. Chaque dispositif comporte ses atouts et ses faiblesses, mais

tous rencontrent des problèmes de limite ou d'interface;

- d) Étant donné que les structures ne sont jamais parfaitement conformes aux fonctions, choisir ensuite la bonne combinaison de méthodes – par exemple, participation du public et étude d'impact – et de mécanismes – groupes d'étude ou comités interministériels – les plus à même d'assurer la coordination, la collaboration et la cohérence entre les différents organismes ou groupes. Grindle et Hilderbrand (1995) ont formulé l'observation suivante:

Pour renforcer les capacités, il est nécessaire de créer des mécanismes actifs d'interaction et de coordination. Des moyens formels de communication et de coordination peuvent être créés, tels que des comités de coordination de haut niveau et de niveau technique, des conseils d'administration ou des conseils consultatifs comportant des membres communs, des ateliers et des séminaires conjoints et la relocalisation des bureaux ou l'amélioration des technologies, de façon à faciliter la communication sur le plan concret. La communication informelle peut être encouragée pour compléter et soutenir ces échanges formels.

Les auteurs ont rappelé l'intérêt de ces initiatives, en soulignant que:

Les interventions permettant aux professionnels de travailler côte à côte et d'égal à égal sont de plus en plus importantes. Elles comprennent le travail en réseau et le jumelage, ainsi que les ateliers, les séminaires et les plates-formes de collaboration qui facilitent le partage des connaissances (Franks, 1999);

- e) Qui plus est, les gestionnaires et les planificateurs devraient créer une culture de l'organisation et obtenir, de la part du personnel, un comportement qui favorise la collaboration plutôt que la rivalité. Selon Grindle et Hilderbrand (1995), «les organisations qui ont bien fonctionné ont toutes, sans exception, été en mesure d'inculquer à leur personnel le sens de la mission et de l'engagement vis-à-vis des objectifs de l'organisation», tandis que «l'un des résultats les plus importants [de l'étude] met en évidence une corrélation entre, d'une part, les performances de l'organisation et, d'autre part, la force et l'orientation de sa culture de l'organisation». Une telle culture peut être créée et alimentée par des programmes de formation initiale ou continue axés sur la nature et la nécessité des processus de collaboration et sur la résolution des conflits.

Pris ensemble, les concepts ci-dessus offrent un cadre qui aide les planificateurs et les gestionnaires à envisager d'autres solutions de soutien de la gestion intégrée des ressources en eau par des dispositifs institutionnels appropriés.

3.6.7 Suivi et évaluation

Ainsi qu'il est indiqué dans la section 3.6.2, il est important de définir un avenir souhaitable, puis d'utiliser la gestion intégrée des ressources en eau comme un moyen d'y parvenir. Il importe également de prévoir des dispositions relatives au suivi et à l'évaluation, de façon à pouvoir suivre la trajectoire vers cet avenir souhaitable et, le cas échéant, la modifier.

Pour garantir que la démarche est axée sur les résultats, il est normal d'en surveiller l'efficacité: les objectifs sont-ils atteints? En outre, on doit veiller à l'efficacité (ces objectifs sont-ils atteints de la manière la plus économique?) et à l'équité (les avantages et les coûts sont-ils répartis équitablement?). Un autre aspect qui bénéficie d'une attention accrue est la transparence ou la nécessité de rendre des comptes: est-il possible de savoir comment les décisions sont prises et les ressources allouées?

La comparaison des aspects liés aux produits et aux processus, évoquée plus haut, constitue la base sur laquelle s'appuie l'évaluation systématique des progrès ou des échecs liés au rôle de la gestion intégrée des ressources en eau dans la réalisation d'une vision. Sans un suivi systématique puis une évaluation, on restreint la possibilité de tirer un enseignement de l'expérience, mais aussi de procéder à des corrections à la lumière des informations, des connaissances et des expériences nouvelles.

3.7 PRÉCAUTIONS CONCERNANT LA GESTION INTÉGRÉE DES RESSOURCES EN EAU

3.7.1 Modalités de l'utilisation de la gestion intégrée des ressources en eau

Il est trop souvent tenu pour acquis que la gestion intégrée des ressources en eau est une bonne chose ou une chose souhaitable. Cependant, parce que cette intégration a un coût, il faut veiller à bien évaluer l'opportunité. L'intégration requiert du temps de la part du personnel et d'autres ressources, qui ne sont alors plus disponibles pour d'autres besoins ou d'autres tâches. On oublie souvent que

la rareté des ressources et/ou la dégradation de l'environnement, lorsque ces problèmes deviennent graves, sont le résultat de nombreux facteurs de causalité reliés entre eux dont la résolution nécessite une approche intégrée. En revanche, de nombreuses situations se caractérisent par des problèmes relativement simples qui peuvent être traités efficacement par un seul organisme ou une seule organisation. Dans ce cas, la gestion intégrée des ressources en eau est probablement superflue. Cependant, en présence de causes multiples ou lorsque les actions d'un grand nombre d'organismes ou de parties prenantes risquent de diverger ou peuvent être conçues en vue de se compléter, la gestion intégrée des ressources en eau est une solution adaptée (Hooper *et al.*, 1999).

3.7.2 Difficultés de mise en œuvre

Une fois qu'il a été décidé que la gestion intégrée des ressources en eau était la solution appropriée, il est important de s'assurer qu'on peut passer du projet à l'action. Comme il est indiqué à la section 3.6, la mise en œuvre de la gestion intégrée des ressources en eau se heurte parfois à de nombreux obstacles: interprétation trop large qui entraîne des difficultés dans la réalisation des analyses et des plans dans les meilleurs délais, absence d'une vision à réaliser par ce biais, incapacité à reconnaître la nécessité de modifier le niveau de détail recherché lorsque l'échelle change, confusion sur le rôle des partenaires ou des parties prenantes, manque de crédibilité ou de légitimité du plan de gestion intégrée, inadéquation des dispositifs institutionnels et faible capacité de suivi et d'évaluation. Une ou plusieurs de ces difficultés peuvent compromettre la gestion intégrée des ressources en eau. La plupart de ces aspects ne sont pas propres à cette démarche, mais constituent des obstacles ordinaires à la planification et à la gestion. Néanmoins, si ces lacunes ne sont pas détectées et comblées, elles contribueront très probablement à l'inefficacité du processus de gestion intégrée, et donc à son discrédit.

Bibliographie et lectures complémentaires

Banque interaméricaine de développement, 1998:

Strategy for Integrated Water Resources Management, Publication No. ENV-125. Washington, DC, Banque interaméricaine de développement.

Burton, J.R., 1986: The Total Catchment Management concept and its application in New South Wales. Proceedings of the Hydrology and Water Resources Symposium, 1986. Brisbane, Queensland, Griffith University.

Conférence internationale sur l'eau et l'environnement, 1992: Conférence internationale sur l'eau et l'environnement: le développement dans la perspective du XXI^e siècle, documents d'orientation. Dublin, Secrétariat de la Conférence internationale sur l'eau et l'environnement, Organisation météorologique mondiale.

Department of Water Affairs and Forestry, 1997: White Paper on a National Water Policy. Department of Water Affairs and Forestry, Pretoria.

Department of Water Affairs and Forestry et Water Research Commission, 1996: The Philosophy and Practice of Integrated Catchment Management: Implications for Water Resource Management in South Africa. Discussion Document, WRC Report No. TT 81/96, Pretoria, Water Research Commission.

Görgens, A., G. Pegram, M. Uys, A. Grobick, L. Loots, A. Tanner et R. Bengu, 1998: Guidelines for Catchment Management to Achieve Integrated Water Resource Management in South Africa. WRC Report No. KV 108/98, Pretoria, Water Research Commission.

Gray, B., 1989: *Collaborating: Finding Common Ground for Multiparty Problems*. San Francisco, Jossey-Bass. Résumé: <http://www.colorado.edu/conflict/peace/example/gray7278.html>.

Grindle, M.S. et M.E. Hilderbrand, 1995: Building sustainable capacity in the public sector: what can be done? *Public Administration and Development*, 15, p. 441–463. Résumé: http://www.grc-exchange.org/info_data/record.cfm?ld=35.

Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC), 2007: Quatrième Rapport d'évaluation – Changements climatiques 2007. Genève.

Gunton, T.I. et J.C. Day, 2003: The theory and practice of collaborative planning in resource and environmental management. *Environments*, 31(2), p. 5–19. Résumé: http://goliath.ecnext.com/coms2/summary_0199-1243923_ITM&referid=2090.

Himmelman, A.T., 1996: On the theory and practice of transformational collaboration: from social service to social justice. In: *Creating Collaborative Advantage* (E. Huxham, responsable de la publication). Thousand Oaks, California, SAGE Publications.

Hooper, B.P., G.T. McDonald et B. Mitchell, 1999: Facilitating integrated resource and environmental management: Australian and Canadian perspectives. *Journal of Environmental Planning and Management*, 42, p. 747–766.

International Union for Conservation of Nature/ Programme des Nations Unies pour l'environnement /World Wildlife Fund, 1991: *Caring for the Earth: a Strategy for Sustainable Living*. Gland.

Jenkins, H.A., 1976: *A Valley Renewed: The History of the Muskingum Watershed Conservancy District*. Kent, Ohio, Kent State University Press.

- Lazarus, P. 1997: Towards a Regulatory Framework for the Management of Groundwater in South Africa. WRC Report No. 789/1/98. DWAF Report Geo 2.2(389). Pretoria, Water Research Commission et Department of Water Affairs and Forestry.
- MacKenzie, S.H., 1996: *Integrated Resource Planning and Management: The Ecosystem Approach in the Great Lakes Basin*. Washington, DC, Island Press.
- Memon, P.A., 2000: Freshwater management policies in New Zealand. In: Environmental Planning and Management in New Zealand, (P.A. Memon et H. Perkins, responsables de la publication). North Palmerston, New Zealand, Dunmore Press. Résumé: <http://www3.interscience.wiley.com/cgi-bin/abstract.14322/ABSTRACT>.
- Mitchell, B. et D. Shrubsole, 1992: *Ontario Conservation Authorities: Myth and Reality*, Department of Geography Publication Series No. 35. Waterloo, Ontario, University of Waterloo.
- Mitchell, B. (responsable de la publication), 1990: *Integrated Water Management: International Experiences and Perspectives*. London, Belhaven Press.
- Organisation de coopération et de développement économiques (OCDE), 1989: *Water Resource Management: Integrated Policies*. Paris.
- Organisation des Nations Unies, 1977: Rapport de la Conférence des Nations Unies sur l'eau, Mar del Plata, 14–25 mars 1977, E/CONF.70/29, New York.
- , 1992: Rapport de la Conférence des Nations Unies sur l'environnement et le développement, Rio de Janeiro, 3–14 juin 1992. Publication des Nations Unies n° E.93.I.8, trois volumes, New York.
- , 1997: *Évaluation globale des ressources en eau douce dans le monde*, New York.
- Richardson, A.H., 1974: *Conservation by the People: The History of the Conservation Movement in Ontario to 1970*. Toronto, University of Toronto Press.
- Tortajada, C., 2003: Workshop on Integrated Water Resources Management for South and South-East Asia, Bangkok, Thaïlande, 2–4 décembre 2002. *Water International*, 28(1)130–131.
- Van Zyl, F., 1999: Above all else what do we have to do make a sustainable impact on diffuse source pollution? Proceedings of the International Conference on Diffuse Pollution. C. Barber, B. Humphries et J. Dixon (responsables de la publication). Wembley, Western Australia, CSIRO Land and Water.
- World Summit on Sustainable Development, 2002: Plan de mise en œuvre disponible à l'adresse http://www.johannesburgsummit.org/html/documents/summit_docs/2309_planfinal.html
- Young, G.J., J.C.I. Dooge et J.C. Rodda, 1994: *Global Water Resource Issues*. Cambridge, Cambridge University Press.
-

APPLICATION À LA GESTION DES EAUX

4.1 ÉVALUATION ET AMÉNAGEMENT DES RESSOURCES EN EAU [SHOFM A00]

4.1.1 Nécessité d'une évaluation des ressources en eau

L'évaluation des ressources en eau est définie comme la «détermination des sources, de l'étendue, de la fiabilité et de la qualité des ressources en eau en vue de leur utilisation et de leur maîtrise éventuelles» (UNESCO/OMM, 1997). Une telle évaluation se révèle indispensable à la gestion rationnelle et durable de la ressource en eau mondiale. On peut citer plusieurs raisons à cela (OMM/UNESCO, 1991):

- a) La croissance démographique mondiale provoque une augmentation des demandes en eau pour la boisson, la production alimentaire, l'hygiène et pour d'autres besoins sociaux et économiques fondamentaux, alors que la ressource en eau mondiale est limitée. La demande en eau a atteint ses limites dans certaines parties du monde. Elle les atteindra dans les vingt prochaines années dans beaucoup d'autres lieux, alors qu'au train où vont les choses, la ressource en eau sera entièrement utilisée avant la fin du siècle prochain;
- b) Les activités humaines s'intensifient et se diversifient, et ont un impact croissant et de plus en plus visible sur les ressources naturelles en les réduisant et les polluant. C'est en particulier vrai pour l'eau, dont la qualité pour de nombreux usages est fortement dégradée à cause de changements physiques ou par la pollution résultant d'une grande variété de causes: produits chimiques, micro-organismes, éléments radioactifs et matières en suspension;
- c) Comme en témoigne notre passé, les aléas naturels relatifs à l'eau, par exemple les crues, les sécheresses et les cyclones tropicaux, provoquent des pertes innombrables en vies humaines et en biens matériels. La déforestation et l'urbanisation ont, en particulier, aggravé les inondations en augmentant l'ampleur et la fréquence des crues;
- d) On se rend de plus en plus compte que le climat mondial n'est pas invariable, et qu'il peut être modifié par l'activité humaine. Alors qu'on a largement parlé du réchauffement de la planète lié aux gaz à effet de serre, il conviendrait de porter une attention plus soutenue aux conséquences, susceptibles d'être importantes, sur

la distribution des pluies, le ruissellement et la recharge des nappes. On ne peut pas dire que le régime de ces phénomènes hydrologiques ne changera pas.

Une gestion efficace de l'eau peut être assurée par de bons processus de décision fondés sur des données et une information fiables quant à l'état et à l'évolution des ressources en eau: quantité, qualité, statistiques concernant des phénomènes comme les crues par exemple et utilisation à des fins humaines.

L'estimation de la ressource en eau est une condition préalable à toutes les phases de la mise en valeur et de la gestion des ressources en eau. Cet état de fait a été reconnu lors de la Conférence des Nations Unies sur l'eau tenue à Mar del Plata en 1977 (résolution 1 et recommandation A du Plan d'action de Mar del Plata). Les participants y ont mis en avant la nécessité d'une plus grande connaissance de la quantité et de la qualité de la ressource en eau, qu'elle soit de surface ou souterraine, et d'un suivi complet pour faciliter la gestion de cette ressource. De plus, lors de la Conférence internationale sur l'eau et l'environnement (Dublin, 26-31 janvier 1992), plusieurs actions de soutien à l'évaluation des ressources en eau nationales ont été recommandées (ONU, 1992).

4.1.2 Composantes du programme d'évaluation des ressources en eau

Pour que l'évaluation préliminaire des ressources en eau disponibles puisse servir de fondement aux plans à long terme, nationaux ou régionaux, de mise en valeur globale des ressources en eau, le programme d'évaluation doit comprendre au moins la collecte et le traitement des données existantes, hydrologiques et hydrogéologiques, mais aussi des données auxiliaires nécessaires à une interpolation spatiale.

Ces plans devraient être basés sur, ou orientés vers, les besoins actuels et futurs en eau. Les composantes d'un programme d'évaluation des ressources en eau sont présentées dans la figure II.4.1 et sont principalement les suivantes (UNESCO/OMM, 1997):

- a) Collecte des données hydrologiques: données historiques du cycle de l'eau en de nombreux points répartis sur la zone étudiée;

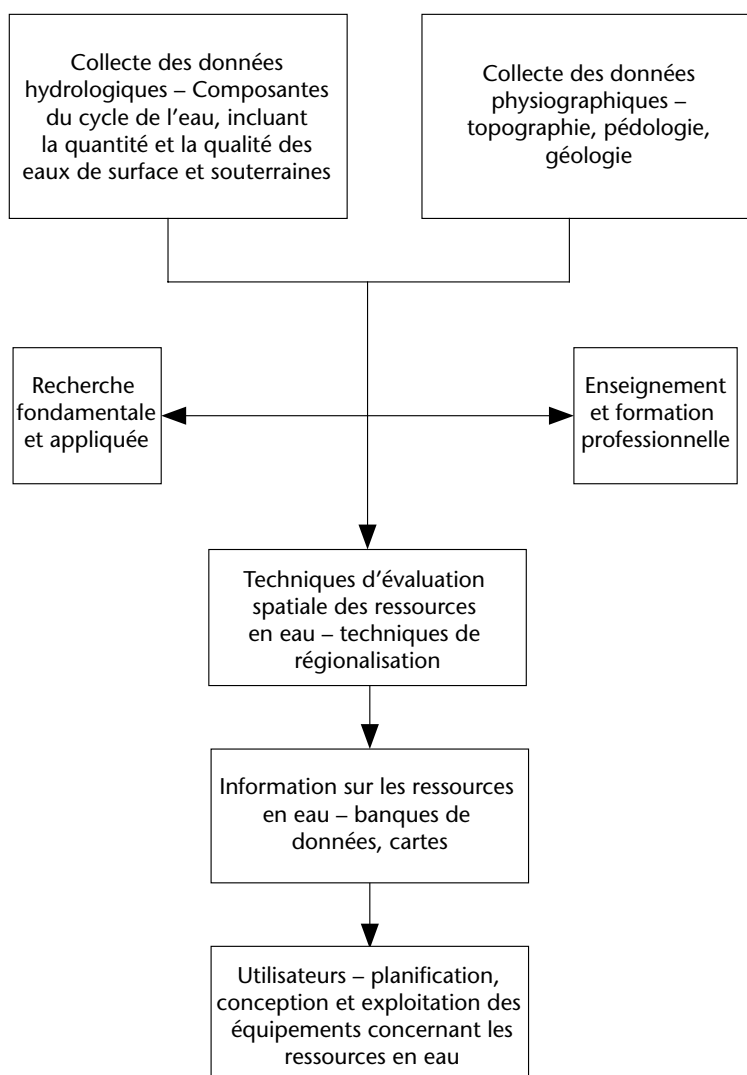


Figure II.4.1. Composantes d'un programme d'évaluation des ressources en eau de base

- b) Collecte des données physiographiques: obtention de données sur les caractéristiques naturelles du terrain (comme la topographie, la pédologie et la géologie, l'occupation du sol et la végétation) qui déterminent les variations spatiales et temporelles des différents éléments du cycle de l'eau;
- c) Techniques pour l'évaluation spatiale des ressources en eau: techniques de transformation des données en informations et d'établissement de relations entre les données hydrologiques et les données physiographiques dans le but d'obtenir des informations sur les caractéristiques des ressources en eau en tout point de la zone étudiée.

On estime qu'une évaluation courante des ressources en eau est satisfaisante quand on parvient à réunir ces trois composantes et à en

tirer, en les conjuguant, des informations suffisamment précises pour répondre aux besoins de la planification en tout point de la zone à évaluer. Chaque pays doit définir le type d'informations nécessaires à la planification, la manière dont ces informations doivent être produites et transmises aux utilisateurs et les conséquences des lacunes ou des inexactitudes des informations pour le processus de décision à l'étape de la planification.

Toutes les activités fondamentales de l'évaluation des ressources en eau nécessitent un personnel compétent, un équipement et des techniques efficaces pour le suivi sur le terrain, la conception et le fonctionnement d'un réseau et la mise au point de techniques d'interpolation spatiale fiables. Cela peut nécessiter la formation et l'instruction du personnel ainsi que des recherches fondamentales et appliquées pour mettre au point les technologies

requis. D'une analyse de ces activités, il est possible de tirer des indications sur le niveau d'adéquation par rapport à l'objectif minimal recherché, voire, en cas d'inadéquation, sur les moyens à mettre en œuvre pour fournir les éléments essentiels de l'élaboration future d'un programme adapté d'évaluation des ressources en eau.

4.1.3 Estimation des activités d'évaluation des ressources en eau

L'évaluation de la ressource en eau relève de la responsabilité nationale. La mesure dans laquelle elle est effectivement entreprise incombe aussi au pays concerné. La publication OMM/UNESCO intitulée *Évaluation des ressources en eau – Manuel pour un examen des capacités nationales* (UNESCO/OMM, 1997) a été élaborée pour aider les pays à évaluer leurs réalisations; elle leur fournit un schéma directeur leur permettant de déterminer leurs besoins et les actions qu'il leur faut mettre en œuvre dans le but de respecter les exigences minimales en la matière. La méthodologie proposée dans le Manuel recouvre l'ensemble des thèmes et activités que comprend un programme d'évaluation. On y compare les niveaux atteints par des programmes de base avec les exigences minimales acceptables quant aux installations, à l'équipement, au personnel qualifié, à l'enseignement, à la formation professionnelle et à la recherche. Il contient des listes de contrôle détaillées pour chaque composante (figure II.4.1) et offre des conseils pour évaluer chaque activité, dans la plupart des cas en termes quantifiables.

Les résultats de l'évaluation seront différents pour chaque pays, en fonction des caractéristiques du programme de base correspondant et des particularités et besoins propres au pays. Néanmoins, un minimum de résultats est attendu dans presque tous les cas, à savoir:

- a) Une analyse du cadre institutionnel existant pour réaliser un programme d'évaluation de base avec ses avantages, inconvénients et contraintes;
- b) Une évaluation comparée des réseaux de mesure, avec des indications sur les éléments des réseaux qu'il y a lieu d'améliorer; cette amélioration concerne à la fois la densité du réseau, l'équipement, le personnel d'exploitation et d'encadrement et d'autres facteurs;
- c) Un bilan des études et des programmes disponibles pour la collecte et le traitement des données physiographiques à prendre en compte dans un programme de base pour l'évaluation des ressources;

- d) Une estimation de l'application de différentes techniques d'extrapolation spatiale des résultats d'une évaluation de base des ressources en eau et une étude des techniques connexes de transfert de données et d'informations;
- e) Une analyse des exigences en matière d'information hydrologique destinée à la planification à long terme, de la production de l'information et de sa communication aux utilisateurs ainsi que des résultats de son utilisation dans le processus de planification, en vue de juger de l'adéquation ou de l'insuffisance du programme;
- f) Une estimation du personnel et du savoir-faire que nécessite un bon programme d'évaluation de base, et une appréciation des programmes d'enseignement et de formation professionnelle existants par rapport aux exigences présentes et futures;
- g) Un bilan des activités de recherche fondamentale et appliquée dans le pays et la région, notamment leur adéquation ou inadéquation par rapport à l'évaluation de la ressource en eau, d'après les besoins actuels et futurs, y compris les besoins en matière de coopération scientifique et technique aux niveaux régional et international;
- h) La détermination des principales sources de difficultés rencontrées par le programme en matière de cadre institutionnel, de ressources financières, d'instrumentation, de techniques, etc.;
- i) Des recommandations permettant de remédier à toutes les insuffisances du programme de base grâce à une coopération aux niveaux national ou régional et/ou à une aide internationale.

4.1.4 Projets de gestion des eaux

L'eau est indispensable à tous les aspects de la vie. Vouloir gérer les ressources en eau, c'est globalement vouloir garantir un approvisionnement suffisant en eau de bonne qualité à la population et aux diverses activités du développement socio-économique de la société, tout en préservant les fonctions hydrologiques et biochimiques de l'écosystème. La nécessité d'un développement durable progresse dans les consciences, y compris en ce qui concerne la mise en valeur des ressources en eau. Il en découle que les ressources naturelles de la planète doivent être gérées et conservées de manière à répondre aux besoins des générations présentes et futures.

Le présent chapitre fournit des conseils sur la façon d'appliquer les méthodes d'analyse hydrologique, décrites dans les chapitres 5, 6 et 7, à la conception

et l'exploitation des projets de gestion de l'eau, afin de répondre à l'objectif susmentionné. Outre l'analyse à entreprendre, décrite dans ce chapitre, il conviendra de prendre en compte plusieurs considérations sociales, économiques et environnementales, qui ne sont pas abordées dans le présent guide.

4.1.5 **Objectifs d'un projet de gestion des eaux**

Il est expliqué dans le chapitre 3 que la planification et la gestion intégrées des bassins hydrographiques permettent de bien répondre aux besoins des activités intersectorielles. Il est primordial d'adopter une telle approche pour gérer l'eau douce comme une ressource limitée et vulnérable et d'intégrer les plans et programmes hydrauliques sectoriels dans la politique économique et sociale appliquée au niveau national. La prise en compte de l'utilisation équitable et responsable de l'eau se révèle essentielle dans le cadre des objectifs du Millénaire de l'Organisation des Nations Unies pour le développement et l'éradication de la pauvreté.

Alors que pour satisfaire les besoins humains, il faut un approvisionnement en eau constant, le cycle naturel de l'eau se caractérise par sa complexité tant spatiale que temporelle. Il est donc indispensable de mettre en œuvre des stratégies de mise en valeur et de gestion des ressources en eau qui font appel, en général, à l'ingénierie, sous une forme ou une autre. Compte tenu des pressions exercées sur les systèmes aquatiques du fait de la croissance démographique et du développement économique, il est impératif que les analyses techniques nécessaires aux projets de mise en valeur des ressources en eau soient plus objectives et scientifiquement fondées que par le passé.

Un projet de gestion de l'eau peut servir un ou plusieurs des objectifs suivants:

- a) La distribution urbaine;
- b) L'irrigation;
- c) L'approvisionnement en eau industrielle;
- d) La gestion des eaux souterraines;
- e) La production d'électricité;
- f) La gestion des crues;
- g) La navigation;
- h) Les loisirs, l'esthétique et les traditions;
- i) La maîtrise de la salinité et des sédiments;
- j) La lutte contre la pollution;
- k) La protection des ressources halieutiques et de la vie aquatique;
- l) D'autres considérations environnementales.

4.1.6 **Projets à buts multiples**

Avec la progression de la mise en valeur et de l'utilisation des ressources en eau à travers le monde, il devient de plus en plus important de planifier des projets pouvant remplir plusieurs objectifs en même temps. Ainsi un projet de réservoir de stockage peut être destiné à la fois à fournir de l'eau et à réguler les crues en aval. Les données hydrologiques nécessaires à la conception d'un aménagement à buts multiples regroupent essentiellement celles dont on aurait besoin pour chacun des objectifs concernés par le projet. Les méthodes d'analyse, bien que semblables à celles qui s'appliquent à la conception des projets à but unique, sont plus complexes. Pour dégager une solution optimale, il faut d'abord envisager toute une série de plans combinant des projets de tailles différentes et divers types de modes d'exploitation.

Le fait de gérer les ressources en eau pour répondre à plusieurs besoins risque d'engendrer des situations conflictuelles. Il est question plus avant, à la section 4.2, de la difficulté que représentent la conception et l'exploitation de systèmes à fonctions multiples.

4.1.7 **Cycle des projets**

Le cycle des projets est illustré à la figure II.4.2. Il commence par le processus de définition, au cours duquel il y a lieu de répondre aux questions suivantes:

- a) Le projet est-il techniquement faisable?
- b) Le total des avantages sera-t-il supérieur aux coûts?
- c) Qui en profite?
- d) Existe-t-il des solutions meilleures?
- e) Les coûts sociaux et environnementaux sont-ils acceptés?

La préparation du projet implique une définition claire de ses buts et objectifs. Une fois ceux-ci définis, il est possible de cerner les problèmes à prendre en compte et les solutions envisageables. En outre, il est nécessaire d'analyser les données et informations pertinentes.

4.1.8 **Études préliminaires des projets de gestion des eaux**

Avant de pouvoir justifier de dépenses importantes en temps et en argent dans la planification d'un projet de gestion des eaux, il convient de procéder à une étude préliminaire de ce projet pour en établir la faisabilité, l'opportunité et le champ d'application, ainsi que son effet éventuel sur des facteurs

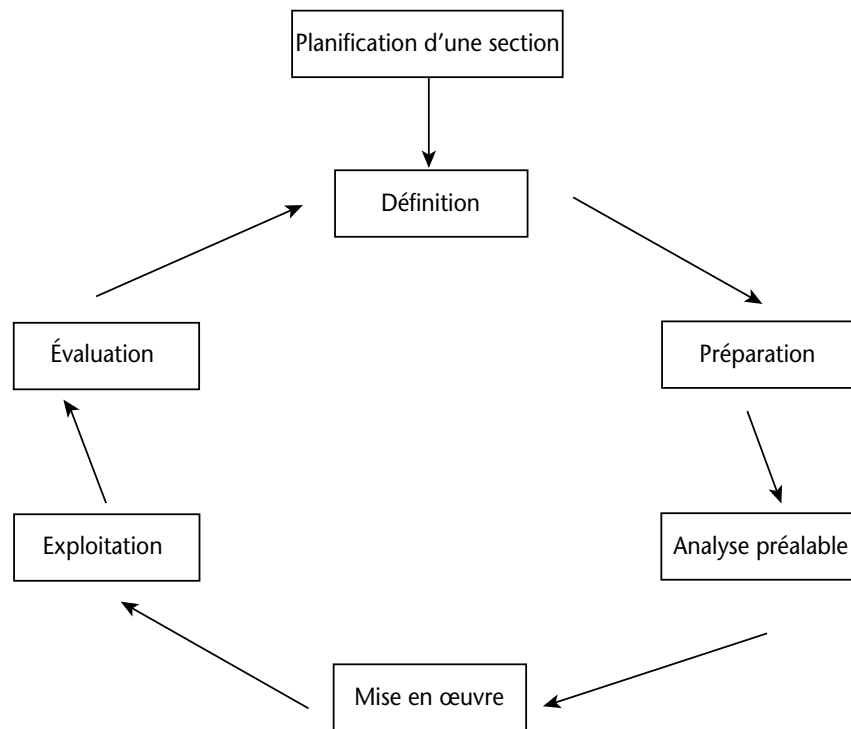


Figure II.4.2. Cycle des projets

hydrologiques qui influent sur l'environnement et sur l'efficacité d'autres ouvrages. Même s'il y a lieu de réunir toutes les formes de documentation possibles pour étayer ce travail, qu'il s'agisse de relevés hydrologiques fragmentaires, de vieilles cartes ou d'anciens rapports, l'étude préliminaire doit être effectuée avec grand soin, car c'est souvent à ce stade qu'on peut être amené à prendre des décisions de planification conceptuelle et à découvrir l'importance de certains aspects ou certaines conséquences du projet. Lorsque l'étude préliminaire fait apparaître le caractère favorable des potentialités, il convient alors d'entreprendre des études plus détaillées.

Dans le tableau II.4.1 sont indiqués les différents types de données hydrologiques nécessaires à la gestion des eaux.

Dans le présent chapitre, les sections qui suivent apportent des explications sur diverses applications de gestion de l'eau: la section 4.2 est consacrée à la façon d'estimer le débit d'un réservoir et d'en fixer la capacité; la section 4.3, à la gestion des crues; la section 4.4, à l'irrigation et au drainage; la section 4.5, à l'énergie hydraulique et aux projets énergétiques; la section 4.6, à la correction des cours d'eau et à la navigation; la section 4.7, à la gestion des ressources en eaux urbaines; la section 4.8, au transport solide et à la

géomorphologie fluviale; les sections 4.9 et 4.10 aux questions environnementales.

4.2 ESTIMATION DE LA CAPACITÉ ET DE LA PRODUCTION D'UN RÉSERVOIR [SHOFM K75]

4.2.1 Généralités

Cette section porte sur les productions ou fournitures réalisables et les stockages nécessaires pour les maintenir à un certain niveau en fonction des systèmes de ressources en eau. L'accent est mis sur les eaux de surface. Il n'en demeure pas moins que le spécialiste des ressources en eau doit toujours être conscient de l'interdépendance, dans le cycle hydrologique, entre les eaux de surface et les eaux souterraines, qui représentent simplement différentes formes de la même ressource. La plupart des principes sont expliqués pour des systèmes à réservoir unique sur un seul cours d'eau, bien que des approches pour des systèmes complexes de ressources en eau comportant plusieurs réservoirs dans différents bassins soient également abordées.

La production d'un système de ressources en eau se définit comme la quantité d'eau qui peut en être

Tableau II.4.1. Données requises pour la gestion des eaux

<i>Objectif</i>	<i>Caractéristiques</i>	<i>Domaine concerné</i>	<i>Données nécessaires</i>
Reconnaissance		Hydrologie	Réseau hydrographique Bassins versants Sources Distinction entre cours d'eau pérennes, intermittents et éphémères
		Physiographie	Géologie Topographie et géomorphologie Couverture du sol et types de sols Urbanisation
		Météorologie	10, 11 Distribution des températures Répartition des vents Répartition du manteau neigeux
		Écoulement fluvial	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9 (sites sélectionnés)
		Crues	4, 5, 6
		Eaux souterraines	12, 13
Maîtrise des crues	Ouvrages	Niveau de l'eau	Relations hauteur-débit aux points importants Relations topographie-hydraulique dans la plaine d'inondation 4, 5, 6, 8 Occupation de la plaine d'inondation
		Pluies	Statistiques des fortes pluies dans la région concernée Couples crues-précipitations en cause
	Annnonce de crue	Prévision	Séries chronologiques de crues Temps de réponse du bassin Concomitance des crues des différents affluents Séries chronologiques de crues Séries chronologiques de fortes précipitations
	Zonage des plaines d'inondation et assurances	Étendue des inondations	Relation surface-durée-fréquence des crues Affouillement et sédimentation dus aux crues
Irrigation	Demande	Précipitations	10
		Évapotranspiration	11 Transpiration
		Humidité du sol	Type de sol Niveau des eaux souterraines
	Fourniture	Écoulement fluvial	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9
		Eau souterraine	12,13
		Réservoir	1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11
Gestion des eaux souterraines, y compris leur recharge	Aquifères	Eau souterraine	12,13
	Réservoirs et étangs	Écoulement fluvial	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11
	Infiltration par les berges	Écoulement fluvial	3, 4, 6, 7, 8, 9
	Puits	Écoulement fluvial	1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11

<i>Objectif</i>	<i>Caractéristiques</i>	<i>Domaine concerné</i>	<i>Données nécessaires</i>
Production d'électricité	Barrages de haute chute	Écoulement fluvial	1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 11
	Barrages de basse chute	Écoulement fluvial	2, 3, 4, 6, 7, 8 Relation débit-hauteur à la restitution
Navigation	Chenaux	Profondeur	Relation hauteur-débit aux points importants 2, 3, 7, 8
		Débits de crue	4, 6 Vitesse de montée des hautes eaux Délai de montée des eaux pour différents points le long des cours d'eau Décalage entre les fortes pluies et les hautes eaux Répartition de la fonte des neiges
Distribution urbaine	Cours d'eau	Écoulement fluvial et débit des sources	1, 2, 3, 4, 7, 9
	Réservoirs	Écoulement fluvial Eau souterraine	1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11 12,13
Usage industriel	Cours d'eau	Écoulement fluvial	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9
	Réservoirs	Écoulement fluvial	1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11
	Aquifères	Eau souterraine	12,13
Loisirs, esthétique et traditions	Lacs et réservoirs	Physiographie	Relation hauteur-volume stocké Propriétés du rivage Possibilité d'apparition de vagues 9
		Climat	7, 10, 11 Distribution de la température de l'air Répartition des vents
	Cours d'eau	Écoulement fluvial Physiographie	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 Géométrie du chenal Relations profondeur-vitesse du courant Sol et couverture des berges
		Écoulement fluvial	2, 3, 4, 6, 7, 8, 9 Variation des lâchures de réservoirs
Maîtrise de la salinité et du transport solide	Dilution	Écoulement fluvial	2, 3, 4, 6, 7, 8, 9
	Nettoyage	Crues	4, 6, 8, 9
		Réservoirs	1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11
Lutte contre la pollution	Dilution	Écoulement fluvial	1, 2, 3, 4, 7, 8, 9
	Nettoyage	Crues	4, 6, 9
		Réservoirs	1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11
Protection des ressources halieutiques et de la nature	Cours d'eau	Écoulement fluvial	2, 3, 4, 6, 7, 8, 9
		Lacs et réservoirs	Distribution des fluctuations du niveau de l'eau 9
		Ouvrages	Incidences sur la hauteur de l'eau, la vitesse, la température, la charge solide et les caractéristiques des berges, en amont et en aval

Note: Les numéros font référence aux données hydrologiques courantes indiquées ci-dessous.

- | | |
|--|--|
| 1 – Séries mensuelles et annuelles des volumes écoulés | 8 – Érosion, transport solide et sédimentation |
| 2 – Séries des débits moyens journaliers | 9 – Qualité de l'eau |
| 3 – Distribution fréquentielle des basses eaux | 10 – Répartition spatiale et temporelle des précipitations |
| 4 – Distribution fréquentielle des débits maximums | 11 – Répartition spatiale et temporelle de l'évaporation |
| 5 – Distribution fréquentielle des crues à fort volume | 12 – Étendue et caractéristiques des aquifères |
| 6 – Formes des hydrogrammes des crues caractéristiques | 13 – Séries des niveaux des aquifères intéressants |
| 7 – Information sur la couverture de glace | |

prélevée sur une période de temps déterminée. Elle est généralement exprimée en volume annuel, par exemple en millions de mètres cubes par an. Le débit auquel l'eau doit être prélevée peut varier tout au long de l'année, selon l'usage prévu. Pour les usages domestiques, industriels et miniers, ce débit est relativement constant tout au long de l'année, alors qu'il est sujet à une forte saisonnalité pour l'irrigation. L'écoulement fluvial naturel, en revanche, est beaucoup plus variable. Les cours d'eau présentent généralement une forte saisonnalité de leur écoulement naturel, avec des fluctuations intrasaisonnières des débits ainsi que de grandes variations de l'écoulement total annuel.

Si le débit de prélèvement est constant, la fourniture la plus élevée qu'il est possible d'atteindre, à partir d'un cours d'eau non régularisé, est égale à l'écoulement fluvial le plus faible, comme le montre la figure II.4.3. En régulant l'écoulement au moyen de barrages, l'eau peut être stockée pendant les périodes d'écoulement élevé pour être libérée pendant les périodes d'écoulement faible, comme le montrent les lignes en pointillés sur le diagramme. Ceci augmente le débit auquel l'eau peut être prélevée de façon constante et, par conséquent, la fourniture. Plus le stockage est important, plus le volume prélevé est élevé, dans les limites des caractéristiques physiques du système. Des productions annuelles élevées peuvent également être obtenues là où la distribution de la demande saisonnière montre une bonne

corrélation avec les caractéristiques de l'écoulement fluvial. Pour éviter de surcharger l'exposé dans le reste du chapitre, il est convenu que le débit de prélèvement est constant, sauf indication contraire.

Dans les régions où l'écoulement fluvial moyen annuel est très supérieur aux besoins, mais où l'écoulement minimal peut descendre en dessous du débit de prélèvement souhaité, on s'attachera généralement à déterminer la capacité du réservoir nécessaire pour combler la période de faible débit afin de maintenir la fourniture souhaitée. Comme l'écoulement varie d'année en année, les basses eaux (comme les crues) n'ont pas toujours la même ampleur et la même durée. La quantité d'eau pouvant être prélevée sans défaillance, et par conséquent la production, varie également d'une année sur l'autre. Il convient donc également de savoir, d'un point de vue économique, si un stockage suffisant doit être assuré pour maintenir la fourniture, même dans les conditions les plus sévères de faible débit (sécheresse), ou s'il serait plus avantageux de prévoir un stockage de moindre capacité et donc d'accepter un certain niveau de défaillance de temps à autre par rapport à une pleine production. Ainsi, la difficulté consiste à peser les avantages et les risques, les coûts occasionnés par les défaillances face aux coûts de stockage.

Lorsque l'écoulement fluvial est limité ou qu'une ressource en eau est déjà très utilisée, plutôt que de déterminer le stockage nécessaire pour maintenir une production souhaitée, on cherchera davantage à rationaliser l'usage de l'eau et la fourniture pouvant être obtenue à partir de différentes capacités de stockage. Dans de tels cas, l'optimisation des ressources ajoute une dimension supplémentaire au problème initial d'optimisation risques-coûts.

Avec le degré élevé de mise en valeur des ressources hydriques et de leur utilisation dans la plupart des régions du monde, l'optimisation des ressources devient de plus en plus importante. Dans les développements qui suivent, une attention particulière est donc accordée à cet aspect de la gestion des ressources.

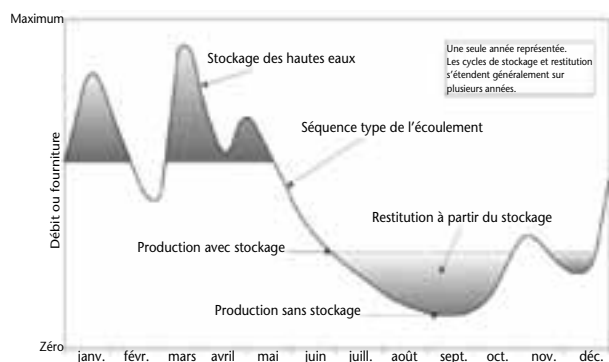


Figure II.4.3. Écoulement et stockage

4.2.2 Notions de production ou fourniture

Cette section présente les principaux paramètres et notions clés liés à la détermination de la production à laquelle se réfère le présent chapitre.

4.2.2.1 Séquence

Une séquence est définie comme une série chronologique de données sur l'écoulement, les précipitations ou l'évaporation en un lieu particulier. Les données mensuelles sont les plus couramment utilisées pour déterminer la production des grands systèmes de ressources en eau, bien que des intervalles plus longs ou plus courts puissent être choisis.

Comme le montre la figure II.4.3, la configuration de la séquence de l'écoulement fluvial a une influence déterminante sur la production pouvant être obtenue à partir d'un cours d'eau. Si, par exemple, l'écoulement est constant, une production égale au débit moyen peut théoriquement être prélevée sans aucune régularisation. Plus la variabilité de l'écoulement est grande, plus les exigences d'une régularisation par stockage sont fortes.

4.2.2.2 Influences naturelles

Les pertes des rivières, notamment celles dues à l'évaporation et à l'infiltration, font partie du cycle hydrologique et sont prises en compte dans les relevés de l'écoulement fluvial utilisés pour déterminer la production. La création de grandes masses d'eau comme moyen de régulariser le débit modifie les conditions d'équilibre naturel préexistantes et induit en général une évaporation et une infiltration supplémentaires.

4.2.2.2.1 Évaporation

La hauteur d'eau évaporée annuellement à la surface d'un réservoir peut varier d'environ 400 mm en climat tempéré humide à plus de 2 500 mm dans les régions tropicales arides. L'évaporation est donc un facteur qu'il importe de prendre en compte dans beaucoup de projets d'aménagement et qui mérite une attention particulière.

Les méthodes de calcul de l'évaporation à la surface des réservoirs à partir d'observations sur bac ou de données météorologiques ont été décrites dans le volume I, section 4.2 de ce guide. À défaut de bac d'évaporation ou d'autres observations météorologiques appropriées au site du réservoir ou à proximité, le calcul de l'évaporation peut se faire à partir d'évaluations régionales.

Il est important de prendre en compte l'évaporation nette dans les calculs de bilan hydrique (volume I, 4.2.3) et donc de tenir compte des précipitations à la surface du réservoir. Comme les périodes de hautes et basses eaux correspondent en général aux conditions climatiques respectivement humides et sèches, la représentation la plus réaliste des conditions réelles est obtenue avec des séquences de précipitations, d'évaporation et d'écoulement parfaitement synchronisées. Si les données correspondantes d'évaporation ne sont pas disponibles, comme c'est souvent le cas en pratique, les données moyennes mensuelles peuvent être utilisées, au moins pour rendre compte des variations saisonnières.

L'évaporation à la surface des réservoirs ne représente pas seulement une perte du point de vue du rendement de l'aménagement, mais aussi une perte nette de ressources en eau superficielles. Une attention particulière doit donc être accordée à la réduction de l'évaporation. Là où cela est possible, la sélection des sites de barrage doit minimiser la surface de réservoir par unité de volume stocké. La suppression de l'évaporation grâce à des pellicules monomoléculaires répandues à la surface de l'eau a déjà fait l'objet de nombreuses recherches (volume I, 4.4.1), mais il reste encore à résoudre certains problèmes pratiques importants dans l'application de ces techniques à de grands réservoirs. La stratification thermique dans les réservoirs et la différence de température entre les débits entrants et sortants peuvent avoir une influence non négligeable sur l'évaporation. Ces influences étant difficiles à quantifier théoriquement avec fiabilité, il est préférable d'en estimer l'ampleur à partir de comparaisons avec des installations de stockage existantes.

4.2.2.2.2 Infiltration

Les pertes des réservoirs par infiltration ou percolation sont fortement dépendantes des conditions hydrogéologiques locales.

Les sites de barrages sont principalement choisis là où les conditions de fondations sont bonnes et où les formations géologiques sous-jacentes à la future retenue sont relativement imperméables. Dans de tels cas, le niveau des eaux souterraines dans le voisinage du nouveau réservoir se stabilise généralement autour d'un nouvel équilibre, quelque temps après la mise en service, avec des pertes par infiltration relativement faibles, voire insignifiantes.

Là où la retenue d'un réservoir, en totalité ou en partie, recouvre des couches perméables, comme

des sables, de la dolomie ou des formations karstiques, les pertes peuvent être conséquentes. La difficulté technique et le coût des actions à mettre en place pour éviter de telles fuites peuvent compromettre la faisabilité du projet.

L'évaluation des pertes dues à l'infiltration ou à la percolation peut se faire par l'étude géologique de la retenue et du site du barrage et par comparaison avec des réservoirs existants se trouvant dans des conditions similaires. Contrairement aux pertes par évaporation, celles qui sont dues à l'infiltration ou à la percolation ne constituent pas nécessairement une perte de ressources, car elles peuvent contribuer à la recharge des nappes souterraines ou aux débits d'ouvrages de stockage en aval.

4.2.2.3 *Sédimentation*

Le dépôt de sédiments dans les réservoirs réduit la capacité de stockage au fil du temps et peut donc avoir une incidence sur la production à long terme du réservoir et la faisabilité du projet.

Toute conception de réservoir doit donc tenir compte du volume de sédiment susceptible de s'y accumuler durant la durée de vie économique du barrage. Pour cela, il faut prévoir une capacité supplémentaire de stockage dès la conception du réservoir ou accepter une baisse du stockage, et donc de la production, au cours du temps. Par ailleurs, il est probable qu'un cours d'eau ayant déposé sa charge solide dans un réservoir érodera davantage son chenal en aval, et cela doit être pris en compte dès les premières étapes de la planification.

Il est essentiel de mettre sur pied un programme de surveillance bathymétrique pour s'assurer que l'accumulation réelle des sédiments correspond aux prévisions. Cela est particulièrement vrai pour les régions où le transport de matériaux est épisodique et lié à des phénomènes hydrologiques extrêmes imprévisibles, notamment dans les zones semi-arides et arides. C'est le cas aussi lorsque des changements d'affectation des sols augmentent la production de sédiments. Les levés bathymétriques peuvent être effectués au moyen de méthodes de sondage acoustiques ou de techniques appropriées de télédétection. En fonction de la charge solide et de sa distribution granulométrique ainsi que des caractéristiques de l'écoulement et du bassin du réservoir, le gros des dépôts pourrait se faire dans la partie amont de la retenue. Cela rend difficile et coûteux l'enlèvement des sédiments. Toutefois, il est possible de concevoir des ouvrages de vidange

(vannes de purge) qui, utilisés périodiquement, peuvent purger la retenue d'une partie des sédiments accumulés. On trouvera davantage de détails concernant le débit solide, les caractéristiques du transport et les possibilités de purge des sédiments dans le volume I, chapitre 5 et dans le volume II, section 4.8.

4.2.2.3 **Influences humaines**

La mise en valeur des ressources en eau et l'utilisation des terres en amont d'un site projeté modifient les caractéristiques naturelles de l'écoulement et peuvent avoir des incidences importantes sur le rendement attendu. Les aménagements des ressources en eau peuvent inclure des ouvrages de régularisation, de dérivation, de prélèvement, de restitution et de transfert à partir d'autres bassins versants. Les modes d'utilisation des sols ayant les plus grands impacts sur la ressource en eau et la charge solide sont les suivants: l'urbanisation, la déforestation, certaines cultures comme le riz et les plantes sucrières, la dénudation des terres et certaines formes de collecte des eaux pluviales. Les sections suivantes du présent chapitre se rapportent à ces activités; on y trouve des conseils sur l'évaluation de l'impact probable des influences humaines.

Il est important que les influences humaines soient dûment prises en compte dans le calcul du rendement d'un système de ressources en eau. En particulier, toute évolution doit être notée, ainsi que les possibles développements futurs.

4.2.2.4 **Débit observé**

Les séquences d'écoulement observé ou réel correspondent aux données enregistrées sur le terrain (volume I, chapitre 5). Cependant, ces données reflètent naturellement les effets des activités humaines et, à l'exception des bassins versants naturels ou vierges, montrent des variations dans le temps. Il est en général nécessaire de faire subir aux séquences observées une certaine forme de traitement, afin de reconstituer les données manquantes (volume I, 9.7.2) et de tenir compte de l'incidence des aménagements.

4.2.2.5 **Séquences de débits naturalisés**

Les séquences d'écoulement naturalisé sont représentatives de la situation hydrologique avant toute influence humaine. Dans les bassins versants totalement vierges d'aménagement, les débits observés reflètent parfaitement les conditions naturelles. Pour les bassins versants où des aménagements ont été effectués, des estimations réalistes peuvent être

faites pour retrouver les débits correspondant aux conditions naturelles en calculant l'influence de divers facteurs et en ajustant, en conséquence, les séquences des débits observés.

4.2.2.6 Séquences synthétiques de débits

Une séquence synthétique de débits est produite artificiellement à l'aide d'un modèle informatique. Deux types de séquences synthétiques sont utilisés pour les débits: séquences déterministes et séquences stochastiques.

Les séquences déterministes sont principalement utilisées pour compléter et étendre les séquences de débits incomplètes. Ceci est réalisé grâce à l'utilisation de modèles hydrologiques, conformément à la description donnée au chapitre 6.

Une séquence stochastique varie de manière aléatoire dans le temps, éventuellement avec une certaine structure de dépendance. Elle vise à offrir d'autres variantes par rapport à la séquence observée pour évaluer ce qui pourrait vraisemblablement se produire à l'avenir (Box et Jenkins, 1970; Pegram et McKenzie, 1991; Hipel *et al.*, 1977). On considère que, du fait de leurs propriétés statistiques, les séquences produites de manière stochastique appartiennent à la même population et qu'elles sont produites par les mêmes processus que les séquences naturelles ou naturalisées sur lesquelles elles sont fondées. Les séquences stochastiques visées au présent chapitre concernent essentiellement les écoulements et sont utilisées pour étudier le comportement probabiliste de la production des réservoirs. Cependant, les mêmes principes de sélection et de traitement peuvent s'appliquer à des séquences de précipitations et d'autres variables hydrologiques importantes pour l'étude des systèmes de ressources en eau.

4.2.2.7 Objectif de prélèvement

L'objectif de prélèvement est le volume d'eau que l'on prévoit de tirer d'un réservoir ou d'un système de ressources en eau pour répondre à des demandes sur une période donnée. Il est généralement exprimé sous la forme d'un total annuel.

4.2.3 Estimation des relations stockage-production

De nombreux modèles informatiques ont été mis au point pour le calcul des relations stockage-production et sont relativement faciles d'accès. La présente section décrit brièvement les principes fondamentaux qui sous-tendent ces modèles; les

sections 4.2.4 et 4.2.5 fournissent de plus amples détails à ce sujet.

4.2.3.1 Procédé numérique

Dans sa forme la plus élémentaire, l'analyse de la production est un simple exercice séquentiel de bilan massique entre l'eau entrant dans un réservoir (écoulement fluvial, précipitations) et l'eau fournie ou perdue par le réservoir (prélèvement, évaporation, déversement). L'équation à résoudre est la suivante:

$$S_i = S_{i-1} + I_i + P_i - E_i - D_i - O_i = S_{i-1} + \Delta S_i \quad (4.1)$$

où S_i représente le stockage à la fin de l'intervalle de temps i , S_{i-1} le stockage au début de l'intervalle de temps i , I_i le débit entrant au cours de l'intervalle i , P_i les précipitations au cours de l'intervalle i , E_i l'évaporation pendant l'intervalle i , D_i le soutirage ou le prélèvement au cours de l'intervalle i , O_i le débit sortant ou le déversement pendant l'intervalle i et ΔS_i la variation de stockage pendant l'intervalle i .

Lorsqu'un pas de temps égal ou supérieur à une semaine est choisi, la surface moyenne du réservoir entre les temps t_{i-1} et t_i est utilisée pour le calcul des volumes des précipitations et de l'évaporation.

Lorsque le volume de stockage doit être déterminé de façon à garantir un certain prélèvement, l'équation est résolue pour différentes hypothèses de capacité maximale de stockage S pour trouver, de manière itérative, la capacité pour laquelle le réservoir est presque vide ou atteint le niveau minimum opérationnel. Si un barrage existe déjà ou que le volume de stockage est fixé, le taux de prélèvement pouvant être assuré peut être déterminé en prenant, comme variable de l'équation, le prélèvement plutôt que le stockage. La séquence des niveaux de stockage du réservoir qui résulte de la résolution de l'équation est appelée trajectoire de stockage.

La trajectoire sera généralement bordée par les niveaux maximum et minimum de fonctionnement. En général, la trajectoire pour une séquence donnée de débits entrants et un taux de prélèvement déterminé sera fonction du niveau de stockage de départ et sera différente d'un niveau de départ à un autre. Cependant, une fois atteints les niveaux maximum ou minimum de fonctionnement pour la gamme de stockage de départ, les trajectoires à partir de ce point ne seront pas différentes pour une séquence de débits entrants et un taux de prélèvement donnés.

La période de soutirage maximum d'un réservoir, qui correspond au passage d'un état de stockage complet au niveau minimum de fonctionnement et ensuite à la récupération jusqu'à ce que le réservoir atteigne de nouveau le niveau de stockage complet, est appelée période critique. Pour parvenir à des analyses stables, il est important que la période critique soit clairement définie par la trajectoire du réservoir.

Une inspection minutieuse de la trajectoire par rapport à l'occurrence des périodes de basses eaux reste toutefois importante. Une période de basses eaux plus marquée que celle définie par la période critique peut potentiellement se produire au début ou à la fin de la séquence des débits entrants, mais le début ou la fin de ces basses eaux peuvent avoir été tronqués lors du choix de la longueur de la séquence. Si cela devait être le cas, un ajustement du taux de prélèvement pourrait être judicieusement opéré en tenant compte de la variation nette de stockage au cours de la séquence analysée.

Dans le cas simplifié décrit ci-dessus, la production du système est supposée égale au prélèvement. Il est possible, cependant, de vouloir faire varier le prélèvement de telle manière qu'il ne soit plus égal à la production du réservoir ou du système de ressources en eau. La pertinence de l'objectif de prélèvement par rapport aux caractéristiques de la production d'un système de ressources en eau est examinée à la section 4.2.4.

4.2.3.2 Approche graphique

L'approche graphique offre une solution simple pour une présentation visuelle des résultats de la résolution séquentielle de l'équation 4.1.

Pour un réservoir soumis à un débit entrant I et un prélèvement D , le stockage S au temps t est mathématiquement défini par :

$$S_t = S_0 + \int_0^t (I - D) d\tau = S_0 + \int_0^t I d\tau - \int_0^t D d\tau \quad (4.2)$$

$$- \int_0^t D d\tau = S_0 + I_t^* - D_t^*$$

(Pour faciliter la démonstration, les influences de l'évaporation et des précipitations ne sont pas incluses ci-dessus et le prélèvement correspond à l'ensemble des débits sortants. Un déversement se produit si la courbe des valeurs cumulées du débit entrant dépasse la courbe des valeurs cumulées du prélèvement, comme le montre la figure II.4.4.)

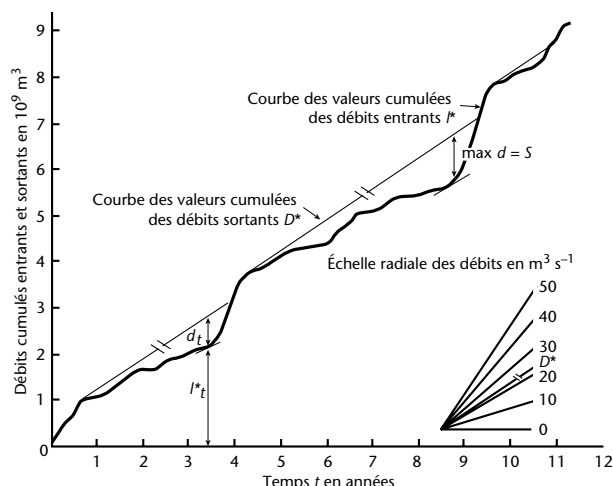


Figure II.4.4. Courbe des valeurs cumulées pour la détermination de la capacité de stockage d'un réservoir

Les tracés des valeurs cumulées I^* et D^* représentent, respectivement, les courbes des valeurs cumulées des débits entrants et des prélèvements, S_0 étant le stockage initial du réservoir. La figure II.4.4 montre comment la capacité de stockage requise S est déterminée pour un prélèvement constant D avec la contrainte qu'aucune défaillance n'est admise au cours de la séquence analysée. Le procédé fait appel à la notion de réservoir semi-infini (sans fond). Le prélèvement constant correspond à une pente constante de la courbe des valeurs cumulées du prélèvement, D^* . Une ligne, parallèle à D^* est tracée au niveau de chaque pic de la courbe des valeurs cumulées I^* . La capacité nominale de stockage S est la distance verticale maximale entre un point quelconque de I^* et n'importe laquelle des lignes parallèles à D^* .

L'approche graphique a été largement utilisée dans le passé. Cependant, la puissance de calcul a considérablement augmenté au fil des ans, facilitant la résolution de l'équation 4.1. En outre, l'approche numérique offre une grande souplesse dans l'analyse de différents scénarios; il en résulte que l'approche graphique est maintenant rarement utilisée, voire jamais.

4.2.3.3 Influence de la durée sur laquelle portent les observations

Bien qu'il n'y ait pas de directives établies quant à la période minimale d'observation requise, l'analyse du rendement atteint généralement une bonne stabilité avec une durée d'observation de 10 à 20 fois la période critique. Lorsque la variabilité de l'écoulement est faible et que le besoin concerne principalement un stockage saisonnier (moins

d'un an), une durée d'observation minimum de 10 à 20 ans peut être acceptable. Toutefois, dans les zones semi-arides ou arides, où les périodes critiques de 5 à 10 ans et plus sont courantes, un stockage de plus d'un an est généralement nécessaire. Il est alors préférable d'utiliser des observations portant sur une durée de 50 à 100 ans dans de tels cas.

Même quand les observations dont on dispose portent sur une période suffisamment longue, il est très vraisemblable que des inondations et des sécheresses pires que celles déjà enregistrées se produiront à l'avenir. Il est également presque certain que la configuration exacte d'une séquence d'écoulements, enregistrée dans le passé, ne sera jamais répétée exactement à l'avenir. Il est toutefois évident que, plus la durée d'observation est longue, plus l'estimation de la production est susceptible d'être fiable. Bien que les données historiques soient les seules informations factuelles disponibles, il est possible de mieux cerner l'ampleur des phénomènes extrêmes qui risquent de se produire à l'avenir en se basant sur une séquence stochastique de l'écoulement fluvial, ainsi qu'il est indiqué à la section 4.2.2.6.

4.2.4 Types de production

La complexité des caractéristiques de la production des systèmes de ressources en eau ne peut se résumer à une simple formule mathématique, telle que l'équation 4.1. Elle nécessite une description plus complète que celle donnée jusqu'ici.

Pour établir une typologie de la production ou de la fourniture d'un réservoir ou d'un système de ressources en eau, on a élaboré un certain nombre de concepts, dont les concepts suivants: production de base, production garantie, production subsidiaire, production non garantie et production moyenne (Basson *et al.*, 1988). Cela facilite la représentation graphique du comportement d'un réservoir ou d'un système de ressources en eau, comme le montre, sous une forme simplifiée, la figure II.4.5. Les valeurs utilisées pour dresser le schéma sont obtenues à partir de la résolution de l'équation 4.1 pour différents objectifs de prélèvement, en enregistrant les résultats pertinents.

De tels diagrammes améliorent la compréhension du comportement d'un système dans différentes conditions opérationnelles. Ils sont particulièrement utiles lorsque les ressources en eau sont très utilisées, que le débit est très variable et qu'il est nécessaire de déterminer la production et de gérer des systèmes complexes de ressources en eau.

La production de base est définie comme le prélèvement minimal pouvant être opéré – sur un certain nombre d'intervalles de temps consécutifs – à partir d'un système (cours d'eau ou réservoir) alimenté par une séquence de débits entrants donnée, en tentant de répondre à un objectif de prélèvement précis correspondant à une structure de la demande en eau et une politique d'exploitation spécifiées. La production de base augmente d'abord avec l'objectif de prélèvement, jusqu'à ce que le réservoir ne soit plus en mesure de satisfaire cet objectif de façon constante, la production de base devenant alors inférieure à l'objectif.

La production garantie correspond à la production de base maximale. Pour les analyses fondées sur les écoulements fluviaux observés dans le passé, il est fait référence à la production garantie historique, pour la distinguer des productions garanties obtenues par des méthodes probabilistes décrites à la section 4.2.5. La production garantie historique associée à une capacité de réservoir donnée peut varier avec la durée de la séquence des débits entrants. En fait, elle est susceptible d'être plus faible pour une séquence plus longue, en raison d'une probabilité accrue de périodes de basses eaux relativement plus marquées.

Les productions obtenues selon les méthodes décrites aux sections 4.2.3.1 et 4.2.3.2 sont analogues à la production garantie historique.

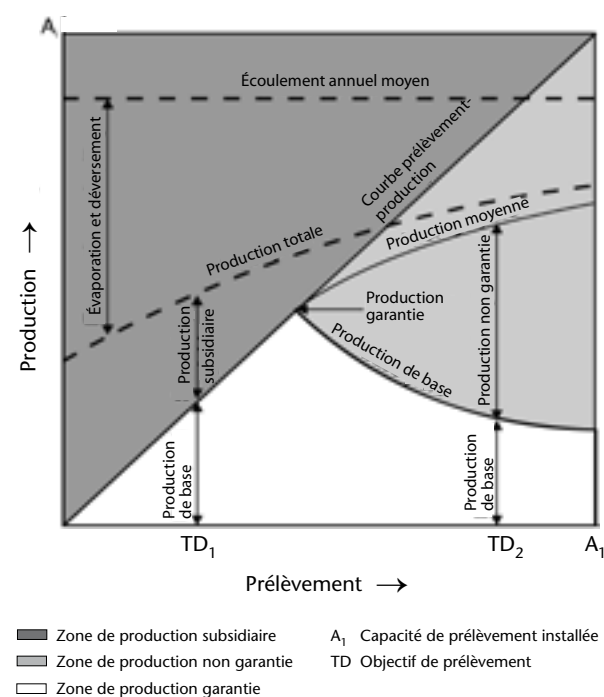


Figure II.4.5. Schéma simplifié de l'interaction prélèvement-production

La production subsidiaire est celle qui peut être obtenue en sus de l'objectif de prélèvement. Comme sa définition l'indique, elle est retirée du réservoir uniquement lorsque celui-ci est à son niveau maximal. L'évaluation de la production subsidiaire pour diverses capacités de prélèvement maximum peut donc fournir une mesure utile du potentiel de développement d'un système de ressources en eau. La production subsidiaire est souvent utilisée pour une fourniture supplémentaire (accessoire) d'hydroélectricité ou d'autres usages bénéfiques intermédiaires lorsque les équipements appropriés existent.

La production non garantie est la production moyenne pouvant être obtenue à partir d'un système de ressources en eau en plus de la production de base, mais sans dépasser l'objectif de prélèvement. Ce n'est pas une production continue, et elle ne peut donc pas constituer une assurance spécifique d'approvisionnement.

La production moyenne est égale à la moyenne de la somme de la production de base et de la production non garantie sur la période analysée. Elle fournit une mesure de la production pouvant être obtenue, en moyenne, d'un système, mais dont une partie ne peut être soutenue de façon continue.

La production totale est simplement la somme des productions de base, subsidiaire et non garantie.

Une interprétation plus détaillée du diagramme prélèvement-production est donnée par Basson *et al.* (1994).

4.2.5 Approche probabiliste

4.2.5.1 Relation stockage-fiabilité du débit

La conception et l'exploitation d'un réservoir de stockage tiennent une place importante dans la plupart des projets de mise en valeur des ressources en eau. Outre la demande en eau devant être satisfaite à partir du réservoir, le principal facteur influant sur la capacité de stockage à déterminer sera l'écoulement fluvial à l'emplacement prévu. Celui-ci fluctue cependant d'année en année, et cette variabilité doit être prise en compte.

Il est essentiel d'estimer correctement la capacité du réservoir. Si cette capacité est sous-estimée, l'utilité potentielle du projet sur le long terme se verra tronquée, ce qui pourrait entraîner un gaspillage de ressources en eau pourtant peu abondantes. À l'inverse, une surestimation de la capacité de stockage peut se traduire par un réservoir construit à grand

frais, mais rarement rempli, et donc affecter la rentabilité du projet. Par conséquent, les critères pour choisir la taille du réservoir devraient inclure non seulement la demande globale, mais aussi la fiabilité avec laquelle cette demande doit être satisfaite. Une fiabilité de 75 %, par exemple, signifie que la quantité d'eau nécessaire à l'irrigation sera disponible au moins trois années sur quatre. Cent pour cent de fiabilité signifie que l'approvisionnement en eau nécessaire sera disponible tous les ans (taux de réussite de 100 %), ce qui ne peut être atteint que pour une fourniture inférieure à celle qui correspondrait à un taux de satisfaction de 75 %. La demande à laquelle on pourrait répondre serait alors beaucoup plus faible.

Les critères de planification des projets de mise en valeur des ressources en eau varient en fonction des pays. Le concept de pourcentage de fiabilité, avec un niveau d'échec acceptable, est souvent adopté dans les pays en développement, car ceux-ci accordent une importance primordiale à la faisabilité économique des projets. Pour les pays développés – les États-Unis d'Amérique, par exemple –, le critère principal consiste à répondre aux exigences d'un usage particulier avec près de 100 % de certitude. Le pourcentage varie également selon le type de services qui doivent être fournis par le réservoir. En règle générale, il peut être fixé à 75 % pour l'irrigation, 90 % pour la production d'énergie hydroélectrique et 100 % pour les projets d'approvisionnement en eau domestique.

Il est possible d'employer la méthode ci-après pour déterminer le débit garanti avec une certaine fiabilité, en un point particulier d'un cours d'eau:

a) La production annuelle brute, ou volume d'écoulement naturel, est également connue sous le nom de débit originel ou historique. Elle est définie comme le débit qui aurait existé à ce point du cours d'eau s'il n'y avait eu ni prélèvement, ni apports en amont à partir de sources extérieures au système fluvial. Ici l'infiltration et l'évaporation naturelles sont ignorées. Le débit naturel peut être reconstitué en ajoutant au débit observé l'eau utilisée pour l'irrigation en amont, les usages domestiques et industriels issus aussi bien de ressources superficielles que souterraines, les volumes d'eau retenus par les réservoirs (de surface et en sous-couche) et les pertes par évaporation des réservoirs et en retranchant les rejets de différents usages utilisant des eaux superficielles et souterraines. Ceci est représenté par l'équation suivante:

$$R_n = R_o + R_{ir} + R_d + R_{gw} - R_{ri} - R_{rd} - R_{rg} + S + E \quad (4.3)$$

où R_n est le débit naturel, R_o le débit observé, R_{ir} le prélèvement pour l'irrigation, R_d le prélèvement pour les ménages, l'industrie et autres besoins, R_{gw} le prélèvement d'eaux souterraines, R_{ri} le rejet des zones irriguées, R_{rd} le rejet des usages domestiques, industriels et autres, R_{rg} le rejet d'eaux souterraines prélevées, S le stockage dans les réservoirs du bassin et E l'évaporation nette à partir des réservoirs.

S'il existe des transferts entre bassins – aussi bien vers le bassin considéré qu'à partir de celui-ci –, les volumes transférés seront, respectivement, ajoutés ou retranchés à R_n ;

- b) Pour établir le taux de satisfaction du débit en un point donné du cours d'eau où un relevé continu des écoulements naturels est disponible pour un nombre N d'années, les valeurs annuelles des débits naturels sont classées par ordre décroissant. À chaque débit annuel ainsi classé est attribué un rang M , et le taux de satisfaction pour une année donnée (D) est calculé en appliquant la formule $100.M/N$. Certaines autorités préfèrent la formule $100.M/(N + 1)$;
- c) L'année qui représenterait un taux de satisfaction particulier souhaité peut être obtenue directement en écrivant la relation précédente sous la forme $M = DN/100$ ou $D(N + 1)/100$; la valeur du débit correspondant à la fiabilité souhaitée sera donnée par lecture de la série des débits naturels. Dans le cas où la valeur obtenue pour M n'est pas un nombre entier, le débit correspondant peut être obtenu par interpolation entre les valeurs de débit correspondant aux deux années encadrant la valeur de M ;
- d) Les mêmes résultats sont obtenus en utilisant une série ascendante des débits naturels plutôt qu'une série descendante.

L'écoulement naturel calculé par l'équation 4.3 peut également être utilisé pour répartir le débit du cours d'eau entre différents utilisateurs potentiels, notamment des États riverains.

4.2.5.2 Risque de défaillance et fiabilité de l'approvisionnement

De nombreuses définitions de la défaillance d'un système de ressources en eau peuvent être formulées. La définition choisie dans le présent chapitre est celle correspondant à l'incapacité du système à répondre à la production de base associée à un objectif de prélèvement spécifique. Le risque de défaillance d'un système de ressources en eau est défini comme la probabilité de ne pas atteindre cette production de base au moins une fois à un horizon de temps déterminé.

Une pratique courante consiste à utiliser la notion de période de retour pour quantifier le risque de défaillance d'un système de ressources en eau. Les périodes de retour généralement associées aux grands systèmes sont de 20, 50, 100 et 200 ans. La probabilité de défaillance pour une année donnée, le risque annuel de rupture, est l'inverse de la période de retour. Par conséquent, 2 % de probabilité de défaillance sur une année donnée est équivalent à une période de retour de 50 ans. Ainsi:

$$R = 1/T \quad (4.4)$$

où R est le risque annuel de défaillance et T sa période de retour.

La probabilité de répondre avec succès aux demandes en eau dans une année donnée – probabilité annuelle – est tout simplement le complément à 1 du risque annuel de défaillance. La fiabilité de l'approvisionnement annuel est donc liée à la période de retour de la défaillance par la relation suivante:

$$r = 1 - 1/T \quad (4.5)$$

où r est la fiabilité annuelle de l'approvisionnement.

Le risque de défaillance à long terme est lié au risque annuel par la loi de probabilité de Bernoulli:

$$R_n = 1 - (1 - R)^n = 1 - (1 - 1/T)^n \quad (4.6)$$

où R_n est le risque à long terme et n la période de planification (durée de la séquence) en années.

Bien que certaines évaluations du risque de défaillance puissent être établies à partir de l'analyse d'une séquence historique d'écoulements fluviaux, la confiance qui peut leur être accordée n'est généralement pas très élevée, à moins qu'il n'existe des séries exceptionnellement longues. Les séries d'écoulements produites de manière stochastique sont donc utilisées comme un moyen d'augmenter la taille de l'échantillon des configurations possibles des séquences d'écoulements afin d'obtenir une meilleure évaluation statistique.

4.2.5.3 Fiabilité de la relation prélèvement-production

En analysant un grand nombre de séquences d'écoulements produites aléatoirement, généralement entre 200 et 2 000 séquences de la même durée que la séquence historique, il est possible d'obtenir une évaluation probabiliste du comportement caractéristique d'un système de ressources en eau.

que le pas de temps séparant les principales décisions opérationnelles.

Les courbes correspondant aux caractéristiques de la fiabilité prélèvement-production à court terme sont élaborées de la même manière que la famille des courbes à long terme, sauf que les premières sont également liées à un stockage de départ précisé. Les courbes doivent donc être établies pour une gamme de stockages de départ. En raison de la courte durée des séquences utilisées, généralement de deux à cinq ans, de nombreuses séquences ne pourront pas atteindre une période critique. Par conséquent, il faudra analyser beaucoup plus de séquences à court terme pour parvenir à une convergence que dans le cas des analyses à long terme. Basson *et al.* (1994) fournissent des détails sur l'application pratique des courbes des caractéristiques à court terme pour l'exploitation en temps réel des systèmes de ressources en eau.

4.2.5.5 Temps de remplissage des réservoirs

Quand un nouveau barrage est construit, un certain niveau de stockage doit être atteint dans le réservoir ainsi créé avant qu'une pleine production puisse être assurée avec fiabilité. Dans les zones semi-arides et arides, ainsi que dans le cas où la mise en valeur des ressources en eau a presque atteint son plein potentiel, il peut falloir plusieurs années après la mise en exploitation de l'ouvrage pour atteindre le premier remplissage du réservoir, même si l'eau n'est pas prélevée au cours de cette période. Ce facteur peut avoir un impact majeur sur l'échelonnement des phases du projet planifié, voire sur la faisabilité économique de celui-ci.

Il est possible d'établir des projections probabilistes de temps de remplissage de nouveaux réservoirs en déterminant des trajectoires de réservoir pour un grand nombre de séquences de débits entrants stochastiques, en commençant à vide. Il convient de choisir une durée pratique pour les analyses, tandis que divers scénarios de prélèvements progressifs peuvent également être testés. La figure II.4.8 présente une évaluation probabiliste du temps de remplissage d'un réservoir.

4.2.6 Réservoirs à fins multiples et règles d'exploitation

Comme cela a été indiqué à la section 4.1, la plupart des réservoirs de stockage servent à diverses fins. Il n'est généralement pas possible d'attribuer une partie fixe du stockage à chaque objectif. Le plus souvent, une telle attribution est limitée aux cas d'urgence. Par exemple, une zone tampon est

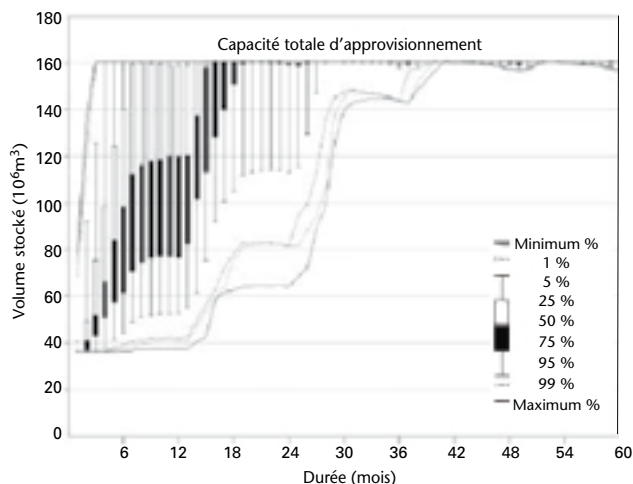


Figure II.4.8. Évaluation probabiliste du temps de remplissage d'un réservoir

souvent créée immédiatement au-dessus du culot du réservoir, que l'on réserve pour une utilisation dans des circonstances exceptionnelles, telles que le nettoyage de la section aval du cours d'eau en cas de contamination accidentelle, l'approvisionnement en eau d'urgence pour faire face à des risques soudains d'insalubrité ou la lutte contre les incendies. Le volume stocké répond cependant à la plupart des usages dont les exigences sont conciliées par des consignes d'exploitation complexes, notamment en matière de lâchures. Les divers utilisateurs auront besoin de quantités différentes d'eau à des moments différents et suivant des garanties d'approvisionnement différentes.

Les lâchures à partir d'un réservoir sont souvent représentées par des courbes d'exploitation qui indiquent le débit de soutirage en fonction du stockage limite ou instantané et du moment de l'année. Les diverses catégories d'utilisateurs, dont la tolérance varie par rapport au degré de défaillance dans leur approvisionnement en eau, imposent différentes exigences quant aux garanties de satisfaction de la demande. Dans de nombreuses régions du monde, il est souvent impossible d'élaborer un projet pouvant répondre pleinement et en permanence aux besoins en eau. Des stratégies sont alors mises en place pour réduire progressivement l'approvisionnement de certains utilisateurs lorsque les niveaux critiques de stockage sont atteints.

Certaines utilisations d'un réservoir ne nécessitent pas la fourniture ou le prélèvement d'eau. Toutefois, certaines limites de stockage à des moments précis de l'année, qui peuvent avoir une incidence sur les caractéristiques de production du réservoir ou du système de ressources en eau, doivent être respec-

tées, par exemple lorsque les réservoirs sont utilisés pour la maîtrise des crues, les loisirs, la lutte contre la salinité ou que des considérations environnementales sont en jeu.

La conception et l'exploitation des réservoirs à fins multiples nécessitent des analyses complexes. Il s'agit généralement de méthodes itératives qui procèdent par ajustement des courbes d'exploitation et évaluation des effets sur chacun des usages envisagés, aux fins d'optimisation des systèmes de gestion des ressources en eau. Des techniques d'optimisation établies peuvent également être utilisées pour trouver la meilleure solution moyennant certains compromis. Il importe de prendre en compte tous les usages et utilisateurs potentiels d'un réservoir au cours de la planification d'un projet et de tenir compte des consignes d'exploitation en temps réel avant la construction. Lorsque des réservoirs à usages multiples ou des systèmes complexes de ressources en eau font partie d'un projet (voir la section 4.2.7), il est souhaitable que les règles d'exploitation soient établies dans le cadre du processus de planification.

Différents auteurs proposent des exemples de courbes d'exploitation et diverses approches s'agissant des consignes d'exploitation en temps réel, et notamment Box et Jenkins (1970), Basson *et al.* (1994), Loucks *et al.* (1981) et Svanidze (1977).

4.2.7 Systèmes de ressources en eau à réservoirs multiples

La mise en valeur des ressources en eau ayant atteint un degré de développement élevé dans de nombreuses régions du monde et connaissant un essor constant dans d'autres, la présence de plusieurs réservoirs dans un bassin devient de plus en plus commune. Il peut s'agir d'une succession de réservoirs d'amont en aval sur un même cours d'eau, de réservoirs en parallèle sur les bras du cours d'eau ou des combinaisons diverses dans un bassin versant ou bassin hydrographique. Les réservoirs dans des bassins versants adjacents ou des bassins différents peuvent également être reliés entre eux par un transfert d'eau, ce qui élargit encore et complexifie les systèmes de ressources en eau, comme le montre la figure II.4.9.

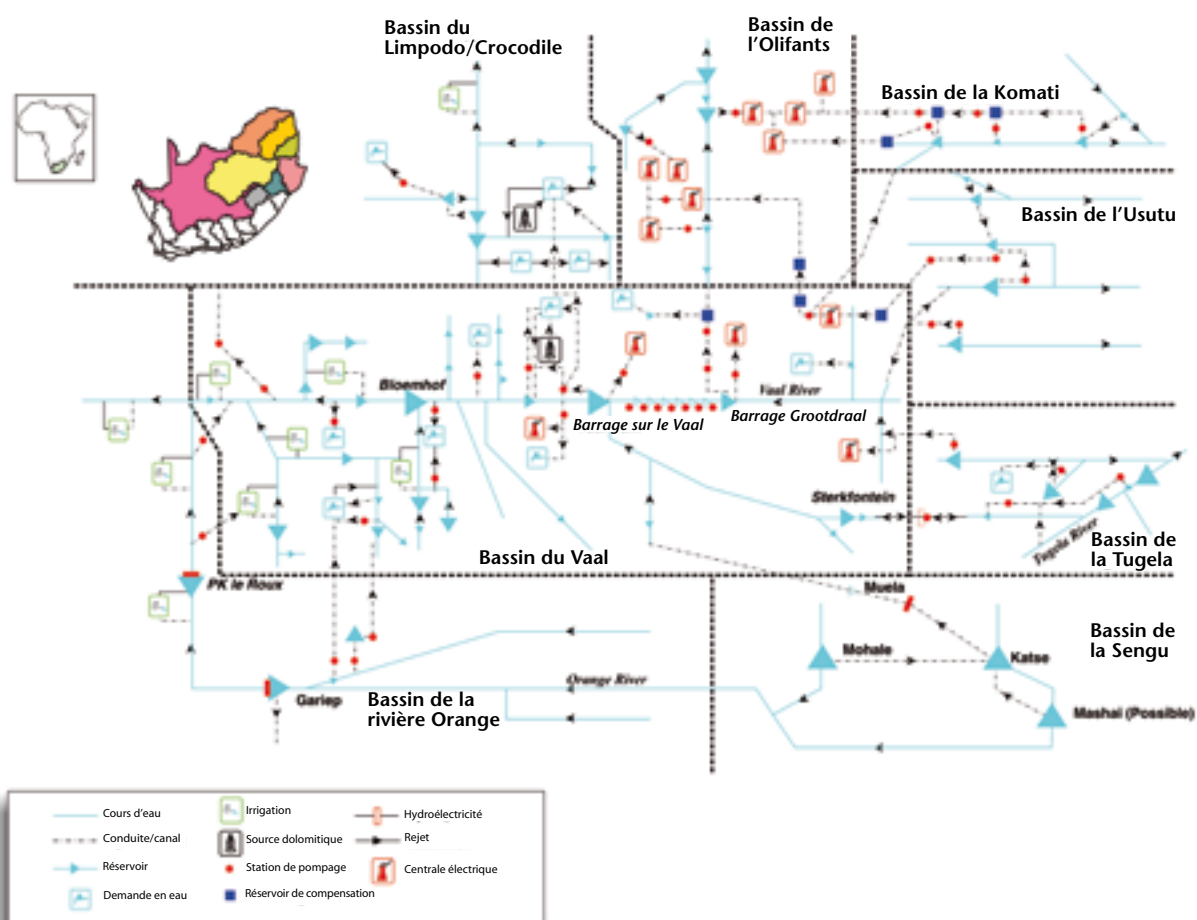


Figure II.4.9. Système de ressources en eau à réservoirs multiples couvrant plusieurs bassins hydrographiques

Lorsque deux ou plusieurs réservoirs sont reliés entre eux du fait de leur emplacement sur le même réseau fluvial ou via des transferts, ils s'influencent mutuellement, même si c'est seulement par le biais de demandes partagées de soutirage en aval. Ces réservoirs font intrinsèquement partie du même système et doivent être reconnus comme tels dans la gestion de la ressource. Dans de nombreux cas, il peut être nécessaire de mettre en place des consignes d'exploitation interréservoirs. Tout nouvel ajout doit également être évalué et plus tard géré dans le cadre du système dans son ensemble.

Lorsque des projets initiaux de réservoir unique évoluent au cours du temps vers des systèmes à réservoirs multiples, il se peut qu'il faille modifier l'exploitation des composantes existantes. Des changements majeurs sont souvent difficiles à mettre en œuvre à cause des nombreuses contraintes juridiques, politiques, économiques et physiques. Dans de tels cas, le niveau d'optimisation susceptible d'être atteint dans la pratique est par conséquent généralement faible.

Lorsqu'on dispose d'une souplesse relativement élevée ou qu'il est possible de l'amplifier, le fait d'exploiter des réservoirs en les considérant comme un système interconnecté peut apporter des avantages importants. Cela est en général encore plus évident lorsque différents bassins sont reliés entre eux par des transferts d'eau. Par exemple, on peut utiliser des réservoirs particuliers ou certaines sous-composantes d'un système en vue d'un objectif de prélèvement qui dépasse la production garantie de ces réservoirs ou sous-composantes, sachant qu'il est possible d'avoir recours à d'autres éléments du système lors des périodes de déficit de production. On parvient alors à obtenir une production globale supérieure à la somme des productions garanties des composantes du système.

Il est fortement recommandé d'ajouter une dimension probabiliste à la gestion des systèmes de ressources en eau à réservoirs multiples. Il faut pour cela produire des séquences stochastiques d'écoulements pour chacun des points d'intérêt du système à l'étude. À cet égard, il est essentiel de bien veiller à préserver la corrélation croisée entre les séquences des débits observés aux différents points considérés. La confiance qu'on peut accorder à une gestion probabiliste des systèmes de ressources en eau repose de façon prépondérante sur la reproduction correcte de ces caractéristiques dans les séquences produites.

Le problème multidimensionnel que représente la gestion probabiliste des ressources en eau sous la

forme d'un réseau interconnecté est largement traité dans la littérature. Compte tenu du degré de complexité pouvant être atteint, il faut généralement se rendre à l'évidence que seuls des modèles informatiques perfectionnés permettent de déterminer les caractéristiques de la production et d'assurer la gestion opérationnelle des systèmes de ressources en eau à réservoirs multiples. Plusieurs modèles ont été mis au point, dont la plupart, normalement soumis à une forme de licence ou d'accord, peuvent être obtenus auprès d'organisations ou institutions compétentes. On peut se référer à *Hatch Energy, Canada* (www.hatchltee.com); au Groupe AECOM (www.bks.co.za) et au Ministère des eaux et forêts, Afrique du Sud (www.dwaf.gov.za); à l'Institut danois d'hydrologie, Danemark (www.dhissoftware.com); au Centre d'ingénierie hydrologique du corps du génie de l'armée américaine (www.hec.usace.army.mil) et à Deltares, Pays-Bas (www.wldelft.nl).

4.2.8 Effets indirects des réservoirs

La présente section a pour but d'engendrer une prise de conscience générale au sujet des effets indirects des réservoirs, même si le sujet n'y est pas traité en détail. Il est essentiellement question de l'effet de la mise en eau des retenues créées par les barrages, et non des effets directs des barrages ou des centrales hydroélectriques, comme la création d'obstacles à la migration des poissons. Les incidences sociales importantes des réservoirs n'y sont pas traitées non plus.

4.2.8.1 Effets sur les régimes hydraulique et hydrologique

La construction d'un réservoir perturbe les régimes hydraulique et hydrologique en aval. Les usages qui entraînent une consommation d'eau réduisent le débit moyen, tandis que la régularisation au moyen de réservoirs modifie la répartition saisonnière de l'écoulement et diminue habituellement sa variabilité. La rétention de l'eau dans le réservoir provoque une sédimentation, de sorte que l'eau relâchée a une plus grande capacité de transport que celle qui entre dans la retenue, ce qui peut provoquer une érosion en aval du réservoir. La diminution de la pente du cours d'eau peut se traduire par des problèmes de remous et de sédimentation dans le lit du cours d'eau en amont du réservoir.

4.2.8.2 Effets sur l'environnement

Dans le cadre de la conception et de la gestion des aménagements de ressources en eau, on se préoccupe de plus en plus des incidences sur l'environnement.

La construction de réservoirs a généralement un fort impact sur l'environnement. Quand le volume de stockage est grand par rapport aux apports annuels et que les teneurs en nutriments transportés sont élevées, la longue durée de renouvellement peut entraîner une eutrophisation qui risque d'avoir des répercussions importantes sur la qualité des eaux. Un réservoir a une grande influence sur la température et la teneur en oxygène des eaux relâchées. L'atténuation de la turbidité des eaux du fait de la sédimentation dans la retenue permet une pénétration plus profonde de la lumière avec un risque d'efflorescence algale. En aval du réservoir, la régularisation de l'écoulement modifie aussi les modes d'utilisation des terres et a tendance à augmenter la consommation d'eau. Cela se traduit habituellement par un accroissement de la quantité d'eaux usées, qui peut altérer la qualité de l'eau du cours d'eau où elles se déversent.

Les changements de cette nature sont très préoccupants. Toutefois, les réservoirs peuvent aussi apporter des changements favorables. Dans de nombreux cas, au voisinage et en aval des réservoirs, l'environnement a été grandement amélioré par des aménagements bénéfiques en matière de loisirs, d'esthétique, d'écologie et de santé.

Il est primordial d'installer des équipements permettant de mesurer les facteurs environnementaux avant et après la construction et d'évaluer de façon continue tous les effets des réservoirs d'accumulation sur l'environnement.

4.2.8.3 Gestion écologique de l'écoulement

Un moyen d'atténuer les incidences des réservoirs sur la vie aquatique en aval consiste à recréer au moins en partie, par des lâchures, les caractéristiques du régime d'écoulement naturel indispensables à la santé des écosystèmes. Il faut tenir compte de ces lâchures dès la planification du projet ainsi que dans les caractéristiques de production du système de ressources en eau à déterminer. Les critères environnementaux peuvent avoir une incidence majeure sur la production possible d'un système, en particulier s'il s'agit de veiller à la bonne conservation du cours d'eau. Plusieurs cas ont été rapportés de prélèvements admissibles sensiblement réduits au profit de plus fortes lâchures à caractère écologique à la suite d'une prise de conscience accrue des problèmes environnementaux.

La détermination des besoins en eau pour l'environnement est en soi une spécialité qui va au-delà du champ d'application du présent chapitre (voir le chapitre 7 du volume I et le chapitre 3 du présent

volume). Des méthodes ont toutefois été mises au point et peuvent être utilisées par les spécialistes des ressources en eau pour obtenir une approximation, à des fins de planification, des besoins en eau pour l'environnement (Hughes et Hannart, 2003).

4.2.8.4 Autres effets

Les effets de remous produits par la retenue dans les réservoirs ainsi que les fluctuations du niveau d'eau, comme celles causées par les crues, le vent, l'action des vagues et les ondulations périodiques de la surface de l'eau (seiches), peuvent se traduire par des variations à court terme dans les calculs du bilan d'eau local. Cependant, ces effets concernent principalement la conception et la sécurité de la structure du barrage et aussi la sécurité des personnes et des aménagements à proximité immédiate du réservoir. Ils ne sont donc pas examinés plus avant dans cette section.

4.2.9 Estimations de la capacité des réservoirs par télédétection

Pour délimiter les masses d'eau de surface et établir l'inventaire des eaux de surface, y compris les lacs, les étangs et les réservoirs, on s'est de longue date fondé sur des cartes et des techniques de photo-interprétation. L'utilisation en parallèle de données numériques multispectrales est relativement récente. Ces données peuvent être soumises à des analyses automatisées pour des résultats répétitifs et rapides qui, dans de nombreux cas, répondent également aux exigences d'exactitude. Généralement, l'exactitude en matière de détection et de mesure des plans d'eau est, en grande partie, fonction de l'identification adéquate de l'eau et de la résolution spatiale du capteur. Les problèmes d'identification découlent en particulier de la confusion avec des surfaces d'apparence similaire, comme les ombres des nuages, les sols sombres et les zones urbaines. Il est possible toutefois de recourir à l'interprétation des photographies aériennes pour réduire ces erreurs et vérifier les premiers résultats. Par conséquent, pour un travail extrêmement précis, les photographies aériennes constituent encore les meilleures sources de données. Les données satellite sont également de bonnes sources pour déterminer les paramètres morphométriques, comme la longueur, la largeur et la superficie des plans d'eau à différentes altitudes, quand la résolution est adaptée à cet usage.

Du point de vue de la télédétection, l'eau a une réflectance relativement faible, en particulier dans la partie correspondant au proche infrarouge et la partie visible du spectre électromagnétique. Cela permet d'établir une distinction par rapport aux

zones urbaines, aux champs et, parfois, à l'ombre des nuages et aux ambiguïtés produites par les variations de la transmission atmosphérique (Engman et Gurney, 1991). L'utilisation des données fournies par l'appareil de cartographie thématique à sa résolution nominale de 30 mètres devrait augmenter l'exactitude des mesures, tout comme celle des données fournies par le système de satellites SPOT.

Généralement, la télédétection ne permet de déterminer que la surface d'une étendue d'eau et ne permet pas d'en mesurer directement le volume. La cartographie des retenues d'eau en surface peut servir à estimer le volume d'eau stocké. Les méthodes employées pour évaluer le volume des lacs reposent sur une relation empirique entre la surface du plan d'eau ou la longueur du rivage et le volume. À cet effet, soit on établit une relation surface-volume, soit on se sert des caractéristiques topographiques pour estimer la hauteur d'eau dans le réservoir et en déduire le volume. Les organismes gouvernementaux peuvent avoir recours à ce type de méthode, non seulement pour compléter les données sur les réservoirs qu'ils exploitent, mais aussi pour rester au courant de la situation des réservoirs qui ne relèvent pas de leur responsabilité, mais qui pourraient influencer sur la stratégie de gestion qu'il leur faudrait adopter en cas de conditions extrêmes, notamment de grandes inondations. Ces méthodes exigent clairement des données à haute résolution spatiale, sauf en cas de crues exceptionnelles (Engman et Gurney, 1991).

4.2.10 Changements climatiques

Il est de plus en plus évident que les températures mondiales sont en hausse et qu'elles pourraient augmenter bien plus rapidement que par le passé (GIEC, 2001). Des modèles de circulation générale suggèrent que cela pourrait modifier les précipitations annuelles et accroître la variabilité du climat dans certaines régions. Les analyses de scénarios visant à évaluer les effets potentiels des changements climatiques sur les écoulements fluviaux indiquent que, dans certaines régions, ceux-ci pourraient connaître jusqu'à 10 % de baisse d'ici 2015 (Schulze et Perks, 2000).

Ces changements climatiques pourraient avoir des répercussions importantes non seulement sur les caractéristiques de la production des systèmes de ressources en eau, mais aussi sur la demande en eau à satisfaire grâce à ces systèmes. Il est sage, par conséquent, d'anticiper la possibilité de changements climatiques et d'effectuer des analyses de scénarios pour les zones qui pourraient se révéler vulnérables, afin d'évaluer les effets potentiels de

ces changements. Bien qu'il soit opportun de prendre en compte ces effets dans la planification à long terme des systèmes de ressources en eau, un équilibre doit être recherché entre la prévention et la réaction excessive, afin d'éviter que des ressources précieuses soient gaspillées.

Des analyses de sensibilité, s'intéressant à la façon dont les caractéristiques de production des systèmes de ressources en eau pourraient être affectées par les changements climatiques, peuvent être effectuées en modifiant graduellement la moyenne et/ou l'écart type dans les séquences synthétiques de l'écoulement fluvial. Des indications sur ce qui peut être considéré comme une évaluation réaliste de l'ampleur de ces changements peuvent être obtenues à partir des analyses de scénarios fondées sur des modèles de circulation générale, mais resteront probablement en grande partie sujettes à un jugement personnel.

4.3 GESTION DES CRUES [SHOFM 181, J04, J10, J15, K10, K15, K22, K45]

4.3.1 Généralités

Une crue est une «montée, en général brève, du niveau d'un cours d'eau jusqu'à un maximum dont il redescend en général plus lentement» (UNESCO/OMM, 1992). Certaines crues débordent des limites normales du lit d'un cours d'eau ou d'autres formations aquatiques, en inondant des zones qui ne sont pas normalement submergées. Fortes ou faibles, les crues font partie du cycle hydrologique naturel et sont généralement le résultat d'une interaction complexe de processus naturels aléatoires ayant trait aux précipitations et aux températures et des caractéristiques des bassins versants. En général, l'ampleur d'une crue est fonction des facteurs suivants:

- a) Volume, répartition spatiale, intensité et durée des précipitations et de la fonte des neiges dans le bassin versant;
- b) État du bassin versant et conditions météorologiques avant l'épisode pluvieux;
- c) État des sols (modes d'utilisation des terres, topographie, etc.);
- d) Capacité du cours d'eau à évacuer les eaux de ruissellement (y compris celles provenant d'embâcles dus à la glace ou aux troncs flottants);
- e) Incidence des mascarets ou des marées de tempête.

Pour les établissements humains et le développement socioéconomique, les plaines d'inondation

offrent de nombreux avantages en raison de leur proximité avec les cours d'eau qui fertilisent les sols, garantissent d'abondantes réserves d'eau et fournissent des voies de communication. Les crues contribuent aussi à alimenter les zones humides et les nappes souterraines et sont bénéfiques pour la pêche et l'agriculture, ce qui ajoute à l'attrait de ces plaines d'inondation. Mais par ailleurs, les inondations produisent des effets particulièrement néfastes sur l'économie et la sécurité des personnes. Elles sont en tête de toutes les catastrophes naturelles pour le nombre de personnes touchées et les pertes économiques qui en résultent (Munich Re, 2006). La lutte de l'humanité contre ce risque naturel est aussi vieille que l'histoire des établissements humains. Ces dernières décennies, on est progressivement passé de la maîtrise des crues à la gestion des crues. Le présent chapitre donne un aperçu des efforts que l'on peut déployer pour atténuer les effets négatifs des inondations tout en tirant profit des plaines inondables.

4.3.2 Stratégies de gestion des crues

La maîtrise des crues renvoie plus spécifiquement à la mise en place et à l'exploitation d'ouvrages visant à éliminer ou réduire au minimum les effets dommageables des crues, et cela en retenant, contraignant ou détournant les eaux de crue dans des limites nominales fondées sur des considérations économiques (CIID, 1996; Framji et Garg, 1978). Quant à la gestion des crues, elle se réfère à l'ensemble du processus de prévention et d'atténuation des inondations et de réduction des risques d'inondation d'une manière globale. Les risques d'inondation, correspondant par définition aux pertes susceptibles d'être causées par les crues réparties sur une période donnée, sont fondés sur les facteurs suivants:

- a) L'ampleur du risque, exprimée en termes de fréquence et de gravité (hauteurs d'eau et vitesses associées);
- b) L'exposition des activités humaines aux inondations;
- c) La vulnérabilité des éléments exposés au risque.

Offrir une protection absolue aux zones soumises aux inondations pour toutes les amplitudes de crues n'est ni possible d'un point de vue pratique, ni économiquement réalisable. Par conséquent, une approche pratique de la gestion des crues serait de fournir un degré raisonnable de protection contre les risques d'inondation à un coût économique acceptable, grâce à une combinaison de mesures structurelles et non structurelles. Au fil du temps, les mesures de protection contre les inondations ont joué un rôle important dans la

sauvegarde des populations et des activités économiques. Elles ont été cependant complétées, au cours de la dernière décennie, par des mesures non structurelles comme la prévision des crues et la réglementation de l'utilisation des sols. Ce faisant, on a cherché à répondre au besoin ressenti d'un changement radical d'orientation marqué par le passage de la maîtrise des crues à la gestion des crues.

On distingue quatre stratégies principales de gestion des crues visant à réduire les risques d'inondation:

- a) Modifier les caractéristiques des crues;
- b) Modifier la sensibilité de la société aux dommages causés par les inondations;
- c) Réduire le fardeau des pertes par habitant;
- d) Supporter les pertes.

Les méthodes de modification des caractéristiques des crues portent sur le volume des écoulements, le temps nécessaire pour atteindre le pic, la durée de la crue, l'étendue de la zone sujette aux inondations, la vitesse et la hauteur des eaux et/ou les quantités de matériaux et de polluants charriés par les inondations. Ces méthodes comprennent la protection par des moyens physiques: barrages, réservoirs, digues, remblais, modifications du chenal, dérivation des eaux et aménagement du bassin versant.

Des mesures peuvent être prises pour réduire la vulnérabilité des activités économiques aux dommages causés par les inondations, notamment des actions visant les plaines d'inondation. Il s'agit notamment de la réglementation de l'occupation des sols, de la protection d'objectifs définis contre les inondations, de la prévision des crues et des annonces de crue.

La réduction du fardeau des pertes consiste en diverses mesures destinées à modifier la charge par habitant, soit en la répartissant sur une plus grande partie de la population que celle immédiatement affectée, soit en l'échelonnant dans le temps. Il s'agit d'une stratégie visant à réduire les pertes au moyen de mesures destinées à aider tant les particuliers que les collectivités dans les phases de préparation, de survie et de relèvement. Ces mesures sont notamment les suivantes: préparation aux situations d'urgence, évacuations, lutte contre les inondations, récupération post-inondation et programmes d'assurance contre les dégâts des crues (ces mesures étant complémentaires de celles exposées dans les deux points précédents).

Supporter les pertes signifie vivre avec les inondations. L'accent étant mis de plus en plus sur le rapport coût-avantages pour l'ensemble des mesures

à prendre face aux risques d'inondation, on en vient souvent à estimer qu'il s'agit là de la solution la plus acceptable.

L'élaboration de politiques, de stratégies et de plans de lutte contre les risques liés aux inondations ou à tout phénomène naturel dangereux devrait se fonder sur une évaluation complète des risques encourus. Cela requiert une approche intégrée prenant en compte un large éventail de mesures de gestion des crues. Il est nécessaire d'examiner la situation dans sa globalité, de comparer les options disponibles et de choisir la stratégie la mieux adaptée à la situation étudiée. Après avoir pesé le pour et le contre des diverses mesures structurelles et non structurelles envisageables, il faudra évaluer, adopter et mettre en œuvre une combinaison pertinente de ces deux types de mesures. Par exemple, l'édification d'une digue dans une partie d'une ville peut être judicieusement complétée par une adaptation des modes d'occupation des sols dans une zone non protégée d'évacuation des crues et par des ajustements structurels dans un secteur peu bâti. De même, la maîtrise des crues à l'aide de réservoirs peut être combinée avec une réglementation de l'occupation des sols.

4.3.3 Gestion intégrée des crues

Les mesures traditionnelles de protection ne suffisent plus. On sait aujourd'hui qu'il faut adopter une gestion préventive des risques liés aux inondations. La gestion intégrée des crues, qui permet de prendre en compte la mise en valeur des ressources terrestres et hydriques d'un bassin fluvial dans le cadre de la gestion intégrée des ressources en eau, vise à gérer les crues de manière à pouvoir exploiter au maximum les avantages nets que procurent les plaines inondables, tout en réduisant autant que possible les pertes en vies humaines dues aux inondations (OMM/APFM, 2004). Ainsi, des pertes occasionnelles causées par des inondations sont acceptables dans la mesure où elles se justifient par une exploitation de plus en plus rationnelle des terres inondables dans une perspective à long terme. La gestion intégrée des crues est axée sur cinq objectifs:

- a) Gérer le cycle de l'eau, dans la mesure où il se rapporte aux sols, dans son ensemble;
- b) Intégrer la gestion des ressources terrestres et hydriques;
- c) Adopter le meilleur ensemble possible de stratégies;
- d) Veiller à la participation des différents acteurs;
- e) Introduire le concept d'intégration dans les modes de gestion des aléas.

On trouvera une analyse détaillée de ces objectifs dans l'ouvrage OMM/APFM (2004).

Pour mettre en œuvre la gestion des crues dans le cadre de la gestion intégrée des ressources en eau, il y a lieu de considérer les bassins fluviaux comme des systèmes intégrés. Parmi les mesures multiformes à prendre figurent par exemple les activités socioéconomiques, les plans d'occupation des sols, les processus hydromorphologiques, la sensibilisation du public, l'éducation, la communication ainsi que la participation des parties prenantes à un processus décisionnel transparent. Ces mesures doivent être jugées comme des éléments constitutifs des systèmes en question, faisant dûment partie des mesures non structurelles.

Interdisciplinaire par nature, la gestion des crues suppose la participation de différents secteurs de l'économie et des différents ministères et institutions qui exercent une influence sur l'ampleur des crues et sur la mise en œuvre des mesures de gestion les concernant. À ce titre, les liens entre les différents secteurs compétents prennent une grande importance, si bien que l'élément clé est ici la coopération et la coordination par delà les limites institutionnelles. Si le mandat de beaucoup d'institutions ne couvre qu'une partie d'un bassin fluvial, voire un seul secteur, celui de certaines autres s'étend bien au-delà des limites d'un bassin. L'intégration exige une communication transversale efficace entre toutes les institutions et les disciplines concernées, qui ne peut se mettre en place sans une perception claire des objectifs communs. Il conviendrait donc de mettre l'accent sur l'adoption de stratégies souples adaptées à chacune des régions exposées aux crues, en fonction de leurs diverses caractéristiques physiques, sociales, culturelles et économiques. Il importe en outre d'évaluer les différentes options et leurs avantages et inconvénients relatifs.

La diffusion rapide de prévisions suffisamment précises et fiables aux habitants des plaines d'inondation permet de sauver des vies humaines, à condition toutefois que l'on ait mis en place des mesures de préparation et des mécanismes d'intervention permettant d'évacuer les populations des zones menacées. Les cartes des zones inondables, aussi appelées cartes des inondations, cartes des risques d'inondation ou cartes de zonage des plaines d'inondation, indiquent les zones susceptibles d'être inondées suivant une probabilité donnée, afin notamment que ceux qui voudraient vivre ou investir dans une plaine d'inondation prennent leur décision en connaissance de cause (OMM/APFM, 2006a). Ces outils jouent un rôle important

dans la sensibilisation des différents acteurs aux risques d'inondation et les aident à organiser les mesures d'intervention en cas de crues. Le zonage des plaines d'inondation peut se révéler très utile pour franchir une étape supplémentaire, mais a aussi ses limites en raison des difficultés à faire respecter les réglementations correspondantes – en particulier dans les économies en développement sous l'influence de la poussée démographique.

4.3.4 Mesures structurelles

4.3.4.1 Crues de projet

Une crue de projet est définie comme l'hydrogramme de crue ou le débit maximal instantané adopté pour la conception d'un ouvrage hydraulique ou de travaux de régularisation, compte tenu de facteurs politiques, sociaux, économiques et hydrologiques. C'est la crue maximale contre laquelle le projet est protégé. Sa définition implique la sélection de critères de sécurité et l'estimation de l'ampleur de la crue répondant à ces critères. Cet aspect est traité en détail à la section 5.10.

Bien qu'un ouvrage de maîtrise des crues soit édifié pour faire face aux futures crues, sa conception est généralement fondée sur l'analyse des crues passées. Il se peut cependant qu'une telle extrapolation pour l'avenir à partir de séries hydrologiques du passé ne soit pas toujours pertinente, en raison de l'évolution des phénomènes météorologiques ou de la réaction hydrologique du bassin. Les influences anthropiques liées à la croissance démographique et à l'amélioration du niveau de vie peuvent entraîner une intensification de l'aménagement des terres. L'extension et la densification de l'urbanisation contribuent souvent à l'augmentation des volumes et des pics de débit des écoulements de surface et de la charge solide. La déforestation peut entraîner un accroissement des apports solides et une déstabilisation de la morphologie fluviale. Les forêts peuvent céder la place à des terres agricoles, avec un drainage croissant. Les modèles hydrologiques déterministes (voir le chapitre 6) permettent d'évaluer les effets hydrologiques des changements en amont, notamment sur le risque de crues en aval.

Plusieurs études sur les incidences éventuelles des changements climatiques sur les inondations ont été effectuées dans le cadre des activités du Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC, 2007). À l'heure actuelle, il n'est pas possible, pour un bassin donné, de prévoir une augmentation éventuelle des pointes de crue due aux changements climatiques avec un degré de

certitude suffisant pour qu'il en soit tenu compte dans les processus de planification et de conception. Des techniques de gestion adaptatives, telles que la révision des critères de détermination de la revanche des digues et autres ouvrages ou la modification judicieuse des procédures d'exploitation des ouvrages de maîtrise des crues, offrent cependant la possibilité de faire face à l'intensification éventuelle des phénomènes extrêmes due aux changements climatiques.

4.3.4.2 Réservoirs de rétention des eaux de crue

Les débordements d'un cours d'eau entraînant des inondations ne se produisent généralement pas sur de longues périodes, même pendant la saison des crues. Les crues de grande ampleur sont causées par de gros orages associés à des phénomènes météorologiques extrêmes, comme les cyclones et les moussons intenses, et prennent fin dans un délai raisonnable. En fonction des caractéristiques des bassins versants et des trajectoires des orages, il est possible d'atténuer les crues à l'aide de divers ouvrages de stockage destinés à retenir les eaux en période de crues et ainsi de tirer profit de l'alternance entre les crues dues aux fortes précipitations et les périodes relativement sèches. Le stockage des eaux est généralement réalisé à l'aide d'un barrage édifié sur un tronçon en amont du cours d'eau ou encore à l'aide de bassins d'accumulation répartis dans les plaines inondables.

4.3.4.2.1 Capacité de stockage des eaux de crue des réservoirs

Le volume de stockage à prévoir pour retenir les eaux de crue dans un réservoir est fonction des facteurs suivants:

- a) Volume, débit de pointe, durée et autres caractéristiques de la crue en amont à modérer;
- b) Stockage nécessaire pour répondre aux diverses autres demandes d'eau;
- c) Capacité d'évacuation du chenal en aval;
- d) Niveau requis d'atténuation des crues.

Si les crues varient fortement au cours de l'année et ne se produisent que durant une saison particulière, le réservoir peut devoir jouer un rôle multiple pour satisfaire des demandes d'eau variées, en plus de l'atténuation des crues. S'il en est ainsi, la capacité du réservoir dépendra surtout des autres demandes, avec seulement un stockage réservé spécifiquement à l'atténuation des crues pendant la saison correspondante. Dans de tels cas, on abaisse le niveau de la retenue avant le début de la

saison des crues, puis on remplit de nouveau la retenue une fois la saison passée. Le stockage des crues peut se faire aussi bien au moyen de réservoirs situés sur le cours d'eau ou en dehors de celui-ci. Si ce stockage spécial ne peut être réalisé, un programme d'exploitation soigneusement conçu peut permettre une atténuation partielle des crues.

Les usages multiples des réservoirs sont aussi examinés à la section 4.2.6.

4.3.4.2.2 Considérations sur la conception

L'atténuation des crues est exécutée par une rétention suivie d'un largage régulé d'une partie du débit de pointe. Le volume de stockage temporaire requis est habituellement défini comme la partie de la réserve pouvant produire une réduction donnée du débit de pointe d'une crue d'une intensité ou d'une probabilité d'occurrence donnée. On peut distinguer trois types essentiels de stockages :

- Stockage régularisé dans un réservoir situé ou non sur le cours d'eau;
- Stockage non régularisé dans un réservoir situé sur le cours d'eau;
- Stockage non régularisé dans un réservoir situé hors du cours d'eau.

La capacité de stockage dont on a besoin pour obtenir un effet donné dépend du type de stockage utilisé. Les effets respectifs de transformation des crues pour chacun des types de stockage indiqués ci-dessus, dans le cas où le même étêtement des crues est souhaité, apparaissent à la figure II.4.10 et sont examinés dans les sections suivantes. Dans la pratique, l'effet d'un réservoir pour la maîtrise des crues correspond généralement à celui d'une combinaison de différents types de stockage, régularisés ou non.

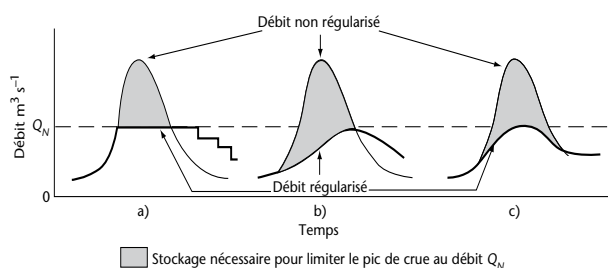


Figure II.4.10. Effets des réservoirs sur les crues – a) stockage régularisé, b) stockage non régularisé dans le cours d'eau et c) stockage non régularisé hors du cours d'eau

4.3.4.2.3 Stockage temporaire régularisé

Une maîtrise totale de la capacité de stockage temporaire d'un réservoir permet d'obtenir la meilleure atténuation possible des effets des crues, car cela permet de ne commencer à stocker l'eau qu'une fois que le plus fort débit admissible (débit non dommageable) est atteint en aval du réservoir. On ne stocke ainsi que la partie des eaux de crue censée causer des dégâts.

La régularisation s'obtient en manœuvrant les vannes qui équipent l'exutoire s'il s'agit d'un réservoir situé le long du cours d'eau ou celles qui équipent le canal de prise, d'une part, et la sortie du réservoir, d'autre part quand celui-ci est situé hors du cours d'eau. Dans le premier cas, la maîtrise ne sera totale que si l'ouvrage de sortie dispose d'une capacité suffisante pour laisser passer le débit non dommageable lorsque le stockage dans le réservoir est à son minimum et si la lâchure à partir du stockage temporaire peut être régularisée en totalité. Dans le deuxième cas, celui d'un réservoir situé hors du cours d'eau, la maîtrise totale est subordonnée à une capacité de la prise d'eau suffisante pour éviter, en aval, une augmentation de l'écoulement supérieure au débit non dommageable ainsi qu'à la possibilité de régulariser les lâchures d'eau stockée.

Il n'est pas indispensable que la crue de projet dont on a besoin pour dimensionner ce type de réservoir soit la même que celle utilisée pour le calcul de son évacuateur, puisque les exigences de sécurité s'appliquant au barrage diffèrent en général des besoins de protection contre les crues en aval du réservoir.

4.3.4.2.4 Stockage temporaire non régularisé sur le cours d'eau

À des fins de conception, le stockage au-dessus d'une crête fixée de l'évacuateur d'un réservoir aménagé sur un cours d'eau est généralement considéré comme non régularisé, bien qu'il puisse l'être en partie au moyen de lâchures par des vannes de fond et des turbines. Toutefois, quand on conçoit un stockage temporaire non régularisé, on suppose soit que ces lâchures sont constantes au passage d'une crue, soit que les ouvrages de sortie sont fermés. La première hypothèse est ordinairement retenue pour l'évaluation des effets en aval de la maîtrise des crues assurée par le réservoir dans des conditions normales, la dernière étant adoptée lorsque l'évaluation concerne la sécurité du barrage.

Le stockage temporaire non régularisé joue un rôle important dans la mise en sécurité d'un barrage

contre le débordement. Sa conception est liée à celle de l'évacuateur de crues du barrage et doit être fondée sur la même crue de projet. Les considérations de sécurité en matière de dimensionnement de l'évacuateur exigent que le réservoir soit supposé rempli jusqu'à la crête de l'évacuateur au début de la crue de projet.

Comme l'indique la comparaison entre les parties a) et b) de la figure II.4.10, un stockage non régularisé est moins efficace pour réduire la pointe de crue qu'un stockage régularisé. Dans le premier cas, en effet, le remplissage débute avant même que cela soit nécessaire.

4.3.4.2.5 *Stockage temporaire non régularisé hors du cours d'eau*

Ce type de stockage se rencontre dans les réservoirs hors cours d'eau, quelquefois appelés «polders» à cause de leur ressemblance avec les véritables polders. Ces réservoirs sont aménagés en fermant une partie d'une plaine d'inondation par des digues dont la crête est abaissée à leur extrémité amont pour former un seuil servant d'entrée à l'intérieur de l'enceinte. Quand le niveau du cours d'eau dépasse la hauteur de ce seuil à l'extrémité amont du réservoir, l'eau commence à se déverser dans celui-ci. Le fait que le cours d'eau contourne le réservoir assure une meilleure efficacité du stockage que dans le cas d'un stockage non régularisé sur le cours d'eau, puisque la partie inutile du remplissage commence plus tard (parties b) et c) de la figure II.4.10).

4.3.4.2.6 *Considérations sur l'exploitation à prendre en compte dans l'élaboration d'un projet*

Ce sont souvent des réservoirs à fins multiples aménagés sur le cours d'eau et pourvus d'exutoires équipés de vannes et dotés d'une capacité suffisante pour permettre une grande maîtrise du volume d'eau stocké qui assurent le stockage temporaire en cas de crue. Ces réservoirs disposent toujours d'une certaine capacité de stockage temporaire non régularisé destiné à la maîtrise des crues et, dans de nombreux cas, d'une certaine capacité de stockage régularisé dans le même but. De plus, un stockage prévu pour d'autres usages peut être occasionnellement utilisé pour atténuer les effets d'une crue. Cette diversité permet une grande souplesse, mais rend l'étêtement des crues fortement dépendant du mode d'exploitation des réservoirs. Dans de tels cas, il devient nécessaire d'étudier différents scénarios d'exploitation dès les premières étapes de l'élaboration d'un projet, puisque les résultats de ces scénarios affectent les valeurs à retenir pour les paramètres de l'aménagement.

rios affectent les valeurs à retenir pour les paramètres de l'aménagement.

Les réservoirs de régularisation sont exploités à l'aide de programmes de régularisation ou d'un ensemble de courbes d'exploitation qui ont pour objectif de retenir une partie des eaux de crue entrantes au-dessus d'un niveau de sécurité spécifié pendant la montée des eaux. Lorsque la retenue est entièrement pleine et en fonction du débit entrant, on augmente le débit sortant de façon que le niveau critique du réservoir ne soit pas dépassé. Par la suite, l'eau de crue retenue est relâchée de façon à vider le réservoir dans un délai raisonnable pour qu'il puisse recevoir la prochaine crue, tout en veillant autant que possible à ce que le débit de lâchure n'excède pas les limites de sécurité dans le cours inférieur. Ce processus doit s'accompagner de la diffusion d'annonces de crue à l'intention des collectivités situées en aval.

Les réservoirs à usages multiples, même s'ils relèvent d'un seul État ou d'un seul organisme, font en général l'objet d'une concurrence entre les différents usages possibles: irrigation, production d'hydroélectricité ou maîtrise des crues. Une telle situation conflictuelle peut être exacerbée quand plusieurs pays sont concernés. Pour répondre aux besoins en matière d'irrigation et de production d'hydroélectricité, il faut en général chercher à remplir les réservoirs le plus rapidement possible et à conserver autant d'eau stockée que possible. Pour atténuer les effets des crues, il convient par contre de maintenir les niveaux des réservoirs aussi bas que possible et de vider ceux-ci le plus tôt possible après une crue pour qu'ils puissent recevoir les prochaines eaux de crue. Un réservoir contribue plus efficacement à l'atténuation si, en plus du volume accessoire disponible dans un réservoir emménagé sur un cours d'eau, un espace de stockage temporaire est réservé aux crues et que cette mesure est bien respectée. Les multiples usages d'un même réservoir nécessitent donc un compromis, qui inévitablement, s'il ne permettra pas à chaque usager particulier de tirer le maximum d'avantages possibles, aura néanmoins le maximum d'effet positif sur le projet dans son ensemble (voir 4.2.6).

Afin d'optimiser l'ensemble des avantages qu'il est possible d'obtenir d'un réservoir, il est indispensable de disposer en temps utile de prévisions exactes sur les débits entrants. En particulier, il sera important de prévoir l'arrivée à intervalle rapproché de deux crues ou plus, avec la possibilité que le volume stocké lors de la première crue ne soit pas évacué avant l'arrivée de la suivante. Faute de prévisions de ce type ou en cas de prévisions erronées,

L'efficacité du système à usages multiples pourrait se réduire, et la capacité d'atténuation des crues s'en trouvera amoindrie.

L'atténuation efficace et continue des fortes crues par des réservoirs sur de longues périodes a tendance à donner un faux sentiment de sécurité aux populations qui habitent et travaillent en aval. Cela peut conduire à des empiétements sur les plaines d'inondation et à des implantations sur les rives, et donc à une réduction de la débitance du chenal aval. Les risques de dégâts importants sont alors accrus si les eaux d'une forte crue ne peuvent être retenues par le réservoir. Des lâchures ne dépassant pas le débit pour lequel la protection est assurée dans la partie aval de la vallée doivent être effectuées pour garder vivant le lit du cours d'eau et empêcher les empiétements dans les plaines inondables. Toutes ces lâchures doivent s'accompagner d'alertes aux inondations préalables.

En ce qui concerne l'exploitation des réservoirs à usages multiples, il est donc indispensable de mettre au point et d'utiliser des courbes spécifiques ou des procédures prédéfinies. Ainsi peut-on tirer le maximum de profit d'un projet tout en garantissant la sécurité des biens et des collectivités en aval.

4.3.4.2.7 *Effets de la sédimentation*

Le dépôt de sédiments dans un réservoir réduit la capacité de stockage de ce dernier, et donc son aptitude à remplir sa fonction. Dans le dimensionnement de la plupart des réservoirs, on réserve une certaine partie de la capacité de stockage au dépôt des sédiments afin d'éviter que la partie active de la réserve diminue. Il arrive cependant que cela soit insuffisant et affecte sensiblement la rétention des crues. La sédimentation se produit en premier lieu dans la partie amont d'une retenue. Aussi l'efficacité d'un réservoir en matière d'étêtement des crues décroît-elle généralement avec le temps. Il faut en tenir compte dans la planification à long terme de la protection contre les crues, afin de prendre d'autres mesures en temps utile pour assurer des niveaux de protection appropriés (voir 4.2.2.2).

4.3.4.3 *Autres mesures structurelles*

4.3.4.3.1 *Canaux de dérivation et canaux évacuateurs*

Il est possible d'avoir recours à la dérivation de l'écoulement d'un cours d'eau pour maintenir les débits en aval dans les limites de la débitance du système fluvial. Les eaux peuvent être détournées en partie ou en totalité vers des chenaux naturels

ou artificiels situés à l'intérieur ou, dans certains cas, à l'extérieur des plaines d'inondation des cours d'eau. La dérivation peut transférer les eaux vers un autre cours d'eau, vers une dépression, vers la mer ou les ramener dans le même cours d'eau à quelque distance en aval. Le détournement des eaux de crue d'un cours d'eau vers un autre nécessite les considérations hydrologiques suivantes:

- Détermination d'un hydrogramme de crue nominale pour les deux cours d'eau;
- Séparation de la partie de l'hydrogramme de crue qui doit être dérivée;
- Calcul de la propagation des crues de l'écoulement détourné dans le canal de dérivation;
- Combinaison de l'écoulement dérivé avec les crues qui peuvent se produire dans le cours d'eau récepteur;
- Estimation des fréquences de crue révisées dans les portions d'aval des deux cours d'eau concernés.

Il faut prendre soin d'évaluer correctement l'échelonnement des crues superposées dans le cours d'eau récepteur ainsi que les effets de ressaut qui peuvent être la cause d'un accroissement du risque de crue dans le bief en amont du point d'entrée du canal de dérivation dans le cours d'eau récepteur.

4.3.4.3.2 *Amélioration du drainage et modification du chenal*

L'engorgement du drainage superficiel dû à l'inadéquation des systèmes de drainage naturels ou artificiels provoque des inondations dans les zones à faible pente. Dans de tels cas, une gestion efficace des crues peut être obtenue en augmentant la capacité des canaux de drainage existants ou en en créant de supplémentaires pour accélérer l'évacuation des eaux de crue. De même, la modification des chenaux a habituellement pour but d'augmenter leur capacité de débitance en les approfondissant et les élargissant, en coupant leurs méandres, en les raccourcissant, en enlevant la végétation (faucardage) et éventuellement en les revêtant afin de réduire leur résistance à l'écoulement. Il en résulte un accroissement du vecteur vitesse et un abaissement de la hauteur d'eau, avec pour conséquence une réduction des crues le long du tronçon modifié.

Il est important de noter que ces modifications du chenal et cette amélioration du drainage augmentent les pointes de crue en aval. La méthode la mieux adaptée à l'évaluation des effets de la modification des chenaux est celle du calcul hydraulique de la propagation des crues (6.3.6), compte dûment tenu de l'interaction des crues dans le chenal principal et de celles dans les affluents d'aval. La possibilité

d'une augmentation de l'intensité et de la durée des crues en aval doit être étudiée lors de la planification de tels projets d'aménagement à l'aide de modèles hydrauliques du système de drainage entier (6.3.6). La modification d'un chenal peut incidemment entraîner une augmentation de l'érosion dans le tronçon modifié et une accumulation de sédiments en aval.

On peut obtenir des effets opposés en réduisant la capacité du chenal par différents ouvrages de correction du cours d'eau. En ralentissant l'écoulement, ces ouvrages accroissent l'inondation en amont et diminuent la crue en aval.

4.3.4.3.3 *Digues et murs d'endiguement*

Les moyens de protection contre les crues les plus anciens, les plus communs, les plus rapides à réaliser et souvent les plus économiques sont les systèmes de digues, aussi appelées levées. Les digues sont édifiées soit sur les rives plus ou moins parallèlement au cours d'eau, soit autour de zones riveraines afin que celles-ci puissent jouer le rôle de hautes rives pendant les fortes crues et empêcher les inondations. Elles sont généralement construites en terre et doivent résister à la pression hydrostatique des crues, à l'érosion, aux effets renard et aux infiltrations. La résistance nécessaire peut être obtenue par des digues à large base. Il en résulte que des digues dont la hauteur reste modérée occupent néanmoins de grandes surfaces au sol et qu'elles peuvent, du fait du prix des terrains, atteindre des coûts prohibitifs en zones urbaines et industrielles. Dans les régions développées, où l'espace est compté ou encore où les terrains sont trop chers pour des digues en terre, des murs d'endiguement en béton ou en maçonnerie peuvent constituer une solution plus acceptable économiquement et socialement. Des ouvrages de correction des cours d'eau comme les épis, les pieux et les revêtements sont parfois nécessaires pour protéger les digues contre les crues. Pour concevoir des digues correctement, on doit veiller aux facteurs suivants:

- a) L'alignement des digues;
- b) Les niveaux des crues de projet;
- c) La détermination des hauteurs de revanche;
- d) La conception de la structure des digues;
- e) La conception et la localisation des puits.

La hauteur d'un système de digues est déterminée de façon à fournir à la zone concernée un certain degré de protection, défini en fonction de la valeur économique de la zone protégée et des décisions prises au niveau local ou national à propos de ce que l'on considère comme un risque acceptable. Pour plus d'informations sur les risques, on se

reportera aux sections 4.2.5.2 et 5.10.8. Lors de la conception, les calculs sont réalisés en général pour une protection contre une crue de projet de probabilité d'occurrence correspondant à des périodes de retour de 1, 10, 25, 50, 100 ou 1 000 ans. Les niveaux d'eau de référence doivent être déterminés sur la base des conditions hydrauliques propres à l'ensemble du bassin. Sur les cours d'eau où des aménagements humains (réservoirs d'amont, digues, barrages) influent sur le régime hydrologique, leur effet devrait être pris en compte. Par ailleurs si l'écoulement fluvial est souvent perturbé par des embâcles ou des glissements de terrain, il convient de calculer les niveaux d'eau en fonction des niveaux maximums du remous causé par les obstacles d'aval. Compte tenu du facteur coût, plus les digues à construire sont élevées, moins elles présentent d'intérêt. Il faut aussi tenir compte des dommages potentiels en cas de submersion des digues. Dans le cas des cours d'eau sujets au gel, le calcul des niveaux d'eau de référence doit s'effectuer à partir des observations de l'écoulement libre de glace, à condition que celui-ci soit naturel.

L'ajout de revanches d'une hauteur supérieure au niveau de la crue de projet permet d'éviter le débordement au-dessus des digues, de tenir compte des incertitudes du calcul de la crue de projet, y compris celles dues aux changements climatiques probables, et d'éviter que l'écoulement par infiltration dans le corps de la digue cause des phénomènes de renard ou que les vagues passent au-dessus de la crête de la digue. En fonction des conditions de formation des vagues et de la pente de la digue du côté de l'eau, la revanche atteindra normalement une hauteur de l'ordre de un à deux mètres. Les revanches peuvent être constituées par des murs d'endiguement construits au sommet des digues pour réduire les coûts. Les digues subissent un compactage dû non seulement aux forces qui s'exercent sur elles, mais aussi à leur sensibilité aux infiltrations, qui varie en fonction de la durée des crues. Il pourra donc se révéler utile d'effectuer une étude statistique de la durée durant laquelle certains niveaux d'eau seront atteints pour concevoir et construire des remblais résistants à l'infiltration. Fossés de drainage, routes de service au sommet ou au pied de l'ouvrage, déversoirs fusibles et drains de pied sont des exemples d'éléments importants à envisager dans la conception des digues.

L'alignement des digues et la largeur des plaines d'inondation non protégées sont régis par – et influent sur – les conditions de la propagation hydraulique dans le chenal, aussi bien en amont qu'en aval. Pour décider de l'emplacement des digues de protection contre les crues, il faut tenir

compte des effets de leur écartement sur l'élévation du niveau de l'eau en amont en raison de la perte de la capacité de stockage de la vallée qui aurait pu servir à atténuer les crues. Des digues trop proches peuvent causer une élévation inacceptable du niveau des eaux en amont et des dépôts anormaux de sable dans les biefs d'amont ou d'aval. Quand un côté de la plaine d'inondation peut être maintenu à un niveau inférieur ou laissé sans protection, en fonction de la situation, il est alors possible de réduire au minimum la perte de la capacité de stockage de la vallée. Une telle solution n'est possible que si un côté de la plaine d'inondation a une valeur économique inférieure à celle de l'autre côté.

Les risques d'ouverture de brèches dans les digues ne peuvent être éliminés complètement. Sur les digues de grande longueur, il faut prévoir des déversoirs fusibles qui permettront d'épargner les zones protégées à haute valeur économique, au prix de l'inondation de zones économiquement moins importantes, comme des terres agricoles. En se basant sur des éléments d'expérience complétés au besoin par des études hydrauliques, on peut déterminer la zone qui serait alors inondée par déversement à travers les brèches. Il faut aussi élaborer des plans d'urgence et prévoir de diffuser des alertes avant et pendant les événements majeurs, lorsque de telles régions risquent d'être inondées. La planification d'urgence en prévision des risques de brèches dans les digues constitue un élément essentiel de la gestion intégrée des crues.

4.3.5 Mesures non structurelles

4.3.5.1 Généralités

Les mesures structurelles ne peuvent à elles seules éliminer complètement les risques d'inondation. Elles peuvent même conduire à un faux sentiment de sécurité conduisant à une utilisation inadéquate des terres dans les zones qui sont directement protégées et, souvent, dans les zones adjacentes. Pour réduire les risques d'inondation, il faut aussi prendre en compte la vulnérabilité des activités économiques aux effets néfastes des crues.

Les mesures non structurelles réduisent grandement la vulnérabilité aux inondations. Elles peuvent consister en mesures de planification et d'intervention. La cartographie des plaines inondables, la planification et la réglementation de l'utilisation des sols, la prévision des crues, la protection contre les inondations et les assurances constituent des mesures de planification et de prévention qui doivent être mises en œuvre avant que des inondations se

produisent. Les mesures d'intervention sont celles qu'il convient de prendre pendant et après les inondations; elles comprennent la lutte contre les crues, l'évacuation d'urgence et l'assistance à la reprise économique.

4.3.5.2 Planification de l'utilisation des sols et gestion des bassins versants

En planifiant l'utilisation des sols, on vise à réduire les risques causés par les inondations en se préoccupant de l'importance, de l'exposition et de la vulnérabilité des populations et de leurs activités économiques. La gestion des bassins versants se traduit par des interventions influant sur le processus hydrologique et visant à modifier la façon et le rythme auxquels la pluie se transforme en écoulement fluvial, en particulier lors des crues. Les mesures de gestion des bassins versants comprennent la mise en place de végétation et de cultures qui protègent le sol, l'interdiction des cultures et des pâturages sur les pentes raides, le reboisement, l'amélioration de la gestion des forêts et le contrôle de la rotation des cultures, en combinaison avec la construction d'ouvrages de faible envergure, tels que de petits barrages de correction, des tranchées ou des diguettes aménagées suivant les courbes de niveau.

Si les mesures de gestion des bassins versants peuvent avoir une grande portée dans le cas des crues relativement modestes et des petits bassins versants, elles se révèlent beaucoup moins efficaces lorsque le bassin est plus étendu. Un apport majeur de la gestion des bassins versants est la réduction de la charge en limon dans les cours d'eau alluvionnants. L'urbanisation causée par le changement d'affectation des terres a une forte incidence sur l'ampleur des crues, en réduisant le temps de concentration et en amplifiant les pointes de crue, en particulier dans les bassins versants de moins de 100 km². Maîtriser l'occupation des sols en réglementant la construction peut contribuer à prévenir les effets néfastes de l'urbanisation sur les réactions hydrologiques propres aux bassins concernés.

4.3.5.3 Réglementation des plaines d'inondation

La plaine inondable est partie intégrante du réseau fluvial qui permet le passage des eaux de crue. Lorsque la plaine d'inondation n'est pas occupée par l'eau, elle fait partie du système terrestre et offre des possibilités pour différentes activités économiques. La gestion intégrée des crues devrait mettre en œuvre des modes d'utilisation des terres qui, tout en profitant des avantages offerts par les

plaines d'inondation, réduisent au minimum les dommages subis pendant les périodes inévitables d'inondation.

Le surdéveloppement dans les plaines d'inondation est la cause principale de l'augmentation des pertes en vies humaines et des dommages dus aux inondations. Il paraît donc particulièrement opportun d'évaluer les risques liés aux inondations, d'en déterminer la nature pour en informer toutes les parties prenantes et, si nécessaire, de recourir à la planification de l'utilisation des sols et à des dispositions réglementaires connexes pour limiter ou même interdire les nouvelles implantations dans les plaines d'inondation. Toutefois, pour les implantations autorisées, qu'il s'agisse de constructions existantes ou nouvelles, des mesures visant à prévenir les inondations doivent être prévues, la bonne solution consistant parfois à installer ailleurs les activités existantes. Lorsque les aménagements existants occupent une superficie importante, ou que la plaine d'inondation est indispensable pour la production alimentaire ou d'autres activités économiques clés, il est possible d'envisager d'autres stratégies comme la protection contre les crues. Quand il s'agit de réaménager ou de faire revivre une région durement touchée par les inondations, il est possible que la seule solution économiquement viable consiste à modifier de façon permanente les modes d'utilisation des terres, avec éventuellement une réinstallation dans des zones moins exposées aux aléas naturels.

En conséquence, la plaine d'inondation peut être cartographiée pour montrer l'étendue probable des inondations dues aux crues de différentes périodes de retour (par exemple 1 en 10, 25, 50 et 100 ans). On procède pour cela à une étude de la propagation hydraulique des crues de projet de différentes fréquences à travers la plaine d'inondation et à la détermination des niveaux de crue, des débits et des surfaces inondées correspondants. Il est possible de faire figurer les résultats obtenus sur des cartes topographiques au 1/20 000 ou 1/10 000 ou même à une échelle plus grande à l'aide de courbes de niveau, en sélectionnant leur intervalle en fonction de la topographie.

Les satellites, qui sont sans égal pour fournir une couverture complète de grandes superficies à intervalles réguliers et rapprochés, ont été d'une aide précieuse pour le suivi et la cartographie des inondations passées et, par conséquent, pour l'apport de données sur la dynamique de crue des grands fleuves. Les données de satellites permettent en effet de cartographier efficacement des zones inondées s'étendant sur plusieurs milliers de kilomètres

carrés. Des données satellite multitemporelles ont été utilisées avec des modèles altimétriques numériques pour délimiter les zones inondables, même pour les inondations sous couvert végétal. Utilisées conjointement avec les systèmes d'information géographique et la modélisation de terrain, elles aident à déterminer des sections des plaines d'inondation submergées et fournissent des informations concernant par exemple la qualité de l'eau connexe.

Compte tenu de l'évolution de la cartographie et du zonage des plaines d'inondation, il convient d'élaborer des protocoles juridiques et administratifs, notamment une réglementation propre aux plaines d'inondation et un zonage fondé sur des arrêtés d'urbanisme, des règlements de lotissements, des codes de la construction et des politiques d'aménagement du territoire (OMM/APFM, 2006b).

4.3.5.4 Prévisions et annonces de crue

La prévision des crues permet à la société d'anticiper l'évolution des phénomènes hydrologiques pour ce qui concerne en particulier le moment, l'ampleur et la durée de la submersion de la plaine d'inondation d'un cours d'eau. Grâce à des prévisions formulées et diffusées suffisamment tôt, les autorités peuvent réagir à l'avance, notamment en agissant sur les barrages, en actionnant des vannes, en procédant à des lâchures par anticipation pour augmenter les capacités de stockage, en annonçant l'entrée en vigueur de mesures préventives (interdiction de la navigation et de la pêche, par exemple), en appliquant des mesures d'urgence (alerte généralisée, par exemple), en organisant l'évacuation de la population et en lui apportant l'aide nécessaire dans les zones à haut risque ou en ouvrant des brèches programmées dans les digues de protection contre les inondations. Pour ce faire, il est essentiel de mettre en place un système efficace de prévision et d'annonce des crues (voir chapitre 7), qui puisse fournir suffisamment longtemps à l'avance des indications sur l'étendue et la durée des inondations prévues.

La prévision des crues nécessite une surveillance et une exploitation continues du système, sans lien avec la fréquence d'utilisation. Afin de rendre tout cela plus économique, on peut, le cas échéant, mettre en œuvre une stratégie multidanger, combinant notamment le système d'annonce des crues avec d'autres activités telles que la prévision météorologique journalière courante, les observations et mesures hydrométriques régulières et le contrôle de la navigation.

Une fois la prévision établie, il importe avant tout de la diffuser à l'intention des utilisateurs ou du public concerné, sous forme de messages d'alerte transmis par téléphone, télécopie, bulletins radio-diffusés ou télévisés, réseaux sans fil, télégrammes, courrier électronique et autres médias (voir le chapitre 7), ce qui nécessite un système de communication performant et bien entretenu.

4.3.5.5 Assurance contre les inondations et autres instruments économiques

L'assurance contre les inondations a pour objectif principal de répartir les coûts économiques des dommages dus aux inondations, afin que la société puisse mieux y faire face. À moins de lier l'augmentation des primes à l'exposition au risque, elle ne permet pas de réduire les pertes globales pour la société. L'assurance contre les inondations se distingue des autres outils de gestion des pertes dues aux inondations en ce qu'elle répartit les pertes dans le temps et l'espace sans viser à réduire le coût des dommages pour chaque inondation. Elle fait porter la charge sur ceux qui tirent profit de l'emplacement d'une plaine inondable, plutôt que sur les seuls pouvoirs publics.

Les études de perception du risque réalisées aux États-Unis d'Amérique montrent que, sans l'obligation de souscrire un contrat d'assurance, les personnes concernées ont tendance à percevoir l'inondation comme un risque faible et, donc, à ne pas s'assurer. Il importe de mettre en œuvre des politiques cohérentes en la matière, car certains pourraient ne pas souscrire d'assurance s'il s'avère que les pouvoirs publics portent secours à tous, sans tenir compte de la couverture d'assurance. En outre, il se peut qu'un régime d'assurance purement volontaire ne produise pas suffisamment de fonds pour couvrir les demandes d'indemnisation futures. On a pu cependant constater qu'il était difficile de rendre l'assurance obligatoire – et donc efficace –, à moins qu'une telle décision ne soit précédée d'une vaste campagne de sensibilisation. Les primes d'assurance peuvent être liées au risque, de sorte que les occupants soient en mesure de réduire leur risque d'exposition, par exemple en protégeant leur propriété contre les inondations. L'assurance est une option qui devrait être envisagée, mais, pour le moment, elle ne constitue probablement pas une solution viable dans de nombreux pays en développement.

Il est possible de s'assurer contre les inondations dans quelques pays où le marché de l'assurance est bien établi, comme l'Allemagne, le Japon, le Royaume-Uni et les États-Unis d'Amérique. Les contrats d'assurance contre les inondations et les

méthodes de calcul des primes revêtent une grande variété de formes. Pour que ce type d'assurance parvienne à s'imposer, encore faut-il que les risques soient bien définis. Les primes doivent en effet correspondre au degré de risque à un endroit donné de la plaine inondable, établi sur la base de la fréquence de crue et d'une modélisation hydraulique. Autant que possible, l'assurance contre les inondations doit être considérée comme complément d'un programme de zonage des plaines inondables. Il n'existe pas de modèle unique, optimal et universel de régime d'assurance contre les inondations.

4.3.5.6 Protection contre les inondations

La protection contre les inondations est définie ainsi:

Une combinaison de changements et/ou d'ajustements structurels apportés au cours de la conception, de la construction ou de la transformation des bâtiments, ouvrages ou propriétés soumis principalement aux inondations, dans le but de réduire ou d'éliminer les éventuels dommages dus aux inondations (USACE, 1995).

L'installation de barrières pour obstruer toutes les ouvertures au niveau du sol et empêcher ainsi l'eau et les débris d'entrer dans la structure principale constitue un exemple d'action visant tout particulièrement à protéger une construction contre les crues. Suivant leur conception, les dispositifs de ce genre peuvent être soit permanents, soit temporaires et alors mis en place juste avant le début d'une crue prévue (Szöllösi-Nagy et Zevenbergen, 2005). Pour assurer leur protection, il est aussi possible d'élever ces constructions au-dessus du niveau de la crue de projet. Il peut s'agir d'habitations, de refuges pour animaux ou de bâtiments publics, notamment de refuges d'urgence temporaires.

4.3.6 Organisation des interventions d'urgence en cas de crue

Peu importe les stratégies adoptées pour réduire le risque d'inondation, ce risque ne disparaîtra jamais totalement. Quelles que soient les solutions choisies pour réduire ce risque – soit par des mesures structurelles comme des remblais, soit par des mesures non structurelles comme le reboisement –, seule une sécurité partielle peut être assurée aux habitants de la plaine d'inondation. Lorsque la protection échoue, les dégâts risquent d'être plus importants en raison de l'augmentation des investissements réalisés dans la plaine d'inondation. La mise en place de mesures ou de politiques

structurelles coûteuses visant à transférer ailleurs les modes d'utilisation à risque des sols est tout simplement inabordable pour de nombreuses sociétés à travers le monde. De telles mesures pourraient en outre causer des dommages à l'environnement ou aller à l'encontre d'objectifs particuliers de développement. Il est par contre possible, même lorsque des mesures structurelles sont en place, de réduire la vulnérabilité par la préparation aux catastrophes et l'intervention d'urgence contre les inondations. Lorsque l'inondation se révèle inévitable, il importe de prendre des mesures qui réduisent ses effets néfastes sur la vie des personnes touchées. L'organisation des interventions d'urgence en cas de crue vise à gérer et minimiser les effets dommageables des inondations. L'objectif est de prévenir les pertes en vies humaines et d'éviter l'exposition des activités essentielles en déplaçant temporairement les personnes et ces activités en dehors des zones inondables et de réduire ainsi les effets négatifs des inondations sur la collectivité. Une telle organisation peut se diviser en trois étapes:

- a) Préparation: mesures préalables garantissant l'efficacité des interventions en situation d'urgence;
- b) Intervention: mesures applicables pendant l'inondation pour en réduire les conséquences négatives;
- c) Rétablissement – mesures d'aide au relèvement et à la reconstruction destinées aux populations touchées par le phénomène.

La gestion des situations d'urgence nécessite une coopération entre les différents secteurs et les diverses instances administratives concernés. Outre la mobilisation des ressources, la communication continue et rapide d'informations précises aux services chargés de conduire les opérations d'urgence se révèle cruciale. La planification des interventions d'urgence doit être terminée bien avant la saison des crues et doit être fondée sur des plans techniques et financiers bien établis et conçus pour correspondre à des scénarios de risque d'inondation susceptibles de se produire. Ces plans de gestion des situations d'urgence doivent faire l'objet de révisions régulières. Les enseignements tirés chaque année des inondations doivent être pris en compte dans les plans futurs. Voici certains des éléments importants que contiennent de tels plans:

- a) Évaluation du risque d'inondation et des facteurs contribuant aux pertes qui en résultent;
- b) Zonage des aires protégées ou non protégées en fonction des risques;
- c) Inventaire des systèmes de maîtrise des crues ou de protection contre les crues;
- d) Analyse des moyens techniques permettant de compenser la défaillance des ouvrages de

protection contre les inondations en cas de crues;

- e) Étude des situations qui pourraient se produire en cas de défaillance de certains éléments du système de protection;
- f) Planification de lignes de défense successives (deuxième, troisième, etc.) en cas de défaillance progressive de systèmes de protection linéaires, notamment les digues;
- g) Estimation des coûts de la lutte contre les inondations dans différentes situations;
- h) Description des voies et plans d'évacuation, des équipements et des provisions pour l'hébergement d'urgence ou encore des installations médicales, etc. existants ou à créer.

Un plan d'intervention d'urgence en cas d'inondation comprend les éléments clés suivants: système d'alerte précoce, protection des infrastructures essentielles, évaluation des besoins immédiats et aménagement d'abris sûrs pour la population touchée, avec des installations adéquates pour les hommes et les femmes de tous âges.

4.3.6.1 Préparation aux situations d'urgence et intervention d'urgence

La préparation aux situations d'urgence et l'intervention d'urgence sont absolument déterminantes dans la réduction des dommages dus aux inondations. Comme cela est indiqué dans la section précédente, des plans d'intervention détaillés doivent être établis à l'avance et examinés par l'unité de coordination avec tous les organismes et les intervenants clés, dont les tâches respectives sont ainsi précisées de sorte qu'il n'y ait pas de confusion à l'instant critique. Un mécanisme de coordination doit être inclus dans le plan, comprenant des dispositions au sujet des comités d'intervention, des lieux de réunion et des sources d'information. Souvent, cela prend la forme d'un centre de gestion de crise qui met à disposition du matériel, du personnel de soutien et des informations, notamment des cartes et des plans pertinents. Il convient de sensibiliser de façon continue les membres de la collectivité à risque afin qu'ils sachent parfaitement comment réagir en cas d'urgence. Cela est déterminant pour la réussite d'une intervention rapide dans des situations telles que l'évacuation coordonnée de la zone frappée par une catastrophe. Il convient de communiquer bien à l'avance à tous les intéressés les informations sur les itinéraires d'évacuation et les refuges d'urgence. Il y a lieu aussi de former rapidement des équipes d'intervention d'urgence et de mettre à niveau leurs compétences en permanence grâce à des exercices de simulation d'urgence effectués régulièrement.

Tout plan de préparation aux situations d'urgence doit contenir un inventaire des ressources accessibles. Dans le cas des inondations, il peut s'agir de véhicules, d'autobus, de camions, d'engins de terrassement, de pompes, de matériels de couverture et de protection, de générateurs, de matériaux de construction ou encore de matériels mobiles de communication. C'est en général aux autorités administratives de la zone à risque qu'il incombe au premier chef d'élaborer et mettre en œuvre ce type de plans ou encore de décider quand et comment évacuer la population menacée, le cas échéant.

Par lutte contre les inondations, on entend généralement l'ensemble des mesures prises en cas de crues pour prévenir les dommages ainsi que pour détourner les eaux de crue des zones sensibles. Ces mesures sont prises dans l'urgence, afin d'atténuer les effets des inondations sur la société et l'environnement. Elles revêtent différentes formes: construction de digues temporaires à l'aide des matériaux disponibles, fermeture de brèches à l'aide de sacs de sable, éloignement de marchandises et d'équipements hors de portée des inondations, protection des équipements fixes avec des feuilles de plastique ou de la graisse, etc. Les crues ont souvent pour effet de perturber le bon fonctionnement des réseaux d'approvisionnement en eau et d'assainissement, ce qui peut entraîner des conséquences graves pour la santé. C'est pourquoi l'entretien des infrastructures liées à la santé publique fait partie de la lutte contre les inondations.

4.3.6.2 Relèvement après les crues

Après que les eaux de crue se sont retirées, les populations ont besoin d'aide pour rétablir leurs conditions de vie préexistantes aussi vite et autant que possible. Les mesures à prendre peuvent, par exemple, consister à rétablir les liaisons routières et ferroviaires et à remettre en état les installations électriques, les bâtiments publics, les réseaux d'approvisionnement en eau et d'assainissement, les marchés et zones commerciales, les industries, les usines, les élevages de volailles, de poissons ou de porcs, les puits tubulaires et les machines agricoles ainsi que les systèmes et ouvrages d'irrigation et de drainage. Il faut aussi pomper l'eau hors des zones les plus basses et enlever le sable et le limon qui se sont déposés dans les zones inondées. Après une inondation, il faut en outre s'efforcer d'apporter globalement aux zones touchées des mesures de relance économique.

Les administrations compétentes apportent des secours, notamment sous la forme d'aides financières, pour soulager la détresse des victimes des

inondations. À l'échelle internationale, le Coordonnateur des Nations Unies pour les secours en cas de catastrophe dispose de fonds pour aider les victimes d'inondations catastrophiques et d'autres aléas naturels. Dans certains pays, des fonds permanents ont été créés à cet effet, et les secours peuvent prendre la forme de subventions, de prêts sans ou à faible intérêt ou de subsides. Il peut aussi s'agir de mesures telles que la distribution de semences gratuites et d'autres intrants aux agriculteurs. Souvent, l'aide aux victimes des inondations est fournie au cas par cas par les autorités publiques ou des organismes bénévoles tels que les représentations locales des sociétés de la Croix-Rouge ou du Croissant-Rouge au niveau national et par la Fédération internationale des sociétés de la Croix-Rouge et du Croissant-Rouge et le Bureau des Nations Unies pour la coordination des affaires humanitaires à l'échelle internationale. Les autorités publiques déclarent parfois une exemption fiscale pour les personnes touchées, ce qui réduit encore la charge pesant sur eux.

Après une inondation majeure, il est très important et urgent de procéder à une évaluation des causes et des effets de la catastrophe et de l'efficacité des interventions d'urgence; des recommandations sont ensuite formulées pour améliorer la préparation et réduire les pertes dues aux inondations futures. Une chose est certaine: une autre inondation se produira dans un avenir plus ou moins proche.

4.4 IRRIGATION ET DRAINAGE [SHOFM K70]

4.4.1 Irrigation

En agriculture vivrière, la pratique de l'irrigation existe depuis plus de 5 000 ans (Framji, 1987). Durant la seconde moitié du XX^e siècle, la superficie totale irriguée dans le monde est passée d'environ 115 millions d'hectares à plus de 270 millions d'hectares. Ainsi, la production mondiale totale de grains alimentaires (céréales, oléagineux et légumineuses) a plus que doublé, passant de 1 763 millions de tonnes à 3 891 millions de tonnes. Les terres irriguées représentent 20 % de la superficie totale cultivée dans le monde et assurent plus de 40 % de la production alimentaire totale. De fait, l'irrigation, associée à l'utilisation de variétés à haut rendement qui ne peuvent être produites sans irrigation, a été un élément crucial dans le combat mené par de nombreux pays pour atteindre et maintenir l'autosuffisance en matière de production de grains alimentaires.

L'irrigation est l'activité qui consomme la plus grande quantité d'eau, puisqu'elle absorbe plus de 70 % de la production mondiale d'eau douce. Bien que ce ne soit pas une pratique nouvelle, la plupart des systèmes d'irrigation ne sont pas exploités de manière efficace, leur taux d'efficacité dépassant rarement 40 %. L'histoire abonde en exemples de civilisations qui doivent leur succès à des systèmes d'irrigation bien planifiés et bien gérés et d'autres qui doivent leur déclin à une gestion médiocre et inefficace de ces systèmes. Une gestion efficace des systèmes d'irrigation est centrée sur le maintien d'un régime approprié d'humidité du sol dans la zone racinaire pour assurer une bonne croissance des plantes. Pour ce faire, il faut fournir, en temps voulu, de l'eau en quantités suffisantes et d'éliminer l'excès d'eau de la zone racinaire. La bonne gestion de l'eau en agriculture exige donc à la fois la maîtrise de l'irrigation et celle du drainage.

4.4.1.1 Pourquoi les plantes ont-elles besoin d'irrigation?

L'eau est indispensable aux plantes à bien des égards:

- a) Une plante est composée d'eau à près de 70 %;
- b) L'eau est d'abord nécessaire pour assouplir la graine et son enveloppe et faciliter ainsi l'apparition de la racine, puis la levée de la plantule au-dessus du sol;
- c) L'eau agit comme solvant et dissout et transmet à travers les racines des plantes des éléments nutritifs tels que l'azote, le phosphate et le potassium, indispensables à une bonne croissance;
- d) L'eau agit comme solvant dans les réactions biochimiques qui se produisent dans les plantes, notamment la fixation du carbone et la photosynthèse;
- e) Le carbone, l'azote, l'hydrogène et l'oxygène nécessaires à la croissance des plantes proviennent de l'eau et de l'air atmosphérique et constituent la majeure partie du corps de la plante;
- f) Environ 95 % de l'eau absorbée par les plantes est transpirée par les feuilles et les tiges, un processus qui contribue également à refroidir les plantes par temps chaud;
- g) Sans eau, les plantes flétrissent et finissent par mourir.

Les forces d'adsorption et de tension superficielle retiennent l'humidité du sol. Au-delà de la capacité de rétention de ces deux forces, tout apport supplémentaire d'eau s'infiltre à travers les pores du sol sous l'influence de la force gravitationnelle. Ce processus est connu sous le nom de percolation. Une mesure de la force avec laquelle l'eau est retenue dans le sol (qui est aussi la force nécessaire

pour extraire l'eau du sol) est appelée tension de l'eau du sol. La quantité d'humidité présente dans le sol est dénommée teneur en eau du sol. La teneur en eau du sol pour laquelle les plantes ne peuvent plus extraire d'eau du sol pour répondre à leurs besoins d'évapotranspiration est appelée point de flétrissement. Lorsque l'humidité du sol atteint ce niveau, les plantes flétrissent et meurent, à moins d'un apport d'eau dans la zone racinaire. La quantité d'eau disponible dans le sol entre la teneur en eau à la capacité au champ et le point de flétrissement est appelée capacité de rétention utile du sol.

Le but de l'irrigation des cultures est de garantir, en tout temps, un approvisionnement suffisant en eau dans la zone racinaire, dans l'intervalle compris entre la capacité au champ et le point de flétrissement. L'humidité du sol varie en fonction des pluies, de l'irrigation, de l'évapotranspiration, du ruissellement, de l'infiltration et de la percolation profonde. Lorsque tous les interstices du sol sont complètement remplis d'eau, on dit que le sol a atteint sa capacité de saturation. Dans cet état, l'eau sera évacuée de la zone racinaire du sol sous l'influence de la gravité jusqu'à ce qu'un équilibre soit atteint. Le sol est alors à la capacité au champ. Cette étape est généralement atteinte entre un à trois jours après l'irrigation ou la pluie. Une irrigation efficace ramène la zone racinaire à la capacité au champ. L'eau appliquée au-delà de ce niveau est considérée comme un gaspillage, à moins que cela ne soit fait délibérément dans un objectif de lessivage.

4.4.1.2 Besoins en eau des cultures

Le besoin en eau des cultures est défini comme la hauteur d'eau nécessaire pour compenser la perte d'eau par évapotranspiration pour une plante saine poussant dans de grands champs sans aucune restriction liée au sol, à la teneur en eau du sol ou à la fertilité du sol, de sorte qu'elle puisse atteindre son plein potentiel de production dans les conditions données de croissance (Doorenbos et Pruitt, 1977).

Ce besoin en eau varie selon les cultures et l'emplacement; il dépend des espèces cultivées, du climat local et du sol. Il est estimé pour une période de temps déterminée, par exemple une semaine, un mois ou une période de végétation.

La demande correspondant à l'évapotranspiration comprend l'évaporation de la surface du sol adjacent, l'évaporation de l'eau interceptée et la transpiration par les stomates de l'épiderme à la surface de la plante (écorce et feuilles). En outre, l'eau est

également nécessaire pour les activités métaboliques associées à la croissance des plantes. L'eau totale nécessaire à une bonne croissance des cultures est appelée consommation totale. Cependant, la quantité d'eau nécessaire à l'activité métabolique est très faible ($< 1\%$) par rapport à la demande pour l'évapotranspiration, de sorte que les expressions de consommation totale et d'évapotranspiration des cultures sont utilisées indifféremment.

Les besoins en eau d'une culture sont souvent en partie satisfaits par les précipitations locales et l'humidité du sol ainsi que par la remontée capillaire des eaux souterraines là où la nappe phréatique est proche de la zone racinaire. Seule une fraction des pluies locales, appelée pluie efficace, est utilisée par la culture pour sa croissance. Il faut faire attention à l'utilisation de l'expression «pluie efficace», dont le sens varie suivant le domaine abordé. Pour un ingénieur spécialiste des ressources en eau, la pluie efficace est la pluie qui atteint le réservoir de stockage sous forme de ruissellement, tandis que pour les hydrogéologues, c'est la partie de la pluie qui contribue à la recharge des eaux souterraines. Pour un agronome ou un agriculteur, cependant, c'est la fraction de la pluie qui contribue à répondre au besoin d'évapotranspiration de la culture. En matière de besoins en eau des cultures, la pluie efficace est définie comme la partie de la pluie qui contribue directement ou indirectement à la production végétale à l'endroit où elle tombe, mais sans utilisation de moyens mécaniques. La pluie restante s'évapore dans l'atmosphère, ruisselle à la surface du sol ou est absorbée par le sol ou s'infiltre à travers la zone racinaire. La quantité de pluie efficace dépend de divers facteurs comme les espèces végétales, les conditions d'humidité du sol dans la zone racinaire, le climat et la répartition temporelle des pluies. Le Bulletin 25 d'irrigation et de drainage de l'Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture (FAO) (Dastane, 1972) apporte davantage de détails concernant l'estimation de la pluie efficace pour des conditions de culture, de sol et de climat particulières.

4.4.1.3 Détermination des besoins en eau des cultures

Depuis de nombreuses années, la FAO publie des directives pour l'estimation des besoins en eau des cultures. Le Bulletin 56 FAO d'irrigation et de drainage (Allen *et al.*, 1998) contient, en particulier, un calcul détaillé des besoins en eau des cultures.

En 1990, un groupe d'experts a recommandé à la FAO l'adoption de la méthode de combinaison de Penman-Monteith comme nouvelle norme pour

l'estimation de l'évapotranspiration de référence. Cette méthode utilise des données climatologiques standard facilement mesurées ou dérivées d'autres données habituellement mesurées et est réputée fournir des valeurs cohérentes pour les calculs des besoins en eau des cultures à travers le monde. Les définitions et concepts fondamentaux intervenant dans la détermination des besoins en eau des cultures sont donnés brièvement ci-dessous.

4.4.1.3.1 Évaporation et transpiration

L'évaporation correspond au processus de transformation de l'eau liquide en vapeur d'eau et de son évacuation de la surface d'évaporation. L'évaporation se produit à partir des lacs, des cours d'eau, des surfaces humides, des sols et de la végétation. La transpiration est le processus de vaporisation de l'eau liquide contenue dans les tissus végétaux et de sa volatilisation dans l'atmosphère. Les cultures transpirent principalement à travers leurs stomates. Pratiquement, toute l'eau absorbée par les plantes est rejetée par transpiration, et seule une infime partie est utilisée pour leur croissance métabolique.

4.4.1.3.2 Évapotranspiration

L'évaporation et la transpiration se produisent simultanément à partir d'une superficie cultivée, et il est très difficile de faire la part de chacune d'elles. Ainsi, les deux sont représentées ensemble par le terme évapotranspiration (ET). En règle générale, l'évapotranspiration est exprimée en millimètres (mm) par jour. L'évaporation à partir d'un sol cultivé dépend principalement de la quantité de rayonnement solaire atteignant la surface du sol et varie selon le stade de développement des cultures. Au stade du semis, près de 100 % de l'évapotranspiration correspond à la seule évaporation, tandis qu'avec une culture couvrant totalement le sol, plus de 90 % de l'évapotranspiration provient de la transpiration. Le type de culture, la variété et le stade de développement doivent être pris en compte dans l'évaluation de l'évapotranspiration des cultures. Les variations de la hauteur et de la rugosité de la culture, les caractéristiques d'enracinement, l'albédo, la résistance à la transpiration et la couverture du sol conduisent à des valeurs différentes de l'évapotranspiration pour des cultures soumises aux mêmes conditions environnementales.

Trois termes sont utilisés pour exprimer l'évapotranspiration: l'évapotranspiration de référence (ET_0), l'évapotranspiration des cultures dans des conditions standard (ET_c) et l'évapotranspiration

des cultures dans des conditions non standard (ET_c). Pour obtenir davantage d'informations sur l'évaporation et l'évapotranspiration, on se reportera au chapitre 4 du volume I du présent guide.

4.4.1.3.3 *Évapotranspiration de référence*

L'évapotranspiration d'une surface de référence qui n'est pas limitée en eau est appelée évapotranspiration de référence, ET_0 . Le concept d'évapotranspiration de référence facilite l'étude de la demande évaporatoire de l'atmosphère, indépendamment des facteurs pédologiques, du type et du stade de développement de la culture et des pratiques de gestion. Ainsi, les paramètres climatiques sont les seuls facteurs ayant une incidence sur l'évapotranspiration de référence, qui peut donc être calculée à partir de données météorologiques observées ou estimées. La méthode Penman-Monteith de la FAO est recommandée comme la seule méthode à employer pour la détermination de l'évapotranspiration de référence. Cette méthode a été choisie parce qu'elle fournit une valeur approximative très proche de l'évapotranspiration de référence de l'herbe à l'endroit étudié, qu'elle se base sur des principes physiques et qu'elle prend explicitement en compte des paramètres physiologiques et aérodynamiques. Elle nécessite des données sur le rayonnement, la température de l'air, l'humidité de l'air et la vitesse du vent. Les calculs permettant d'obtenir une valeur estimative des paramètres climatiques à partir des données météorologiques sont indiqués. On y décrit également les calculs des variables météorologiques manquantes nécessaires au calcul de l'évapotranspiration de référence. Il est ainsi possible d'établir une estimation de l'évapotranspiration de référence en toutes circonstances, même en l'absence de données climatologiques. Relier l'évapotranspiration à un type de surface en particulier fournit une référence à laquelle l'évapotranspiration à partir d'autres surfaces peut être reliée. Il n'est ainsi plus nécessaire de définir une évapotranspiration distincte pour chaque culture et chaque stade de développement. Une telle valeur de référence facilite également la comparaison des valeurs de l'évapotranspiration de référence relevées à différents endroits ou à différentes saisons. La surface de référence correspond à une culture de référence hypothétique ayant des caractéristiques bien précises. La culture de référence est définie comme:

[...] une culture hypothétique d'une hauteur de 0,12 m, présentant une résistance de surface de 70 s m^{-1} et un albédo de 0,23. Cela correspond à un gazon homogène en phase active de croissance,

bien alimenté en eau et couvrant totalement le sol [...] (Allen *et al.*, 1998).

Les calculs détaillés de l'évapotranspiration de référence d'une culture sont donnés dans le chapitre 4, partie A du Bulletin FAO 56 d'irrigation et de drainage (Allen *et al.*, 1998). L'utilisation d'autres dénominations comme évapotranspiration potentielle (ETP) n'est pas recommandée, à cause de certaines ambiguïtés associées à ces termes.

4.4.1.3.4 *Évapotranspiration des cultures dans des conditions standard*

Il s'agit de la demande d'évaporation de plantes cultivées dans des champs de grande superficie correctement irrigués, bénéficiant de conditions de gestion et d'environnement optimales et offrant un rendement maximal dans les conditions climatiques existantes (Allen *et al.*, 1998).

4.4.1.3.5 *Évapotranspiration des cultures dans des conditions non standard*

Dans la réalité, l'évapotranspiration des cultures varie en fonction de différents facteurs, notamment: la salinité des sols, la présence de niveaux concrétionnés dans le sous-sol, une faible fertilité du sol accompagnée d'une mise en valeur médiocre des terres, l'insuffisance des mesures de protection des végétaux, la couverture du sol, la densité des plantes et la teneur en eau du sol. C'est pourquoi dans de telles conditions particulières, l'évapotranspiration des cultures dans des conditions standard nécessite généralement un ajustement. Il est possible de prévoir la réduction de l'évapotranspiration due à la salinité de l'eau du sol en combinant les équations rendement-salinité présentées dans le Bulletin FAO 29 d'irrigation et de drainage (Ayres et Westcot, 1985) avec les équations rendement-évapotranspiration du Bulletin FAO 33 d'irrigation et de drainage (Doorenbos et Kassam, 1979). Les détails sont donnés dans le Bulletin FAO 56 d'irrigation et de drainage (Allen *et al.*, 1998).

L'évapotranspiration, ET_c , d'une culture donnée est déterminée en multipliant l'évapotranspiration de référence, ET_0 , par le coefficient K_c , appelé coefficient de culture (ET_c/ET_0). Le coefficient de culture, spécifique de la culture étudiée, varie en fonction du stade de développement et des conditions météorologiques. Il tient compte aussi des différences dans le couvert végétal et de la résistance aérodynamique par rapport à la culture de référence. En tant que tel, le coefficient sert à synthétiser les différences physiques et physiologiques entre les cultures.

4.4.1.4 Besoins en eau d'irrigation

L'irrigation est définie comme la quantité d'eau qu'il est nécessaire d'apporter artificiellement aux plantes pour garantir le bon développement d'une culture. Elle diffère de l'approvisionnement naturel en eau par la pluie, l'humidité du sol ou la contribution capillaire de l'eau souterraine, entre autres. Le besoin net en eau d'irrigation correspond à la quantité d'eau à fournir à la zone racinaire des plantes en plus de la contribution des précipitations, de l'humidité du sol et de l'alimentation capillaire par la nappe phréatique. Il doit inclure certains besoins particuliers tels que ceux nécessaires pour le lessivage des sels de la zone racinaire et, dans le cas des rizières et de la culture du jute, l'eau nécessaire à la préparation du terrain, au maintien du niveau statique de l'eau, à la percolation et au drainage périodique.

En conséquence, le besoin net en eau d'irrigation d'une culture est égal à la demande d'évapotranspiration, ETC, dans la zone racinaire (le besoin en eau de la culture), plus les besoins spéciaux des cultures tels que l'eau nécessaire au lessivage et à la préparation du terrain moins la pluie efficace, plus la contribution de l'humidité du sol et l'alimentation capillaire à partir de la nappe phréatique.

L'irrigation d'une culture provoque inévitablement une certaine perte d'eau entre la source d'approvisionnement et la zone racinaire du fait du transport, de la distribution et de l'apport d'eau. L'efficacité de l'irrigation est fonction de l'efficacité du système de transport, du système de distribution et de la méthode d'irrigation employée et de sa programmation dans le temps. En conséquence, le volume total d'eau d'irrigation nécessaire, ou besoin brut en eau d'irrigation, est évalué comme suit:

$$\text{Besoin brut en eau d'irrigation} = \frac{\text{besoin net en eau d'irrigation}}{\text{efficacité de l'irrigation}}$$

où l'efficacité de l'irrigation est égale à l'efficacité de l'apport multipliée par l'efficacité de la distribution multipliée par l'efficacité du transport.

Les besoins net et brut en eau d'irrigation peuvent être évalués pour une parcelle ou une exploitation agricole donnée de même qu'à l'échelle d'un périmètre irrigué desservi par un exutoire ou un canal primaire, secondaire ou tertiaire mineur ou majeur ou encore un projet d'irrigation, en utilisant la valeur correspondante de l'efficacité. Le besoin brut en eau d'irrigation est exprimé en volume d'eau par hectare de superficie cultivée sur une période de

temps donnée (une semaine, un mois ou la période de végétation de la culture).

4.4.1.5 Systèmes d'irrigation

Les eaux d'irrigation peuvent provenir de réservoirs de stockage artificiels ou de lacs, d'eaux souterraines captées localement par des puits ouverts ou des puits tubés ou de la dérivation de chenaux naturels. Dans le cas des réservoirs de stockage formés par les retenues de barrages et de déversoirs de dérivation, les zones irriguées peuvent se trouver loin de la source, l'eau devant alors être acheminée par un grand réseau composé de canaux de distribution principaux et secondaires jusqu'aux champs des agriculteurs (figure II.4.11). Le réseau de distribution est généralement minimal pour l'eau provenant, par ordre décroissant, de dérivations de cours d'eau, de lacs et de puits d'eau souterraine. Le transport de l'eau de la source aux exutoires qui la déverse dans les champs entraîne des pertes par infiltration considérables. D'autres pertes sont également associées à la distribution de l'eau dans les champs eux-mêmes, au niveau des conduites et des rigoles. Il est donc important que l'efficacité de l'irrigation utilisée pour évaluer le besoin brut en eau d'irrigation tienne compte des pertes associées au transport et à la distribution.

L'irrigation est appliquée aux cultures par différentes méthodes, qui peuvent être classées en méthodes de surface et méthodes souterraines. Elles peuvent aussi être classées en méthodes d'irrigation fondées sur l'écoulement par gravité ou sur la mise sous pression de l'eau (figure II.4.12). Les manuels d'irrigation fournissent des descriptions détaillées des différentes techniques d'irrigation et de leur mise en application.

4.4.1.6 Humidité du sol

Les différentes techniques d'arrosage par irrigation donnent lieu à différents régimes d'humidité du sol dans la zone racinaire (figure II.4.13). La méthode d'irrigation qui assure, dans la zone racinaire, une teneur en eau uniforme égale à la capacité au champ ou s'en approchant pendant toute la campagne agricole est celle qui cause le moins de stress pour la plante, facilitant ainsi une bonne croissance. Les techniques de contrôle et d'arrosage de l'irrigation moderne sont fondées sur le suivi de l'humidité du sol dans la zone racinaire. La teneur en eau du sol à différentes profondeurs dans la zone racinaire peut être déterminée par des méthodes gravimétriques ou volumétriques. Des outils modernes comme la sonde à neutrons et le réflectomètre temporel (RDT: réflectométrie à dimension temporelle) sont de plus

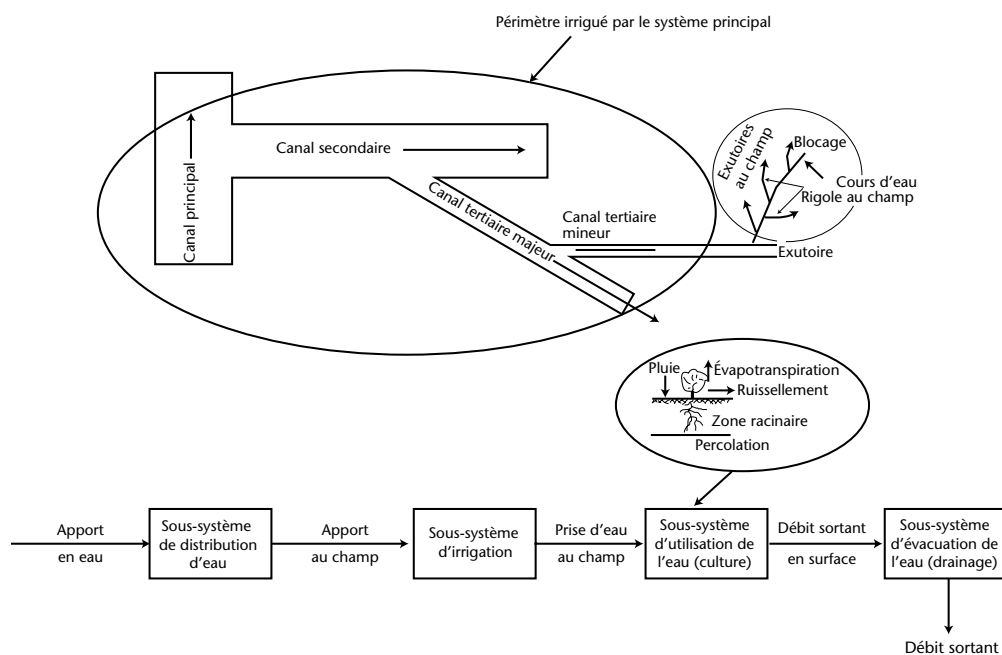


Figure II.4.11. Système d'irrigation

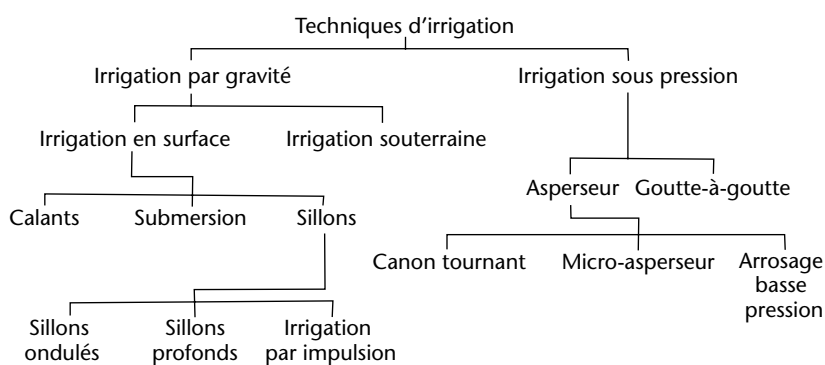


Figure II.4.12. Classification générale des méthodes d'irrigation

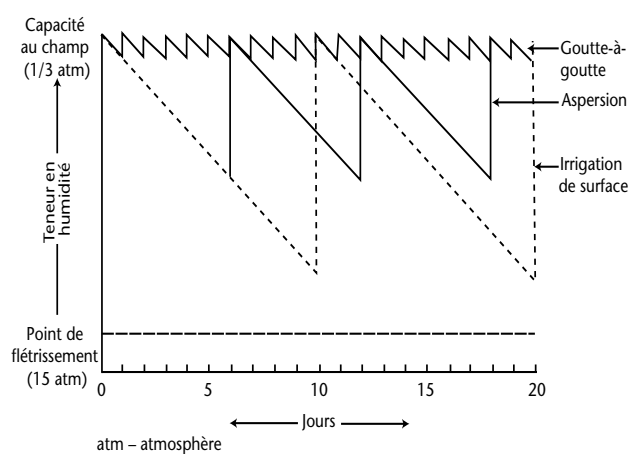


Figure II.4.13. Régime d'humidité du sol pour différentes techniques d'irrigation

en plus utilisés pour une surveillance précise de la teneur en eau du sol dans la zone racinaire (volume I, 4.5). L'information fournie par les sondes d'humidité du sol peut être directement transmise à des ordinateurs qui évaluent les besoins en eau et pilotent le système d'irrigation automatique. La plupart des systèmes modernes automatisés de contrôle et d'exploitation de l'irrigation sont basés sur cette approche.

4.4.1.7 **Programmation de l'irrigation des cultures**

L'eau d'irrigation doit être fournie de telle manière que, dans la mesure du possible, les besoins en eau des cultures soient satisfaits au fil du temps. Comme les besoins en eau des cultures évoluent dans le temps en fonction du stade de développement atteint et de la pluviosité, l'approvisionnement en eau d'irrigation devrait suivre un calendrier bien planifié. Ce calendrier devrait garantir l'apport de la bonne quantité d'eau au bon moment afin d'obtenir une production abondante de produits agricoles de bonne qualité, tout en assurant une efficacité élevée dans l'utilisation de l'eau, le minimum de dommages à l'environnement et des frais d'exploitation relativement faibles. La programmation de l'irrigation consiste donc à établir un tel calendrier. Il existe plusieurs pratiques répandues en la matière. Les procédures d'établissement de calendriers varient selon que l'apport en eau est suffisant ou qu'il est restreint.

4.4.1.7.1 **Programmation de l'irrigation pour un apport d'eau suffisant**

Quand une quantité suffisante d'eau est disponible, l'objectif de la programmation de l'irrigation est d'éliminer les périodes de déficit hydrique de manière à atteindre le plein rendement potentiel des cultures. Les doses d'irrigation sont appliquées pour reconstituer l'humidité du sol lorsque la teneur en eau de la zone racinaire tombe à un niveau tel qu'elle commence à avoir une incidence négative sur le rendement des cultures. Les agronomes ou les spécialistes des cultures cherchent à maximiser la production des divers champs cultivés pour un approvisionnement en eau donné, en utilisant les connaissances scientifiques (fondées sur un raisonnement empirique) relatives à la réponse des cultures à l'eau disponible dans le sol. Les principaux facteurs qui déterminent le programme d'irrigation sont, dans ce cas, le climat, le sol ainsi que le type de culture et son stade de développement. De nombreuses études agronomiques rapportées dans la littérature décrivent les programmes d'irrigation pour une grande variété

de systèmes de culture et de plantes cultivées. Ces études se concentrent généralement sur la détermination de la profondeur et de la fréquence de l'irrigation en fonction des besoins en eau des cultures durant les différentes phases de leur développement, des modes d'extraction de l'humidité du sol au niveau de la zone racinaire et des régimes hydriques optimaux du sol à maintenir dans la zone racinaire aux différents stades de développement, entre autres facteurs.

Ces procédures s'inspirent généralement de l'un des critères suivants:

- Les étapes critiques du développement de la culture (Prihar *et al.*, 1976);
- Le rapport entre l'eau d'irrigation appliquée et la valeur cumulée du bac d'évaporation (Prihar *et al.*, 1976);
- L'appauvrissement en eau du sol (Rao *et al.*, 1988a et 1988b; Hajilal *et al.*, 1998);
- Les estimations de l'évapotranspiration des cultures en utilisant des facteurs climatiques et des facteurs cultureux obtenus à partir des expériences menées localement pour chaque culture selon la méthode de Penman-Monteith (Doorenbos et Pruitt, 1977; Allen *et al.*, 1998);
- Les valeurs de la tension de l'eau du sol observées sur le terrain;
- Les caractéristiques visuelles des cultures: affaissement des plantes, changement de couleur des feuilles, enroulement des feuilles, etc.;
- Les indices relatifs aux plantes cultivées, tels le potentiel hydrique relatif des feuilles, leur teneur en eau et leur résistance à la diffusion de l'eau.

4.4.1.7.2 **Programmation de l'irrigation pour un apport d'eau restreint**

Lorsque l'approvisionnement en eau est limité, le déficit hydrique des cultures à certains stades de leur période de végétation est inévitable. La réaction des cultures à ce déficit n'est pas la même à tous les stades de développement. À certains stades critiques, un déficit hydrique affectera davantage le rendement qu'à d'autres. Par conséquent, dans le cas d'un apport d'eau restreint, la programmation de l'irrigation devient un problème de répartition des déficits au cours de la période de végétation, de sorte qu'ils aient une répercussion minimale sur le rendement. Le problème étant complexe, il convient, pour tenter de le résoudre, de tenir compte des informations sur l'état du sol, le stade de développement et la réponse des cultures à un apport d'eau limité dans le temps.

Un tel cadre consiste essentiellement à mettre au point et intégrer les trois composantes suivantes:

- a) Un modèle de bilan hydrique du sol pour fractionner les apports d'eau (pluie et irrigation) en différentes composantes;
- b) Un modèle de production des cultures en fonction du calendrier des apports d'eau pour relier le rendement des cultures à l'eau utilisée à différentes périodes de leur développement;
- c) Un modèle de programmation optimale de l'irrigation intégrant a) et b).

4.4.1.7.3 *Programmes d'irrigation optimale*

La programmation de l'irrigation consiste à élaborer un calendrier optimal d'apports d'eau d'irrigation à une culture pendant la période de développement de cette dernière sous certaines conditions de climat et de disponibilité de l'eau. Pour ce faire, il convient d'examiner et d'évaluer les effets de tous les régimes possibles d'irrigation sur le rendement des cultures et d'en déduire le régime optimal à l'aide d'un programme d'optimisation mathématique approprié. Les fonctions eau-production qui établissent une relation entre le rendement et le calendrier d'irrigation pendant la campagne agricole fournissent un moyen pour y parvenir. Elles intègrent les effets du choix du moment et de la quantité de l'apport d'eau d'irrigation sur le rendement des cultures. Les périodes de temps choisies peuvent soit coïncider avec les phases de développement physiologique des cultures, soit correspondre à des intervalles de temps pratiques comme le mois ou la semaine.

La principale difficulté que doivent surmonter ces modèles est que les décisions en matière d'irrigation pour différents intervalles de la période de végétation ne sont pas indépendantes. Chaque décision est fondée sur l'humidité du sol, l'état de la culture et les apports d'eau disponibles pour le reste de la période de végétation. Il convient d'exploiter l'information concernant tous ces facteurs jusqu'au dernier moment avant de prendre la décision d'irriguer. Il s'agit de décisions à effets en cascades, séquentielles et interdépendantes. Fondamentalement, ces modèles simulent les différents processus dynamiques conduisant à la production et au rendement des cultures ainsi que leurs changements en réaction à l'évolution des conditions environnementales dont fait partie le stress hydrique. Des résultats proches du potentiel de rendement peuvent être obtenus avec un choix approprié de calendriers d'irrigation, même en situation de déficits hydriques relativement élevés (Rao et Rees, 1992).

Malgré les progrès accomplis en modélisation de la programmation de l'irrigation, l'expertise et le jugement humains continuent de tenir un rôle prépondérant dans la gestion de l'irrigation. Pour concevoir le meilleur programme d'irrigation possible, il y a lieu d'associer les prévisions quantitatives des modèles au savoir et à l'expérience locale des agriculteurs et des responsables de l'irrigation. Un tel équilibre est possible en intégrant les modèles et les connaissances heuristiques dans le cadre d'un système expert.

De nombreux agriculteurs pratiquent plusieurs cultures pendant la même saison. En ce cas, un apport d'eau restreint signifie qu'il n'est pas possible d'atteindre les potentiels de rendement de toutes les cultures. Ceci se traduit par une concurrence pour l'eau entre les différentes cultures, tant au niveau saisonnier qu'au niveau intrasaisonnier. Ce problème d'allocation d'eau peut être résolu en considérant séparément les deux niveaux, saisonnier et intrasaisonnier.

4.4.1.7.4 *Programmation de l'irrigation en temps réel*

Les programmes d'irrigation peuvent être fondés sur des modèles d'optimisation à des fins de planification et de conception. Cependant, dans des conditions d'exploitation en temps réel, les conditions atmosphériques et les apports d'eau peuvent ne pas correspondre aux hypothèses qui ont servi à établir les programmes d'irrigation des cultures. Il peut donc s'avérer nécessaire de modifier les programmes optimisés en fonction des informations transmises en temps réel sur les facteurs en question. Comme l'effet de chaque décision sur le rendement de la culture ne peut être évalué qu'à la fin de la saison, les décisions d'irrigation doivent être déterminées de manière séquentielle en avançant dans le temps. Aussi convient-il de se pencher chaque semaine sur la nécessité d'irriguer en gardant à l'esprit l'ensemble des facteurs de planification.

4.4.1.7.5 *Utilisation des prévisions météorologiques à moyenne échéance pour la programmation de l'irrigation*

Les prévisions météorologiques à moyenne échéance, qui fournissent des informations sur l'évolution du temps à échéance de 3 à 10 jours, peuvent contribuer à la bonne gestion agricole, y compris pour établir les calendriers d'irrigation. À l'aide des données pluviométriques historiques, il est possible de déterminer comment les précipitations prévues à échéance de 3 à 5 jours peuvent influencer sur la programmation de l'irrigation des

cultures. Les prévisions météorologiques à moyenne échéance sont utiles à la programmation de l'irrigation sur des sols peu profonds et dans des situations où les doses d'arrosage sont faibles et fréquentes; elles ne permettent cependant pas de faire des économies d'eau importantes pour des cultures profondément enracinées dans des sols présentant une disponibilité en eau relativement grande.

4.4.1.8 Méthodes d'irrigation

4.4.1.8.1 Méthodes traditionnelles d'irrigation

Le manque d'efficacité opérationnelle des systèmes traditionnels d'irrigation gravitaire impose l'adoption de techniques modernes et efficaces. Les systèmes d'irrigation par sillons, par impulsion et sous pression (goutte-à-goutte et aspersion) sont considérés comme des technologies efficaces.

4.4.1.8.2 Irrigation par impulsion

L'irrigation par impulsion est une technique d'irrigation de surface récente (Stringham et Keller, 1979; Stringham, 1988). Elle s'effectue en injectant de l'eau à intervalles réguliers jusqu'à ce que l'eau atteigne le bout du sillon. Ces dernières années, les chercheurs de terrain ont découvert de nouvelles fonctionnalités à l'irrigation par impulsion. Celles-ci résident dans la capacité de cette technique à distribuer l'eau uniformément, à l'économiser, à réduire l'infiltration et les pertes par percolation profonde et à maîtriser l'écoulement et le drainage grâce à des systèmes de surface. Permettant d'assurer un apport d'eau uniforme, cette méthode est employée pour obtenir un profil hydrique homogène à faible profondeur et maintenir l'eau au niveau de la zone racinaire en réduisant la percolation profonde. Elle offre une efficacité de 85 % et économise jusqu'à 25 % des coûts de fertilisation.

4.4.1.8.3 Systèmes d'irrigation sous pression

L'eau étant acheminée par un réseau de conduites, les pertes pendant le transport sont éliminées; il en résulte une plus grande efficacité de l'irrigation. Il est reconnu que les systèmes sous pression offrent un rendement hydraulique élevé, améliorent la productivité des cultures avec un faible apport de main d'œuvre et sont bien adaptés aux terrains accidentés. Ils sont tout indiqués pour les zones où l'eau est rare et permettent de réduire les risques de gel et d'épandre facilement des engrais en solution. Ce type de système peut être conseillé pour les zones irriguées par des canaux, des réservoirs ou des eaux souterraines. La technique de l'arrosage par

aspersion se prête bien à toutes les cultures en plants serrés comme les céréales, les légumineuses, les graminées oléagineuses, la canne à sucre, le coton et d'autres cultures de plantations. Ce type de système présente l'avantage de pouvoir irriguer des terres vallonnées ou des zones de sols peu profonds, sans qu'il soit nécessaire de niveler le terrain.

4.4.1.8.4 Installation de goutte-à-goutte

L'installation d'irrigation au goutte-à-goutte est un système d'irrigation relativement moderne. Malgré un investissement initial coûteux, la technique convient bien aux situations nécessitant un rendement hydraulique élevé sur des terrains vallonnés. D'importants travaux de recherche expérimentale ont été menés ces 30 dernières années pour en étudier ses divers aspects: les économies d'eau et les augmentations de rendement, la conception des composantes appropriées et des matériaux à utiliser, la distribution de l'humidité et l'irrigation ainsi que la fertilisation. Le rendement hydraulique de cette méthode peut atteindre 80 à 90 %.

4.4.1.8.5 Système d'irrigation par aspersion

Les systèmes d'irrigation par aspersion distribuent l'eau d'une manière similaire à la pluie, de sorte que les pertes par ruissellement et par percolation profonde sont réduites autant que possible et l'apport est presque aussi uniforme que sous une précipitation naturelle.

4.4.1.8.6 Système d'irrigation par microasperseurs

Les microasperseurs, fonctionnant à basse pression, facilitent la pulvérisation d'eau sous le couvert des arbres autour de la zone des racines, à environ 30 cm du sol. Cette méthode est relativement peu affectée par le vent. La quantité exacte d'eau nécessaire peut être fournie quotidiennement à chaque plante dans la zone des racines. L'eau est apportée uniquement à la zone racinaire comme pour le goutte-à-goutte, contrairement à la répartition beaucoup plus large obtenue à l'aide d'asperseurs. Cette méthode est indiquée pour l'arrosage des arbres, des vergers et des cultures maraîchères, en particulier en combinaison avec l'utilisation de sources locales d'énergies renouvelables pour le pompage de l'eau.

4.4.1.8.7 Systèmes d'arrosage de précision à faible énergie

Les systèmes d'arrosage de précision à faible énergie représentent des innovations récentes par

rapport aux microasperseurs. Les conduites latérales de ces systèmes sont équipées de tubes munis à leur extrémité de manchons diffusant l'eau à très basse pression. L'eau est déversée juste au-dessus de la surface du sol dans des sillons en cul-de-sac ou des micro-bassins, ce qui évite l'érosion du sol et le ruissellement. L'arrosage n'est pas affecté par le vent, l'économie d'énergie est considérable, la répartition de l'eau est uniforme et le rendement hydraulique, de l'ordre de 98 %, est particulièrement élevé.

4.4.1.9 **Mise au point de systèmes d'aide à la décision et utilisation des systèmes d'information géographique pour l'irrigation**

Il est utile de relier des modèles de simulation et des modèles de systèmes d'irrigation à des bases de données spatiales au moyen d'un système d'information géographique. Cela permet en effet de mettre au point des systèmes experts d'aide à la décision pour une utilisation combinée et un mode d'irrigation en temps réel. Cette approche vise essentiellement à fournir une aide à la décision aux planificateurs et aux responsables de l'irrigation, qui leur permette de mieux tirer parti des données spatiales et des prévisions régulièrement recueillies.

4.4.1.9.1 ***Suivi de la distribution spatiale de la recharge grâce aux systèmes d'information géographique***

La distribution spatiale de la recharge pour des conditions variables de temps, de sol, d'utilisation des terres et d'approvisionnement en eau sur le périmètre d'un projet d'irrigation peut être estimée à l'aide d'un système d'information géographique. La superposition de cartes numérisées du périmètre irrigué et de différentes couches cartographiques concernant, par exemple, les précipitations, les eaux souterraines ou les modes de culture permet d'obtenir une nouvelle couche. Dans chacune des zones polygonales de cette couche, les valeurs des données fournies par l'ensemble des couches superposées sont homogènes. Ainsi, ces polygones peuvent être considérés comme des unités de base pour les études du bilan hydrique et la programmation de l'irrigation (Chowdary *et al.*, 2003).

4.4.1.9.2 ***Mise au point de systèmes d'aide à la décision pour la gestion en temps réel de l'irrigation***

Il est possible de créer des systèmes d'aide à la décision spécialement destinés à la gestion en temps réel des systèmes d'irrigation. Cela peut être obtenu en combinant convenablement des données en temps

réel avec le programme du système d'aide à la décision mis au point pour planifier la gestion du système d'irrigation. On peut se servir d'un modèle simple de bilan hydrique du sol pour estimer les conditions d'humidité au niveau de la zone racinaire et d'un modèle simple d'écoulement en canal pour représenter les pertes dues aux fuites. Sur la base de ces informations et compte tenu de l'eau disponible dans les canaux tertiaires et des prévisions météorologiques à moyenne échéance, il est possible de déduire les besoins bihebdomadaires d'apport d'eau au niveau du collecteur de chaque canal tertiaire. Il suffit alors de combiner ces besoins avec les données du système d'information géographique associé au réseau de canaux du périmètre irrigué pour faciliter les tâches suivantes:

- a) La sélection du canal tertiaire pertinent dans le réseau de canaux;
- b) L'exécution du modèle de bilan hydrique du champ en temps réel;
- c) La rédaction d'un rapport sur l'état hydrique présent;
- d) La préparation de la commande d'eau pour les besoins en irrigation au collecteur d'un canal tertiaire donné.

4.4.1.10 **Utilisation combinée des eaux superficielles et souterraines pour l'irrigation**

Le concept d'utilisation combinée renvoie à une gestion intégrée et harmonieuse des ressources en eaux superficielles et souterraines, visant au meilleur usage possible de ces deux sortes de sources d'eau pour répondre aux objectifs fixés dans la zone considérée. Pour améliorer le rendement hydraulique dans les périmètres irrigués par des canaux, il est impératif d'envisager, dès la phase de planification d'un projet, une utilisation optimale et efficace des eaux de surface et des eaux souterraines. Un exemple d'utilisation combinée consiste à se servir, pour irriguer les mêmes terres, de l'eau de surface en période de mousson et des eaux souterraines le reste du temps. De même, les infiltrations provenant des canaux et la percolation de l'eau d'irrigation contribuent à la recharge des eaux souterraines qui pourront servir ultérieurement à l'irrigation. Bien que fortuit, il s'agit là d'un autre exemple d'utilisation combinée. L'utilisation combinée peut faciliter la réalisation des objectifs suivants:

- a) Accroître les disponibilités en eau pour l'irrigation;
- b) Améliorer la durabilité de l'équilibre à long terme du régime des eaux souterraines;
- c) Améliorer la régularisation des eaux et faciliter la mise en valeur périodique de la ressource en utilisant l'espace de stockage de l'aquifère;

- d) Donner de la souplesse à l'offre pour répondre à la demande d'eau, en lissant les pics de l'approvisionnement en eau de surface;
- e) Réduire l'engorgement et la salinité des sols.

4.4.1.10.1 *Lignes directrices pour l'utilisation combinée*

Pour planifier un projet d'irrigation reposant sur un mode d'utilisation combinée, il faut prendre en compte les aspects quantitatifs et qualitatifs des eaux souterraines et des eaux de surface ainsi que les aspects économiques. Pour veiller à la bonne mise en pratique d'une utilisation combinée, il faudra aussi établir des directives (CWC, Inde, 1997) comprenant notamment les points suivants:

- a) Cartographie des eaux souterraines et de leur évolution dans le temps et dans l'espace;
- b) Quantification des ressources disponibles en eau souterraine dans la région, fondée sur des études détaillées du bilan hydrique;
- c) Évaluation de la recharge supplémentaire des eaux souterraines;
- d) Estimation des limites minimales souhaitables et maximales admissibles de l'extraction supplémentaire d'eaux souterraines à des fins d'utilisation combinée;
- e) Élaboration d'un plan global d'utilisation de l'eau, sur la base des conditions existantes en matière de disponibilités en eau;
- f) Planification de l'utilisation combinée réglementée des eaux souterraines et de surface dans le temps et dans l'espace;
- g) Détermination détaillée des zones à desservir par les eaux de surface et les eaux souterraines, de façon séparée ou combinée;
- h) Évaluation des incidences socioéconomiques négatives de l'utilisation combinée à long terme.

4.4.1.11 *Utilisation d'une eau de qualité médiocre pour l'irrigation*

L'eau est jugée de qualité acceptable pour l'irrigation quand elle n'a pas d'effets osmotiques néfastes ou toxiques spécifiques sur la production végétale, qu'elle ne contient pas de soluté affectant les propriétés chimiques ou hydrauliques du sol et qu'elle ne provoque pas une détérioration des eaux souterraines ou de surface. Ces conditions défavorables sont principalement causées par l'accumulation de sel dans la zone racinaire des plantes. En conséquence, une eau de qualité médiocre peut être utilisée pendant les étapes de développement moins sensibles à une eau de mauvaise qualité, en particulier à la salinité, en veillant à ce qu'il n'y ait pas d'accumulation – ou aussi peu que possible – de sels

dans les zones racinaires. Le lessivage effectué par le biais d'un apport régulier d'eau de bonne qualité ou l'adoption de méthodes d'irrigation spéciales permettent d'éviter ce phénomène d'accumulation. Quand l'apport d'eau est insuffisant ou que l'eau contient trop de sel, les méthodes d'irrigation au goutte-à-goutte ou par pots en céramique poreuse sont les plus appropriées, car elles protègent les plantes en évitant que le sel s'accumule à proximité des racines et en maintenant une faible tension de l'eau dans le sol.

Dans des régions de climat aride, il est possible aussi de se servir d'eau de qualité variable, notamment en mélangeant une eau de qualité médiocre avec de l'eau de bonne qualité en fonction de la tolérance au sel de la culture. On peut aussi pratiquer une alternance, dans l'irrigation, entre eau de bonne et de médiocre qualité provenant de différentes sources, telles que l'eau d'un canal et des eaux souterraines salées.

Les cultures ont différents niveaux de tolérance à la salinité. Lorsque la salinité ne peut être maintenue à des niveaux acceptables en utilisant les méthodes ci-dessus, il est souhaitable de choisir des cultures ou des variétés tolérantes au sel, comme les légumes, l'orge, le sorgho, le blé et la tomate, et d'adopter des pratiques de gestion appropriées des sols et de l'eau associées à une utilisation judicieuse des engrais.

4.4.2 *Drainage agricole*

On entend par drainage agricole l'élimination des sels dissous et de l'excès d'eau dans la zone racinaire et à la surface des terres, afin de favoriser le développement des végétaux. Il aurait été pratiqué, à l'aide de systèmes de surface et souterrains, par les égyptiens et les grecs dès les temps préhistoriques.

Dans la plupart des projets d'irrigation à travers le monde, les besoins en drainage ne sont pas correctement évalués et pris en compte. Quand on ne parvient pas à tirer les avantages prévus pour un projet d'irrigation, c'est souvent qu'on a omis d'accorder une attention suffisante au drainage. Le coût du drainage étant ordinairement important, il a un effet dissuasif sur l'investissement en la matière, tant en début de planification qu'au cours de la mise en œuvre des projets d'irrigation. Les effets négatifs d'un drainage inadéquat ne commencent à apparaître qu'après plusieurs années de fonctionnement du système d'irrigation. Il est alors trop tard pour s'intéresser au drainage, qui serait en outre inefficace à ce stade.

4.4.2.1 Objectif du drainage agricole

L'engorgement des terres agricoles est, au sens large, l'état de saturation de la zone racinaire des cultures conduisant à une aération restreinte, une concentration réduite en oxygène et une augmentation de la teneur en dioxyde de carbone. En conditions chaudes et arides, le processus d'évaporation fait remonter à la surface les eaux souterraines peu profondes en même temps que les sels dissous et peut conduire, après plusieurs années, à une salinisation du sol. L'engorgement et la salinité des sols sont préjudiciables au bon développement des cultures et conduisent à une réduction de la production agricole. Les raisons de l'engorgement et de la salinisation sont notamment les suivantes: fortes précipitations, topographie défavorable, absence de drainage naturel, sols à faible perméabilité, sols indurés à faible profondeur, intrusion d'eau de mer, forte évaporation pendant de longues périodes chaudes et sèches et présence de sels dans le sol. En outre, de nombreuses interventions humaines accentuent le problème, comme la mauvaise gestion des terres et des eaux d'irrigation, l'utilisation d'eau de médiocre qualité pour l'irrigation, les fuites importantes des systèmes d'irrigation, l'adoption de modes de culture inadaptés et le blocage des drains et exutoires naturels en raison de la construction de routes, ponceaux, ponts et voies ferrées. La plupart des sols des régions arides contiennent des sels. L'Inde, l'Indonésie, l'Iraq, l'Égypte et le Pakistan, par exemple, possèdent de vastes étendues de sols salins et gorgés d'eau. La mise en valeur de ces terres est coûteuse et de faible rentabilité économique.

L'objectif du drainage agricole est d'améliorer l'environnement physique et chimique du sol, de manière à augmenter la productivité de ce dernier ou à maintenir celle-ci à un niveau élevé. Ce résultat est obtenu en supprimant les excès d'eau de surface et souterraine ainsi que les sels dissous. L'eau à retirer peut correspondre à un apport excessif par irrigation, à un excès de pluie ou encore à des fuites des systèmes de transport ou de stockage ou des zones irriguées en amont. La plupart des terres agricoles possèdent une certaine capacité de drainage naturel de surface ou souterrain. Quand on met en place un drainage artificiel en installant des systèmes de surface et souterrains, c'est pour atteindre les objectifs suivants:

- Maintenir un équilibre correct de l'eau et des nutriments dans les terres agricoles;
- Retirer l'excès d'eau et stimuler le bon développement des cultures;
- Rétablir l'aération de la zone racinaire;

- Enlever l'excès de sels par leur élimination à la surface ou par lessivage;
- Accroître la disponibilité des engrais azotés appliqués en réduisant autant que possible la dénitrification;
- Réduire la chaleur spécifique du milieu sol-eau;
- Abaissier la nappe phréatique;
- Élargir la zone racinaire à partir de laquelle les nutriments peuvent être absorbés.

4.4.2.2 Types de drainage

On peut distinguer trois types de drainage: le drainage de surface, le drainage souterrain et le drainage vertical.

4.4.2.2.1 Systèmes de drainage de surface

Le drainage de surface est l'élimination de l'excès d'eau à la surface des terres par écoulement gravitaire, principalement grâce à des rigoles à ciel ouvert et un profilage des champs visant à éviter la stagnation des eaux. L'élimination de l'excès d'eau est assurée par un réseau de drains de surface qui relie la zone à drainer à un exutoire principal. Il est courant d'utiliser un modèle hiérarchisé selon lequel la plus petite composante du système est le drain à la parcelle, suivi par le drain latéral, le drain collecteur, le drain secondaire et le drain principal (figure II.4.14). Dans certaines situations, des parcelles de terre isolées gorgées d'eau peuvent être drainées par des rigoles creusées de façon aléatoire. Les drains à la parcelle sont de petite taille, temporaires et peu profonds (moins de 15 cm de profondeur), avec une pente douce vers le drain latéral.

D'autres drains, comme des drains d'infiltration et d'interception, peuvent également être mis en place

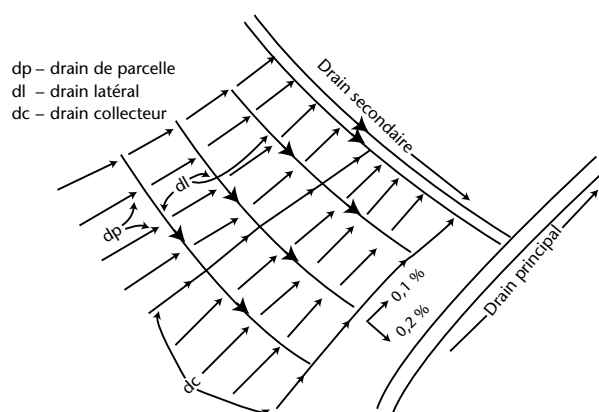


Figure II.4.14. Agencement hiérarchisé d'un système de drainage

indépendamment du système de drainage principal. Les drains d'infiltration, situés à proximité de la source de la fuite, qui peut être un canal ou un réseau de drainage, sont alignés sur celle-ci. Les drains d'interception servent à intercepter les écoulements de surface ou souterrains des parties amont avant qu'ils ne submergent les terres cultivées à plus basse altitude. Le drainage de surface est adapté aux sols peu profonds et à ceux de faible perméabilité. Bien que les systèmes de drainage de surface soient moins chers à mettre en place, ils nécessitent un entretien périodique.

4.4.2.2.2 Systèmes de drainage souterrain

Le drainage souterrain consiste à enlever l'excès d'eau retenue dans la zone racinaire ou à proximité de celle-ci, de façon à limiter le niveau de la nappe phréatique et à réduire la salinité des sols. Ces systèmes de drainage se composent de galeries taupes, de conduites perforées enterrées ou de canalisations en céramique posées suffisamment au-dessous de la zone des racines. L'eau libre présente dans le profil de sol saturé ainsi que les sels dissous s'écoulent dans les drains souterrains qui à leur tour les déversent dans un évacuateur ou un collecteur. Partout où la topographie n'est pas propice à l'évacuation des eaux de drainage par gravité, un puisard et une pompe sont installés au bout du collecteur. Le modèle hiérarchisé du système de drainage de surface s'applique également aux systèmes de drainage souterrain (figure II.4.15).

Les drains souterrains sont surtout adaptés aux sols très perméables. Les sols à texture fine ont une faible perméabilité; leurs interstices étant petits, ils sont facilement colmatés par les matières colloïdales, ce qui empêche l'écoulement gravitaire dans

les drains et les rend ainsi inefficaces. Dans les terres irriguées des régions arides et semi-arides, les systèmes de drainage souterrains se prêtent au lessivage des sels dissous dans la zone racinaire. Comme les drains sont placés bien au-dessous de la surface du sol, il n'y a pas de perte de superficie des terres cultivables. Certes, le coût initial d'un système de drainage souterrain est supérieur à celui d'un système de drainage de surface, mais les frais d'entretien sont presque négligeables et sa durée de vie est beaucoup plus longue.

4.4.2.2.3 Systèmes de drainage vertical

Un système de drainage vertical peut consister en un puits tubé peu profond, bien conçu et installé dans le champ, permettant un pompage mécanique de l'eau. Il peut s'agir aussi d'un système de puits multiples, comprenant un réseau de puits tubés peu profonds et rapprochés, destinés à drainer une étendue gorgée d'eau, en particulier lorsque la solution du pompage par puits unique à gros débit risquerait de faire remonter l'eau salée des couches sous-jacentes. Par un tel système, on obtient un recoupement de l'ensemble des cônes de dépression, ce qui permet de rabattre le niveau de la nappe phréatique sur une surface relativement grande. En règle générale, tous les puits sont reliés à une seule pompe. Le débit de pompage est fixé en fonction de la profondeur de sécurité à laquelle la nappe phréatique doit être maintenue. Le système permet de drainer l'excès d'eau jusqu'à deux mètres de profondeur, soit la limite normale des systèmes de drainage souterrain. Le drainage vertical nécessite l'installation coûteuse de puits tubés et un approvisionnement continu en énergie pour le pompage.

Une autre forme de drainage vertical consiste à renforcer l'évapotranspiration par la plantation d'une végétation appropriée sur la zone à drainer. Les eucalyptus, les peupliers ou les casuarinas, arbres à forte transpiration, sont utilisés à cette fin. Cette méthode, aussi appelée biodrainage, s'applique en particulier aux zones enclavées où les exutoires permettant l'écoulement des eaux de drainage n'existent pas ou sont d'une capacité limitée. Il s'agit d'une technique relativement récente dont l'évaluation nécessite davantage d'essais, si l'on veut pouvoir déterminer son utilité dans des situations bien précises.

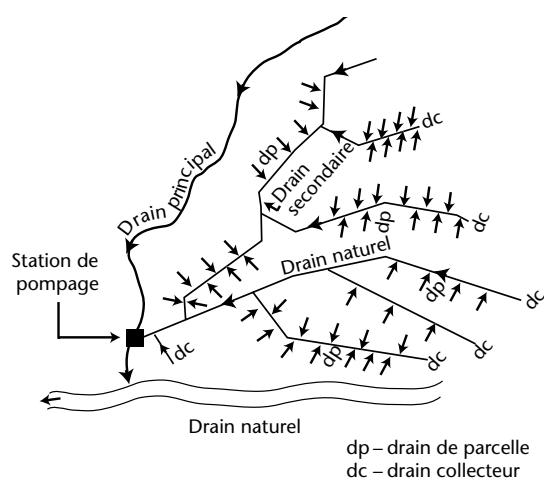


Figure II.4.15. Agencement d'un système de drainage souterrain

4.4.2.3 Conception des systèmes de drainage agricole

Cela comprend les étapes suivantes:

- Drainage de surface

- i) Détermination de la quantité d'eau en excès à drainer;
 - ii) Décision au sujet de la vitesse à laquelle l'excès d'eau doit être drainé;
 - iii) Élaboration des composantes physiques du système de drainage: choix de l'emplacement de l'exutoire en fonction des informations sur les exutoires et les systèmes d'évacuation (cours d'eau naturels) existants, agencement et dimensionnement des canalisations, conception de l'exutoire et des ouvrages hydrauliques auxiliaires;
- b) Drainage souterrain
- i) Détermination de la quantité d'eau en excès à drainer en fonction de l'évaluation de la recharge par la pluie ou par une irrigation excessive;
 - ii) Détermination de la charge hydraulique dans des conditions d'état permanent ou non de la nappe phréatique;
 - iii) Élaboration des composantes physiques du système de drainage, qui consiste notamment à déterminer, pour les conduites de drainage, leur disposition et leur diamètre, la profondeur à laquelle il faut les enterrer, leur pente et leur alignement, à choisir l'exutoire et son emplacement, etc.

Pour concevoir un système de drainage, on se base sur la quantité d'eau qu'il faut extraire d'une zone agricole dans une journée pour éviter les risques d'engorgement dommageables aux cultures. Cette quantité, appelée coefficient de drainage, est exprimée en centimètres par jour ou en litres par seconde et par hectare. La valeur du coefficient de drainage est fonction des caractéristiques des précipitations, comme l'intensité et la durée, du débit de l'écoulement ainsi engendré, de la tolérance des cultures à l'excès d'eau et du stade de développement des cultures.

Le coefficient de drainage tient une place essentielle dans la conception des systèmes de drainage de surface et souterrain. Pour ces derniers, en régime permanent, le coefficient a la même signification que pour les systèmes de drainage de surface. Toutefois, dans des conditions d'écoulement non permanent, la notion de coefficient de drainage est différente, puisqu'il correspond alors à la vitesse à laquelle le niveau de la nappe phréatique doit être abaissé.

En conséquence, les propriétés du milieu sol-eau, comme l'infiltration, la conductivité hydraulique et la porosité efficace jouent un rôle important dans la conception.

Pour décider de la profondeur à laquelle il convient de placer les drains, on se fonde sur la profondeur maximale de la zone racinaire et le niveau atteint par l'ascension capillaire de l'eau dans le sol, elle-même fonction de la texture du sol.

Les manuels courants de drainage fournissent des détails sur la conception pratique et le fonctionnement des systèmes de drainage de surface et souterrain. La Commission internationale des irrigations et du drainage a produit plusieurs publications sur le sujet.

4.4.3 **Utilisation de la télédétection et des systèmes d'information géographique en matière d'irrigation et de drainage**

Les progrès techniques réalisés récemment dans le domaine de la télédétection se révèlent utiles pour la planification des systèmes d'irrigation et de drainage et le suivi de leur exploitation. Grâce à la télédétection, il est possible de déterminer quels sont les modes d'utilisation des terres et quelles sont les surfaces cultivées, irriguées, gorgées d'eau ou inondées. On peut aussi en tirer des informations sur la salinité des sols et sur les besoins en eau, le stress et les rendements des cultures. En ce qui concerne la planification et l'exploitation des systèmes d'irrigation et de drainage, l'avenir réside dans les relations qu'il sera possible d'établir entre les informations découlant des techniques de télédétection et les données fournies par les systèmes d'information géographique.

On peut se fonder sur les données fournies par l'appareil de cartographie thématique de Landsat et le scanneur multibande de SPOT, combinées à celles fournies par le radar à synthèse d'ouverture du satellite européen de télédétection ERS-1, pour obtenir des informations sur les modes d'utilisation des terres et sur les superficies cultivées. L'indice différentiel normalisé de végétation (NDVI) peut servir à surveiller la couverture végétale ou le développement des cultures. En conditions d'exploitation, on peut utiliser l'imagerie satellitaire basse résolution établie à partir des données du radiomètre perfectionné à très haute résolution (AVHRR) pour évaluer la superficie des cultures annuelles, calculer les indicateurs de rendement à 10 jours et en tirer des estimations quantitatives de l'état des cultures et de la production. Actuellement, les Services météorologiques nationaux de plusieurs pays fournissent régulièrement des cartes mensuelles de l'indice de végétation, dérivées des canaux visible et proche infrarouge, pour le suivi de la croissance de la végétation et pour la prévision des

récoltes, afin de faciliter la gestion en temps réel de l'irrigation et du drainage.

Les ouvrages ne manquent pas sur l'utilisation des applications de la télédétection satellitaire dans le domaine de la gestion de l'irrigation (Bastiaanssen, 1998; Musiak *et al.*, 1995; Vidal et Sagardoy, 1995; Kurtas et Norman, 1996).

4.5 **ÉNERGIE HYDRAULIQUE ET PROJETS ÉNERGÉTIQUES** [SHOFM K10, K15, K22, K45]

4.5.1 **Généralités**

L'homme a toujours exploité l'énergie hydraulique. Le premier témoignage de son utilisation comme force mécanique remonte à la mythologie grecque, selon laquelle Hercule aurait détourné deux fleuves pour nettoyer les écuries d'Augias.

La force motrice de l'eau a longtemps été transformée en force mécanique dans les moulins et les fabriques. L'avènement de l'électricité à la fin du XIX^e siècle a permis de transformer cette énergie hydraulique en énergie électrique, qu'il est possible de transporter pour l'utiliser loin de sa source. L'hydroélectricité a connu un grand essor au cours du XX^e siècle et continue d'avoir aujourd'hui un avenir prometteur.

Pour récupérer la force motrice de l'eau, on procède essentiellement de deux façons:

- En utilisant le débit (vitesse de la masse d'eau qui coule dans le lit d'un cours d'eau);
- En utilisant une chute de la charge hydraulique, qui transforme l'énergie potentielle en énergie cinétique par une variation de l'altitude.

Dans le domaine de l'énergie, l'eau sert aussi à refroidir les centrales thermiques fonctionnant au charbon, au pétrole ou avec des combustibles nucléaires. L'eau est indispensable à presque toutes les étapes techniques de la production d'énergie thermoélectrique, des forages exploratoires dans les gisements de gaz et de pétrole jusqu'à la transformation des combustibles fossiles et nucléaires en énergie électrique dans les centrales thermiques.

La différence fondamentale dans la production d'électricité entre les centrales thermiques et les centrales hydroélectriques réside dans la consommation d'eau. Une centrale thermique utilise l'eau pour sa capacité de refroidissement; une partie de

cette eau est évaporée par le système de production d'énergie et une partie est rejetée à une température plus élevée que celle du prélèvement. Une centrale hydroélectrique retourne la même quantité d'eau à l'environnement naturel, diminuée des pertes par évaporation dans les réservoirs, généralement en modifiant quelque peu cependant le régime hydrologique.

Dans le domaine de la gestion fluviale, afin de prévenir les risques de conflits entre différents utilisateurs cherchant tous à satisfaire leurs besoins, il convient d'envisager, dès le début, l'implantation possible d'une série de différents types de centrales électriques le long du cours d'eau. Ces installations ont de fortes incidences: variations du débit, échauffement de l'eau, réduction du nombre d'espèces de poissons, évaporation, détournements dans ou hors du bassin versant, risques de pollution, etc.

4.5.2 **Énergie hydraulique**

Il s'agit d'une énergie renouvelable, issue à l'origine de l'énergie solaire qui anime le cycle de l'eau engendrant l'écoulement des cours d'eau depuis des millénaires. Cette forme d'énergie, que l'on puise sans consommer de grandes quantités d'eau, peut être considérée comme une énergie durable au sens que la Commission mondiale des Nations Unies sur l'environnement et le développement donne à l'expression: «... un développement qui répond aux besoins du présent sans compromettre la capacité des générations futures de répondre aux leurs.»

Les programmes d'hydroélectricité sont divers, non seulement en raison des différentes conditions naturelles auxquelles ils doivent être adaptés, mais aussi en raison de la diversité des circonstances liées à la demande en électricité et à l'utilisation de cette forme d'énergie. L'énergie hydroélectrique est souvent mise en valeur dans le cadre d'un projet à usages multiples pouvant englober l'ensemble des usages de la ressource en eau: maîtrise des crues, navigation, irrigation, approvisionnement en eau potable et industrielle, loisirs, développement de la pêche et de la faune sauvage. La section 4.1 fournit de plus amples informations sur les projets à usages multiples.

Il est rare qu'un projet ne concerne qu'une région localisée. Dans la plupart des cas, c'est l'ensemble d'un bassin fluvial qui est pris en compte, avec toutes les considérations régionales, nationales et internationales que cela peut comporter. Quelle que soit l'ampleur de la mise en valeur à planifier, il y a lieu de prévoir tous les besoins en eau de la

région et la façon dont il faudra les satisfaire. Il faut évaluer avec soin les effets du projet hydroélectrique envisagé sur les ressources et les différents besoins de la région, ainsi que la capacité du projet à y répondre.

Bien que les projets hydroélectriques aient gagné en ampleur au cours du siècle passé, il est toujours économiquement viable d'exploiter l'énergie dans des sites potentiels sur de modestes cours d'eau, en y construisant de petites centrales dont la puissance ne dépasse pas quelques mégawatts. En outre, ces petites installations peuvent souvent être intégrées dans des barrages existants ou des cours d'eau artificiels.

4.5.2.1 **Avantages, inconvénients et impact sur l'environnement**

4.5.2.1.1 **Avantages**

Bien que les installations hydroélectriques ne répondent qu'à environ 20 % de la demande mondiale d'énergie électrique, leur rendement est proportionnellement bien supérieur à celui d'autres sources d'énergie. Elles exploitent une énergie dont la fourniture, dans presque tous les pays, est sujette à des risques liés à la variabilité du climat et aux changements climatiques, mais pas à des risques politiques ou économiques. L'énergie hydroélectrique tient une place essentielle en tant que facteur de stimulation de l'économie dans les pays en développement. C'est aussi un élément important des systèmes complexes de production d'énergie dans les pays plus industrialisés. Cette importance ne diminuera pas, car:

- a) L'énergie hydraulique provient d'une ressource constamment renouvelée, alimentée par l'énergie du soleil;
- b) L'énergie hydraulique est non polluante; sa production ne rejette pas de quantités importantes de chaleur ou de gaz nocifs ou à effet de serre;
- c) Les centrales hydroélectriques ont un rendement pouvant approcher 95 %, tandis que celui des centrales thermiques à combustibles fossiles atteint à peine 30 à 40 %;
- d) Les centrales hydroélectriques disposent d'une longue durée de vie utile, si elles sont bien entretenues;
- e) L'hydroélectricité est une technologie parvenue à maturité, offrant un fonctionnement fiable et flexible, et l'équipement s'adapte facilement aux conditions locales;
- f) L'eau des réservoirs, qui fournit un moyen de stocker l'énergie, peut aussi servir à d'autres fins;

- g) Grâce aux centrales hydroélectriques, il est possible de répondre en quelques minutes aux variations de la demande en électricité;
- h) La production hydroélectrique n'engendre pas de frais de combustible; les coûts d'exploitation et de maintenance étant faibles, elle ne subit presque pas les effets de l'inflation;
- i) En exploitant l'énergie hydraulique, on évite d'utiliser des combustibles qui, s'ils sont produits dans le pays, pourraient être exportés, ce qui améliorerait la balance nationale des paiements, ou alors qu'il faudrait importer;
- j) Que ce soit pour les besoins de la construction, de l'exploitation ou de la maintenance, la mise en valeur de l'énergie hydraulique engendre des emplois et permet de réactiver l'activité économique aux niveaux régional et national.

4.5.2.1.2 **Inconvénients**

L'énergie hydroélectrique présente cependant les inconvénients suivants:

- a) Les coûts d'investissement sont relativement élevés;
- b) Pour répondre à une demande croissante d'électricité, la possibilité d'un développement par étapes est restreinte, en particulier parce que le plus grand investissement doit être réalisé au début des travaux de génie civil sur le cours d'eau;
- c) La production se situe souvent loin des centres de consommation;
- d) La construction de centrales hydroélectriques est une entreprise de longue haleine;
- e) Les cours d'eau et les lacs concernés n'étant pas des propriétés privées, la décision de mettre en valeur l'énergie hydraulique se prend à l'échelon national, souvent au prix d'épineuses négociations politiques; la planification, la construction et le retour sur investissement peuvent s'échelonner sur plusieurs décennies;
- f) Les projets de production hydroélectrique peuvent entraîner la destruction d'habitats naturels et la disparition d'espèces végétales et animales.

4.5.2.1.3 **Impact sur l'environnement**

Une installation hydroélectrique a clairement un impact sur l'environnement, ce qui est décrit dans la section 4.2.8, et plus précisément dans la sous-section 4.2.8.3.

Elle peut avoir, en particulier, les effets suivants:

- a) Altération du régime d'écoulement fluvial;
- b) Perturbation de la saisonnalité du remplissage du lit par les lâchures d'eau stockée;

- c) Brusques variations artificielles de l'écoulement fluvial;
- d) Inondation de zones situées en amont.

Il est donc nécessaire d'évaluer les autres utilisations de l'eau en amont et en aval de l'installation prévue afin de les prendre en considération dans la conception et l'exploitation de cette dernière.

4.5.2.2 Types d'installations

Il est assez difficile de classer les installations hydro-électriques, car elles sont toutes uniques et sont adaptées, dans chaque cas, à la géomorphologie d'un cours d'eau, à son régime hydraulique et aux besoins de consommation d'une région ou d'un pays dans son ensemble.

Voici néanmoins une proposition de classement selon l'emplacement de l'installation sur un cours d'eau et selon le mode d'exploitation:

- a) Dans la partie amont d'un cours d'eau, caractérisée le plus souvent par la raideur de la pente (voir les courbes hypsométriques de la figure I.2.21, volume I, chapitre 2) et un marnage saisonnier important de l'étiage, on installe des centrales de haute chute;
- b) Dans le cours moyen dont la pente est modérée, mais le débit, relativement régulier, on installe des centrales de chute moyenne;
- c) Dans la partie aval d'un cours d'eau, souvent large et de faible pente, mais bénéficiant d'un débit constant, il convient d'installer des centrales de basse chute ou au fil de l'eau;
- d) Cette dernière catégorie comprend les stations de transfert d'énergie par pompage.

4.5.2.2.1 Puissance d'une installation

L'énergie hydroélectrique est obtenue par transformation de l'énergie cinétique de la chute de l'eau, d'un niveau supérieur à un niveau inférieur, en énergie mécanique sur l'arbre de la turbine et en énergie électrique par le biais du rotor et du stator du générateur. Le potentiel électrique d'un site, exprimé en kilowattheures, est une fonction du débit et de la hauteur de chute; son expression exacte est la suivante:

$$P = 9,81\eta QH \quad (\text{en kW}) \quad (4.7)$$

où η est le rendement de la centrale, Q le débit en $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ et H la hauteur de chute nette en mètres, c'est-à-dire la différence entre les niveaux amont et aval.

Il y a lieu de connaître la puissance exacte qui sera produite et de disposer d'une définition claire des

composantes du projet. Dans le cadre d'un projet préparatoire et d'un dimensionnement préalable, il est possible, pour obtenir une bonne approximation de la puissance, d'utiliser la formule suivante:

$$P = 8,5QH \quad (4.8)$$

où Q est le débit (en $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) et H la hauteur de chute nette (en mètres).

4.5.2.2.2 Centrales de haute chute

Ces centrales (figure II.4.16) sont caractérisées par un régime hydrologique particulier en raison de leur emplacement à proximité de la source du cours d'eau, souvent en haute montagne avec un petit bassin versant. Le régime hydrologique sera typique de ces lieux d'implantation: un débit très variable selon la saison, directement influencé par les fortes pluies de montagne et, si l'altitude est plus élevée, par la fonte des neiges. Il en résulte des périodes de très haut débit succédant à des périodes de très faible débit. Le barrage doit donc être en mesure de stocker de l'eau en période de haut débit afin de pouvoir être utilisé en fonction de la demande d'électricité. Si les débits élevés proviennent de la fonte des neiges, le réservoir doit être suffisamment grand pour stocker toute l'eau contenue dans la neige accumulée en amont.

Le calcul des dimensions des réservoirs est décrit à la section 4.2. En raison de la forte pente du cours d'eau, il est possible de disposer qu'une grande hauteur de chute entre le niveau du réservoir et celui des turbines sans avoir besoin de transporter l'eau sur de longues distances. Aussi sera-t-il possible de produire une grande quantité d'énergie, en dépit de débits relativement faibles (équation 4.7). Cette relation pour les barrages de grande hauteur peut être exprimée de la manière suivante:

$$P = 9,81\eta QH \quad (4.9)$$

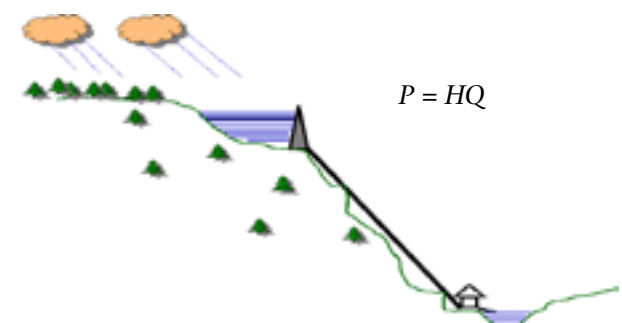


Figure II.4.16. Centrale électrique de haute chute

Grâce à des installations de ce type, il est possible de stocker l'eau et de maîtriser l'écoulement d'une saison à l'autre; cela permet un usage complémentaire, à savoir le maintien des débits durant les périodes de basses eaux pour répondre à la demande d'électricité.

4.5.2.2.3 Centrales de moyenne chute

Dans le cours moyen d'un cours d'eau, le débit est déjà plus régulier qu'en amont et la pente est encore suffisante pour fournir une hauteur de chute utile de l'ordre de 40 à 100 mètres. Il est donc possible d'installer un barrage qui permettra de stocker une certaine partie de l'écoulement pendant les périodes de faible consommation d'électricité, à savoir la nuit, les heures de faible activité ou les jours non ouvrables (figure II.4.17). En outre, pendant les périodes de forte demande, l'eau stockée peut être libérée afin de fournir aux turbines un débit supérieur à la normale. Ce type de fonctionnement peut opérer sur une base quotidienne, hebdomadaire ou mensuelle.

La puissance d'une telle installation peut être exprimée de la manière suivante:

$$P = 9,81\eta QH \quad (4.10)$$

4.5.2.2.4 Centrales au fil de l'eau

Ce type d'installation, également connu sous le nom de centrale de basse chute (figure II.4.18), ne prévoit pas de stockage d'eau pour une utilisation ultérieure, la production d'énergie étant entièrement tributaire de l'écoulement dans le cours d'eau. La totalité ou une partie du flux passe par les turbines pour être immédiatement retourné au cours d'eau. Il n'y a donc aucune modification du débit. Si une turbine est arrêtée parce qu'il n'y a pas de demande en électricité ou pour réparation, le débit doit être maintenu et détourné par un autre itinéraire en utilisant des vannes ou un canal de dérivation. L'eau

ainsi détournée sera perdue pour la fourniture d'électricité. Comme les centrales au fil de l'eau fonctionnent en permanence, une étude détaillée du régime fluvial est nécessaire pour dimensionner les turbines et fixer les autres caractéristiques de l'installation.

Les moulins flottants sont de plus en plus utilisés sur les grands cours d'eau. Ils se composent de roues hydrauliques qui entraînent des alternateurs. Les moulins sont installés sur des barges et sont positionnés sur le cours d'eau à l'aide de câbles actionnés par des treuils. Ils présentent plusieurs avantages: ils montent et descendent avec le niveau du cours d'eau, ils peuvent être ramenés vers les rives pour leur entretien ou en cas de crues et peuvent toujours être positionnés à l'endroit du débit maximal. En outre, l'investissement est modeste, et les petites unités de production d'électricité qui sont nécessaires peuvent être construites localement. Il est inutile de construire des ouvrages de génie civil sur le cours d'eau, et seuls les treuils doivent être ancrés sur les rives. Le grand inconvénient est le rendement des roues à aubes, qui est seulement de 30 à 50 %.

4.5.2.2.5 Stations de transfert d'énergie par pompage

Il est impossible de stocker de grandes quantités d'électricité. Ainsi, l'électricité produite à des moments de faible demande peut être utilisée pour pomper l'eau et la stocker dans un réservoir à bonne hauteur au-dessus du cours d'eau. Lorsque la demande augmente de nouveau, il est alors possible de libérer l'eau et de la faire passer dans des turbines pour produire de l'électricité. Le rendement total de l'opération est d'environ 70 %, mais peut se révéler judicieux si on considère que l'énergie utilisée pour le pompage aurait été autrement perdue parce que les turbines de basse chute sur la rivière auraient été arrêtées. Ces stations fonctionnent comme des centrales de haute chute; leurs pompes sont souvent

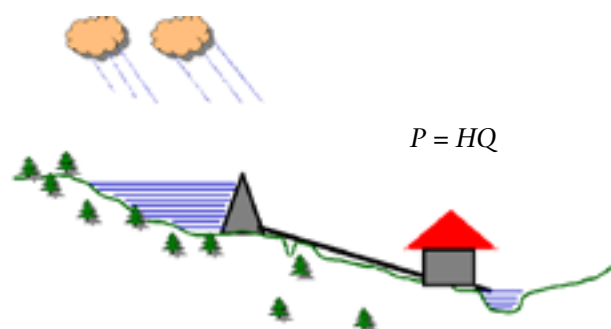


Figure II.4.17. Centrale électrique de moyenne chute

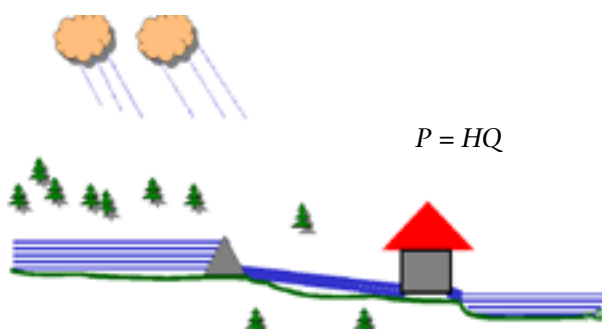


Figure II.4.18. Centrale électrique de basse chute

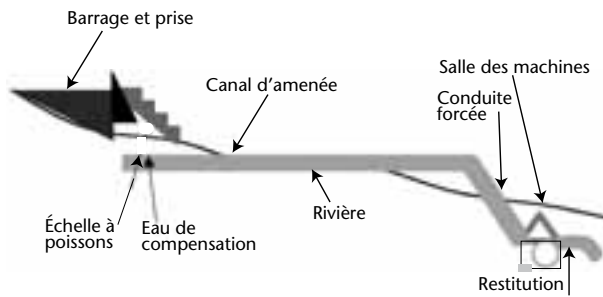


Figure II.4.19. Schéma d'une centrale hydroélectrique

réversibles et servent aussi de turbines. Certes le rendement n'est pas très élevé, mais il peut être important compte tenu de la souplesse d'utilisation de ces stations dans la globalité de la capacité de production d'une région ou d'un pays.

4.5.2.3 Structure d'une centrale hydroélectrique

Une centrale hydroélectrique comprend plusieurs ouvrages qui sont, d'amont en aval: la prise d'eau, le canal d'amenée, la conduite forcée, la salle des machines, le canal de fuite ou de rejet de l'eau turbinée ainsi que des structures connexes comme des passes à poissons et un système de compensation du débit (débit réservé) (figure II.4.19).

4.5.2.3.1 Prise d'eau

La prise d'eau (figures II.4.20 et II.4.21) est nécessaire pour détourner l'eau du cours d'eau et la diriger vers

les turbines. Elle est nécessairement située près du lit du cours d'eau et fait souvent partie du barrage.

Les principales règles à respecter sont les suivantes:

- L'emplacement de la prise d'eau doit être tel que des objets flottants ne puissent en bloquer l'entrée;
- La prise doit être équipée de grilles de protection pour empêcher les objets de pénétrer dans les turbines et les poissons d'être pris au piège dans la salle des machines. Dans ce dernier cas, l'espacement des barreaux est dicté par la réglementation locale et peut être de seulement quelques centimètres;
- La surface des grilles doit être telle qu'elle permette l'écoulement sans créer une trop grande perte de pression.

Si nécessaire, un système devrait être installé pour permettre l'enlèvement des objets flottants qui s'accumulent souvent en amont de la prise d'eau.

4.5.2.3.2 Canal d'amenée

Le canal d'amenée dirige l'eau vers la centrale, souvent éloignée de la prise d'eau pour que la différence de hauteur soit la plus grande possible entre le niveau de la prise et le point de rejet dans le cours d'eau. Il s'agit soit de canaux à ciel ouvert ou couverts, soit de galeries à écoulement à surface libre ou forcé.

Un écoulement à surface libre n'est possible que si le point de départ du canal d'amenée se situe au sommet du barrage; le premier tronçon du canal d'amenée dépend, dans une large mesure, de la

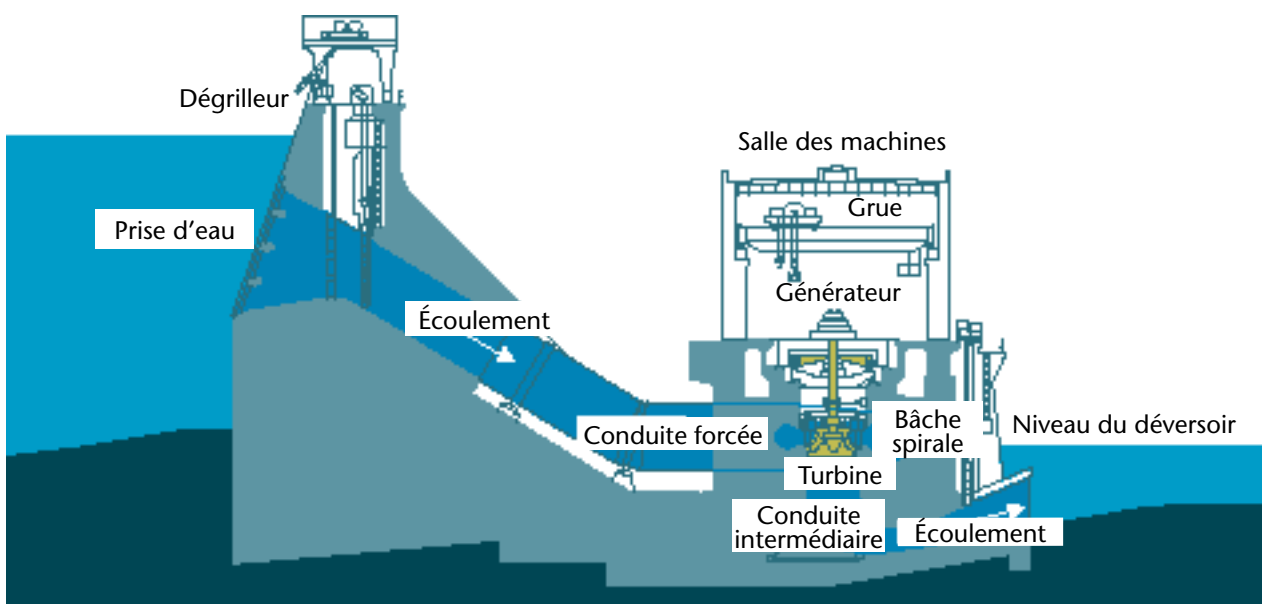


Figure II.4.20. Exemple de prise sur un barrage



Figure II.4.21. Exemple de conduite forcée partiellement enterrée

topographie du site. En général, la pente des canaux ouverts est douce, la vitesse de l'eau se limitant à environ 2 m s^{-1} . Les canaux ouverts conduisent souvent à une conduite sous pression ou conduite forcée (figure II.4.21), qui achemine l'eau du canal ou de la galerie jusqu'à la turbine en suivant une pente très raide. Tous ces tronçons sont munis de vannes permettant de stopper l'écoulement d'eau et de les isoler du cours d'eau aux fins d'inspection et d'entretien. D'autres ouvrages tels que des cheminées d'équilibre ou des réservoirs au sol sont installés pour amortir les augmentations excessives de pression.

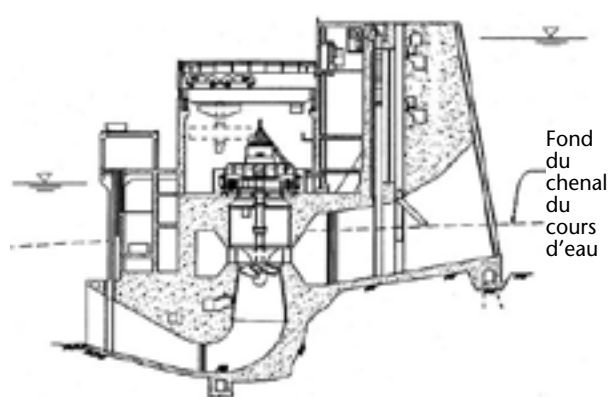
Les conduites sous pression sont souvent en métal, mais peuvent aussi être réalisées en béton armé, béton précontraint ou, comme par le passé, avec des planches de bois assemblées en forme de tonneau.

4.5.2.3.3 *Salle des machines*

La salle des machines est la construction ou l'excavation souterraine qui contient les unités de production: les turbines et les alternateurs. Elle doit avoir une taille adaptée et, dans la plupart des cas, inclure des ateliers d'entretien ou de réparation. En général, l'appareillage électrique, comme les transformateurs de tension et les bornes des câbles électriques d'alimentation du réseau, est couplé avec la centrale. Le plan en coupe d'une salle des machines type est présenté à la figure II.4.22.

4.5.2.3.4 *Canal de fuite ou de rejet de l'eau turbinée*

Les canaux de restitution sont nécessaires pour rendre l'eau à la rivière après son passage dans les



Étude de faisabilité de la migration des juvéniles dans la Lower Snake River
Salle des machines du barrage de Lower Granite

Figure II.4.22. Coupe d'une salle des machines type

turbines. La partie qui relie la salle des machines au cours d'eau varie essentiellement en fonction du type de turbine, et donc de la chute de charge. Ces canaux de décharge comprennent très souvent une vanne permettant de les isoler du cours d'eau en cas d'urgence. Quand plusieurs centrales électriques sont installées en série le long d'un cours d'eau, le canal de fuite de l'une peut être utilisé directement comme canal d'amenée de la centrale en aval.

4.5.2.3.5 *Structures connexes*

Dans les centrales hydroélectriques, il est souvent nécessaire de construire des structures qui ne contribuent pas directement à la production d'électricité, mais qu'imposent la bonne gestion de l'eau et le respect de la réglementation. En voici des exemples:

- Les passes à poissons (figure II.4.23), qui permettent aux poissons migrateurs de contourner les barrages et de ne pas être broyés par les turbines;
- Les systèmes de compensation, qui servent à restituer au cours d'eau une partie de son débit directement au pied du barrage. Cela empêche le dessèchement du bief compris entre la prise et la restitution – la section court-circuitée –, de façon à préserver la vie aquatique et à permettre d'autres utilisations de l'eau le long de cette section. Il est normal d'y maintenir un écoulement permanent dont le débit (débit réservé) est fixé en fonction de la réglementation du pays ou des besoins des autres utilisateurs.

4.5.2.3.6 *Dispositions spéciales*

Il est de plus en plus fréquent, dans le cas des centrales de petite ou de moyenne puissance,



Figure II.4.23. Exemple d'échelle à poissons:
ceux-ci peuvent contourner le barrage et atteindre le niveau d'eau supérieur en passant par une série de seuils de faible hauteur

d'incorporer l'ensemble de ces structures au sein d'une seule centrale de barrage. Cela a pour avantage de diminuer la longueur des canaux d'aménée et d'éliminer la section court-circuitée du cours d'eau. De telles installations peuvent fournir une production continue d'électricité tout en assurant un écoulement constant du cours d'eau. Une telle solution nécessite cependant un emplacement sur le cours d'eau présentant la dénivellation voulue ainsi que la construction d'un barrage.

4.5.2.4 Détermination de l'écoulement à la centrale

Pour obtenir une estimation fiable de l'énergie qui peut être produite sur un site donné, on se fonde essentiellement sur le type de la centrale électrique qui sera construite et sur l'hydrologie du bassin amont. L'étude hydrologique du cours d'eau, à l'emplacement prévu de la centrale, doit être aussi complète que possible et devrait inclure des informations pertinentes permettant de déterminer les besoins en débit du projet, notamment:

- Données sur les débits journaliers et mensuels sur une longue période de temps – plus de 10 ans, de préférence 30 ans, si possible;
- Courbe débit-durée ou débit-fréquence;
- Relevés historiques des inondations à proximité du site;
- Crue de projet calculée;
- Débit annuel moyen;
- Débit annuel minimum;
- Exigences minimales de débit en aval du site;

- Dérivation de l'écoulement fluvial en amont du barrage ou des ouvrages de prise;
- Aires de drainage;
- Pertes par évaporation en fonction des superficies du réservoir envisagées;
- Relation hauteur-débit immédiatement au-dessous du site envisagé;
- Hydrogramme de la crue de projet du déversoir;
- Courbes de tarage du barrage, de l'évacuateur de crue et de l'exutoire;
- Objets du projet, stockage disponible et règles éventuelles de fonctionnement;
- Pertes par infiltration, passes à poissons nécessaires et autres détournements des eaux de stockage;
- Données sur la relation hauteur-durée du réservoir;
- Données annuelles sur les débits de pointe pour évaluer les risques associés à la conception du déversoir.

Les courbes débit-fréquence – ou courbes de débit-durée –, illustrées à la figure II.4.24, donnent une idée du débit moyen journalier sur une année hydrologique moyenne (voir le chapitre 5) et sont largement utilisées au stade préparatoire du projet. Elles indiquent le nombre de jours dans l'année (fréquence de retour annuelle) au cours desquels un débit donné est atteint ou dépassé, ce qui permet d'estimer le potentiel de production d'une centrale hydroélectrique en fonction de la fiabilité du débit. Il est alors également possible d'établir une estimation de la rentabilité de l'investissement.

En adoptant cette approche, il est possible de simuler les différentes stratégies de production en fonction de la conception physique du barrage et du nombre de turbines installées. En outre, les exigences liées à d'autres demandes d'eau, comme le débit réservé, l'irrigation ou l'alimentation en eau potable, peuvent être prises en compte.

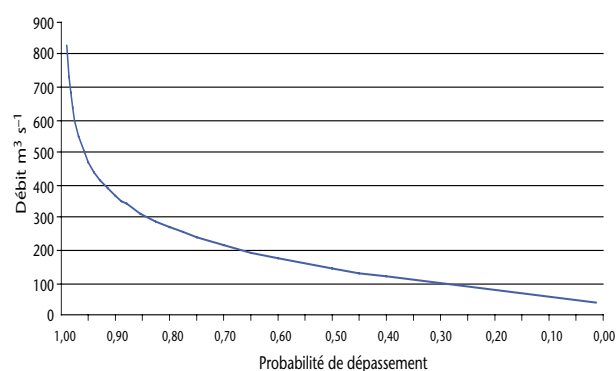


Figure II.4.24. Courbe débit-fréquence des données de débit journalier interannuel

L'utilisation directe d'une telle courbe est simple, comme le montre la figure II.4.25: pour une exigence minimale de débit de $50 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (ligne épaisse) et un débit nécessaire pour la centrale de $180 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (ligne pointillée), le débit qui peut être utilisé par cette dernière est limité par ces deux lignes, sur la base de la courbe débit-fréquence en bleu.

En d'autres termes, cette figure indique que la centrale sera en mesure de fonctionner 92 % de l'année, ou 336 jours par an, lorsque le débit du cours d'eau est supérieur à $50 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Toutefois, pendant 40 % du temps, ou 146 jours par an, le débit du cours d'eau sera très supérieur à celui qui peut être turbiné. Le surplus s'écoulera donc par l'évacuateur de crue, à moins que le réservoir dispose d'une assez grande capacité pour stocker l'eau en excès.

Si une telle courbe est établie uniquement à partir de moyennes mensuelles du débit, elle peut se révéler utile pour l'étude de l'effet du barrage sur les hautes et basses eaux, mais elle conduira à une surestimation du volume qui peut être utilisé réellement par les turbines, et donc de la rentabilité du système. Cette erreur fréquente cause des problèmes sérieux à ceux qui investissent dans de tels systèmes, d'où l'importance de la collecte et de l'utilisation de données sur le débit moyen journalier.

En outre, étant donné que ces courbes représentent des moyennes interannuelles, elles ne donnent une idée que du débit moyen pour un jour donné. Le volume d'eau utilisable varie énormément d'année en année, puisque le débit fluvial est fonction des précipitations, qui fluctuent d'une année à l'autre. Il se peut donc que les premières années de production soient des années sèches et que l'amortissement financier soit retardé au cours de cette période initiale. Les investisseurs doivent être conscients de ces risques et les prendre en compte dans une estimation des coûts globaux. À cet effet, une simulation du fonctionnement de la centrale sur la base des données journalières des dernières années est souvent nécessaire.

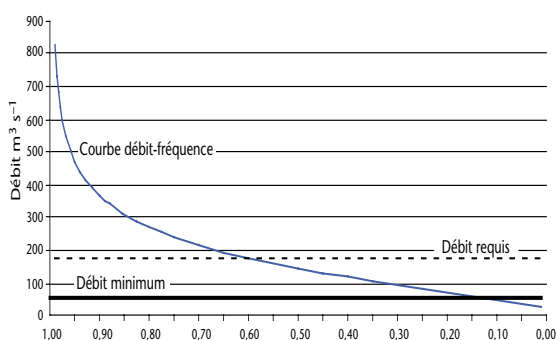


Figure II.4.25. Exemple d'utilisation de la courbe débit-fréquence

Les recommandations et les méthodes présentées dans le présent guide constituent une bonne base pour l'étude des caractéristiques hydrologiques d'une zone donnée. On notera en particulier que, faute de données sur le débit d'un cours d'eau, il est possible d'avoir recours à des méthodes permettant de tirer des données des modèles pluie-débit ou des bassins voisins, en sachant que de telles méthodes introduisent une incertitude supplémentaire qu'il faut prendre en compte dans l'estimation de la production potentielle, et donc du retour sur investissement.

Dans le chapitre 6, on examine d'autres techniques utilisées dans l'analyse des données hydrologiques pour en extraire des informations pertinentes aux fins de conception. Le *Manuel de référence du Système hydrologique opérationnel à fins multiples* (SHOFM) (section K) fournit des informations sur les progiciels qu'on peut se procurer en vue d'appliquer ces techniques.

4.5.2.5 Détermination de la hauteur de chute

La hauteur de chute d'une centrale hydroélectrique est déterminée par les caractéristiques géographiques et topographiques du cours d'eau. Il importe d'établir une différence entre les deux facteurs suivants:

- a) La hauteur de chute brute, qui correspond à la différence entre le niveau d'eau en amont de la prise d'eau et le niveau d'eau dans le cours d'eau au point de rejet en aval ou, dans certains cas, au niveau de l'axe des turbines, par exemple lorsque celles-ci sont partiellement submergées;
- b) La hauteur de chute nette, qui correspond à la pression de l'eau qui s'écoule dans la turbine. On l'obtient en soustrayant de la hauteur de chute brute toutes les pertes d'énergie, y compris les pertes d'énergie potentielle dues à la friction causée par des composantes comme les grilles, les vannes et les conduites. Ces pertes de charge sont fonction de la vitesse de l'eau dans les conduites et peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres pour des hauteurs de chute importantes.

Dans ces conditions, la hauteur de chute nette, qui détermine la puissance de la machine, varie constamment. Elle est fonction des paramètres suivants:

- a) Le niveau de la surface de l'eau en amont, qui peut différer selon la saison pour beaucoup de centrales et de barrages;
- b) Le débit utilisé par les turbines, qui varie en fonction de la demande d'électricité;
- c) Le débit du cours d'eau, qui peut élever le niveau en aval, par exemple lorsqu'en période de crue, l'écoulement à l'évacuateur est important; c'est aussi un facteur pour les centrales de basse chute, quand la hauteur de chute brute n'est

pas suffisante pour faire tourner les turbines en période de crue.

La hauteur de chute nette, qui est nécessairement inférieure à la hauteur de chute brute, ne peut être calculée qu'une fois que les ingénieurs ont décidé quels éléments seront réellement installés. La formule proposée pour le projet préparatoire (équation 4.8) ne tient compte que des pertes de charge moyennes observées dans un grand nombre de centrales électriques. Pour exécuter un calcul précis de la puissance produite, il est souvent nécessaire de simuler le fonctionnement de la centrale sur une base quotidienne tout au long de l'année et de déterminer la chute nette moyenne.

Par conséquent, la puissance d'une centrale hydroélectrique varie considérablement selon les conditions hydrauliques qui prévalent, mais, par convention, sa capacité maximale correspond toujours à l'énergie produite au débit maximal sous la plus grande hauteur de chute nette.

4.5.2.6 Production d'une centrale électrique

L'énergie produite par une centrale hydroélectrique est le facteur le plus important à déterminer, car elle permet d'estimer le revenu annuel que permettra de dégager le système, et donc sa viabilité financière. La production est déduite de la puissance en kWh:

$$E = \sum P_i t_i \quad (4.11)$$

où E est l'énergie en kWh et P_i la puissance de la centrale durant une période de temps t_i .

À un instant donné, la puissance est fonction de la chute nette et du débit du cours d'eau. Ce calcul peut être réalisé en utilisant la chute nette moyenne associée à l'écoulement moyen sur une période relativement homogène d'un point de vue hydrologique.

Pour calculer le revenu, il est nécessaire non seulement d'évaluer la quantité d'électricité produite, mais aussi d'établir le calendrier de production pour tenir compte des fluctuations du prix de vente en fonction du cours de l'électricité sur les marchés.

Il est donc recommandé d'envisager d'établir des prix fixes pour des périodes déterminées dans la zone concernée et d'effectuer une simulation de la production pour chaque période de prix, compte tenu de l'écoulement utilisable à la même période. Bien qu'exécutée par des économistes, une telle expertise est fondée sur les résultats des modèles de prévision élaborés par des hydrologues.

Dans les études préparatoires aux projets et dans les zones où le nombre de centrales hydroélectriques à prendre en compte est limité, la production sur une période donnée peut être estimée à l'aide de la formule suivante:

$$E = 8 AH/3600 \quad (4.12)$$

où E est l'énergie en kWh produite pendant une certaine période, A le volume d'eau utilisable au cours de la période choisie en m³ et H la hauteur de chute brute en mètres.

Cette formule simplifiée prend en compte les pertes d'énergie moyennes observées dans les centrales électriques ainsi que l'efficacité moyenne de tous les éléments installés. La précision obtenue est en général de l'ordre de 5 %.

4.5.2.7 Qualité de l'eau

D'ordinaire, la qualité de l'eau n'est pas une préoccupation majeure dans les projets hydroélectriques, mais ceux-ci peuvent cependant influencer sur elle. Plusieurs études et expériences récentes montrent que certains lacs peuvent devenir eutrophes, soit parce qu'ils ont été utilisés comme récepteurs d'eaux usées urbaines ou industrielles ou parce que, au moment de la construction du barrage, la zone à inonder n'a été ni nettoyée ni déboisée. La végétation en décomposition peut provoquer une réduction importante de l'oxygène dissous, ce qui limite fortement la vie aquatique pendant de nombreuses années. Il peut s'agir alors d'un facteur essentiel, si la pisciculture ou d'autres activités aquatiques sont pratiquées dans la zone d'installation.

En conséquence, l'eau peut devenir si acide et corrosive qu'elle risque d'attaquer les pales de la roue et d'autres parties de la machinerie de la turbine (section 4.9, en particulier 4.9.2.2). Un effet plus grave peut être le rejet en aval des eaux désoxygénées qui peuvent détruire la faune et la flore sur plusieurs kilomètres, conduisant à l'arrêt de toute activité de pêche.

Un autre risque est lié à la sédimentation dans les réservoirs: les matières solides apportées dans le réservoir par le cours d'eau se déposent au fond en raison de la faible vitesse de l'écoulement. Les sédiments ainsi constitués peuvent contenir des polluants comme des métaux lourds – plomb, arsenic, cuivre –, qui se concentrent dans le réservoir et peuvent atteindre des niveaux dangereux.

Dans certains cas, par la vidange du réservoir dans des conditions de crue, les sédiments peuvent être nettoyés et renvoyés dans le cours d'eau. Toutefois,

une telle opération doit être étudiée avec soin pour s'assurer qu'elle ne représente pas une menace pour la partie aval du cours d'eau.

4.5.2.8 Étapes d'un projet hydroélectrique

Au cours de la construction d'une centrale hydroélectrique, il est indispensable de procéder à partir d'un plan explicite pour ne pas omettre de détail important et évaluer correctement la rentabilité des investissements qui seront considérables, surtout si un barrage est nécessaire. L'amortissement financier de petits systèmes, par exemple une centrale au fil de l'eau avec un barrage simple, peut s'effectuer sur 8 à 10 ans, comparativement à 30 à 50 ans pour les grands systèmes. Ainsi, la qualité de l'étude repose sur deux critères principaux:

- a) L'étude hydrologique, grâce à laquelle on évalue la production potentielle et les risques annuels;
- b) L'étude géophysique, grâce à laquelle on détermine le meilleur emplacement pour obtenir la plus grande hauteur de chute possible dans la zone choisie.

4.5.2.8.1 Étude hydrologique

Comme il est indiqué précédemment, cette étude doit être aussi complète que possible et doit décrire les méthodes utilisées pour déterminer les débits et les autres caractéristiques, de telle sorte que l'incertitude liée à l'évaluation puisse être estimée. Il est nécessaire d'avoir des résultats journaliers ou, à tout le moins, hebdomadaires. Il est également indispensable de connaître les risques liés à l'utilisation de ces moyennes, car celles-ci peuvent masquer une crue trop importante pour que le volume d'eau puisse être turbiné, celui-ci devant alors passer dans les évacuateurs. En effet, un débit mensuel de $100 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ pourrait être le résultat d'un débit moyen de $30 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ pendant 28 jours et d'un débit de $1\,080 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ pendant deux jours, voire d'un débit variant lentement de $120 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ à $80 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. La différence aura une incidence majeure sur l'énergie qui peut être produite en un mois.

Il importe de mener une étude approfondie de la fréquence des crues afin de dimensionner les ouvrages qu'il faut construire pour prendre en charge ces débits élevés sans endommager le barrage ou la centrale. Il est également nécessaire d'évaluer la crue de projet, à savoir la crue maximale que l'ouvrage pourra supporter sans dommage; une crue de plus grande ampleur risquera de causer de graves dommages aux installations. Dans de nombreux pays, les crues de projet sont définies par la réglementation et calculées en fonction des risques en aval.

Dans une étude de crue, il faut calculer le débit non seulement pour dimensionner les évacuateurs de crue, mais aussi pour déterminer l'emplacement de toutes les installations électriques à haute tension, y compris la centrale elle-même. Malheureusement, par suite d'études de crues laissant à désirer, des centrales électriques sont parfois submergées et des installations électriques détruites par des inondations d'une fréquence de seulement quelques dizaines d'années.

Enfin, pour être complète, une étude hydrologique doit prendre en compte les différents usages de l'eau et la façon dont le projet permettra de les respecter. Il faut aussi y prendre en considération les divers problèmes d'écoulement liés aux installations existantes comme les ponts, les moulins, les barrages et les gués dans la zone d'influence du réservoir et en aval de la centrale. Il va de soi que, au fur et à mesure que le projet prend forme, la quantité de renseignements dont il faut disposer ne cesse de croître. Cela nécessite l'utilisation de fonds importants au stade préparatoire du projet. Quand les fonds alloués sont insuffisants et en l'absence d'une étude hydrologique adéquate, c'est la rentabilité de l'ensemble du projet qui est mise en jeu, avec une perte probable d'investissements importants en perspective.

Dans le calcul des éléments hydrologiques indispensables, il importe de ne pas oublier les débits qui devront être affectés aux autres utilisateurs et de déterminer conjointement si les volumes d'eau en question pourront être turbinés pour produire de l'électricité. Si c'est le cas, il faudra décider quand et comment ou, dans le cas contraire, s'ils doivent être détournés en amont du canal d'amenée. La viabilité financière des projets peut être fortement remise en question par les résultats des études hydrologiques. En général, les autorités régionales ou nationales prennent part à ces études.

4.5.2.8.2 Étude géophysique

Outre l'étude hydrologique, il faut obtenir autant d'informations que possible pour évaluer le potentiel de chute. Une étude géophysique est réalisée en général à partir de plans, d'enquêtes déjà effectuées ou de cartes d'échelle moyenne, qu'il convient de compléter par des études sur le terrain. C'est en effet essentiellement grâce aux informations recueillies sur le terrain qu'on déterminera la position du barrage et de la prise, le meilleur emplacement pour la centrale électrique ou encore le moyen le plus économique de relier les deux.

Les études sur le terrain sont également indispensables pour localiser les traces de crues antérieures,

établir les différents usages de l'eau dans la région et déterminer si l'emplacement éventuel du réservoir comporte des zones où l'eau peut être perdue par infiltration ou encore où la faune ou la flore devront être préservées.

4.5.3 **Exploitation d'un système hydroélectrique**

L'exploitation d'un système hydroélectrique est une opération très complexe d'adéquation entre capacité de production et demande d'électricité. Elle nécessite aussi un équilibre entre les productions d'énergie actuelle et future, car la production de grandes quantités d'électricité dans le présent peut conduire à un déficit de production d'énergie à l'avenir. Inversement, produire peu actuellement peut donner lieu à un excédent d'eau stockée qu'il faudra vidanger ultérieurement. Il faut donc recourir à un mode de conception qui permettra d'optimiser l'utilisation de l'eau, avec un maximum d'avantages pour un coût minimum. On se reportera à la section 4.2 pour de plus amples informations.

4.5.4 **Autres projets relatifs à la production d'énergie**

Comme cela est indiqué en début de chapitre, bien que, en matière de production d'énergie, l'eau serve essentiellement à l'hydroélectricité, elle représente aussi un élément essentiel dans la production d'énergie thermique. Voici donc un guide permettant d'évaluer la quantité et la qualité de l'eau nécessaire à divers processus de production d'énergie thermoélectrique.

4.5.4.1 **Production d'énergie à partir de combustibles fossiles ou nucléaires**

S'agissant de la production d'électricité, l'eau a une fonction identique, que cette production s'effectue à partir de combustibles fossiles ou à partir de combustibles nucléaires. Toutes les centrales thermiques utilisent de l'eau pour la production de vapeur et le système de refroidissement, mais aussi, dans une moindre mesure, pour répondre aux besoins courants, notamment les besoins en eau potable. Les cours d'eau et les lacs servent de source froide dans le cycle de Carnot.

Le volume d'eau utilisé dépend essentiellement des caractéristiques du système de refroidissement et condensation et d'évacuation de la chaleur. L'eau est surtout utilisée comme liquide de refroidissement dans le condenseur. La quantité nécessaire à cette fin est de l'ordre de $0,032$ à $0,044 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ MW}^{-1}$ pour absorber une augmentation de température de

8°C . Les principaux moyens de dissipation de la chaleur résiduelle sont les tours de refroidissement à sec et le rejet direct des effluents de l'échangeur de chaleur dans les cours d'eau. L'application de dispositions réglementaires visant à limiter le réchauffement excessif des cours d'eau a entraîné une réduction du recours au rejet direct. Les tours de refroidissement par évaporation, qui ne rejettent que de l'eau condensée dans le cours d'eau, sont les installations qui consomment le plus d'eau. Les tours de refroidissement à sec évacuent la chaleur résiduelle de la centrale directement dans l'atmosphère au moyen d'échangeurs thermiques refroidis par air, sans apport de chaleur pour les masses d'eau naturelles et sans consommation de leur eau. Les centrales utilisant ce procédé ont cependant besoin d'une plus grande quantité de combustible et nécessitent un investissement supplémentaire.

Dans le cas des centrales électriques utilisant la poussière de charbon comme combustible, l'eau est aussi nécessaire pour transporter les cendres, avec une demande d'environ $0,00095 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ MW}^{-1}$, et pour désulfurer les gaz de combustion, avec une demande d'environ $0,000019 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ MW}^{-1}$.

Compte tenu de leur complexité, les centrales nucléaires sont exposées à de nombreux problèmes imprévisibles qui peuvent affecter leur fonctionnement normal et, dans des cas extrêmes, mettre en danger la santé et la sécurité de la population. À n'en pas douter, les risques d'accidents graves demeurent très faibles en raison des dispositifs de sécurité et de protection faisant partie intégrante de la conception des installations nucléaires (AIEA, 1981). Dans sa note technique (OMM, 1981), l'OMM décrit les différents types de centrales nucléaires et analyse les problèmes liés à l'hydrologie et aux ressources en eau qu'il y a lieu de prendre en compte dans la planification, la conception, l'exploitation et la mise hors service des centrales nucléaires.

Cette publication contient des exemples de technologies utilisées pour aborder des questions importantes à divers degrés de complexité. Dans le domaine de la gestion et de la sécurité des centrales nucléaires, tant les hautes eaux que les basses eaux revêtent une dimension particulière. Il est primordial de disposer d'un approvisionnement fiable en eau pour le refroidissement d'urgence du cœur du réacteur, le refroidissement du combustible utilisé et la dissipation thermique finale. La protection contre les crues est également très importante, quel que soit le type de centrale, car celles-ci peuvent interrompre le fonctionnement normal et, notamment si elles affectent deux ou plusieurs systèmes, réduire l'efficacité des dispositifs d'urgence. D'une

manière générale, il y a donc tout lieu d'employer le meilleur système de prévision hydrologique disponible pour l'appliquer au bassin situé en amont d'une centrale et d'effectuer des révisions périodiques des analyses hydrologiques et des hypothèses formulées lors de la planification du projet.

Les questions portant sur la qualité des eaux ne constituent pas un élément déterminant de la faisabilité de la plupart des projets liés à la production d'énergie. Elles peuvent néanmoins influencer sur la taille du projet, le type de procédures à utiliser, le choix de l'emplacement et d'autres facteurs. Les eaux souterraines provenant de sources différentes ont une composition qui varie beaucoup quant à la teneur en sels et en gaz dissous. Les eaux de surface contiennent en général des matières en suspension et, souvent, des matières organiques en solution ou sous forme particulière provenant des rejets d'eaux usées ou de la végétation en décomposition. Par ailleurs, les détergents synthétiques, dont on fait un usage croissant et dont certains ne sont pas facilement éliminés dans les stations d'épuration, sont des produits chimiques qui sont présents dans l'eau en quantités mesurables, y compris dans les réservoirs d'approvisionnement en eau potable.

L'eau de pluie peut avoir un pH bas et être potentiellement corrosive dans les zones industrielles, à cause des poussières de charbon et des particules d'hydrocarbures. Si celles-ci sont transportées par le vent, leur impact peut être important, même à une grande distance des sources d'émission. On peut cependant traiter la plupart des eaux, afin de les rendre utilisables pour le refroidissement par des condenseurs, le transport des cendres et la désulfuration des gaz de combustion. Pour alimenter les chaudières, il faut néanmoins disposer d'eau très pure, sans traces de sels dissous. Le coût du traitement visant à purifier l'eau croît en général avec la quantité de sels dissous.

Dans une large mesure, les rejets radioactifs des centrales nucléaires sont dus à des facteurs tels que les fuites, les purges, la maintenance et le réapprovisionnement en carburant. L'eau qui circule dans le réacteur est utilisée comme source de chaleur, et les produits de la corrosion qui a lieu dans le système sont la première source d'isotopes radioactifs présents dans l'eau du réacteur. Il est primordial que l'eau servant à des fins de refroidissement ou d'alimentation soit exceptionnellement pure, car tous les sels dissous ou autres impuretés sont des pièges à neutrons et peuvent devenir radioactifs. Les produits de fission formés dans le combustible constituent une autre source possible de radioisotopes, qui se retrouvent dans l'eau du réacteur.

La teneur de cette eau en isotopes radioactifs est donc fonction du degré de corrosion, des défaillances des enveloppes du combustible et de leur taux d'élimination par condensation et par nettoyage du réacteur. La présence possible d'isotopes radioactifs dans l'eau exige des précautions spéciales dans le traitement des rejets.

Afin d'éviter dans toute la mesure du possible une accumulation de radioactivité liée à la présence d'impuretés ou de produits de corrosion dans l'eau du circuit primaire, il importe de veiller à maintenir cette eau à un degré élevé de pureté. L'eau primaire n'est pas rejetée, mais une partie est retirée du circuit, purifiée et recyclée. Compte tenu du risque de corrosion sous pression, la teneur en oxygène et en chlorures de l'eau de la chaudière doit demeurer très faible. Pour y parvenir, on recourt à la désaération et à l'évaporation, ce qui permet de réduire les taux d'oxygène et de chlorures à, respectivement, moins de 0,003 et 0,3 mg l⁻¹.

4.5.4.2 Extraction du charbon

L'extraction du charbon, aussi bien dans des mines à ciel ouvert que dans des mines souterraines, n'utilise que peu d'eau. En fait, l'eau de suintement est un obstacle à l'activité minière, et on dépense beaucoup d'énergie et d'argent pour la retirer des mines. Les unités de production de poussière de charbon consomment de grandes quantités d'eau pour laver la poussière, mais des systèmes de recyclage sont en général utilisés.

La technologie des boues activées est utilisée depuis le début du XX^e siècle. Le transport de boues de charbon peut s'avérer économique pour des volumes importants et sur de longues distances, mais après la séparation de la poussière de charbon pulvérisée, l'eau doit être traitée avant d'être déversée dans un cours d'eau naturel. Les installations de traitement dépendront de la qualité de la poussière de charbon (c'est-à-dire sa teneur en sulfures, cendres et minéraux) qui devra être transportée, des additifs chimiques requis pour empêcher la corrosion dans les conduites et les équipements ainsi que des agents chimiques coagulants utilisés pour l'exhaure.

Les eaux usées en provenance des mines de charbon contiennent toute une série de métaux, de particules solides en suspension et de sulfates issus de la pyrite et/ou de la marcassite, qui sont couramment associées aux gisements de houille, ainsi que des schistes et des grès. Après exposition à l'air, ces minéraux forment de l'acide sulfurique et des composés d'hydroxydes de fer. Que ce soit dans les bassins de décantation, les terrils de stériles ou partout où elle est stockée, la

poussière de charbon peut donc produire un drainage acide. L'incidence sur les eaux réceptrices se traduira par une acidité élevée (pH de 2 à 4), une importante concentration d'aluminium, de sulfate et de fer et la présence de métaux lourds en traces.

4.5.4.3 Extraction d'uranium

La consommation d'eau liée aux processus d'extraction de l'uranium dans des mines souterraines ou à ciel ouvert est généralement faible et correspond principalement aux besoins en eau potable. Le broyage tertiaire de l'uranium ne consomme également que peu d'eau, qui sert surtout à lubrifier le broyeur.

La concentration du minerai d'uranium produit des rejets et effluents qui peuvent être ou non radioactifs. Les effluents solides, liquides et gazeux sont rejetés dans l'environnement en plus ou moins grande quantité, selon les procédures mises en œuvre pour le contrôle des rejets.

4.5.4.4 Production de pétrole

La disponibilité et le coût de l'approvisionnement en eau, mais aussi les questions d'économie d'énergie et de préservation de l'environnement, ont une influence sur le raffinage du pétrole. La demande d'eau des raffineries de conception moderne ne représente plus que 2 % environ de celle qui émanait des anciens procédés et systèmes de raffinage. On accorde de nos jours beaucoup d'importance au refroidissement par air au lieu du refroidissement par eau ainsi qu'aux usages multiples de l'eau, dont son recyclage. Les quantités d'eau employées varient donc en fonction de l'âge de la raffinerie et sont souvent directement proportionnelles à la capacité et à la complexité de ces installations. La demande d'eau varie donc de 0,1 à 3 m³ baril⁻¹ selon la taille et la complexité de la raffinerie et le procédé utilisé.

Les effluents issus de la production de pétrole et du processus de raffinage nécessitent un traitement avant leur évacuation dans les cours d'eau naturels. Ces traitements consistent principalement en une décantation des solides dans des bacs et une séparation du pétrole et de l'eau. À cause des volumes d'eau importants qu'exigent certains procédés industriels, le recyclage est devenu un processus essentiel dans les nouvelles raffineries.

4.5.4.5 Production de méthanol

Le rendement de la transformation du bois ou du gaz naturel en méthanol atteint approximativement 60 %. Ainsi, une grande partie de la chaleur contenue

dans les matières d'origine riches en carbone est rejetée au cours du processus. Environ la moitié des pertes en chaleur peuvent être rejetées via un circuit de refroidissement par évaporation, qui consomme environ 3 m³ d'eau (qui s'évapore) par tonne de méthanol produit. Par ailleurs, quand un refroidissement direct est utilisé et qu'une élévation de 10 °C de la température est autorisée, 170 m³ d'eau devront passer dans l'échangeur de chaleur pour faire baisser la température, avec une perte par évaporation de 1,5 m³ par tonne de méthanol produit. Si l'eau est rare ou chère, le concepteur devra de toute évidence choisir une méthode d'évacuation de la chaleur qui soit économique en eau.

4.6 NAVIGATION ET CORRECTION DES COURS D'EAU

4.6.1 Application de l'hydrologie à la navigation

Les cours d'eau constituent un élément du paysage et font partie de l'environnement naturel, culturel et économique. Outre leur fonction de voies navigables, ils revêtent une grande importance sur le plan de l'économie et de l'écologie au niveau national.

Aux premiers stades de développement de la navigation, les moyens de transport étaient principalement conçus pour s'adapter aux caractéristiques des rivières ou des biefs concernés. Au fil du temps, le besoin d'une capacité de transport accrue a conduit à une uniformisation des conditions de navigation au moyen de la canalisation et de la régularisation des cours d'eau, qui a permis le transport à longue distance sur des navires toujours plus grands, sans transbordements fréquents et coûteux.

Depuis les premiers temps de la navigation fluviale, les paramètres fondamentaux des voies navigables sont la profondeur et la largeur. Différentes conceptions prévalent en matière de mise en valeur des voies navigables. Selon la théorie classique des régimes fluviaux, il convient de privilégier un aménagement fondé sur les caractéristiques hydrologiques lorsqu'il s'agit de cours d'eau très méandreuse, coulant librement en région de plaine, alors que l'ingénierie hydraulique est la méthode de choix là où les rivières sont plus escarpées, y compris les tronçons dont les berges sont renforcées. Le nombre de paramètres qui peuvent être pris en compte dépend uniquement de la puissance de calcul disponible. On accorde désormais une attention croissante à la relation entre la conception des



Figure II.4.26. En août 2003, les basses eaux du Rhin entravent la navigation

navires – forme, tirant d'eau, mode de propulsion – et la structure et la capacité d'acheminement des voies navigables. En ce qui concerne les caractéristiques hydrologiques, une différenciation générale doit être établie entre, d'une part, les cours d'eau à écoulement libre et, d'autre part, les tronçons de cours d'eau endigués ou canalisés de rivières ou les canaux artificiels. Les paramètres hydrologiques ou hydrauliques et les caractéristiques de l'interaction des navires et des voies navigables caractérisent et définissent la qualité des cours d'eau navigables.

Certains facteurs influençant la navigation restent plus ou moins constants sur de longues périodes et peuvent être représentés par des paramètres bien définis. D'autres, par contre, caractérisent des conditions de navigation variables dans le temps en fonction du régime du cours d'eau, notamment pendant les crues et les étiages. Un exemple d'événement aux conséquences négatives est donné par la période prolongée d'étiage du Rhin en août 2003 (figure II.4.26). Le bassin versant du cours d'eau, compte tenu de son type, sa taille et son écoulement tout au long de l'année, constitue aussi un facteur clé.

L'hydrologie joue un rôle essentiel dans deux aspects fondamentaux de la navigation fluviale:

- La caractérisation des biefs du cours d'eau eu égard aux types de navires qui y naviguent régulièrement (par exemple la classification des cours d'eau d'après la figure II.4.27);
- Les conditions hydrologiques présentes qui déterminent le passage des navires en fonction, par exemple, de la profondeur navigable ou des niveaux d'eau équivalents.

Ces deux aspects sont examinés plus en détail dans les sections suivantes.

Type de voies navigables	Classe de voies navigables	Autres caractéristiques					Caractéristiques					Statut administratif des voies navigables	Statut géographique des voies navigables
		Type de bief					Type de canal						
		Intensité	Longueur	Largeur	Tirant d'eau	Tonnage	Intensité	Longueur	Largeur	Tirant d'eau	Tonnage		
		100	100	100	100		100	100	100	100	100		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
BENTRE REGIONALE A l'échelle de l'Europe	I	Praticable	30,5	5,25	1,80-2,10	250-400						4,0	
	II	Régulièrement	30-100	6,6	2,50	400-600						4,0-5,0	
	III	Grande	40-100	8,2	2,50	600-1 000						4,0-5,0	
	IV	Grande	40	4,7	1,60	100						3,0	
	V	Grande	50-100	5,7	1,5-1,8	100-400						3,0	
	VI	F	40-70	8,2-8,8	1,60-2,00	400-700		100-150	8,2-8,8	1,60-2,00	1 000-1 200	4,0	
BENTRE INTERNATIONALE	IV	Johns Walker	80-100	8,2	2,50	1 000-1 500		80	8,2	2,50-2,80	1 200-1 400	5,25 m	
	Va	Grande	90-110	11,6	2,50-2,80	1 500-2 000		90-110	11,6	2,50-2,80	1 400-1 800	5,25 m	
	Vb							170-180	11,6	2,50-2,80	1 200-1 400	5,00	
	Vc							90-110	11,6	2,50-2,80	1 200-1 400	5,00	
	Vd	F	140	11,6	2,50			180-190	11,6	2,50-2,80	1 400-1 800	5,00	
	Ve							270-280	11,6	2,50-2,80	1 400-1 800	5,00	
	Vf							180-200	11,6	2,50-2,80	1 400-1 800	5,00	
Vg							200	11,6	2,50-2,80	1 400-1 800	5,00		

Figure II.4.27. Exemple européen de classification des voies navigables

4.6.1.1 Application des données hydrologiques à la caractérisation des voies navigables

Le but d'une étude du potentiel d'une voie navigable est de déterminer, pour chacun de ses biefs, les probabilités saisonnières de navigabilité pour différentes catégories de navires. Cela peut être réalisé en utilisant une classification en catégories basées sur des paramètres pertinents comme ceux définis par la Commission économique des Nations Unies pour l'Europe (CEE-ONU). Les définitions de plusieurs de ces paramètres sont données ci-dessous:

Voie navigable ou chenal – Portion de rivière accessible aux bateaux et convois fluviaux, marquée par des signaux de navigation (balisage).

Capacité de navigation – Ensemble des caractéristiques de profondeur, largeur, tirant d'air et courbure du cours d'eau, qui sont nécessaires pour la navigation courante et sûre de bateaux de dimensions données (figure II.4.28).

Profondeur minimale de la voie navigable (h) – Profondeur minimale navigable à l'étiage, garantie sur la largeur requise du cours d'eau.

Largeur minimale de la voie navigable (B) – Largeur minimale navigable à l'étiage, sur laquelle la profondeur requise du cours d'eau est garantie.

Tirant d'air autorisé (H) – Plus petite différence verticale, calculée sur toute la largeur de la voie navigable, entre le point le plus bas de toute structure aérienne (par exemple un pont) et le niveau d'eau navigable le plus élevé.

Rayon de courbure minimum (R) – Limite inférieure admise pour le rayon de courbure d'un méandre de la rivière, mesuré le long de l'axe du cours d'eau à l'étiage navigable.

Étiage navigable (HK) – Niveau critique auquel la largeur et la profondeur minimales de la voie navigable sont garanties.

Hautes eaux navigables (HN) – En général, niveau critique pour lequel le tirant d'air autorisé est garanti.

Besoin en eau pour la navigation – Débit minimum nécessaire qui garantit la profondeur qu'exige une navigation sûre et aisée.

Débit minimum navigable – Débit minimum auquel l'étiage navigable est garanti dans une section transversale du cours d'eau.

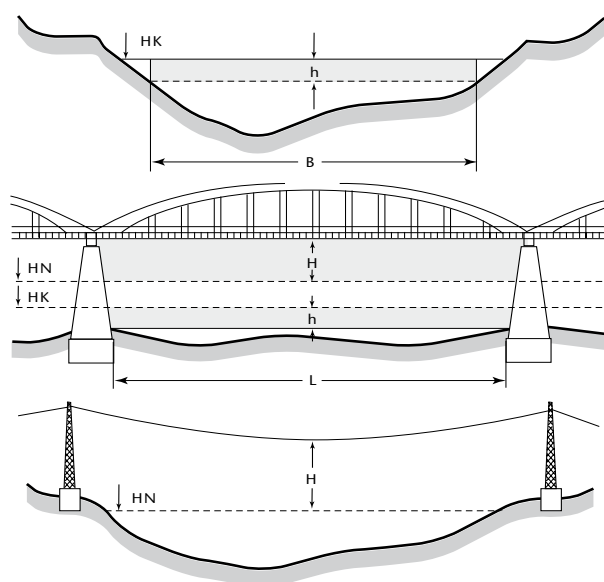
Débit maximum navigable – Débit maximum auquel les hautes eaux navigables sont garanties dans une section transversale du cours d'eau.

Saison de navigation – Période de l'année durant laquelle la navigation n'est pas entravée par les glaces.

Gué – Zone de transition, de faible profondeur, entre deux méandres du cours d'eau (acception propre au contexte).

Gué principal – Gué le moins profond d'un bief navigable.

Les méthodes de caractérisation de ces paramètres sont détaillées ci-dessous.



Note: Voir définitions, 4.6.1.1

Figure II.4.28. Caractéristiques géométriques des voies navigables

4.6.1.1.1 Paramètres géométriques

Pour établir la largeur et la profondeur disponibles pour la navigation, il faut exécuter des observations (au sondeur acoustique par exemple) aux emplacements d'une série de sections transversales rapprochées. À chaque section transversale, le niveau minimum est ainsi établi pour lequel la largeur minimale navigable est garantie. L'étiage navigable de chaque section transversale se détermine en ajoutant la profondeur minimale navigable (fixée pour la rivière) à ce niveau minimum. Le rayon de courbure peut être déterminé graphiquement à

partir de cartes topographiques, d'échelle appropriée et exactes.

Pour caractériser les possibilités de navigation qu'offre une rivière, il est souhaitable d'exécuter cette procédure pour plusieurs valeurs de la largeur minimale navigable, afin de déterminer le gabarit de la rivière à son état naturel.

4.6.1.1.2 Paramètres hydrologiques

Afin de déterminer dans quelle mesure le régime d'écoulement d'un cours d'eau garantit un débit d'étiage navigable, il faut dresser des hydrogrammes et des courbes débit-durée pour des sections transversales définies.

Si possible, il y a lieu d'établir les hydrogrammes annuels à partir des données journalières d'une série chronologique d'au moins 30 ans, en tenant compte d'une vaste gamme de valeurs probables (figure II.4.29). Il faut en outre les calculer pour plusieurs probabilités de dépassement. En superposant les niveaux d'étiage navigables sur ces courbes, on peut déterminer les périodes pendant lesquelles la profondeur minimale requise pour la navigation est atteinte suivant une probabilité donnée. Les durées des périodes ainsi définies peuvent alors être obtenues par un calcul des durées et/ou des probabilités. Comme la relation entre hauteur et débit

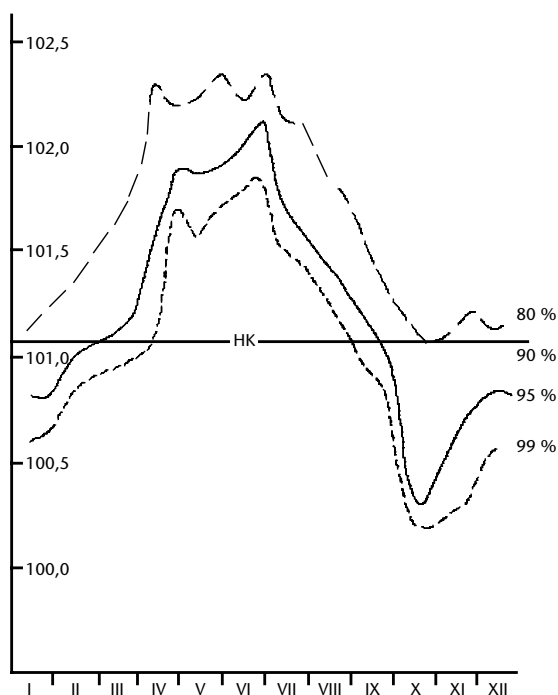


Figure II.4.29. Hydrogrammes du débit moyen pour la section transversale du Danube située au kilomètre 1 695

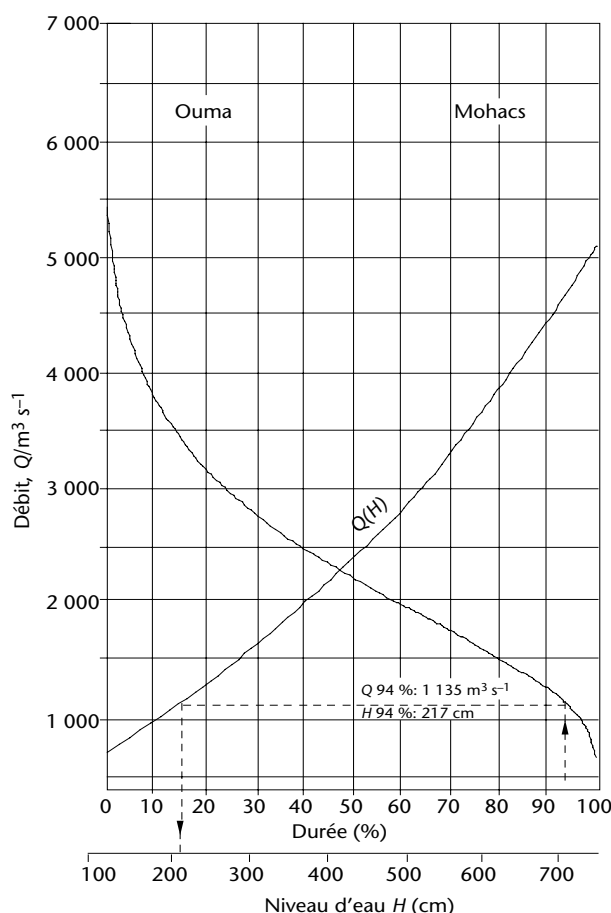


Figure II.4.30. Détermination du niveau d'eau et du débit navigable pour une durée donnée

n'est pas toujours constante dans le temps, le calcul des durées de dépassement de seuil doit être mené sur les débits, puis les débits correspondants doivent être convertis en niveaux d'eau à l'aide de la courbe de tarage en cours de validité (volume I, chapitre 5). En comparant les niveaux d'étiage navigables de toutes les sections transversales à l'aide des hydrogrammes, on obtient la durée minimum du niveau d'étiage navigable sur tout le bief. Par exemple, selon les recherches menées sur le Danube, le niveau d'étiage navigable correspond au niveau d'eau dont la durée s'établit à 94 %, calculé pour les séries de données de niveau en l'absence de glace (figure II.4.30).

En zones tempérée et arctique, la durée de la saison navigable dépend principalement du régime des glaces propre aux cours d'eau. À l'aide des observations réalisées sur les phénomènes liés au gel, par exemple les glaces dérivantes, la prise en glace, la débâcle ou la fonte complète (volume II, chapitre 6), on parvient à quantifier de manière probabiliste les phénomènes intéressant la navigation et à

estimer la durée des interruptions forcées. La figure II.4.31 fournit les résultats de tels calculs pour la partie hongroise du Danube.

Pour que l'intervention des brise-glace soit efficace (rupture, tangage, déchiquetage), il importe de réunir et d'analyser des séries temporelles de données d'observation sur l'épaisseur de la glace. En l'occurrence, il importe précisément de déterminer les périodes où cela vaut la peine de continuer ou de commencer à briser la glace pour maintenir le chenal libre de glace et où de tels efforts doivent être abandonnés par souci d'économie. Ces périodes varient surtout en fonction des conditions météorologiques qui déterminent la formation et la rupture de la glace.

4.6.1.1.3 Paramètres hydrauliques

L'étude du régime des écoulements, comme elle est décrite au chapitre précédent, ne peut être effectuée que pour certaines sections transversales relativement stables. C'est donc par interpolation qu'on obtient les niveaux d'étiage et de hautes eaux

navigables dans les biefs situés entre ces sections. La méthode d'interpolation la plus fiable, notamment pour le niveau d'étiage, est le calcul de profils en long de la rivière, ce qui exige la connaissance de paramètres hydrauliques, notamment les pentes et rugosités des différents biefs de la rivière entre les sections transversales (voir 6.3.6).

4.6.1.2 Application des données hydrologiques à la navigation opérationnelle

La navigation fluviale est une activité économique complexe, très dépendante des facteurs naturels et qui ne peut être assurée, de l'étape de la planification à celle de l'exploitation, sans une connaissance fiable de l'état du lit de la rivière, du débit, du régime des glaces et de la variabilité prévue de ces facteurs avec le temps. Pour pouvoir disposer de ce type d'information, il faut recueillir de façon suivie des données sur le régime hydrologique, prévoir les changements anticipés et communiquer régulièrement ces données et ces prévisions aux utilisateurs potentiels. Dans de nombreux cas, ce processus est assuré de manière conventionnelle par les Services hydrologiques nationaux. Toutefois, les systèmes de modélisation et les services d'information, qui sont devenus de plus en plus courants, sont souvent utilisés directement par les services de navigation eux-mêmes. Citons à titre d'exemple le système électronique d'information pour la navigation utilisé sur le Rhin.

4.6.1.2.1 Collecte des données

La navigation utilise une grande variété de données recueillies par les Services hydrologiques, et notamment:

- Des données portant sur le bassin fluvial, comme la topographie, la végétation, les modes d'utilisation des sols et les précipitations. Cela s'effectue en étroite concertation avec les Services météorologiques nationaux et les autorités responsables de la planification au niveau régional;
- Des données recueillies aux stations de jaugeage, concernant par exemple les niveaux d'eau, les débits, la température de l'eau, la température de l'air, les matières en suspension, la charge de fond, les phénomènes liés aux glaces, etc.;
- Des données physiographiques recueillies le long des biefs du cours d'eau, concernant par exemple les variations du cours de la rivière, les structures du lit, les gués et leur profondeur, la direction et la vitesse de l'écoulement, les profils de la surface de l'eau et les phénomènes liés aux glaces.

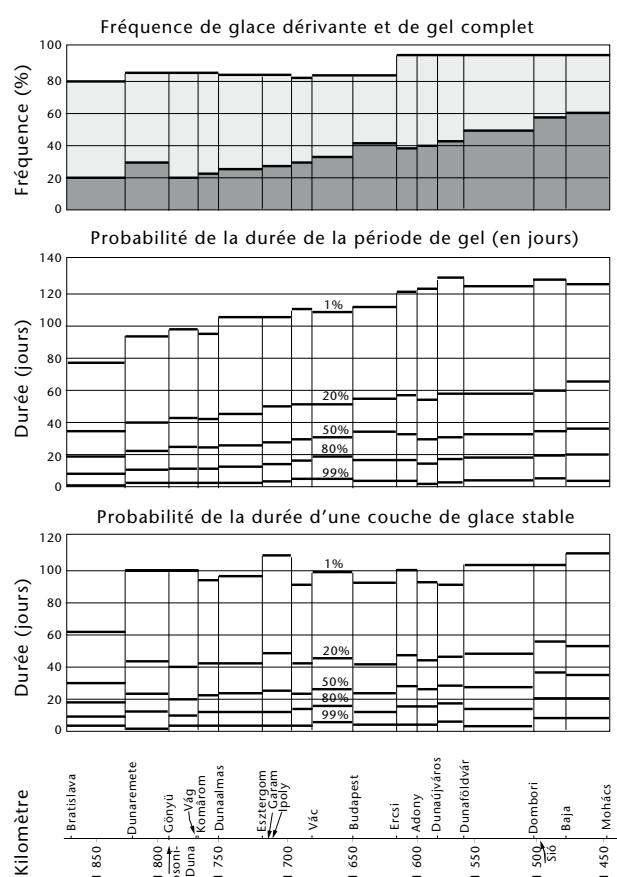


Figure II.4.31. Conditions de gel dans la partie hongroise du Danube

Pour la plus grande partie des données nécessaires à la navigation, les méthodes d'observation sont celles que l'on utilise en général (volume I, chapitre 2), bien que des différences apparaissent essentiellement pour les mesures effectuées aux stations de jaugeage et le long des biefs entre ces stations.

Les zones de transition entre des méandres d'orientation opposée présentent souvent des hauts-fonds qui constituent les points les plus critiques du cours longitudinal du cours d'eau naturel. Les mesures de hauts-fonds doivent donc être reprises fréquemment chaque fois que la profondeur de l'eau au-dessus de ces hauts-fonds n'atteint pas la valeur requise. Les profondeurs devraient être mesurées le long de la crête du tronçon peu profond. Grâce à ces mesures, on peut déterminer la largeur de la voie navigable pour ce tronçon. La longueur du bief du cours d'eau où la profondeur de l'eau est inférieure à la profondeur navigable minimum doit être signalée.

Pour sécuriser les manœuvres des convois de barges, il est nécessaire de mesurer la direction et la vitesse des écoulements tout au long des biefs critiques, comme les biefs peu profonds, les affluents et les défluent, ainsi qu'en amont et en aval des écluses. La vitesse de surface est mesurée à l'aide de flotteurs, tandis que la direction et la vitesse des courants au sein de la veine liquide sont mesurées à l'aide de moulinets équipés d'indicateurs de direction. La technique la plus récente utilise le principe du sondeur acoustique Doppler de profils de courants, qui permet de mesurer ou de calculer tous les paramètres dont on a besoin en tout point du profil transversal.

Les observations normalisées portant sur les glaces, qui font partie des programmes d'observation réguliers assurés aux sections de jaugeage, ne sont pas suffisantes pour les besoins de l'évacuation des crues et de la navigation. Il faut donc les compléter en ce qui concerne aussi bien les lieux d'observation que les phénomènes observés. Les observations doivent être étendues aux biefs compris entre les stations de jaugeage, de manière à disposer d'au moins un point d'observation tous les 5 à 10 kilomètres. La régularité des observations des divers biefs importe au plus haut point, en particulier pour ce qui concerne les embâcles. Pendant les périodes de dérive des glaces et les périodes d'englacement et de débâcle, les observations devraient être quotidiennes, alors que pendant la période de gel complet et de débit constant, des observations exécutées tous les 5 à 10 jours peuvent suffire. La fiabilité des observations réalisées depuis la rive peut être considérablement améliorée par des levés aériens,

notamment des levés photogrammétriques. Il est recommandé de tracer des cartes de l'état de la glace au moins tous les 5 à 10 jours et de les communiquer aux autorités compétentes et aux usagers.

Pour les prévisions relatives aux glaces qui intéressent la navigation, il est indispensable d'observer les premières formations cristallisées et le développement de la glace à partir des rives. Là où les conditions hydrauliques permettent la formation de frasil, il faudrait caractériser la densité de celui-ci selon une échelle à trois niveaux: 0–33 %, 34–67 % et 68–100 % de la profondeur du cours d'eau. La densité des glaces dérivantes est caractérisée par leur taux de couverture: 0–10 %, 11–20 %, ..., 91–100 % de la surface du cours d'eau.

4.6.1.2.2 *Prévision*

L'efficacité et la sûreté de la navigation intérieure dépendent de la fiabilité des données hydrologiques et des prévisions concernant les niveaux d'eau en situation d'étiage et de crue, les phénomènes liés à la glace et les profondeurs d'eau au-dessus des goullets et des hauts-fonds. Il faut disposer de prévisions aussi bien à courte échéance qu'à longue échéance. Les responsables de la navigation s'intéressent naturellement aux prévisions de débit sur les tronçons navigables des cours d'eau.

Outre les méthodes générales de prévision hydrologique (voir le chapitre 7), la navigation utilise souvent des prévisions mensuelles établies en tenant compte des volumes d'eau stockés dans le réseau hydrographique, comprenant aussi bien les eaux superficielles que les eaux souterraines. Comme la navigation est particulièrement sensible à la fiabilité des prévisions de niveau d'eau à l'étiage, il convient d'utiliser des bandes de confiance relativement étroites. Si l'on prend le Danube pour exemple, les valeurs suivantes sont appliquées:

<i>Probabilité de dépassement</i>	<i>Largeur de la bande de confiance</i>
60 à 70 %	50 cm
70 à 80 %	40 cm
80 à 100 %	30 cm

4.6.1.2.3 *Transmission des données et des prévisions*

Les données recueillies le long d'un cours d'eau navigable et les prévisions qui en sont déduites ne peuvent être utiles que si elles sont transmises aux compagnies de navigation, aux capitaines et aux autorités des voies navigables en temps voulu.

Pour cela, un système bien organisé de collecte et de transmission des informations est indispensable. En Allemagne par exemple, on utilise une radio d'informations nautiques. Un tel système est particulièrement important pour un cours d'eau international comme le Danube, qui traverse huit pays. En conformité avec les recommandations formulées par la Commission du Danube, les données recueillies dans le bassin sont transmises chaque jour par télex. Pour éviter les erreurs de transmission, des codes internationaux élaborés d'un commun accord (volume I, chapitre 2) ont été adoptés pour le transfert des données. Les annonces parviennent aux capitaines d'une part par radio, d'autre part sous forme de bulletins hydrologiques quotidiens.

4.6.1.3 Navigation sur les lacs et les canaux

La navigation sur les lacs et les canaux diffère considérablement de la navigation fluviale par les points suivants:

- a) L'importance des régimes physiographiques et hydrologiques pour les conditions de navigation est bien moindre, compte tenu des ouvrages de régulation qui garantissent la stabilité de ces conditions;
- b) Sur les lacs et les retenues, la couverture de glace se maintient plus longtemps et la période de navigation est réduite d'autant;
- c) Tandis que les problèmes dus aux seuils sont atténués ou même éliminés, des problèmes d'envasement peuvent apparaître localement en tête des réservoirs, près des écluses et des bassins portuaires;
- d) Les effets du vent sur la navigation s'intensifient sur les lacs et les retenues;
- e) Les opérations de navigation sont beaucoup plus assujetties aux règles de fonctionnement des écluses et autres ouvrages.

À des fins de sécurité, la navigation sur les lacs et les canaux nécessite davantage d'observations:

- a) Sur le bord des lacs et des retenues d'eau, il convient d'installer des stations de mesure du vent et des dispositifs d'alerte et d'en assurer le bon fonctionnement;
- b) Pour réduire l'envasement par des moyens techniques, il convient de mesurer systématiquement les charges solides à l'entrée et à la sortie des retenues afin d'établir un bilan sédimentaire;
- c) Les barrages créant des conditions favorables à la formation de frasil, il convient de procéder à des observations régulières à proximité de ces ouvrages;
- d) Il convient d'installer des limnigraphes automatiques sur les sections transversales les

plus défavorables à la navigation, notamment près des déversoirs ou des canaux de prise ou d'évacuation.

Pour garantir l'utilité de ces données, il faut en vérifier la cohérence, les attester et les communiquer en temps voulu aux usagers, notamment les capitaines de navires.

4.6.2 Classification en matière de correction des cours d'eau

La correction et la régularisation des cours d'eau ainsi que l'entretien des voies navigables sont des activités constantes, visant à faciliter la navigation, à protéger les berges et les riverains et à contribuer à la maîtrise des crues. À l'état naturel, les cours d'eau modifient souvent leur lit et, ce faisant, dégradent le chenal et gênent la navigation. L'évacuation des glaces et des crues varie alors grandement en fonction des modes d'utilisation des terres riveraines et de l'existence d'espaces dits de liberté. Les travaux de correction visent à ce que le cours d'eau forme un lit présentant des caractéristiques géométriques et hydrauliques relativement constantes, mais entraînent aussi un certain nombre de conséquences indésirables de nature socioéconomique et écologique.

En fonction du but poursuivi, les travaux de correction des cours d'eau peuvent être classés en correction pour les hautes, basses ou moyennes eaux.

La correction pour les hautes eaux, qui constitue une correction du lit majeur, cible l'évacuation rapide des crues maximales. Elle concerne principalement l'alignement et la hauteur des remblais latéraux les plus appropriés pour l'évacuation des crues. Elle peut aussi inclure, dans le même but, d'autres mesures d'amélioration du chenal. Les réglementations portant sur l'utilisation des sols dans les plaines d'inondation poursuivent essentiellement le même objectif que les activités de gestion des crues menées à l'échelle locale, c'est-à-dire assurer le transfert des débits de crue sans dommages excessifs ni pertes en vies humaines.

La correction pour les basses eaux est conçue pour garantir une profondeur minimale de l'eau à la saison d'étiage pour les besoins de la navigation. On y parvient en réduisant la largeur du chenal en basses eaux, généralement à l'aide d'épis. La correction de basses eaux représente une correction de profondeur.

La correction pour les moyennes eaux ou régularisation du lit mineur est la plus importante des trois.

Tout effort visant à modifier la section transversale et l'alignement d'un cours d'eau doit être conçu pour influencer le débit de charriage maximal sur une période minimale d'un an. L'écoulement correspondant aux hauts niveaux engendre certes une activité maximale du lit, mais le phénomène n'est que de courte durée; tandis qu'aux niveaux les plus bas, l'écoulement n'entraîne que peu de mouvements de sédiments, mais sur une grande partie du temps. Entre les deux se situe un niveau auquel les effets combinés des forces provoquant le mouvement des sédiments et de la durée pendant laquelle ces forces agissent atteignent un maximum. Ce niveau, relativement proche du niveau moyen, est celui auquel l'écoulement influe le plus sur la

configuration du cours d'eau. La correction pour les moyennes eaux tend à optimiser les mouvements de la charge solide. Elle peut donc être considérée comme une correction de la sédimentation. On se fonde en outre sur elle pour planifier les deux autres types de correction (Singh, 1989).

Les ouvrages de correction de cours d'eau les plus courants sont notamment les suivants: guideaux, épis ou épis et piquets, recoupements de méandres, revêtements, protection végétale, gabions et murs.

La figure II.4.32 propose un aperçu schématique des différents éléments de la géomorphologie fluviale et des processus morphodynamiques en

Brève description: Remodelage du lit d'un cours d'eau sous l'action du courant, compte tenu de la géométrie du lit, du substrat de fond et de la production de sédiments, ainsi que des perturbations anthropiques et des effets de la navigation

Sous-domaines:

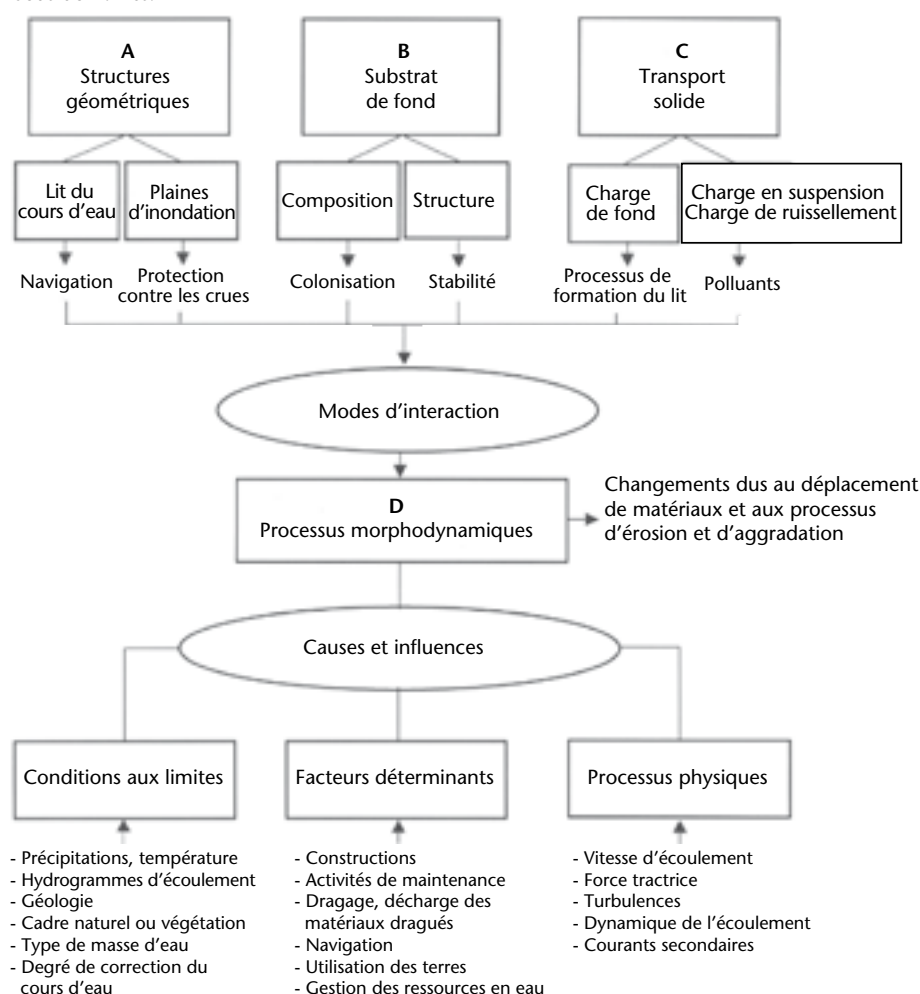


Figure II.4.32. Éléments de la morphologie fluviale – aperçu schématique (Institut fédéral allemand d'hydrologie)

jeu, y compris les conditions aux limites, les facteurs déterminants et les processus physiques.

La conception et le succès des mesures de correction des cours d'eau nécessitent, en plus des données hydrologiques, un grand nombre de données physiques, géographiques, morphologiques, météorologiques et hydrauliques, qu'il faut souvent mettre en relation. Comme le propos du présent guide ne permet pas de donner une explication détaillée de toutes ces variables, seules celles qui correspondent à l'hydrologie opérationnelle sont présentées.

4.6.3 Forces érosives dues à l'écoulement

Dans un chenal large et rectiligne à écoulement uniforme bidimensionnel, la contrainte de cisaillement (τ) causée par l'écoulement sur le lit est donnée par l'équation suivante:

$$\tau = \gamma dS \quad (4.13)$$

où γ est le poids spécifique de l'eau, d la hauteur d'eau et S la pente de la surface de l'eau (voir 4.8). En écoulement uniforme, la profondeur est déterminée par une équation de résistance à l'écoulement comme celle de Colebrook-White ou de Manning. Le gradient énergétique et la pente de la ligne d'eau sont égaux à la pente du lit. Cette dernière est déterminée par la topographie. La contrainte de cisaillement sur le lit varie donc en fonction de la hauteur d'eau et du gradient du chenal et atteint un maximum avec le débit de pointe.

Dans un chenal rectiligne de largeur limitée, le frottement sur les berges influe sur le mode d'écoulement et sur la distribution des vitesses, la contrainte de cisaillement aux limites variant en conséquence. La contrainte maximale se produit sous le filet de vitesse maximum et les pics secondaires, dans la zone de plongée d'eau près des rives. La contrainte de cisaillement maximale sur les rives en pente équivaut généralement à $0,8 \gamma dS$.

Le mode d'écoulement dans les cours d'eau correspond davantage à un système en trois dimensions compte tenu des variations locales de la section transversale du chenal (mouilles et radiers notamment) et à sa géométrie plane. Les écoulements secondaires qui en résultent perturbent le flux principal et la distribution des contraintes de cisaillement. Dans ce cas, l'équation 4.13 ne donnera qu'une valeur moyenne approximative de la contrainte de cisaillement.

Les écoulements secondaires dans un chenal à méandres provoquent des pics de contraintes de

cisaillement à la base de la rive extérieure du coude. Des mesures de la distribution des contraintes de cisaillement dans les coudes des méandres montrent que le rapport entre la contrainte maximale et la contrainte moyenne varie en fonction du rapport de la largeur du chenal à sa courbure, de la rugosité des rives et de la présence de méandres en amont (Apmann, 1972). Les valeurs maximales de la contrainte de cisaillement peuvent atteindre jusqu'à trois fois la valeur moyenne en amont du méandre. Des contraintes de cisaillement localement élevées dans le méandre produisent de toute évidence une érosion des rives et un affouillement du lit.

Tout ouvrage fixe, comme un pont ou un déversoir, peut affecter le mode d'écoulement général et provoquer une érosion localisée (Neill, 1973). Cela peut modifier la distribution des vitesses en introduisant un champ tridimensionnel d'écoulement ou accroître la turbulence. Une forte activité érosive localisée peut se manifester en aval de l'ouvrage, et ce, jusqu'à ce que l'écoulement ait retrouvé le même régime que celui du chenal.

En général, il n'est pas encore possible de modéliser numériquement la contrainte de cisaillement limite pour un écoulement fortement tridimensionnel. Et comme il est généralement impossible d'effectuer des mesures de terrain des conditions prévues à la conception, on fait ordinairement appel à des modèles physiques pour étudier les écoulements et les paramètres de conception (CIWEM, 1989).

4.6.4 Forces érosives provoquées par les vagues et les bateaux

Les vagues engendrent un champ non permanent de vitesse au niveau des rives, lequel provoque une érosion causée par la combinaison des facteurs suivants:

- Les contraintes de cisaillement dues aux mouvements ascendants et descendants;
- L'impact direct du courant sur la rive;
- La percolation dans la rive en réponse aux conditions aux limites non stationnaires.

Le mouvement de l'eau provoqué par une embarcation est fonction, d'une part, des dimensions et de la géométrie de la voie navigable et, d'autre part, de la forme, de la taille, de la vitesse et de la ligne du bateau. Le mouvement de l'eau peut être décomposé en vagues primaires et secondaires et en la composante hélicoïdale. L'abaissement du niveau de l'eau, conjugué aux vagues et au courant de retour, peut provoquer une érosion importante de la berge, particulièrement si le facteur de blocage est élevé. Sur une berge en pente, cela se manifeste

souvent par une forme caractéristique en S du profil autour du niveau de l'eau (CIWEM, 1989).

L'action érosive du mouvement hélicoïdal est en général minime en comparaison des effets précédents lorsque le bateau est en route, mais elle peut provoquer une érosion importante lorsque l'embarcation manœuvre près de la berge ou la quitte. Les mouvements provoqués par l'action de l'hélice dépendent du système de propulsion, de la puissance du moteur et de la durée de la poussée (Prosser, 1986).

Les mesures sur le terrain de l'abaissement du niveau d'eau et des vagues et courants produits par le passage d'un bateau sont la meilleure manière de déterminer les critères propres à la protection des berges. En l'absence de telles données, les valeurs peuvent être estimées par la méthode décrite par l'AIPCN (1987). Selon des données recueillies au Royaume-Uni (CIWEM, 1989), un bateau de moins de 40 tonnes naviguant sur de petits canaux ou rivières peut produire des vagues allant jusqu'à 0,4 m de haut et engendrer des courants allant jusqu'à 3 m s^{-1} .

4.6.5 Évolution et caractérisation des méandres

Les cours d'eau naturels tendent généralement à former des chenaux irréguliers qui se déplacent d'un bord à l'autre de leur plaine d'inondation. Ce phénomène s'explique par le fait que chaque cours d'eau est un système à la recherche d'un équilibre dynamique, dans lequel un des phénomènes parmi d'autres – outre la pente de la rivière – est la formation de coudes ou méandres.

De très nombreuses théories ont été proposées pour expliquer les raisons physiques de la formation des méandres. Bien qu'elles diffèrent, la plupart s'accordent sur les points suivants:

- Le comblement des vallées par le mouvement des charges solides est une des composantes du phénomène;
- Les cours d'eau naturels tendent à atteindre et à conserver un état d'équilibre dynamique;
- Les caractéristiques et le degré de développement des méandres ainsi que la fréquence de leur occurrence varient selon chaque cours d'eau.

En voulant corriger un cours d'eau, on cherche principalement à trouver un trajet optimal, qui ait tendance à se stabiliser et qui soit adapté à la nature même du cours d'eau en question. Les coudes artificiels doivent être choisis de façon qu'un nouvel

équilibre dynamique puisse s'établir. Pour cela, il est indispensable d'étudier les méandres qui sont encore à l'état naturel pour se familiariser avec le régime de la rivière.

La sinuosité des méandres peut être facilement caractérisée par des arcs de cercle (figure II.4.33). Les paramètres suivants sont à déterminer:

- L – longueur de l'arc, mesurée le long de l'axe de la rivière, entre les deux points d'inflexion;
- H – longueur de la corde du méandre;
- A – amplitude du méandre;
- R – rayon de courbure du méandre;
- α – angle au centre du méandre.

Selon son stade de développement, un méandre peut être:

- Un bief rectiligne;
- Un faux méandre, pour lequel le segment de droite reliant les deux points d'inflexion ne coupe pas la berge convexe, mais passe entre les lignes des deux berges;
- Un vrai méandre, qui à son tour peut être:
 - Un méandre peu développé, si on peut tracer un segment de droite ne coupant pas les berges entre un point au moins de chacune des deux sections transversales limitant le méandre aux points d'inflexion;
 - Un méandre développé, si $1,2 H < L < 1,4 H$ et $\alpha < 120^\circ$;

Les caractéristiques de sinuosité de la figure II.4.33 peuvent être représentées par des profils longitudinaux ou peuvent être étudiées comme des variables aléatoires par des méthodes statistiques.

Les caractéristiques géométriques du lit d'un cours d'eau pour chaque section transversale sont les suivantes:

- La surface mouillée de la section transversale (F);
- La largeur au miroir (B);

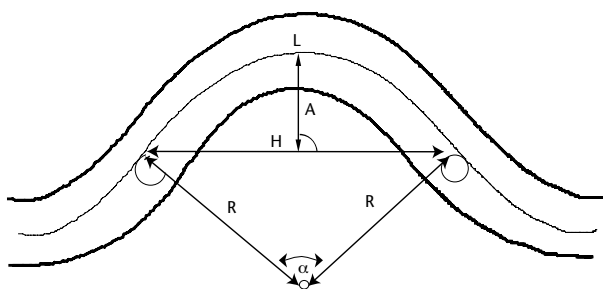


Figure II.4.33. Croquis définissant les paramètres d'un méandre

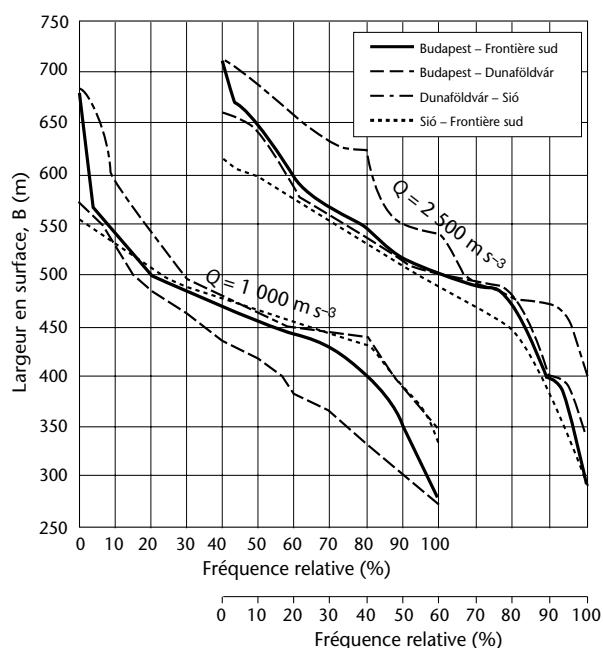


Figure II.4.34. Variation de largeur de la section transversale du Danube

- c) Le périmètre mouillé (P);
- d) Le rayon hydraulique ($R = F/P$);
- e) La profondeur moyenne de l'eau ($H = F/B$).

Ces caractéristiques géométriques varient dans le temps et tout au long du cours d'eau. À partir de levés périodiques du lit d'un cours d'eau, on parvient à étudier ces caractéristiques soit en fonction du niveau d'eau soit, pour des fréquences relatives, en fonction des diverses variables calculées pour les différents biefs du cours d'eau. À titre d'exemple, la figure II.4.34 montre les variations en largeur de sections transversales du Danube en aval de Budapest.

4.6.6 Calcul des débits et niveaux de projet

4.6.6.1 Calcul du débit de projet pour l'aménagement du lit majeur

Les données caractéristiques en matière de crue peuvent être déterminées et les débits de crue calculés selon diverses probabilités à l'aide des méthodes décrites au chapitre 5. Les résultats de ces calculs sont les données de base nécessaires au choix du débit de projet pour l'aménagement du lit majeur.

Dans la pratique actuelle, le débit de projet correspond au débit maximum instantané annuel pour

la période libre de glaces, associé à une probabilité donnée ou à une période moyenne de retour donnée. La probabilité choisie dépend des conditions démographiques et économiques prévalant dans la zone à protéger.

4.6.6.2 Calcul du débit de projet pour l'aménagement du lit moyen

Les dimensions du lit moyen sont étroitement liées aux régimes hydrologique et sédimentaire. Ces deux régimes, et par suite l'évolution du lit du cours d'eau, sont des processus qui varient dans le temps. Le but est ici de déterminer le débit réel ou de projet qui influera le plus sur les dimensions naturelles et/ou planifiées du cours d'eau. La figure II.4.35 montre un écoulement fluvial stabilisé par des épis dans un méandre qui correspond au cours naturel.

Chacun des paramètres géométriques du lit du cours d'eau peut varier différemment selon la durée des différents débits. Ainsi, un débit jouera un rôle dominant par rapport à la largeur du lit moyen, tandis qu'un autre sera prédominant pour ce qui est de la profondeur. Si chaque paramètre géométrique est particulièrement sensible à un débit déterminé, il n'existe pas de débit particulier qui puisse influencer également sur toutes les variables du lit, ni les optimiser.

Comme le transport solide joue aussi un rôle important sur la formation du lit et son éventuel aménagement, ses caractéristiques sont à prendre en considération (voir la section 4.8).



Figure II.4.35. Un système d'épis sur l'Elbe au kilomètre 477. La berge de graviers à l'intérieur ne gêne pas la navigation.

Pour calculer le débit de projet Q_D pour une section transversale donnée, il est possible d'appliquer la méthode graphique ou numérique (figure II.4.36) suivante: sur un repère cartésien orthogonal, on porte en ordonnée le niveau d'eau $H(m)$ et en abscisse les quatre grandeurs suivantes: la fréquence du niveau du cours d'eau $f(m^{-1})$, le débit $Q(m^3 s^{-1})$, la vitesse moyenne de l'écoulement $v(m s^{-1})$ et le produit $P = \Delta f Q v(m^4 s^{-2})$, où Δf est sans dimension ($\Delta f = \Delta f(H) = [m][m^{-1}]$). Dans ce système de coordonnées, on représente d'abord les relations $Q(H)$, $v(H)$ et $f(H)$.

Alors qu'en général, $Q(H)$ et $v(H)$ sont des courbes concaves (figure II.4.36), $f(H)$ est un histogramme plus ou moins asymétrique ou une courbe en cloche, dont la base est l'axe vertical H et dont l'aire comprise entre l'axe H et la courbe $f(H)$ est égale à l'unité. L'axe vertical H peut être ensuite subdivisé, entre les limites extrêmes observées pour H , en un nombre suffisant d'intervalles $\Delta H_i(m)$ équidistants. Pour le niveau d'eau médian H_i de chaque intervalle ΔH_i , on lit les valeurs $Q_i = Q(H_i)$ ($m^3 s^{-1}$), $v_i = v(H_i)$ ($m s^{-1}$) et $f_i = f(H_i)$ (m^{-1}) sur les courbes correspondantes et on calcule les produits $\Delta f_i = \Delta H_i \dots f_i$. Enfin, pour chaque niveau H_i , on calcule le produit $P_i = Q_i v_i \Delta f_i$ ($m^4 s^{-2}$). Ce produit est proportionnel à l'énergie cinétique de l'écoulement, et l'on détermine la position de P_D , la résultante des parallèles horizontales correspondant aux différents P_i , en utilisant par exemple la méthode graphique du polygone funiculaire ou l'équation de quantité de mouvement (méthode numérique), deux méthodes d'hydrostatique bien connues. On peut alors lire sur la courbe $Q(H)$ la valeur du débit de projet Q_D qui correspond au niveau d'eau H_D déduit de P_D . Les résultats ainsi obtenus devraient être vérifiés sur des biefs présumés stables.

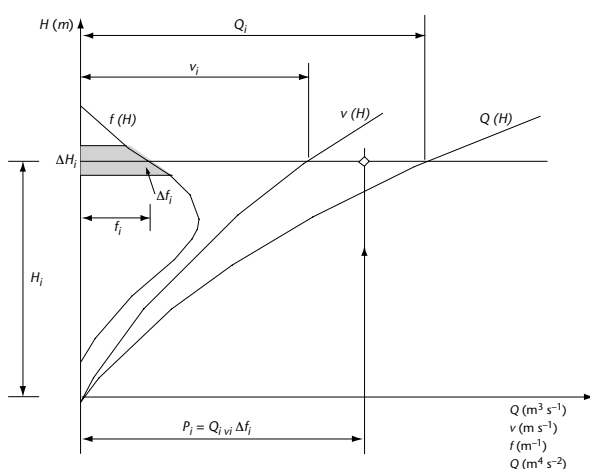


Figure II.4.36. Méthode graphique pour déterminer le débit de projet

4.7

GESTION DES RESSOURCES EN EAUX URBAINES

[SHOFM I26, I81, K22, K70]

4.7.1

Généralités

La gestion des eaux urbaines est un terme général recouvrant la gestion des usages de l'eau, la conservation des eaux et les impacts sur l'environnement aquatique en milieu urbain. Le développement urbain a une incidence sur l'eau et l'environnement. Par gestion intégrée des eaux urbaines, on entend la mise en œuvre de réseaux d'eau selon des approches combinant la planification urbaine et le développement durable. S'agissant de la planification urbaine, la gestion intégrée des eaux urbaines est reconnue comme le moyen le plus opportun de fournir l'infrastructure et d'assurer les services nécessaires en matière d'approvisionnement en eau et de réseau d'assainissement, y compris les réseaux d'évacuation des eaux pluviales.

4.7.1.1

Origines de l'eau et incidences

La conception, la maintenance et la gestion des réseaux d'évacuation des eaux pluviales varient beaucoup en fonction de l'origine de l'eau qui, en milieu urbain, peut être:

- Le ruissellement provenant des zones en amont;
- Le ruissellement provenant des zones adjacentes;
- Le débit de base provenant des nappes souterraines;
- Le ruissellement provenant de la pluie sur la zone considérée;
- Les marées et les ondes de tempête;
- Les eaux usées (sanitaires, industrielles, etc.).

Les inondations dues au ruissellement provenant de zones rurales ou de remontées de nappes sont traitées dans d'autres chapitres. Le chapitre 4 porte sur la conception et la gestion des systèmes de drainage urbain permettant de faire face aux ruissellements de surface causés par des pluies locales et de leur interaction avec les masses d'eau réceptrices.

Une relation est établie entre, d'une part, la distribution et la gestion de l'eau à usage domestique et industriel, en tant que source d'eaux usées domestiques et industrielles polluées, et, d'autre part, le réseau d'assainissement urbain. Il faut surveiller les variations journalières de la qualité et de la quantité des eaux usées de cette provenance, pour en extraire les données qui servent aux fonctions suivantes:

- La conception, l'entretien et la remise en état des réseaux d'assainissement;

- b) La conception et la gestion des stations d'épuration;
- c) L'évaluation des effets des eaux polluées et traitées sur les masses d'eau réceptrices.

La surveillance et la gestion des eaux souterraines en milieu urbain revêtent une grande importance, compte tenu de la diversité des relations entre les activités humaines et la qualité et l'équilibre de ces eaux, qui sont souvent une source essentielle d'alimentation en eau potable en milieu urbain. Cependant, la recharge des nappes souterraines en milieu urbain est en général réduite à cause de l'accroissement des surfaces imperméabilisées, ce qui diminue l'infiltration et accélère l'écoulement de surface. De surcroît, les eaux souterraines en zone urbaine sont sujettes aux pollutions à la fois diffuses et ponctuelles.

4.7.1.2 Objectifs de la gestion intégrée des eaux urbaines

Les objectifs d'une gestion intégrée des eaux urbaines sont les suivants:

- a) Fournir, en quantité et qualité suffisantes, de l'eau pour l'approvisionnement en eau potable et pour l'industrie dans des conditions économiques optimales;
- b) Réduire autant que possible la pollution et les autres effets néfastes sur l'environnement, y compris les changements préjudiciables du niveau des aquifères;
- c) Réduire autant que possible les coûts des crues et les dommages causés par les orages, ceci en concevant des systèmes de drainage efficaces, basés sur la combinaison de réseaux d'assainissement améliorés, de la maîtrise en temps réel des ouvrages auxiliaires (bassins de retenue ou d'orage, stations de pompage, etc.) et de systèmes d'alerte;
- d) Réduire autant que possible les effets néfastes des eaux urbaines traitées ou non traitées (eaux usées domestiques, industrielles ou d'orage) sur les masses d'eau réceptrices.

La gestion des systèmes de drainage urbain visant à atteindre ces objectifs implique les tâches suivantes:

- a) Évaluation de l'incidence du développement urbain sur le débit et la qualité de l'eau du bassin selon différents scénarios et différentes périodes de retour;
- b) Conception et mise en œuvre de mesures générales et de pratiques de drainage pluvial afin d'atténuer les incidences;
- c) Application de ces mesures par une saine gestion.

4.7.2 Incidences du développement urbain

Les bassins versants urbains diffèrent des bassins versants ruraux par différents aspects:

- a) Les modes d'occupation du sol sont différents et, en général, mieux décrits que dans les bassins naturels;
- b) Le pourcentage de surfaces imperméabilisées est plus grand;
- c) À moins que des techniques spéciales de réduction du ruissellement soient employées, les crues prennent rapidement de l'ampleur et atteignent des pics plus élevés;
- d) L'eau des bassins est drainée par une combinaison de collecteurs de surface et de réseaux d'évacuation enterrés;
- e) Les bassins versants urbains sont en général de faible superficie, mais, dans les grandes métropoles, peuvent gagner en étendue et comporter des réseaux complexes de conduites enterrées, des stations de pompage et, depuis quelques années, des ouvrages de stockage enterrés de grande capacité.

Le développement urbain modifie les modes d'utilisation des terres (figure II.4.37) en accroissant fortement le pourcentage de zones imperméables comme les toits, les chaussées et les parcs de stationnement. Il introduit aussi un drainage artificiel sous forme de conduites et de chenaux, qui modifient le cycle hydrologique en augmentant les écoulements de

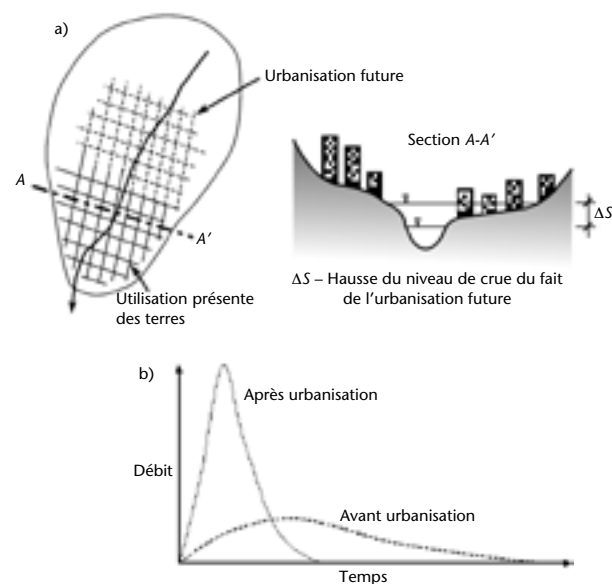


Figure II.4.37. Effets hydrologiques de l'aménagement des terres: a) le changement d'affectation des terres provoque une augmentation de la hauteur d'eau et de la section transversale et b) l'urbanisation entraîne une modification de l'hydrogramme de l'écoulement.

surface et en réduisant la contribution souterraine. Dans une telle configuration, les débits de pointe augmentent (figure II.4.37(b)), ainsi que la fréquence des inondations. Les débits plus élevés en provenance des surfaces urbaines peuvent charrier davantage de charges solides sous forme de matériaux, de déchets et de polluants qui dégradent la qualité de l'eau des eaux réceptrices.

Lorsqu'une zone urbaine est déjà bien développée, les particules solides produites dans le bassin proviennent principalement des sédiments et des déchets solides issus du lessivage des surfaces urbaines. Dans ce cas, la charge solide totale est fonction de la fréquence de collecte des déchets solides et du nettoyage des rues ainsi que de facteurs hydrologiques comme la fréquence des épisodes de pluie.

Les jours de pluie, la charge de ruissellement en surface provient principalement des détritiques et autres contaminants de surface. Le tableau II.4.2 montre les valeurs, mesurées dans des villes des États-Unis d'Amérique, de quelques paramètres de qualité de l'eau pour différents modes d'occupation des sols.

Il est possible d'établir une corrélation entre de nombreuses maladies et une mauvaise gestion de l'eau. Dans les régions tropicales humides, plusieurs maladies et symptômes, dont les diarrhées, le choléra, le paludisme, la dengue et la leptospirose, sont liés à une insuffisance de l'approvisionnement en eau, de l'assainissement et du drainage. Les conditions environnementales qui se rapportent au drainage et contribuent à la propagation du paludisme sont en particulier les eaux stagnantes, la déforestation, l'érosion des sols et les inondations. La dengue est une maladie des climats chauds,

propagée par les moustiques qui vivent dans des eaux propres stagnantes pouvant se trouver dans des habitations ou à proximité (pneus, vases, etc.) pendant la saison des pluies. Sous ces climats, il y a lieu de bien concevoir et de surveiller avec soin les étangs ou les systèmes de stockage temporaire *in situ*, pour éviter de maintenir un environnement favorable à ce type de maladies.

4.7.3 Conception des réseaux urbains d'évacuation des eaux pluviales

En ce qui concerne la conception des réseaux d'assainissement, les éléments principaux sont les gouttières, les conduites, les chenaux et les ouvrages de stockage temporaire ou de retenue. D'un point de vue hydrologique, on conçoit ces éléments en se basant sur le calcul du débit de projet maximum ou de l'hydrogramme qui intègre à la fois le débit de pointe et le volume de la crue. Les méthodes utilisées pour la conception sont généralement fondées sur des hypothèses concernant la relation pluie-débit. Il existe deux méthodes principales:

- a) La méthode rationnelle, par laquelle on estime uniquement le débit de pointe en supposant que la proportion de la pluie qui ruisselle et que l'intensité de la pluie sur une période donnée sont constantes. Ce sont des hypothèses acceptables pour de petits bassins de moins de 2 km²;
- b) L'estimation de l'hydrogramme de crue, qui permet de calculer le débit de pointe et le volume de la crue. Ceci devrait être important pour les réservoirs et prend en compte les grands bassins urbains.

Les principaux éléments d'information requis par ces méthodes d'estimation du débit maximum et

Tableau II.4.2. Valeurs médianes des concentrations moyennes par événement établies dans le cadre du programme concernant l'écoulement urbain à l'échelle nationale, États-Unis d'Amérique (Nationwide Urban Runoff Program, United States, Environmental Protection Agency, 1983)

Constituant (mg/l)	Résidentiel	Mixte	Commercial	Non urbain
Demande biologique en oxygène (DBO)	10	7,8	9,3	–
Demande chimique en oxygène (DCO)	73	65	57	40
Matières en suspension (MST)	101	67	69	70
Plomb (Pb)	0,144	0,114	0,104	0,03
Cuivre total (Cu)	0,033	0,027	0,029	–
Zinc total (Zn)	0,135	0,154	0,226	0,195
Azote Kjeldahl total (NKT)	1,900	1,29	1,180	0,965
Nitrite (NO ₂) et nitrate (NO ₃)	0,736	0,558	0,572	0,543
Phosphore total (PT)	0,383	0,263	0,670	0,121
Phosphore soluble (PS)	0,143	0,056	0,080	0,026

du volume correspondant sont la pluie de projet, les modes d'occupation des sols dans le bassin d'amont et d'autres caractéristiques de ce bassin.

4.7.3.1 Pluie de projet

Les orages auxquels sont exposées les zones urbaines sont, comme partout ailleurs, de nature stochastique. Les réseaux d'évacuation sont donc conçus pour des orages d'une certaine période de retour. Il est possible de se procurer, pour beaucoup de villes (section 5.7), des courbes d'intensité-durée-fréquence de la pluie et d'en déduire la hauteur de pluie pour une période de retour donnée. Le choix de la période de retour pour la pluie de projet à utiliser pour l'analyse pluie-débit dépend de l'importance de la zone à protéger et des dommages éventuels qui peuvent être causés par les inondations.

Entre un climat tempéré et un climat tropical humide, l'intensité de la pluie varie considérablement. La figure II.4.38 présente une courbe d'intensité-fréquence pour une durée d'une heure, établie à partir des données fournies par onze pluviomètres installés dans une zone tropicale humide de l'Amazonie, comparée à une courbe moyenne pour des régions subtropicales et tempérées. Pour une même période de retour, la différence d'intensité est d'environ 25 % et peut se traduire par une augmentation de 50 %, voire de 100 %, du débit de pointe de la crue de projet, selon la méthode employée.

Pour parvenir à concevoir un système de drainage urbain acceptable dans de tels environnements humides, on peut être amené à utiliser une période de retour relativement courte et à assumer alors un risque d'inondation relativement élevé.

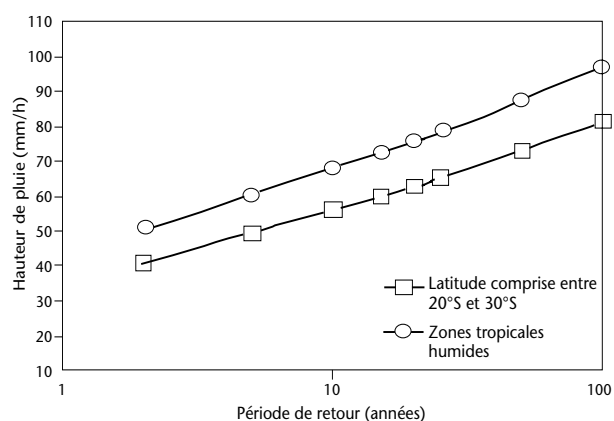


Figure II.4.38. Comparaison des valeurs maximales moyennes de la hauteur de pluie sur une heure dans les zones tropicales humides et à des latitudes comprises entre 20°S et 30°S au Brésil (Tucci, 2001)

4.7.3.2 Développement du bassin

Pour modéliser un système de drainage urbain, il faut prendre en compte l'étendue et le niveau de développement de la zone urbaine étudiée. En outre, la modélisation devra être entreprise pour toute une gamme d'échelles. Le système est généralement constitué d'une combinaison de réseaux de drainage secondaires et principaux. Les premiers servent au drainage de petites surfaces ($\leq 2 \text{ km}^2$), notamment des aménagements de sites ou des copropriétés, alors qu'un réseau principal est constitué de gros drains collecteurs et/ou de grands cours d'eau urbains. Les bassins en amont de ces cours d'eau peuvent comprendre des zones urbaines et non urbaines.

Dans les zones urbaines développées, le système de drainage est bien défini, tandis que dans les zones non aménagées, le drainage naturel fonctionne toujours. Quand il s'agit d'étudier des scénarios d'évolution future pour des bassins situés dans des zones non développées, il y a lieu de tracer les grandes lignes d'un futur système de drainage à partir du plan d'urbanisation.

Dans les pays où les villes ne se développent pas parce que la population s'est stabilisée, ce qui est le cas de certaines villes européennes, les scénarios d'évolution future en milieu urbain visent essentiellement à l'amélioration du drainage existant et de la qualité de l'eau. Dans la plupart des pays en développement, cependant, on observe un développement urbain dynamique et souvent incontrôlé. Il est alors très difficile de maîtriser les effets potentiels de ce type d'évolution sur les eaux de ruissellement pour éviter la dégradation de l'environnement et l'augmentation des dommages causés par les crues.

Tout calcul de débit portant sur les bassins urbains doit se fonder sur les réseaux d'évacuation principaux et secondaires existants ainsi que sur une analyse des scénarios de développement futur probables ou prévus. Le calcul d'un débit de pointe de projet pour les petits bassins versants repose d'ordinaire sur la méthode rationnelle, malgré ses insuffisances en ce qui concerne la variabilité spatiale et temporelle des processus hydrologiques (Heaney *et al.*, 2002). Pour ce qui est des principales composantes du système de drainage, on choisira la méthode à employer suivant que le bassin étudié se situe dans une zone développée ou non développée.

Zones non développées ou en développement: Quand un bassin se situe dans une zone non développée ou dont l'urbanisation est en cours, bien

qu'il n'existe pas de plan élaboré des rues et des réseaux de drainage secondaires pour les parties non développées, il est généralement possible de se procurer un plan directeur d'urbanisme basé sur la densité prévue de la population. En établissant des relations empiriques entre la densité de la population et les surfaces imperméabilisées, on peut définir une valeur de projet pour la proportion de surfaces imperméables (AI). Une telle relation a été établie pour trois grandes villes du Brésil, Sao Paulo, Curitiba et Porto Alegre (Campana et Tucci, 1994); elle s'exprime par l'équation suivante:

$$AI = 0,489 DH \quad (4.14)$$

où DH est la densité urbaine exprimée en habitants par hectare. Cette relation est valable dans le contexte brésilien tant que $DH < 130$ habitants/hectare. Au-dessus de cette densité, on estime à 65 % le taux d'imperméabilisation. Ceci est valable pour des étendues de plus de 2 km², car la méthode peut présenter quelques distorsions pour des surfaces plus petites.

4.7.3.3 Débit de pointe de projet

Le débit de pointe de projet peut être évalué par les procédures suivantes:

- Établir la fréquence des crues à partir d'une série de données sur l'écoulement suffisamment longue;
- Résoudre des équations empiriques fondées sur une analyse fréquentielle des crues régionales;
- À l'aide d'un modèle pluie-débit, exécuter les calculs pour une pluie de projet donnée.

Pour la procédure (a), il faut disposer d'échantillons stationnaires et représentatifs de débits de pointe. Ces données n'étant pas toujours disponibles, il peut se révéler difficile d'élaborer un échantillon stationnaire d'épisodes de crues, compte tenu de l'urbanisation permanente du bassin. Pour la procédure (b), des équations empiriques doivent être élaborées pour une région en particulier à partir de données régionales. Il est en général recommandé de ne pas appliquer ces équations à d'autres régions que celle pour laquelle elles ont été mises au point. La procédure pluie-débit (c) est la méthode la plus couramment employée pour évaluer le débit de pointe et l'hydrogramme de crue pour une période de retour donnée. Cette approche propose des méthodes simples à utiliser pour de petits bassins. Le calcul porte uniquement sur le débit de pointe, comme dans le cas de la méthode rationnelle décrite ci-dessous. D'autres méthodes tentent d'évaluer à la fois le débit de pointe et la distribution des débits dans le temps, donnant ainsi un hydrogramme de projet. Elles sont aussi décrites plus complètement ci-dessous.

4.7.3.3.1 La méthode rationnelle

Pour les petits bassins, il est possible d'employer la relation simple pluie-débit de pointe, connue sous le nom de méthode rationnelle, qui repose sur l'équation simple du débit de pointe ci-après:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \quad (4.15)$$

où Q est le débit en m³ s⁻¹, C le coefficient d'écoulement, I l'intensité de la pluie en mm/h et A la surface du bassin en km². L'intensité de la pluie est choisie en fonction de la période de retour T (comprise en général entre 2 et 10 ans pour un réseau de drainage secondaire) et de la durée de la pluie t . T dépend de la décision de projet et des caractéristiques du système modélisé. Dans la méthode rationnelle, t est égal au temps de concentration du bassin.

Le temps de concentration (t_c) est la somme du temps que met le ruissellement d'une averse pour parvenir à l'exutoire depuis le point du bassin pour lequel la durée de parcours est la plus longue (t_b) et du temps de trajet dans les conduites et les canaux naturels et artificiels (t_r):

$$t_c = t_b + t_r \quad (4.16)$$

La valeur de t_b peut être estimée par une équation empirique élaborée pour l'écoulement superficiel. En général, l'écoulement ne se fait pas sur plus de 60 m; au-delà de cette longueur, il tend à se concentrer dans des rigoles, des gouttières ou de petits canaux naturels. Il peut être estimé par la formule suivante:

$$H (m) \uparrow \leftarrow \quad (4.17)$$

où t_b est exprimé en minutes, C_s est le coefficient d'écoulement utilisé pour une période de retour de cinq ans, L la longueur de l'écoulement de surface en mètres et S la pente moyenne du bassin en pourcentage (SCS, 1975).

Pour calculer le temps de parcours à travers le réseau de canaux et de conduites naturels et artificiels, on peut évaluer la vitesse par la formule de Manning:

$$t_r = \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{V_i} \quad (4.18)$$

où X_i et V_i sont la longueur du bief i du système et la vitesse dans ce bief et n le nombre de biefs.

Coefficient d'écoulement: Ce coefficient (C) est présenté comme le rapport de l'écoulement de surface total à la pluie de projet totale sur le bassin. Il est fonction de l'intensité des précipitations, de leur distribution spatiale et temporelle, de l'étendue de l'urbanisation et des caractéristiques des sols, entre autres facteurs. L'évaluation d'une valeur moyenne de C pour un bassin versant donné est une représentation très simplifiée, mais pragmatique du bilan hydrique et de l'incidence de l'urbanisation.

Pour les besoins de la conception, ce coefficient est estimé à l'aide de tables fournies dans la littérature (ASCE, 1992), à l'exemple de celles figurant dans les tableaux II.4.3 et II.4.4. Pour des périodes de retour supérieures à dix ans, on peut modifier le coefficient en le multipliant par le coefficient C_f présenté dans le tableau II.4.5.

Il est possible aussi d'évaluer le coefficient d'écoulement d'un bassin en établissant la proportion de surfaces perméables et imperméables. On peut ainsi obtenir un coefficient pondéré comme suit:

$$C = C_p + (C_i - C_p)AI \quad (4.19)$$

où C_p est le coefficient pour les surfaces perméables, C_i celui pour les surfaces imperméables et $AI = A_i/A_t$ le rapport des surfaces imperméables à la surface totale.

En appliquant ce type d'équation à 44 petits bassins urbains aux États-Unis d'Amérique, on a obtenu la relation suivante (Schueler, 1987):

$$C = 0,05 + 0,9 AI \quad (4.20)$$

avec un coefficient de corrélation R^2 égal à 0,71. Les données hydrologiques utilisées étaient des séries portant sur deux années, et les valeurs des coefficients peuvent être entendues comme se rapportant à une période de retour de deux ans (Urbonas et Roesner, 1992). Dans l'équation, si AI est égal à 1, C est alors égal à 0,95, ce qui correspond à un coefficient pour les surfaces imperméables de 0,95 avec des pertes de 5 %. Cela pourrait être dû à un stockage dans les dépressions, à l'évaporation à partir de surfaces chaudes, aux conditions d'humidité antérieures, à l'infiltration au niveau des joints de surface et à l'incertitude des données.

Au Brésil, en utilisant 11 bassins dont les surfaces vont de 3,4 km² à 106 km² et dont la proportion de surfaces imperméables varie de 1 à 51 %, Tucci (2001) a obtenu la relation:

$$C = 0,047 + 0,9 AI \quad (4.21)$$

Tableau II.4.3. Plages normales des valeurs du coefficient de ruissellement (ASCE, 1992)

Caractéristiques de la surface	Coefficient de ruissellement C
Revêtement	
– Asphalte et béton	0,70–0,95
– Brique	0,70–0,85
– Toits	0,75–0,95
Pelouse, sol sableux	
– Plat (2 %)	0,05–0,10
– Moyen (2–7 %)	0,10–0,15
– Pentu (> 7 %)	0,15–0,20
Pelouse, sol lourd	
– Plat (2 %)	0,13–0,17
– Moyen (2–7 %)	0,18–0,22
– Pentu (> 7 %)	0,25–0,35

Note: Les plages des valeurs de C sont caractéristiques de périodes de retour de 2 à 10 ans.

Tableau II.4.4. Valeurs caractéristiques du coefficient de ruissellement par mode d'utilisation des sols (ASCE, 1992)

Type de zone	Coefficient de ruissellement C
Commerciale	
– Centre ville	0,70–0,95
– Périphérie	0,50–0,70
Résidentielle	
– Maisons individuelles	0,30–0,50
– Collectif isolé	0,40–0,60
– Collectif attaché	0,60–0,75
– Résidentiel (banlieue)	0,25–0,40
– Immeubles	0,50–0,70
Industrielle	
– Industrie légère	0,50–0,80
– Industrie lourde	0,60–0,90
– Parcs, cimetières	0,10–0,25
– Aires de jeux	0,20–0,35
– Dépôts de chemin de fer	0,20–0,35
– Inexploitée	0,10–0,30

Note: Les plages des valeurs de C sont caractéristiques de périodes de retour de 2 à 10 ans.

Tableau II.4.5. Facteur de correction du coefficient d'écoulement (Wright-MacLaughlin Engineers, 1969)

Période de retour en années	Coefficient C_f
2-10	1,00
25	1,10
50	1,20
100	1,25

avec une valeur de R^2 de 0,92. Cette dernière relation donne des coefficients très proches de ceux de la précédente (4.20).

Ces coefficients varient à chaque crue en fonction de l'intensité de la pluie et des conditions initiales d'humidité du sol. Dans un bassin rural, C_p peut varier énormément. Il importe par conséquent de remarquer que ces équations ont été établies à partir de valeurs moyennes et ne représentent que les conditions moyennes fondées sur les données enregistrées.

La figure II.4.39 montre les coefficients d'écoulement pour de nombreux épisodes pluvieux selon deux scénarios dans le bassin du Diluvio: 1979-1982, avec 19,7 % de surfaces imperméables, et 1995-1997, avec 40 % de surfaces imperméables. Ceci illustre la corrélation entre le coefficient d'écoulement et le débit de pointe, les deux augmentant avec les précipitations.

Les aspects quantitatifs du calcul du ruissellement urbain sont examinés plus en détail à la section 5.10.

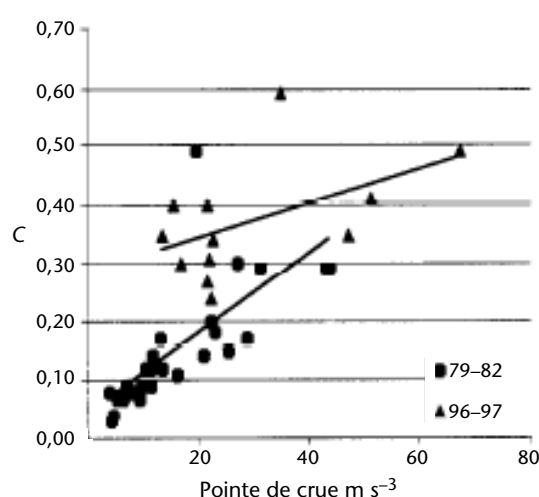


Figure II.4.39. Coefficient de ruissellement C pour deux scénarios d'urbanisation: période 1979-1982 et période 1995-1997. Arroio Diluvio à Porto Alegre (Santos, 1998)

4.7.3.4 Méthode de l'hydrogramme: modèles de simulation des eaux pluviales

Cette méthode est basée sur des modèles pluie-débit qui permettent de calculer l'hydrogramme de crue à partir de la pluie pour une période de retour donnée et une certaine distribution temporelle et spatiale. En plus de la pluviométrie, il faut aussi connaître l'état initial des variables du modèle, les paramètres du modèle et les autres caractéristiques du bassin. La période de retour de la crue est généralement supposée la même que celle de la pluie. Il est cependant possible d'adopter des approches qui permettent de faire varier de façon stochastique les valeurs d'autres éléments d'information tels que les pertes et la configuration temporelle des précipitations.

Ces modèles sont constitués en général de deux modules principaux: un module hydrologique et un module hydraulique. Le module hydrologique sert à calculer la répartition dans le temps des volumes d'écoulement de surface. Le module hydraulique permet de calculer la propagation de ce volume dans l'espace et dans le temps à travers les rues, les conduites, les canaux et les réservoirs.

Le module hydrologique utilise les outils suivants:

- Des coefficients, comme dans la méthode rationnelle;
- Des équations d'infiltration telles que celles de Horton ou Green et Ampt;
- Des relations empiriques, telles que celles mises au point par le Service de conservation des sols (SCS) du Ministère de l'agriculture aux États-Unis, maintenant connu sous le nom de Service de la conservation des ressources naturelles. Une erreur systématique affecte le premier groupe de méthodes lorsque le modèle est appliqué à une intensité de pluie plus grande ou plus petite que celle utilisée pour son élaboration. Les deuxième et troisième groupes sont plus fiables et concernent des modèles tels que celui du SCS (SCS, 1975) et HEC-1 (Feldman, 1995). Les principales simplifications de ces modèles incluent une répartition spatiale uniforme des paramètres et des précipitations dans chaque sous-bassin.

Le module hydraulique peut être représenté par les types d'équation suivants:

- Équations de stockage et de propagation de l'onde cinématique, qui présentent deux simplifications importantes: elles sont utilisées pour l'écoulement à surface libre dans les canalisations et les canaux, mais ne prennent pas en compte les effets de remous, qui sont très courants en milieu urbain;

- b) Équations de diffusion et hydrodynamiques pour l'écoulement à surface libre: ce type de modèle prend en compte les effets de remous, mais ne peut être utilisé pour l'écoulement en charge qui survient lorsque le débit est plus fort que prévu dans les conditions de projet;
- c) Équations hydrodynamiques pour les systèmes avec conduites en charge et écoulement à surface libre par ailleurs. Ce modèle est principalement utilisé pour la simulation de scénarios de crues ou des épisodes dépassant les conditions de projet.

Ces modèles ont été conçus pour simuler les différences de surfaces imperméables entre les sous-bassins, les caractéristiques de l'écoulement de surface, les différents temps de concentration pour les sous-bassins et les effets de la propagation des crues dans les canaux et cours d'eau principaux. Là où le développement urbain évolue avec le temps, le modèle devrait être utilisé pour évaluer l'incidence des variations de la densité urbaine déduites des scénarios de planification future à l'aide de relations entre la surface des zones imperméables et la densité urbaine (Tucci, 2001).

Les modèles Mouse (DHI, 1990), Hydroworks (HR Wallingford – Wallingford Software) et SWMM (modèle de gestion des eaux pluviales) (Huber, 1995) sont des exemples de modèles utilisés à ces fins.

Afin de paramétrer le modèle utilisé et de réduire les incertitudes de la planification et du projet, il est indispensable de disposer d'informations sur les caractéristiques hydrologiques et urbaines du bassin. Au cours des années 70 et 80, les méthodes de mesure de la pluie et du ruissellement ont beaucoup progressé (Maksimovic et Radojkovic, 1986), de sorte qu'on a pu mettre au point et étalonner des modèles complexes (souvent à base physique) d'analyse du couple pluie-ruissellement et de calcul des réseaux d'évacuation des eaux pluviales (Yen, 1986). Bien que les réseaux d'assainissement pluviaux soient normalement conçus pour assurer une protection contre les crues résultant d'orages d'une certaine probabilité d'occurrence, la plupart des modèles actuels sont capables de simuler les conséquences d'une surcharge de débit allant de pair avec un écoulement de surface dans les rues (écoulement à surface libre). Davantage d'informations sur ces modèles figurent à la section 5.10.5.

Dans les pays en développement, on doit effectuer la plupart des études urbaines sans pouvoir se fonder sur des relevés hydrologiques historiques, car les données pertinentes sont soit difficiles à obtenir, soit inexistantes. Il est donc urgent d'améliorer la collecte

des données en milieu urbain, particulièrement dans les zones tropicales humides. Sans ces données, les paramètres des modèles peuvent présenter de grandes incertitudes qui risquent de se traduire par des suppléments de coûts, soit en raison d'un surdimensionnement des infrastructures entraînant la construction d'un réseau de trop forte capacité, soit en raison d'un sous-dimensionnement du drainage entraînant davantage de dégâts en cas de crue.

4.7.3.5 Qualité de l'eau

Les modèles de qualité de l'eau comprennent généralement un module quantitatif, simulant les débits dus aux précipitations, et un module qualitatif, simulant la variation de la qualité de l'eau exprimée par des paramètres tels que la demande biochimique d'oxygène et les teneurs en azote et en phosphore. Le module de qualité de l'eau comprend d'ordinaire les étapes suivantes: évaluation de la charge polluante, et transport, la rétention et la maîtrise des polluants. Certains modèles, comme SWMM, Mouse ou Storm (HEC, 1977), disposent de modules de qualité de l'eau. Le manque de données d'observation pour l'étalonnage des paramètres des modèles représente la principale difficulté associée à la simulation et l'évaluation de la qualité de l'eau. En conséquence, la validation est généralement fondée sur la comparaison avec des informations publiées en provenance d'autres sources. Il est possible de se servir d'une analyse d'incertitude pour mieux cerner les limites des impacts et des mesures antipollution, en vue de faciliter les décisions concernant la gestion des aménagements urbains.

4.7.4 Mesures anticrues en milieu urbain

Le drainage en milieu urbain vise principalement à diminuer la fréquence des inondations et à améliorer la qualité de l'eau. La gestion des eaux pluviales en milieu urbain concerne principalement la répartition du volume d'eau dans le temps et l'espace au niveau du bassin urbain, compte tenu du degré de développement urbain, des réseaux hydrauliques et des conditions environnementales (Urbonas et Stahre, 1993).

Les principales mesures anticrues peuvent être structurelles ou non structurelles.

Mesures structurelles: Ouvrages visant à maîtriser l'impact des crues sur un système de drainage principal selon un scénario de développement urbain donné. Ce sont généralement des améliorations des canaux et des bassins de rétention.

Mesures non structurelles: Réglementation de l'occupation des sols et autres règlements visant à

limiter le risque d'inondation et système d'annonce de crue, y compris la prévision en temps réel des précipitations et de l'incidence probable de la crue prévue. Les dispositions réglementaires concernant le drainage urbain peuvent être utilisées pour limiter le débit de pointe en aval et réduire la dégradation de la qualité de l'eau, compte tenu des conditions sociales et économiques. Une telle réglementation est conçue essentiellement pour maintenir le débit de pointe dans les zones nouvellement développées à un niveau inférieur ou égal à celui qui existait préalablement et pour fixer les limites des surfaces imperméables dans chaque zone aménagée. Il est primordial de faire participer le public à l'élaboration d'une réglementation efficace, qui comprenne des programmes de sensibilisation et d'éducation.

Dans leur réglementation, de nombreux pays font appel à des mesures de contrôle à la source pour les nouveaux aménagements urbains (Urbonas et Stahre, 1993). Ce processus de contrôle à la source comprend la mise en place de moyens qui permettent un stockage près de la source de l'écoulement et diminuent ainsi le besoin d'une prise en charge accrue en aval (Urbonas et Stahre, 1993). Ces moyens de contrôle à la source consistent par exemple en revêtements et en aires de stationnement perméables, en bassins d'infiltration ou encore en fossés.

4.7.5 **Gestion du drainage urbain**

4.7.5.1 **Principes**

L'expérience acquise par de nombreux pays dans le domaine de la planification du drainage urbain a conduit à l'établissement de quelques principes généraux (Urbonas et Stahre, 1993):

- a) La gestion se fonde sur un plan directeur d'assainissement urbain pour la municipalité;
- b) La gestion fait davantage appel à la participation du public;
- c) Les scénarios de maîtrise du drainage tiennent compte de l'évolution future de la ville;
- d) La mise en place du système de drainage repose sur le recouvrement des coûts pour les investissements;
- e) L'évaluation des mesures de maîtrise des crues porte sur l'ensemble du bassin et pas seulement sur des sections d'écoulement spécifiques;
- f) Parmi les mesures de maîtrise des crues, la priorité est donnée aux mesures de contrôle à la source, afin que l'impact des crues ne se répercute pas dans les biefs en aval;
- g) Davantage d'importance est accordée aux mesures non structurelles visant à assurer la maîtrise des plaines inondables, notamment le

zonage des plaines inondables, les assurances et la prévision des crues en temps réel;

- h) Des mesures sont prises pour réduire l'incidence du lessivage des surfaces urbaines et d'autres éléments de drainage urbain sur la qualité de l'eau.

De nombreux pays en développement ne parviennent pas à appliquer ces principes dans leurs pratiques en matière de drainage urbain pour les raisons suivantes:

- a) Le développement urbain dans les villes est trop rapide et imprévisible. En général, ce développement commence en aval et progresse vers l'amont, ce qui augmente l'éventualité d'effets négatifs;
- b) Dans les zones périurbaines, le développement se produit généralement sans qu'il soit tenu compte de la réglementation municipale, dans la mesure où une telle réglementation existe;
- c) Les zones périurbaines et les zones à risque – plaines inondables et flancs de collines – sont occupées par des populations à faible revenu et sont dépourvues d'infrastructures. Dans les régions tropicales humides, on observe un développement de l'habitat spontané dans les zones à risque, notamment dans les villes suivantes: sur des terres sujettes aux inondations – Bangkok, Bombay, Guayaquil, Lagos, Monrovia, Port Moresby et Recife; et sur des pentes sujettes aux glissements de terrain – Caracas, Guatemala City, La Paz, Rio de Janeiro et Salvador de Bahia (OMS, 1988);
- d) Faute de dispositifs appropriés de collecte et d'élimination des ordures, l'eau est polluée et les drains se colmatent. Dans certains pays africains, les villes sont dépourvues de réseaux d'assainissement urbain et, lorsque le drainage systématique existe, il est souvent rempli de déchets et de sédiments (Desbordes et Servat, 1988);
- e) Faute d'organisation institutionnelle sur laquelle puisse se fonder la mise en place d'un drainage urbain au niveau municipal, le pouvoir réglementaire est inexistant, aucune mesure de renforcement des capacités n'est mise en œuvre et l'administration est inefficace.

4.7.5.2 **Pratiques de gestion**

Les principales prescriptions en matière de politiques de drainage urbain peuvent se résumer comme suit:

- a) Veiller, par une réglementation adaptée, à ce que l'urbanisation ne provoque pas une augmentation des débits de crue d'une période de retour donnée dans le bassin;

- b) Dans les limites du cours d'eau (figure II.4.40), réserver des espaces urbains ou construire des parcs pour le stockage des eaux de crue, la rétention de la charge solide et des détritiques et l'amélioration de la qualité de l'eau. Si certaines incidences de l'urbanisation en amont ne peuvent être maîtrisées faute d'application de la loi, une politique de drainage urbain peut être mise en place pour réduire autant que possible le transfert de ces incidences vers l'aval. Au lieu de laisser s'éparpiller les déchets solides et les sédiments dans les conduites ou le long des rivières et des canaux, il est préférable de chercher à les rassembler en des lieux spécifiques pour faciliter le nettoyage et réduire ainsi les coûts de maintenance. Ce n'est pourtant pas toujours la meilleure solution, aussi convient-il d'examiner chaque cas en fonction des conditions locales. On trouve aussi d'autres lignes directrices s'appliquant à ce type de gestion intégrée des sols et de l'eau dans les zones urbaines, notamment celles formulées par Lawrence (2001);
- c) Lorsque la solution pour maîtriser les crues dans le système de drainage principal consiste à recourir à des égouts pluviaux ou à augmenter la capacité des canaux, il convient, au stade de la planification ou de la conception, d'évaluer et de limiter les incidences de ces mesures en aval.
- b) Éléments institutionnels permanents – Édicter des règles concernant le drainage secondaire en tenant compte de l'augmentation du débit de pointe; édicter des règles concernant l'occupation des sols dans les plaines inondables; prévoir des incitations fiscales pour protéger les aires de conservation et les zones de maîtrise des crues existantes; établir des procédures publiques pour vérifier et faire respecter les règlements en fonction des conditions locales; mieux veiller à ce que la loi soit respectée au niveau du site lorsque la zone est déjà partiellement développée;
- c) Renforcement des capacités – Améliorer les capacités techniques du personnel des administrations locales et nationales; créer de meilleures conditions de travail afin que les professionnels qualifiés restent à leur poste; élaborer un manuel de drainage urbain pour la ville; mettre en œuvre un programme d'enseignement technique pour les architectes et les ingénieurs; veiller à l'éducation générale de la population concernant des questions importantes en la matière;
- d) Participation du public – Recourir à des sondages d'opinion dans le cadre d'une campagne visant à faire participer le grand public à la planification des installations de drainage urbain, compte tenu des exigences locales; organiser des consultations auprès du public, par le biais de représentants d'organisations non gouvernementales, en ce qui concerne les plans et les projets de drainage urbain à tous les stades de leur élaboration; sensibiliser davantage le public aux incidences de l'urbanisation sur le drainage urbain;
- e) Accroissement du nombre de données hydrologiques – Le manque de données hydrologiques et physiographiques pertinentes représente un problème chronique dans les zones urbaines des pays en développement; il se traduit par la conception de projets aux coûts trop élevés ou dont le rendement est insuffisant. Pour bien planifier des systèmes de drainage urbain, il est indispensable de disposer d'un programme d'acquisition de données et de méthodes permettant d'utiliser ces données pour produire les informations nécessaires;
- f) Maîtrise des impacts – Il est possible de mettre au point des mesures structurelles de maîtrise des crues en milieu urbain, sous-bassin par sous-bassin, de façon à diminuer les incidences de l'urbanisation sur l'eau, du point de vue tant quantitatif que qualitatif. Dans le processus de planification, on peut se servir de modèles pluie-débit et de qualité de l'eau pour évaluer l'efficacité des mesures en question. Les coûts associés sont généralement répartis entre les habitants du bassin en fonction de la surface imperméable de leurs propriétés.

Partant de ces principes, il y a lieu d'intégrer, dans les pratiques de gestion du drainage urbain, les modalités suivantes:

- a) Prévention – Dans le cadre de l'aménagement de l'espace urbain, prévoir des zones de drainage dans la plaine d'inondation. À ce stade de la planification, le choix doit surtout porter sur les mesures de contrôle à la source et les mesures non structurelles;

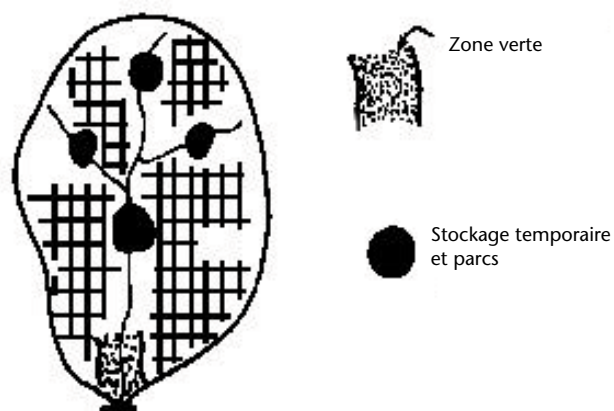


Figure II.4.40. Planification de l'aménagement de réservoirs de maîtrise des crues dans le cadre du drainage urbain (Tucci, 2001)

4.7.6 Estimation de l'occupation des sols par télédétection

Les techniques de télédétection jouent un rôle important dans la conception du drainage urbain, en particulier pour l'estimation de l'occupation des sols. Cette question est examinée dans le Volume I, chapitres 2 et 4.

4.8 TRANSPORT SOLIDE ET GÉOMORPHOLOGIE FLUVIALE [SHOFM I09, K65]

4.8.1 Généralités

Le transport des sédiments par les cours d'eau et les canaux est un facteur important dans la planification, la conception et l'exploitation des projets de gestion des eaux. Il affecte la fonction de stockage des réservoirs, la stabilité et la débitance des chenaux, la conception des ouvrages qui sont en contact avec l'écoulement et l'adéquation de l'approvisionnement en eau aux différents usages de cette dernière. Pour bien évaluer ces effets et les mesures qu'il faudra mettre en place pour les maîtriser, il faut connaître les processus d'érosion des sédiments, de leur transport et de leur dépôt ainsi que leur interaction avec les processus hydrologiques dans le bassin versant concerné.

La présente section est consacrée à ces processus d'érosion et de sédimentation et à leur rôle dans la géomorphologie du chenal, alors que la section 4.10 s'intéresse aux questions d'hydroécologie pour lesquelles la géomorphologie du chenal est un facteur clé.

4.8.2 Érosion du bassin versant

Les agents d'érosion sont notamment le vent, la glace et la force de gravité, mais le plus actif est l'eau courante. Les processus de dégradation des sols par l'eau sont complexes et dépendent des caractéristiques des pluies et des propriétés du sol, de la pente du terrain, de la végétation, des méthodes culturales et de l'urbanisation. Les deux derniers facteurs constituent la part la plus importante de l'influence des activités humaines sur l'érosion.

On a élaboré des équations empiriques pour déterminer les pertes en sol (érosion en nappe) des terres agricoles. L'une d'entre elles est l'équation de Musgrave, mise au point pour les conditions qui règnent aux États-Unis d'Amérique (Chow, 1964). Elle a été substantiellement modifiée pour pouvoir s'appliquer à un éventail plus large de conditions et devenir ainsi l'équation universelle des pertes en sol.

Elle a été ensuite développée pour inclure l'érosion causée par les constructions et les bâtiments, devenant ainsi l'équation universelle révisée des pertes en sols:

$$A = R \cdot K \cdot LS \cdot P \cdot C \quad (4.22)$$

où A est la perte de sol en tonnes par hectare et par an, R un facteur d'érosivité de la pluie, K un facteur d'érodabilité du sol, LS un facteur topographique composé de L , un facteur dépendant de la longueur de la pente, et de S , la pente de la surface du sol; P est un facteur de pratiques de conservation et C un facteur de couverture. Chaque facteur est évalué en utilisant des cartes et des tables dressées à partir de données empiriques propres à des conditions et un lieu particuliers.

Les terres nues et les bad-lands peuvent présenter des ravines dont la vitesse d'évolution peut être calculée à l'aide de formules empiriques comprenant des paramètres tels que le bassin versant de la ravine, la pente du chenal d'approche, la hauteur de pluie et la teneur en argile du sol érodable.

4.8.3 Érosion du chenal d'un cours d'eau

L'érosion du chenal est provoquée par la force du courant. Son intensité varie en fonction des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans le chenal et de l'érodabilité intrinsèque des matériaux qui constituent ce dernier. Pour les matériaux non cohésifs, la résistance à l'érosion est fonction de la taille, de la forme et du poids spécifique des particules, ainsi que de la pente du lit. Pour les matériaux cohésifs, elle est fonction également du ciment liant les grains. Les relations entre les variables hydrauliques et les paramètres qui régissent l'érodabilité des chenaux ne sont pas totalement explicitées et s'expriment souvent par des formules empiriques (Chow, 1964; Maidment, 1992). Des travaux d'aménagement et de correction d'un cours d'eau risquent d'accélérer localement l'érosion du chenal, lorsqu'ils entraînent une augmentation de la profondeur du chenal ou de la vitesse du courant, une modification de la direction de l'écoulement ou une diminution de la charge solide naturelle. Cette dernière circonstance se produit fréquemment au-dessous des barrages, et l'effet peut se faire sentir des kilomètres en aval. Les méthodes de mesure et de calcul des matériaux du lit, du débit solide en suspension et de la sédimentation sont présentés à la section 5.5 du volume I.

4.8.4 Systèmes hydrographiques

Les cours d'eau se forment au fil du temps le long de chenaux plus ou moins définis, drainant par

ruissellement l'eau des précipitations et de la fonte des neiges en altitude. L'eau qui s'y écoule transporte en outre des sédiments provenant du lessivage des bassins versants et de l'érosion de leurs lits et de leurs berges. Il y a lieu de souligner la complexité des systèmes et processus hydrographiques. Par exemple, le bief d'un cours d'eau est alimenté par des débits liquide et solide déterminés, qui influent en premier lieu sur la largeur, la profondeur et la vitesse de l'écoulement, sur le débit solide tout au long du bief et sur le taux de rétention des sédiments et des eaux – qui peut être positif ou négatif – dans le bief même. Les phénomènes de rugosité du lit et de frottement peuvent être considérés comme des facteurs secondaires, dont les valeurs sont liées à la hauteur et à la vitesse de l'écoulement, au débit solide et, dans une certaine mesure, à la vitesse d'affouillement et de dépôt.

À l'échelle des temps géologiques, les cours d'eau évoluent de telle façon qu'il s'y crée à long terme un équilibre entre la charge solide qu'ils reçoivent et l'écoulement d'eau disponible. Concernant la plupart des chenaux naturels, on estime qu'ils se trouvent en profil d'équilibre quand leurs dimensions principales restent relativement constantes sur une période de temps prolongée. Une telle situation d'équilibre n'exclut pas le fait que les phénomènes d'érosion et de reconstruction des berges puissent modifier le tracé d'un chenal, à condition que ces facteurs tendent à s'équilibrer. Ce type d'équilibre se traduit par une constance du transport solide entre les biefs consécutifs d'un cours d'eau, ce qui n'implique pas une relation d'invariance entre le débit solide et le débit liquide. Pour la plupart des cours d'eau à lit mobile, il existe une fourchette de débit pour laquelle un cours d'eau peut aller jusqu'à décupler son débit solide en faisant varier la forme du fond de son lit (dunes et rides de fond). Cela peut s'accompagner d'une variation de la hauteur et de la vitesse de l'écoulement, sans modification appréciable de la pente, de la largeur du chenal ou du niveau moyen du lit. Un cours d'eau peut demeurer en profil d'équilibre tout en faisant varier localement, dans le temps ou dans l'espace, les dimensions de son chenal, pour peu que ces variations s'effectuent autour d'une moyenne d'équilibre. C'est d'ailleurs ainsi qu'un cours d'eau retrouve son état d'équilibre en aval de la confluence avec un affluent dont les caractéristiques du transport solide sont différentes.

4.8.4.1 Cours d'eau alluvionnants et érodants

Dans les sections de certaines rivières où la charge solide introduite est supérieure à la capacité de transport de l'écoulement, l'excès de sédiments se dépose. Le lit de la rivière est, de ce fait, rehaussé ou

alluvionné. À l'inverse, si le débit solide d'entrée est inférieur à la capacité de transport du courant et que le lit et les berges du chenal sont érodables, le lit et les berges seront érodés pour suppléer au déficit de transport solide. Les dimensions principales des chenaux alluvionnants ou érodants sont en évolution constante jusqu'à ce qu'un équilibre soit établi entre les débits solides entrant et sortant.

4.8.4.2 Tracé des chenaux

On distingue trois grands types de tracés: rectilignes, anastomosés et méandriformes, qu'on caractérise à partir d'une vue en plan. De nombreux facteurs déterminent le tracé d'un chenal, et leurs relations ne sont pas encore complètement expliquées.

4.8.4.3 Chenaux rectilignes

Les chenaux rectilignes sont ceux qui progressent en ligne droite. C'est généralement le cas lorsque la pente du chenal est analogue à celle de la vallée ou que la forte pente entraîne des vitesses relativement élevées. Dans ce dernier cas, l'écoulement en ligne droite est dû principalement à la vitesse acquise qui s'oppose à toute inflexion.

4.8.4.4 Chenaux anastomosés

Un cours d'eau anastomosé se caractérise par la multiplicité des chenaux qui le composent. On distingue cependant deux types de cours d'eau à chenaux multiples. Dans le premier cas, l'écoulement se fait à travers plusieurs chenaux entrelacés séparés par des îlots en période de basses eaux, ce qui donne au cours d'eau l'apparence d'une tresse. En période de hautes eaux, les îlots sont submergés et l'écoulement se fait de bord à bord (figure II.4.41a). Dans l'autre cas, l'écoulement formé d'une ramification d'effluents est celui qu'on retrouve dans les deltas ou les cônes de déjection (figure II.4.41b). Ce sont en général des chenaux alluvionnants qui se ramifient et finissent par disparaître pour former un écoulement en nappe au niveau de la côte.

4.8.4.5 Chenaux méandriformes

Les chenaux à méandres suivent un cours sinueux ou tortueux. Ils ont tendance à modifier continuellement leur tracé par érosion locale et recharge des berges. En matière de maîtrise des chenaux, ce sont surtout les cours d'eau méandriformes qui posent des problèmes, car l'érosion des berges y est très fréquente. Comme la connaissance des caractéristiques des chenaux est indispensable pour y remédier, de nombreux auteurs les ont étudiées et ont produit de volumineux ouvrages sur le sujet.

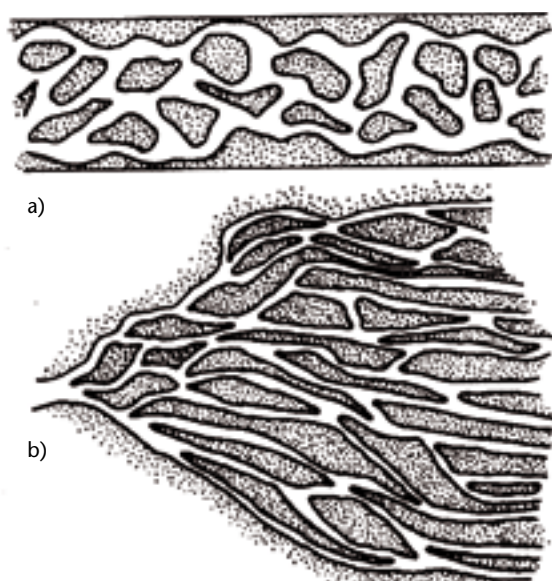


Figure II.4.41. Chenal a) en tresse et
b) à défluent

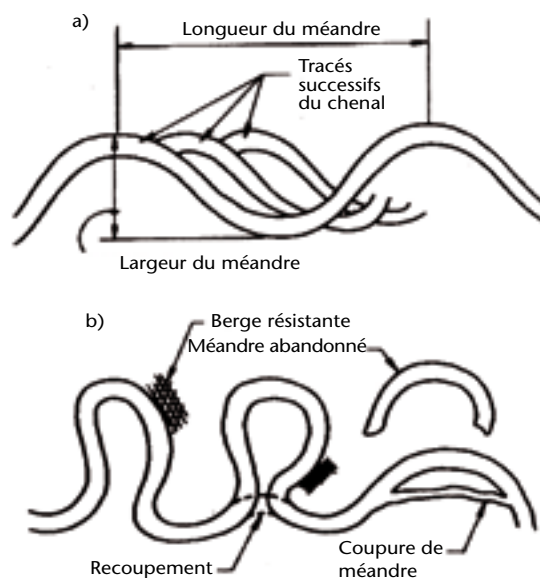


Figure II.4.42. a) Chenal sinueux et
b) chenal déformé

Le méandre le plus simple a une forme sinusoidale (figure II.4.42a). C'est une forme dynamique tendant constamment à modifier son tracé par érosion de la berge concave et dépôt le long de la berge convexe des coudes ou lobes. Dans des conditions idéales, un système à méandres migrera vers l'aval dans une progression ordonnée le long d'un axe central (Vanoni, 1975). Les dimensions principales d'un système de méandres sont sa longueur, sa largeur et son degré de tortuosité, appelé aussi sinuosité. Cinq facteurs principaux déterminent ces dimensions: la pente de la vallée, le débit à pleins bords, la charge de fond, les oscillations transversales et le degré d'érodabilité des alluvions.

Les systèmes à méandres idéaux ne sont guère fréquents dans la nature. Les méandres individuels et les systèmes de méandres naturels des cours d'eau tendent à se déformer. Un cours d'eau méandriforme type (figure II.4.42b) est formé par de nombreux coudes irréguliers, de taille et de forme variables, qui ne ressemblent à un schéma de méandre idéal que par l'alternance des directions et la migration continue des coudes.

4.8.5 Régimes d'écoulement et formes du lit

Lorsque la contrainte qu'exerce le cisaillement moyen sur le lit d'un chenal alluvial dépasse un seuil critique, ces matériaux alluvionnaires commencent à se déplacer, le fond initialement lisse s'en trouvant perturbé. La forme du lit et de l'eau en surface change en fonction des variations des caractéristiques de

l'écoulement et des sédiments. Les types de lit et d'eau en surface sont classés en fonction de leurs caractéristiques et sont appelés régimes d'écoulement (Garde et Ranga Raju, 2000). La forme du lit a un effet sur la résistance à l'écoulement, le transport solide et la turbulence.

4.8.5.1 Dynamique de la forme du lit

Les ondulations et déformations du lit mobile des chenaux sont appelées irrégularités du fond. Selon certaines hypothèses, une petite perturbation sur un lit initialement plat pourrait, sous certaines conditions, influencer sur l'écoulement et la capacité locale de transport solide et conduire à la formation de creux et de crêtes. Les déformations du lit provoquées ainsi accentuent la perturbation, qui entraîne une augmentation de l'érosion dans les creux et du dépôt sur les crêtes et conduit à la formation de dunes et de rides de fond. Les irrégularités du fond se développent jusqu'à ce que les facteurs en cause interviennent pour limiter leur croissance.

Les dunes et les rides de fond atteignent alors leur taille optimale. Cet état se produit en écoulement dit hypocritique, qui commence avec le processus. La résistance à l'écoulement est grande et le transport solide, faible. Le fond présente soit des rides soit des dunes ou une combinaison des deux. La résistance à l'écoulement est due principalement à la rugosité. À ce type d'écoulement correspondent les formes dites de fond plat et de dunes et de rides de fond.

Dans d'autres conditions, le transport solide agit localement de telle sorte que les dimensions des creux et des crêtes diminuent, jusqu'à l'obtention d'un fond plat. L'écoulement est alors dit hypercritique. Dans ce cas, la résistance à l'écoulement est relativement faible et le transport solide est élevé. À cet écoulement correspondent les formes dites d'antidunes et de fond plat. Il est donc souhaitable de savoir à l'avance quel régime prévaudra dans une rivière pour des conditions d'écoulement connues.

La zone de transition comprend les formes du fond qui se produisent quand on passe d'un écoulement hypocritique à un écoulement hypercritique. Cette transition n'est pas propre à l'hydraulique à surface libre. La figure II.4.43 montre des formes de fond classées par ordre croissant du transport solide. Les processus correspondants sont décrits ci-dessous (Simons et Richardson, 1961; Van-Rijn, 1984).

4.8.5.2 Fond plat

Lorsque la contrainte de cisaillement moyenne qui s'exerce sur le lit est inférieure à la contrainte critique correspondant aux matériaux du lit, aucun

mouvement de ces matériaux ne se produit sur le lit. Sans mouvement de particules sédimentaires, le fond demeure plat, et les lois d'écoulement à surface libre sur fond rigide s'appliquent dans ce cas.

4.8.5.3 Rides de fond

Lorsque l'écoulement et donc le cisaillement augmentent, le fond du lit est déformé en petites ondulations tridimensionnelles appelées rides. Celles-ci ont une forme triangulaire avec une pente douce en amont et abrupte en aval. Dans ce cas, les matériaux constituant la charge de fond sont essentiellement charriés sur le fond. L'eau est claire et des rides apparaissent également à la surface de l'eau. Les rides de fond progressent lentement vers l'aval.

4.8.5.4 Dunes de fond

Quand le débit augmente encore, la taille des rides augmente et celles-ci deviennent des dunes. Ces dunes de fond sont aussi de forme triangulaire, mais sont bien plus grandes que les rides. L'écoulement est dévié derrière chaque dune et produit une traînée et une forte turbulence. Il en résulte une plus grande perte d'énergie, et des matériaux sont mis en suspension. Les dunes avancent aussi vers l'aval. Dans ce cas, le nombre de Froude est bien inférieur à l'unité. La surface de l'eau présente des bouillonnements. On se trouve dans le cas d'un régime fluvial entraînant la formation de rides et de dunes de fond.

4.8.5.5 Régime de transition

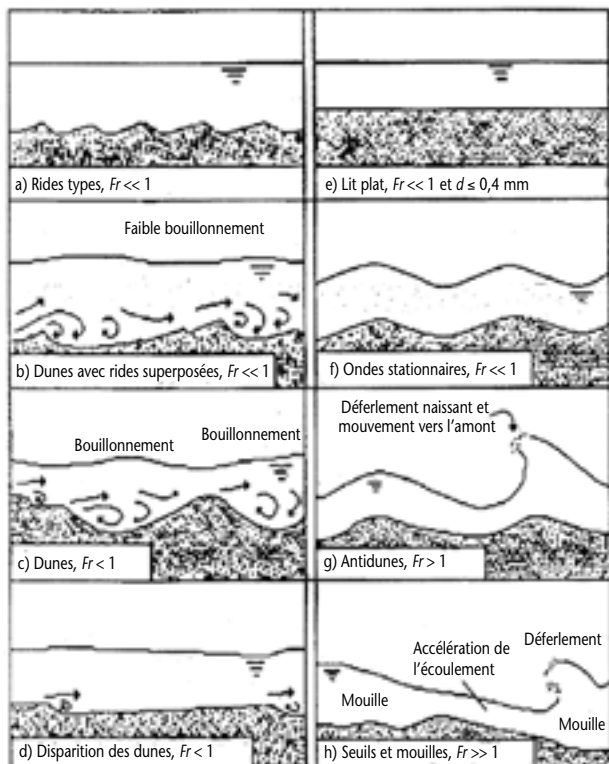
Si le débit augmente encore, les dunes tendent à disparaître, car leur longueur augmente et leur hauteur diminue. Le nombre de Froude est égal à 0,8 ou proche de l'unité. Les ondes à la surface de l'eau sont en phase avec les dunes partiellement éliminées. Il s'agit d'un régime de transition, en général très instable.

4.8.5.6 Antidunes

Une augmentation supplémentaire de la vitesse conduit à la formation d'antidunes dans le chenal. Caractérisées par des ondes stationnaires à la surface de l'eau, les antidunes se déplacent graduellement vers l'amont, bien que le mouvement des sédiments se fasse vers l'aval.

4.8.5.7 Incidences de la forme du lit

La forme du fond est un facteur important à prendre en considération en ingénierie fluviale, et cela pour plusieurs raisons. La résistance à l'écoulement est principalement attribuée à la rugosité du lit, qui



Fr – Nombre de Froude

Figure II.4.43. Évolution progressive des irrégularités du lit d'un cours d'eau, d'après Simons et Richardson (1961) avec l'autorisation de l'American Society of Civil Engineers

elle-même est fonction de la géométrie du fond. Par un abaissement sensible du fond du lit dans leurs creux, les grandes dunes de sable risquent, en se déplaçant, de venir déstabiliser des ouvrages comme les conduites de prise et les piles de ponts. Le mouvement des crêtes des dunes peut aussi faire obstacle au bon fonctionnement des prises d'eau et des sites de pompage. Les prises peuvent être enfouies ou alors ne plus amener que des eaux fortement chargées en limon. Ces grandes dunes de sable mobiles modifient les profondeurs, les pentes et les vitesses à la section de jaugeage, d'où leur effet néfaste sur l'exactitude des mesures du débit d'un cours d'eau. Quand il s'agit d'établir des relations hauteur-débit, de grandes dunes de sable en mouvement peuvent entraîner une dispersion des données, puisque des valeurs très différentes peuvent être obtenues pour un même débit en fonction de la position de la dune par rapport à la station de jaugeage. Il importe donc de bien connaître la forme que peut présenter le lit à un endroit précis du cours d'eau pour différents niveaux de crue.

4.8.5.8 Rugosité causée par la forme du lit

La forme du fond a pour effet d'accroître sa rugosité. Le coefficient de rugosité (n) dans la formule de Manning (tableau II.4.6) varie de 0,010 à 0,030 selon le régime d'écoulement. Cela signifie qu'en écoulement hypocritique ($0,15 \geq Fr \geq 0,37$), la valeur de n se situe entre 0,01 et 0,013. Les rivières modifient la forme de leur lit pendant les crues, et donc leurs coefficients de rugosité. On a constaté que les facteurs de frottement de Darcy-Weisbach pour les rides et les dunes de fond sont de 4,5 à 8,7 fois supérieurs à ceux correspondant à un écoulement sur fond plat avec une rugosité de sable immobile. Cependant, si les dunes s'aplanissent au point d'évoluer vers un régime de transition ou un fond plat, le coefficient de rugosité peut diminuer.

Tableau II.4.6. Variation du coefficient de rugosité de Manning n , exprimé en $m^{-1/3} s$, selon la forme du lit (Simons et Richardson, 1961)

Forme du lit	Régime	Nombre de Froude approximatif (Fr)	Valeur approximative de n
Rides	Faible	0,14~0,37	0,018~0,30
Dunes	Faible	0,28~0,65	0,020~0,040
Transitions	Transitions	0,55~0,92	0,014~0,030
Lit plat	Fort	0,70~0,92	0,010~0,030
Antidunes	Fort	> 1,0	0,010~0,030

Le coefficient de rugosité n est analogue au facteur de frottement f dans la formule de Darcy-Weisbach:

$$V = \left(\frac{8g}{f} \right)^{0,5} (R_h S)^{0,5} \quad (4.23)$$

où V est la vitesse moyenne, g l'accélération de la pesanteur, R_h le rayon hydraulique moyen et S la pente du chenal.

Une relation entre le frottement f et le coefficient de rugosité n est donnée par:

$$n = \mu \cdot f^{1/2} \cdot R_h^{1/6} \quad (4.24)$$

où R_h est le rayon hydraulique [m] et $\mu = \sqrt{\frac{1}{8g}} \approx 0,113$ (dans le SI).

Ceci découle de l'identité:

$$\frac{V}{V_*} = \left(\frac{8}{f} \right)^{0,5} = \frac{R_h^{1/6}}{n \sqrt{g}} = \frac{C}{\sqrt{g}} \quad (4.25)$$

où C est le coefficient de Chezy, V la vitesse du courant et $V_* = \sqrt{g \cdot R_h \cdot S}$ la vitesse de cisaillement.

4.8.5.9 Relation de résistance

Les rivières sont dynamiques par nature, et les phénomènes naturels comme les séismes, les glissements de terrain ou les changements climatiques locaux ont une influence sur leur comportement. L'importance de la forme du lit pour la mesure des débits est bien connue, car elle influe sur la rugosité alluviale, et donc sur la relation de résistance. Des méthodes pour estimer la rugosité alluviale sont données dans la littérature (Yalin et Ferreria da Silva, 2001).

4.8.5.10 Prévision des formes du lit

Des critères ont été proposés par plusieurs chercheurs pour déterminer le type de forme du fond (rides, dunes, transition, lit plat, antidunes, etc.). La plupart de ces critères sont cependant fondés sur des données obtenues dans des canaux jaugeurs, et certaines difficultés apparaissent lorsqu'ils sont appliqués à des rivières.

Les profondeurs et les vitesses relevées au niveau d'une section transversale d'un cours d'eau sont rarement uniformes, et les formes du lit observées en différents points des sections peuvent aussi être différentes. En raison de la topographie tridimensionnelle des formes du fond, la caractérisation de ces formes n'est possible que d'un point de vue statistique, et il peut se révéler nécessaire d'utiliser des fonctions de densité spectrale pour obtenir une

représentation judicieuse de la géométrie. Les formes du fond mettent un certain temps pour évoluer par suite des changements de débit et le font toujours avec un certain retard. De plus, le type de forme varie en fonction non seulement de la profondeur, de la pente et de la taille des matériaux du lit, mais aussi de l'apport de sédiments. Dans un canal jaugeur, où l'apport de sédiments est limité, la forme du lit augmente en taille, passant des rides aux dunes quand la vitesse du courant s'accroît. Dans un cours d'eau, cependant, quand le débit augmente, la vitesse augmente et, avec elle, la concentration en matières solides, ce qui entraîne une réduction de la taille des irrégularités et du coefficient de rugosité du fond. La variation du coefficient de Manning n dans un canal jaugeur où le débit augmente n'est donc pas comparable avec ce qui se passe dans un cours d'eau. Compte tenu de ce problème, il est conseillé aujourd'hui d'observer la forme du fond d'un cours d'eau en un point donné au moyen d'un échosondeur et de répéter ces observations à différents niveaux de crue.

4.8.6 Transport de sédiments dans les chenaux

Le matériau du fond du chenal se met en mouvement dès que la contrainte de cisaillement dépasse la valeur critique correspondant à ce matériau. En fonction de la granulométrie des matériaux du fond du chenal, les sédiments sont transportés par charriage sur le fond, saltation ou suspension. Transport solide, charge solide et débit solide sont des termes communément employés en ingénierie fluviale. Pour ce qui est de la charge solide, il y a lieu d'établir une distinction entre charge de fond (ou charriage), charge en suspension et charge totale (ou apports solides). Le terme «charge de ruissellement», également utilisé, se réfère aux matériaux relativement fins, en suspension quasi permanente, qui sont transportés dans l'ensemble d'un bassin sans pratiquement toucher le fond. Le *Manual on Sediment Management and Measurement* (WMO-No. 948) fournit un examen détaillé des formules ci-dessous et d'autres équations du transport solide. Plusieurs techniques de mesure sont en outre présentées dans le *Manual on Operational Methods for the Measurement of Sediment Transport* (WMO No. 686).

4.8.6.1 Charge solide en suspension

Les sédiments fins ou en suspension transportés par les cours d'eau proviennent principalement de la couche supérieure du sol des bassins versants et des berges des chenaux. Mais ils peuvent provenir aussi d'eaux usées ou d'autres rejets. À titre d'exemple, ce dernier type de sédiments représente environ un

tiers de la charge en suspension dans le cours inférieur du Rhin. Une grande partie des matériaux transportés se dépose dans les plaines d'inondation (Guy, 1970), particulièrement en amont des ouvrages hydrauliques. Les matériaux déposés subissent un tassement et d'autres modifications physiques et chimiques susceptibles d'éviter parfois une reprise d'érosion par des courants qui, sinon, les auraient charriés. On constate habituellement que la moyenne annuelle des sédiments transportés par unité de superficie du bassin versant diminue lorsque cette superficie augmente. La concentration de sédiments en suspension s'exprime par des formules comme celle du Conseil national de recherches Canada (1973), de Negev (1972) ou de Beschta (1987):

$$\log c_s = C \log Q + B \quad (4.26)$$

où c_s est la concentration exprimée en poids par unité de volume d'eau, Q le débit liquide, C un coefficient sans dimension et B une fonction de la hauteur de pluie, du débit précédent ou d'autres variables météorologiques ou hydrologiques.

La concentration des matériaux en suspension varie pour une même section transversale du chenal. Elle est relativement élevée dans la partie basse et peut également ne pas avoir une répartition latérale uniforme, de sorte qu'il est souvent nécessaire, pour obtenir sa valeur moyenne, de prélever des échantillons en plusieurs points ou le long de plusieurs verticales. Cette valeur moyenne permet d'évaluer le poids total de sédiments transportés par unité de temps en la multipliant par le débit liquide. Le graphique de répartition des sédiments en suspension en fonction du temps présente un maximum qui ne coïncide pas nécessairement avec le débit de pointe. Le déphasage résulte des conditions particulières relatives à un bassin donné, et l'on n'a pas encore trouvé de formulation générale permettant de l'évaluer.

4.8.6.2 Charge de fond

Les sédiments grossiers, ou charge de fond, se déplacent en glissant, en roulant et en sautant sur le fond du lit des cours d'eau. Les variables qui régissent leur transport sont la taille et la forme des particules ainsi que les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement. Comme cela a été décrit à la section 4.8.5, le fond du lit prend des formes diverses qui exercent une résistance à un écoulement très variable et qui prend une valeur maximale pour la configuration en dunes. Une formule empirique, proposée en 1879 par Du Boys (Chow, 1964) pour exprimer le débit des matériaux

grossiers, est encore utilisée dans de nombreux modèles:

$$q_s = c \frac{\tau_0}{\gamma} \left(\frac{\tau_0}{\gamma} - \frac{\tau_c}{\gamma} \right) \quad (4.27)$$

où q_s est le taux de transport solide par unité de largeur du chenal en $\text{kg s}^{-1} \text{m}^{-1}$, $\tau_0 = \gamma R_h S_e$ la contrainte de cisaillement sur le fond du chenal en kg m^{-2} , τ_c une valeur empirique représentant la valeur minimale de τ_0 requise pour que commence le transport du type de sédiments considéré, γ la masse volumique de l'eau en kg m^{-3} , c un coefficient dimensionnel en $\text{kg m}^{-3} \text{s}^{-1}$, S_e le gradient énergétique de l'eau et R_h le rayon hydraulique en mètres, qui, pour les rivières larges, peut être remplacé par la profondeur moyenne de l'eau. Les valeurs des coefficients de l'équation 4.27 sont données dans le tableau II.4.7 ci-dessous (Chow, 1964).

Tableau II.4.7. Valeurs caractéristiques des paramètres c et τ_c

Classification	Diamètre moyen (mm)	$c(\text{kg m}^{-3} \text{s}^{-1})$	$\tau_c(\text{kg/m}^2)$
Sable fin	1/8	8 370 000	0,0792
Sable moyen	1/4	4 990 000	0,0841
Sable grossier	1/2	2 990 000	0,1051
Sable très grossier	1	1 780 000	0,1545
Gravier	2	1 059 000	0,251
Gravier	4	638 000	0,435

Une formule ayant une base plus théorique a été élaborée en 1934 par Meyer-Peter (Chow, 1964):

$$q_s = \left\{ \frac{(\gamma q)^{2/3} \cdot S_e - A \cdot d}{B} \right\}^{3/2} \quad (4.28)$$

où q est le débit liquide par unité de largeur du chenal en $\text{m}^2 \text{s}^{-1}$, γ la masse volumique de l'eau en kg m^{-3} , S_e le gradient énergétique, d le diamètre caractéristique d'une particule en mètres, q_s le débit de charriage par unité de largeur du chenal en $\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$, B une constante sans dimension qui prend la valeur 0,40 dans un système d'unités cohérent et A une constante dimensionnelle qui prend la valeur 17,0 dans le système international d'unités (SI). Quand les sédiments transportés ont une granulométrie hétérogène, d remplace d_{35} , qui est la taille de la maille d'un tamis à travers laquelle passent 35 % en poids de la charge de fond. L'équation 4.28 fournit des résultats fiables, en particulier pour des cours d'eau à fond sableux.

Une autre version de cette formule a été mise au point pour prendre en compte les effets des dunes (Meyer-Peter et Müller, 1948):

$$q_s = 8 \sqrt{(\beta \cdot \tau^* - 0,047)^3 (s-1)g \cdot d^3} \quad (4.29)$$

où q_s est le débit de charriage par unité de largeur du chenal en $\text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{m}^{-1}$, exprimé en volume des particules (sans les vides), g l'accélération de la pesanteur, d la dimension représentative des particules et τ^* la contrainte de cisaillement limite adimensionnelle exprimée par:

$$\tau^* = \frac{R_h \cdot S}{(s-1) \cdot d} \quad (4.30)$$

où R_h est le rayon hydraulique, S la pente du chenal et s un facteur adimensionnel donné par $s = \gamma_s/\gamma$, γ_s étant la masse volumique du sédiment et γ celle du fluide. Pour finir, le coefficient β est une fonction de deux nombres de Strickler pour la rugosité du chenal et celle des particules (ceci après exclusion de la traînée causée par les formes du lit) et s'écrit

$$\beta = \left(\frac{K_f}{K_{grains}} \right)^{3/2}.$$

Le nombre de Strickler K est le même que $1/n$ où n est le coefficient de rugosité du tableau II.4.6.

4.8.6.3 Formules de la charge solide totale

La charge totale charriée par le cours d'eau est la somme de la charge de fond, de la charge en suspension et de la charge de ruissellement. Cependant, il est difficile de relier la charge de ruissellement aux conditions de débit. La charge de ruissellement étant en général absente en canal expérimental, la charge totale correspondra donc à la somme de la charge de fond et de la charge en suspension.

Les relations pour estimer la charge totale peuvent être classées en méthodes microscopiques et macroscopiques. Dans le cas des premières, la charge de fond et la charge en suspension sont calculées séparément et additionnées ensuite. La méthode d'Einstein en est un exemple (Vanoni, 1975). Les méthodes macroscopiques partent du principe que, la charge en suspension et la charge de fond étant essentiellement fonction des mêmes paramètres d'écoulement, il n'est pas nécessaire de les évaluer séparément. Dans ce cas, la charge solide totale peut être reliée à l'écoulement du fluide et aux caractéristiques des sédiments. La méthode d'Engelund et Hansen (1967) peut être citée ici, car elle est simple:

$$q_s = 0,05 \cdot \sqrt{(s-1) \cdot g \cdot d^3} \cdot \left(\frac{K_f^2 \cdot R_h^{1/3}}{g} \right) \cdot (\tau^*)^{5/2} \quad (4.31)$$

où q_s est le débit solide par unité de largeur en $\text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{m}^{-1}$, alors que s , d , g , K_p , R_h et τ^* ont la même signification que dans l'équation 4.30.

Van Rijn (1984) propose une autre formule pour la charge solide totale. L'avantage de sa méthode est qu'elle permet un calcul distinct du charriage et du transport en suspension. Ce dernier étant un sujet complexe, il ne sera pas inclus dans la présente publication. La formule de charriage est donnée ci-dessous:

$$q_b = 0,053 \cdot \frac{T^{2,1}}{D_*^{0,3}} \cdot \sqrt{(s-1) \cdot g \cdot d_{50}^3} \quad (4.32)$$

où q_b est le débit solide par unité de largeur, s a la même signification qu'en 4.30, g l'accélération de la pesanteur, d_{50} la taille caractéristique des matériaux de fond, T le paramètre pour le stade de transport, donné par:

$$T = \frac{(U_*^2 - U_{*cr}^2)}{U_{*cr}^2} \quad (4.33)$$

$D_* = d_{50} [(s-1)g/\nu^2]^{1/3}$, ν est la viscosité cinématique et U_* la vitesse de cisaillement du lit, donnée par:

$$U_* = \frac{C_f}{C_{grain}} \sqrt{g \cdot R_h \cdot S} \quad (4.34)$$

où S est la pente, R_h le rayon hydraulique, C_f et C_{grain} les coefficients de Chézy pour le chenal et les particules respectivement et U_{*cr} la vitesse critique de cisaillement du lit, donnée par le diagramme de Shield (*Manual on Sediment Management and Measurement* (WMO-No. 948), 3.2).

4.8.6.4 Transport solide sur les pentes raides et dans les coulées de débris

Dans un bassin versant escarpé, différents processus de transport solide peuvent se produire. Pendant une inondation, le débit peut augmenter à un niveau tel qu'il détruise la couche de protection du lit de la rivière ou du torrent. Il en résulte que le transport fluvial du matériau constituant le fond peut commencer. Il est possible aussi que l'effondrement de flancs en pente accentue la charge solide. L'apport de matériaux pourrait donc être suffisant pour que le taux de transport s'approche de la capacité de transport de l'écoulement. Quand la concentration des matériaux solides est très élevée, les sédiments se déplacent sous la forme de coulées boueuses, et l'écoulement devient non permanent. À l'avant de l'onde de crue, les particules sont plus ou moins uniformément réparties sur une verticale, tandis que, derrière ce front, le mélange peut être plus dilué. À la fin, les

grosses particules se concentrent près du lit (Rickenmann, 1991).

L'érosion peut s'intensifier à la suite de changements provoqués par des séismes ou des éruptions de lave. Cendres, argile, gravier grossier, blocs, arbres, rochers branlants et matériaux anthropiques sont transportés par les flots d'eau sous forme de coulées de débris ou de boue. Les coulées de débris, comme les crues éclair, se déplacent rapidement et se produisent dans des milieux très divers. Elles ont la consistance du béton humide et se déplacent à des vitesses élevées pouvant atteindre 15 m s^{-1} , voire davantage. Elles se produisent d'ordinaire dans les cônes d'alluvionnement en pente douce que l'érosion a constitués pendant des milliers à des millions d'années par dépôt de sédiments à la base des chaînes de montagnes.

La mesure du transport solide et des coulées de débris est très difficile dans de tels cas, mais des études expérimentales sont menées en France, en Chine, au Japon, aux États-Unis d'Amérique et en Fédération de Russie, où de vastes zones sont affectées par une érosion intense. Le charriage de graviers, les coulées de débris et les coulées de boue sont des sujets d'intérêt récents, et les travaux de Thorne *et al.* (1987), Coussot (1997), Zhaohui Wan et Zhaoyin Wang (1994) fournissent des informations complémentaires à ce propos.

4.8.6.5 Transport solide dans les rivières à lit de gravier

Dans les rivières de montagne, le charriage sur le fond compte pour une large proportion dans le transport total. Les estimations du transport des sédiments dans les rivières à fond de gravier sont limitées du fait des problèmes d'échantillonnage sur le terrain de la charge de fond et des matériaux charriés, de l'extrême hétérogénéité de ces matériaux et du déséquilibre du charriage. À partir de données recueillies dans un canal d'expérimentation avec des sédiments mesurant jusqu'à 29 mm de diamètre et des pentes jusqu'à 20 %, une équation a été établie (Smart, 1984) pour le charriage:

$$\frac{q_{BV}}{[g(s-1)d_a^3]^{1/2}} = 4 \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)^{0,2} \cdot S^{0,6} \cdot \left(\frac{V}{V_*}\right) \cdot \tau^{*0,5} (\tau^* - \tau_c^*) \quad (4.35)$$

où q_{BV} est le débit solide volumique par unité de largeur, S la pente du chenal, g l'accélération de la pesanteur, d_a la moyenne arithmétique de la taille

des particules, d_{90} et d_{30} les dimensions pour lesquelles la proportion de matériaux plus fins est de 90 et 30 % respectivement, V la vitesse moyenne, V_* la vitesse de cisaillement de l'écoulement, τ^* la contrainte de cisaillement adimensionnelle (comme dans l'équation 4.29) et τ_c^* la contrainte de cisaillement adimensionnelle critique, corrigée pour tenir compte de la pente sous la forme:

$$\tau_c^* = \tau_{0c}^* \cdot \cos \alpha \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi} \right) \quad (4.36)$$

où τ_{0c}^* est le paramètre critique de Shields, α l'angle de la pente tel que $S = \tan \alpha$ et φ l'angle de repos d'un matériau submergé sur le fond. Le transport solide dans les cours d'eau est un sujet qui a intéressé de nombreux chercheurs et pour lequel d'autres textes peuvent aussi servir de référence (Raudkivi, 1998; Yalin, 1992). Ces formules sont basées sur des équations empiriques, semi-théoriques et théoriques, vérifiées par des données de laboratoire. Peu de données de terrain ont été utilisées cependant, car celles-ci manquent de fiabilité. Les résultats qu'on obtient grâce à ces différentes formules présentent souvent d'énormes disparités. Il est difficile de dire quelle formule donne le résultat le plus proche de la réalité. Le choix d'une formule en particulier ou d'un ensemble de formules exige un ajustement à l'aide de données d'observation recueillies dans le système hydrographique étudié.

4.8.7 Sédimentation

Les sédiments en suspension se déposent suivant leur vitesse de sédimentation. La figure II.4.44 donne un exemple de relation entre le diamètre des particules et la vitesse de sédimentation. Les sédiments grossiers se déposent d'abord, influent alors sur la débitance des chenaux et peuvent donner naissance à de nouveaux méandres et défluent. En entrant dans des réservoirs, les sédiments se déposent et peuvent former des deltas dans les parties amont. Les matériaux déposés peuvent être entraînés par la suite vers des zones plus profondes de la retenue par des processus hydrauliques internes propres à la masse d'eau. En effet, quand la surface mouillée croît, la profondeur et la vitesse diminuent et même les sédiments fins commencent parfois à se déposer. Une fois les sédiments arrivés dans un réservoir, ils peuvent rester plusieurs jours en suspension avec une forte concentration, ce qui peut se révéler gênant pour l'utilisation de l'eau stockée à diverses fins, notamment l'approvisionnement en eau ou les loisirs.

Les sédiments ne se déposent cependant pas en totalité dans les réservoirs. Une grande partie reste

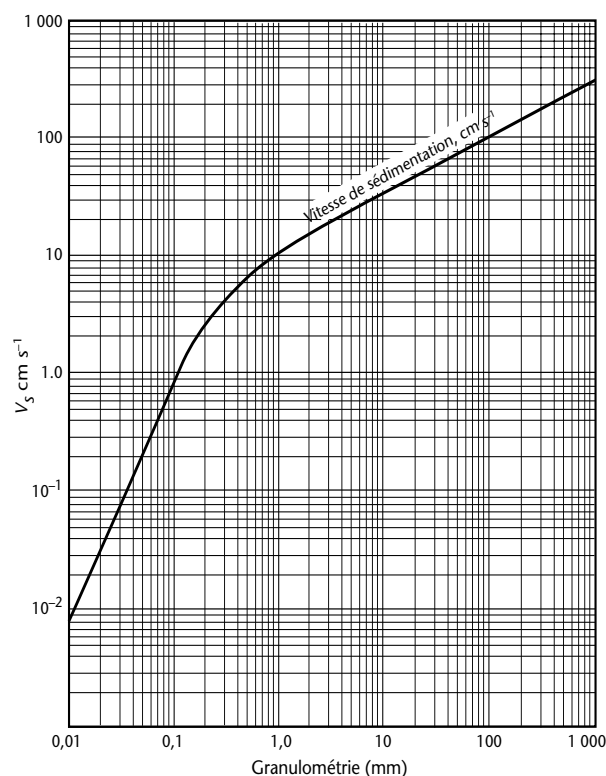


Figure II.4.44. Vitesse de sédimentation des grains de quartz

dans le haut du bassin versant, une certaine quantité se dépose en amont des retenues et une autre est entraînée par les lâchures en aval des barrages. L'efficacité de la rétention des sédiments par un réservoir dépend des caractéristiques hydrauliques de ce dernier et de son exutoire ainsi que de la nature des sédiments. La densité des sédiments nouvellement déposés est relativement faible, mais elle croît avec le temps. La composante organique des sédiments peut subir des transformations qui peuvent réduire le volume des sédiments et favoriser des processus biochimiques dans l'eau stockée. Pour de plus amples informations, on se reportera aux sections 4.9 et 4.10.

4.8.8 Mesures de contrôle des sédiments

Les mesures de contrôle des sédiments se classent en deux grandes catégories: les mesures de conservation des sols pour la protection du bassin versant et les mesures structurales. Vanoni (1975) en fournit une présentation détaillée. Le but des mesures de conservation des sols est de réduire l'érosion dans le bassin, et donc le rythme de formation des sédiments, grâce à des initiatives visant à améliorer la couverture qui protège la surface du sol, à réduire le

ruissellement et à augmenter l'infiltration. Ces mesures comportent:

- a) Une gestion des terres fondée sur des pratiques agronomiques et forestières, notamment l'assolement et l'interdiction de pâturage dans les zones où le ruissellement et l'érosion atteignent des valeurs critiques;
- b) Des pratiques de terrain appropriées, telles que la culture en courbes de niveau sur les terrains en pente, l'aménagement de terrasses sur les versants abrupts ainsi que le nivellement et le revêtement des voies d'eau naturelles, des fossés d'irrigation et de drainage et des dépressions.

Les mesures structurales ont pour objectif de procurer une protection au-delà de celle offerte par la gestion des terres. Elles comprennent des ouvrages d'amélioration et de stabilisation des cours d'eau, des réservoirs, des bassins de rétention des débris et des sédiments, des levées, des digues et des canaux évacuateurs et de dérivation des eaux de crue.

4.9 **QUALITÉ DE L'EAU ET CONSERVATION DES ÉCOSYSTÈMES AQUATIQUES** [SHOFM K55]

4.9.1 **Généralités**

Les projets de mise en valeur des ressources en eau devraient être élaborés et gérés d'une manière respectueuse de l'environnement. Ils doivent, de plus, respecter les normes de qualité de l'eau pour ne pas avoir d'effets néfastes sur les écosystèmes aquatiques et sur la qualité de l'eau. C'est l'objet de la présente section du guide. La section suivante (4.10) traite de la vaste question de la gestion environnementale des cours d'eau dans le cadre de la morphologie fluviale et de l'écologie, et notamment des impacts majeurs des projets de mise en valeur des ressources en eau sur les écosystèmes fluviaux ainsi que des méthodes couramment utilisées pour atténuer ces impacts ou les neutraliser.

Il existe des relations étroites entre, d'une part, certaines caractéristiques quantitatives des masses d'eau, notamment les régimes d'écoulement et la capacité de dilution dans les rivières ou encore le temps de vidange et les modes de stratification dans les lacs, et, d'autre part, leur fonctionnement écologique et la qualité de leurs eaux. Comme les projets de mise en valeur des ressources en eau ont tendance à modifier certaines de ces caractéristiques quantitatives, il devrait être possible d'estimer ou de prévoir leurs effets sur l'environnement dans la mesure où les relations en question sont bien

comprises et définies. Malheureusement, ces relations sont très complexes et ne sont connues, dans certains cas, que de façon qualitative. De plus, on dispose rarement des données nécessaires pour les paramétrer. Il est donc naturel que l'on ne puisse faire que des estimations grossières de la qualité de l'eau et des incidences environnementales des projets.

Lors de la Conférence internationale sur l'eau et l'environnement: le développement dans la perspective du XXI^e siècle (ONU, 1992), les Nations Unies ont formulé des recommandations en faveur de la protection de la qualité de l'eau et des écosystèmes aquatiques. Petts (1984), Gore et Petts (1989) et la Commission mondiale des barrages (2000) ont aussi proposé des recommandations prônant une conception et une exploitation respectueuses de l'environnement pour les projets de mise en valeur des ressources en eau ainsi que l'atténuation des incidences et la réorganisation et la remise à niveau des projets existants; ils fournissent en outre des références supplémentaires détaillées sur le sujet. Des recommandations relatives aux barrages hydro-électriques et d'irrigation figurent dans Brookes (1988) et Gardiner (1991). Pour les projets de canalisation, on consultera Brookes et Shields (1996), et pour les ressources en eau des rivières, Cowx et Welcomme (1998) et OMM/APFM (2006). Les ouvrages de Thomann et Mueller (1987) et de Chin (2006) constituent une bonne introduction à la question de la qualité des eaux des rivières, des lacs et des réservoirs.

4.9.2 **Relations entre la quantité et la qualité de l'eau**

4.9.2.1 **Fleuves et rivières**

La variabilité de la qualité des eaux des cours d'eau est due en grande partie aux variations de l'écoulement. Les variations de débit ont de nombreux effets sur la concentration et la charge en substances qui peuvent s'opposer. L'augmentation de débit d'un cours d'eau a généralement les conséquences suivantes:

- a) Augmentation de la dilution des polluants associés aux rejets d'eaux résiduelles;
- b) Augmentation de la charge solide en suspension provenant du ruissellement et de l'érosion du lit;
- c) Libération des substances adsorbées ou précipitées dans les sédiments, notamment les phosphates et les métaux lourds;
- d) Augmentation de la demande d'oxygène biochimique causée par l'agitation des substances normalement déposées au fond du lit;

- e) Diminution de la part des eaux souterraines par rapport aux eaux de surface dans l'écoulement, conduisant habituellement à une baisse du pH;
- f) Lessivage et donc réduction des organismes benthiques et des temps de séjour;
- g) Atténuation des effets d'un déversement brusque de polluants;
- h) Réduction de l'absorption du rayonnement solaire et baisse associée de la température et de l'activité photosynthétique;
- i) Augmentation de la turbulence et meilleure aération, conduisant à une augmentation de la teneur en oxygène dissous, associée à une baisse de la température.

Bon nombre de ces effets varient d'intensité en fonction de la fréquence des hautes eaux et de la période à laquelle elles se produisent. Une deuxième crue se produisant peu après une première peut n'avoir qu'un faible effet amplificateur sur les conséquences de la crue précédente. Un dégel et des chutes de pluie se produisant après une longue période de froid peuvent donner lieu à un soudain apport de sels de déneigement en provenance des routes et induire des pics de sodium et de chlorures, malgré l'augmentation de débit (4.7). Les modes d'utilisation des terres, les types de sols, le couvert végétal et d'autres caractéristiques de la partie du bassin versant d'où provient le ruissellement à l'origine d'une crue sont d'autres facteurs à même d'influencer l'ampleur des changements de qualité des eaux causés par les forts débits.

Plusieurs autres effets concernant la qualité de l'eau peuvent découler d'une augmentation du débit fluvial se traduisant par une forte montée des eaux dans les plaines d'inondation, et notamment:

- a) L'atténuation des crues par un stockage accru dans la vallée et les berges, conduisant à une réduction des débits de crue en aval, avec une atténuation des effets figurant aux alinéas a à i de la liste précédente;
- b) L'augmentation du rapport surface-volume favorisant l'absorption du rayonnement solaire, la montée des températures et l'activité photosynthétique;
- c) La réduction des vitesses d'écoulement en plaine d'inondation, réduisant la réaération et favorisant le dépôt des matières en suspension potentiellement polluées en dehors du lit principal;
- d) L'augmentation des contacts avec des sédiments antérieurs, des structures de sol variées, des décharges, des stations d'épuration, des produits chimiques industriels, etc., qui peuvent entraîner une pollution du cours d'eau.

Les périodes d'étiage conduisent habituellement à des effets opposés à ceux résultant des augmentations de débit. De plus, les périodes de basses eaux s'accompagnent souvent de fortes variations diurnes des caractéristiques relatives à la qualité de l'eau, par exemple l'oxygène dissous, le dioxyde de carbone, le pH et la température. En climat aride, l'évaporation peut avoir un effet notable sur la concentration de substances variées dans l'eau. En climat froid, les périodes hivernales de basses eaux peuvent aussi correspondre à des périodes de déficit en oxygène chaque fois que la couverture de glace interfère avec le processus de réaération de l'eau.

4.9.2.2 Lacs et réservoirs de grande dimension

Certes la stratification thermique est le résultat de facteurs naturels, mais la pollution thermique et l'augmentation de la température de l'eau découlant d'une réduction de l'écoulement peuvent aussi en être la cause ou y contribuer (voir 4.9.5.4). La figure II.4.45 montre un profil représentatif de la stratification estivale dans un grand réservoir de stockage. La stratification thermique peut conduire à la stratification de l'oxygène dissous, particulièrement dans les lacs et réservoirs mésotrophes et eutrophes, ainsi qu'à la stratification d'autres substances dissoutes. C'est dans l'épilimnion, c'est-à-dire la couche supérieure de l'eau, que l'eau est la plus chaude en été et qu'elle présente en général la meilleure qualité. Une réduction de la teneur en silicates résultant de la multiplication des diatomées y est vraisemblable, ainsi qu'une réduction de la dureté de l'eau due aux apports directs d'eau de pluie et, surtout, une augmentation de l'oxygène dissous découlant des échanges avec

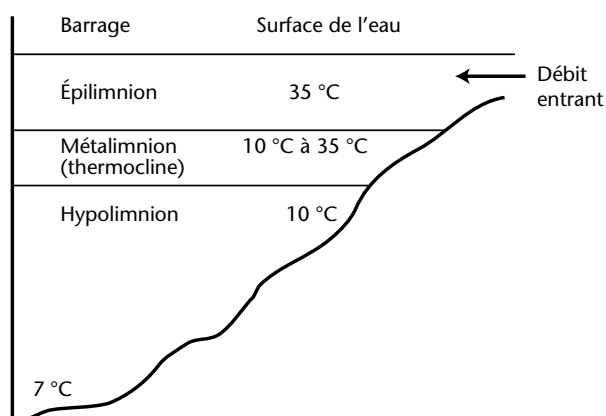


Figure II.4.45. Profil représentatif de la stratification thermique estivale dans un grand réservoir de stockage pour un barrage de grande hauteur

l'atmosphère et de l'activité de photosynthèse du phytoplancton et des macrophytes.

C'est dans l'hypolimnion, c'est-à-dire la couche d'eau la plus profonde, que l'eau est la plus froide en été et qu'elle présente une concentration réduite d'oxygène dissous. Diverses substances potentiellement nocives s'y accumulent fréquemment par dépôt sur le fond, adsorption sur les sédiments et ingestion par des organismes vivants qui, lorsqu'ils meurent, se décomposent au fond du lac (voir 4.9.5.3). L'hypolimnion peut être le siège d'une décomposition anaérobie des algues et d'autres organismes. Un accroissement des concentrations d'ammoniac et de sulfure d'hydrogène y est vraisemblable, ainsi qu'une diminution des concentrations de sulfate et de nitrate, une accumulation de sédiments et, occasionnellement, de métaux lourds et une augmentation périodique des concentrations de fer, de manganèse et de phosphate.

Durant l'inversion thermique que cause le refroidissement saisonnier de la surface du lac, une circulation convective prend place, qui entraîne un mélange vertical et une uniformisation de la température. Dans les lacs et réservoirs profonds dont le volume de l'hypolimnion est important, ce phénomène d'inversion peut occasionner la mort de poissons et d'autres problèmes, en raison du grand volume d'eau de mauvaise qualité qui vient se mélanger avec les eaux de meilleure qualité de l'épilimnion.

Outre les effets énumérés ci-dessus, il est à signaler que:

- a) Dans les grands lacs et réservoirs, on observe une biodégradation avancée de la matière organique compte tenu de la longueur du temps de séjour;
- b) On peut aussi s'attendre à une atténuation des variations de la qualité de l'eau pour la même raison;
- c) La qualité de l'eau des rivières alimentées par les réservoirs dépend en grande partie de la présence du phénomène de stratification et du niveau auquel la prise d'eau se situe, alors que les rivières débouchant naturellement de lacs non régularisés sont approvisionnées en eau de l'épilimnion.

4.9.3 Effets des projets de mise en valeur des ressources en eau sur la qualité de l'eau dans les cours d'eau

4.9.3.1 Barrages et déversoirs

En rehaussant le niveau de l'eau en amont, les barrages et, dans une moindre mesure, les déversoirs

produisent les effets ci-après sur la qualité de l'eau de la section d'amont du cours d'eau:

- a) Une intensification des processus d'autoépuration liés à l'augmentation du temps de séjour dans le tronçon et du dépôt des matières en suspension, d'où un accroissement de l'absorption du rayonnement solaire et un changement des caractéristiques sédimentologiques du lit;
- b) Il en résulte une élévation de la température de l'eau et une intensification de la production de phytoplancton, une augmentation de la consommation d'oxygène et un accroissement des fluctuations nycthémerales de l'oxygène, du pH et du dioxyde de carbone.

Les barrières physiques et les variations de la qualité de l'eau peuvent perturber la migration des poissons. La qualité de l'eau est également sensible aux modifications que subissent les berges ou la végétation riveraine, gouvernées localement par la topographie, le climat et les variations du niveau d'eau. À titre d'exemple, la turbidité de l'eau peut augmenter dans les réservoirs dont le niveau fluctue. En climat froid, les barrages et déversoirs créent des conditions favorables à un prolongement de la durée pendant laquelle les tronçons d'amont sont couverts de glace. Cela engendre une diminution de la réaération. La stratification thermique, dans le cas du stockage de grands volumes, peut entraîner d'autres effets encore. L'intensification de la pollution retenue dans le réservoir peut conduire à une eutrophisation ou engendrer des conditions anaérobies (voir 4.9.5.1 et 4.9.5.2 respectivement).

Les effets des barrages ou déversoirs sur la qualité de l'eau en aval dépendent du temps de séjour dans la retenue, qui est défini comme le rapport entre le volume stocké et le débit de l'écoulement. Ils sont fonction aussi de la stratification ainsi que de la conception et de l'exploitation de l'ouvrage, particulièrement le niveau auquel sont situés les ouvrages de prise et leur position par rapport à l'hypolimnion. Les effets les plus importants sont les suivants:

- a) Réduction de la charge solide en suspension, de la charge de pollution et de la turbidité;
- b) Modifications des caractéristiques chimiques de l'eau (souvent une diminution de la concentration d'oxygène et de nitrates dissous) et augmentation de la concentration des phosphates, du dioxyde de carbone et du sulfure d'hydrogène, en particulier quand des conditions anaérobies prévalent en amont dans le cas de ce dernier;
- c) Abaissement de la température estivale et élévation de la température hivernale de l'eau, avec des effets majeurs sur les populations d'invertébrés et de poissons en aval;

- d) Réduction des fluctuations nycthémérales de la température, à laquelle la faune et la flore du cours d'eau doivent s'adapter.

4.9.3.2 Ouvrages de correction des cours d'eau

La correction des cours d'eau se caractérise d'ordinaire par la rectification et l'approfondissement du chenal pour différentes raisons, notamment la navigation, la maîtrise des crues, l'amélioration de l'utilisation des sols ou la protection contre l'érosion. Cela entraîne une modification des caractéristiques géométriques et hydrauliques des chenaux et, quelquefois, de la plaine d'inondation. La section 4.6 propose davantage d'informations à ce sujet.

Quand la correction d'un cours d'eau vise à faciliter la navigation, elle comporte généralement la construction de déversoirs et d'écluses. Outre les effets des déversoirs (4.9.3.1), les travaux de correction et l'exploitation des canaux de navigation entraînent une augmentation de la turbidité et un mélange des eaux et une aération dus à l'action mécanique du déplacement des bateaux. Les bateaux sont aussi source de pollution permanente et accidentelle et peuvent remettre en suspension des sédiments du fond contaminés. Le dragage des voies de navigation peut causer les mêmes problèmes. Dans d'autres cas, la correction des cours d'eau provoque une réduction des capacités d'autoépuration, car la rectification des berges élimine les zones d'eau stagnante qui sont les plus favorables à l'autoépuration et au développement de la vie animale et végétale. La réduction du rapport surface-volume entraîne la réduction de l'absorption du rayonnement solaire et de la réaération. Cette réaération moindre peut être en partie compensée par un recalibrage produisant une augmentation de la vitesse d'écoulement.

4.9.3.3 Réduction et augmentation des débits

En plus des effets des barrages en matière de régularisation des débits, beaucoup de projets de mise en valeur des ressources en eau entraînent une réduction du débit en aval par dérivation de l'approvisionnement en eau destiné à différents usages ou une augmentation des apports d'eau par captage de sources extérieures au bassin versant.

Lorsque les eaux extraites subissent un traitement et que les boues résiduelles sont retournées au cours d'eau d'origine ou que l'eau est dérivée à partir des parties les moins polluées de la section transversale du cours d'eau, les effets de dérivation équivalent à une réduction du débit ou à un apport de polluants

(voir 4.9.5). La restitution des boues et résidus est normalement soumise aux dispositions réglementaires et légales concernant la qualité des effluents, lesquelles diffèrent considérablement d'un pays à l'autre.

Les effets de l'augmentation des débits dépendent principalement de la qualité des eaux apportées par rapport à celles de la rivière réceptrice. Un apport d'eau de mauvaise qualité est équivalent à une pollution, tout comme l'est l'effet net d'un projet de dérivation d'eau à partir d'un affluent plus propre.

4.9.4 Effets des projets de mise en valeur des ressources en eau sur la qualité de l'eau dans les lacs et les réservoirs de grande dimension

Les projets de mise en valeur des ressources en eau peuvent aussi avoir un effet positif ou négatif sur la qualité de l'eau des grands lacs et réservoirs. Un projet qui prévoit le prélèvement d'une eau dont la qualité est supérieure à la moyenne (par exemple, à partir de l'épilimnion) contribuera en général à altérer la qualité de l'eau du lac. Il en va de même lorsqu'une eau de qualité relativement médiocre est introduite par pompage dans un lac ou un réservoir. Comme cela est expliqué à la section 4.9.2, la qualité de l'eau sortant d'un réservoir dépend de la présence ou non d'une stratification et du niveau auquel la prise se situe.

La qualité de l'eau dans un grand réservoir est déterminée, pour une large part, par les caractéristiques des terrains noyés avant la mise en eau et du traitement qui leur aura été appliqué. Si le fond du futur réservoir est constitué de sols riches en matière organique (humus), celle-ci sera lessivée à l'occasion du remplissage du réservoir, ce qui peut conduire à une eutrophisation accélérée (voir 4.9.5.1). L'évacuation du sol et de la végétation avant la mise en eau permet d'éviter ce phénomène, mais c'est une opération coûteuse.

4.9.5 Effets de la pollution sur la qualité de l'eau

4.9.5.1 Eutrophisation

La concentration excessive de nutriments – nitrates et phosphates – dans les eaux usées d'origine urbaine ou les eaux de ruissellement d'origine rurale constitue l'une des formes de pollution les plus communes. Il en résulte habituellement une efflorescence algale, particulièrement dans les zones de faible courant. Cela s'accompagne d'une

réduction de la concentration d'oxygène dissous et peut conduire à une diminution sensible de certaines populations animales ou végétales, voire à la disparition de certaines espèces. Ce processus s'appelle l'eutrophisation. C'est un processus naturel qui indique le degré de maturité ou d'ancienneté des lacs. S'il est naturel uniquement, le processus peut prendre des siècles ou des millénaires selon la taille du lac, les conditions hydrologiques et la couverture végétale du bassin. La civilisation est responsable de l'eutrophisation accélérée d'un grand nombre de lacs dans le monde.

S'agissant de la qualité des eaux, l'eutrophisation et ses causes constituent un problème de premier plan. Des recherches considérables consacrées à l'eutrophisation anthropique ont abouti à la détermination de nombreux critères et modèles quantitatifs pour l'évaluation de son développement. On a élaboré en outre différentes méthodes visant à améliorer les conditions des lacs eutrophisés par les activités humaines. Bien que l'absence de nombreux éléments puisse limiter la productivité primaire, celle de l'azote et du phosphore est probablement la plus apte à limiter la croissance des algues dans les eaux naturelles. Dans certains pays, on tente de ralentir cette progression de l'eutrophisation en interdisant l'utilisation des composés phosphorés dans les détergents ou en mettant en œuvre des processus perfectionnés de traitement tertiaire pour retirer le phosphore et l'azote des eaux usées.

Les effets de l'eutrophisation se manifestent par des changements rapides dans les écosystèmes lacustres touchés. Peu d'espèces se maintiennent dans des milieux extrêmement pollués. Quand la pollution est due à des agents toxiques, peu, voire très peu d'individus de chaque espèce parviennent à survivre. Cependant, quand la pollution est due à un excès de nutriments, une poignée d'espèces peut atteindre un chiffre de population élevé en raison de leur productivité accrue, mais cela va toujours de pair avec une baisse de la diversité due à l'extermination de beaucoup d'autres espèces incapables de résister à la détérioration des conditions environnementales.

Henderson-Sellers et Markland (1987), Harper (1991), et Ryding et Rast (1989) fournissent des informations détaillées sur l'eutrophisation anthropique et de possibles solutions

4.9.5.2 Matière organique et autoépuration

Pour une grande partie, les substances polluantes d'origine urbaine, industrielle et surtout agricole se

composent de matière organique. Plusieurs phénomènes se produisant dans les eaux naturelles ont tendance à transformer cette matière organique en nutriments inorganiques plus ou moins inoffensifs; c'est ce qu'on appelle l'autoépuration. Certains de ces nutriments sont recyclés par les algues et d'autres producteurs. À leur mort, ces organismes engendrent une pollution organique secondaire comme l'eutrophisation. Avant que la dégradation biologique conduisant à une autoépuration puisse avoir lieu, les substances organiques dissoutes dans l'eau doivent être adsorbées et concentrées à la surface de particules solides. L'adsorption peut se produire sur les particules solides se trouvant sur le fond et les berges des cours d'eau, sur les macrophytes et sur les solides en suspension.

Pour l'essentiel, la dégradation biologique est associée à une consommation d'oxygène, laquelle constitue le facteur clé du processus d'autoépuration. Quand la consommation d'oxygène dans l'eau progresse si rapidement qu'elle dépasse la capacité de renouvellement (réaération) ou de production par l'activité biologique (photosynthèse), la capacité d'autoépuration aérobie de l'eau est dépassée. Cela se produit quand une ou plusieurs des conditions ci-après sont réunies:

- a) Une charge de matière organique trop forte pour la capacité d'autoépuration;
- b) Une accélération des processus de dégradation biologique par certains facteurs, une élévation de la température par exemple;
- c) Un renouvellement en oxygène perturbé par une stratification thermique, la présence d'une couverture de glace ou d'autres causes.

Quand la capacité d'autoépuration est dépassée, l'eau se trouve en situation d'anoxie, et la décomposition de la matière organique se poursuit habituellement dans des conditions anaérobies. Cela élimine la plupart des organismes métacellulaires et compromet de nombreux usages de l'eau. Dans de telles conditions, l'eau ne peut plus servir aux loisirs et à la pêche et devient beaucoup moins appropriée à d'autres usages, comme l'approvisionnement en eau.

4.9.5.3 Adsorption et accumulation des polluants

Certaines substances nocives sont adsorbées sur les solides en suspension de nature organique et inorganique. Quand ces solides se déposent sur le fond, les substances nocives sont temporairement «retirées» de l'eau. Des organismes sont aussi capables de concentrer plusieurs polluants organiques ou inorganiques par des processus biochimiques. Ainsi,

il arrive que la concentration de certains pesticides dans les organismes aquatiques soit 300 000 fois supérieure à celle trouvée dans l'eau du milieu environnant.

Les substances adsorbées et accumulées par ces organismes peuvent cependant être libérées plus tard dans l'eau, en solution ou sous une forme particulière, sous l'effet de divers processus physiques ou biologiques. La concentration des polluants par les organismes se situant aux différents niveaux de la chaîne trophique revêt une importance particulière. Ces polluants entrent en effet dans la chaîne alimentaire et, en passant d'un niveau trophique à l'autre, leur concentration augmente. Ce processus, dit d'amplification biologique, est notamment responsable de l'empoisonnement au mercure connu sous le nom de maladie de Minamata.

4.9.5.4 Pollution thermique

La pollution thermique est définie comme une élévation de la température de l'eau au-dessus du niveau naturel, causée par un rejet industriel ou urbain, en particulier par les eaux de refroidissement des centrales nucléaires ou thermiques et d'autres procédés industriels.

Les effets complexes de la pollution thermique sur la qualité de l'eau sont liés aux effets d'une élévation de la température sur la viscosité de l'eau, à la diminution de sa capacité de dissolution de l'oxygène et à l'accroissement des activités chimiques et biologiques. La pollution thermique peut aussi favoriser la stratification thermique. Elle allonge la période de productivité biologique, ce qui provoque un accroissement de la charge de pollution organique. Par ailleurs, certaines espèces d'algues vertes sont remplacées par des algues bleues, qui donnent à l'eau une odeur et un goût désagréables et la rendent toxique.

Comme cela a déjà été mentionné, l'élévation de la température – et donc la pollution thermique – accélère les processus d'autoépuration, au point d'entraîner occasionnellement un déficit aigu d'oxygène. En hiver cependant, cette pollution retarde la formation de glace, ce qui accroît les possibilités de réoxygénation. Comme les animaux aquatiques sont ectothermes, c'est-à-dire à sang froid, la température de l'eau a une influence déterminante sur leur croissance, leur reproduction et leur survie. La plupart des invertébrés aquatiques et des poissons sont adaptés à des régimes étroits de température; tout écart par rapport à l'état naturel causé par la pollution thermique ou par des lâchers d'eaux froides provenant de l'hypolimnion de réservoirs peut exterminer les espèces d'un tronçon de cours d'eau.

4.9.6 Mesures de lutte contre les effets de la pollution sur la qualité de l'eau

Elles se classent essentiellement en deux grandes catégories: les mesures préventives et les mesures correctives. Dans la mesure du possible, il convient d'appliquer des mesures préventives, car elles sont plus économiques.

4.9.6.1 Mesures préventives

Les mesures préventives consistent principalement à retirer les polluants à la source. Il existe différents moyens pour y parvenir: le traitement des eaux usées, la modification des procédés industriels pour réduire les rejets, la modification de la composition chimique de certains produits industriels (par exemple l'élimination des composants phosphorés dans les détergents) et le refroidissement artificiel des eaux usées d'origine industrielle. Si la pollution touchant un cours d'eau ou un lac provient de sources diffuses, notamment de matières lessivées par les eaux de ruissellement à la surface d'un bassin versant (pesticides, herbicides, engrais, déchets urbains incontrôlés, etc.), il peut suffire, pour la réduire, de modifier les pratiques qui engendrent une diffusion sauvage des polluants et d'adopter des mesures visant à réduire les phénomènes de ruissellement et d'érosion des sols.

L'érosion des sols est à l'origine d'une bonne partie de la pollution. Dans ce cas, la prévention consiste en une gestion forestière et en des pratiques agricoles et de construction appropriées. Enfin, la pollution qui résulte de la lixiviation des dépôts d'ordures peut être localement importante. Pour combattre cette pollution, il faut veiller à ce que les décharges soient bien situées et bien conçues.

4.9.6.2 Mesures correctives

Une fois les masses d'eau polluées, la réduction de la pollution est généralement difficile et coûteuse. Dans la plupart des cas, il est seulement possible de traiter l'eau destinée à des usages particuliers (par exemple un approvisionnement en eau à usage domestique ou industriel). Toutefois, dans certains cas, un traitement curatif peut s'appliquer à toute une masse d'eau. Pour les cours d'eau, de telles méthodes curatives consistent à maintenir une réaération ou une oxygénation artificielle ou encore à draguer les polluants déposés. Les mesures visant les lacs et les réservoirs sont de plusieurs types:

- a) Vidange régulière des lacs au cours de la période comprise entre la fin de l'automne et le début du printemps, ce qui expose la matière organique directement à l'air et permet sa décomposition aérobie. Ce procédé est plus facile pour

- les réservoirs et les petits étangs que pour les grands lacs naturels;
- b) Dragage, mécanique ou par succion, du fond des lacs dans les zones qui contiennent les plus fortes concentrations de matières organiques et polluantes. L'élimination de ces matières après leur extraction peut cependant représenter un véritable défi;
- c) Réaération forcée par injection d'air comprimé dans les couches en anoxie;
- d) Récolte et élimination de la matière organique engendrée par les efflorescences algales, les croissances excessives de plantes, les poissons indésirables, etc.

4.10 **HYDROÉCOLOGIE** [SHOFM K55]

4.10.1 **Introduction**

Certains des effets que les projets de mise en valeur des ressources en eau peuvent avoir sur la qualité de l'eau ont été examinés à la section 4.9. Toutefois, toute tentative de définition de la qualité d'un cours d'eau doit aller bien au-delà de la seule qualité de son eau. En effet, des eaux propres sont une condition nécessaire mais nullement suffisante pour qu'un écosystème fluvial soit écologiquement sain. Dans l'exposé qui suit, l'intérêt ne se limite pas à la chimie de l'eau. Partant de l'hypothèse que l'eau ne présente pas de problèmes de qualité, on met plutôt l'accent sur d'autres aspects de la qualité des cours d'eau. Il s'agit notamment de la constitution physique des cours d'eau, de la présence d'habitats et de la biodiversité, des processus naturels qui les gouvernent et de la façon dont l'élaboration et la mise en œuvre de projets de mise en valeur des ressources en eau peuvent influencer sur ces divers aspects. L'exposé commence par la prise en considération du besoin pressant d'une gestion environnementale appropriée des cours d'eau aussi bien que des objectifs de cette gestion. Certains termes fondamentaux sont définis. On examine ensuite certaines notions de base de morphologie fluviale et d'écologie, l'accent étant mis davantage sur les processus que sur les organismes. Cela est indispensable pour bien comprendre les deux dernières sections, qui décrivent les incidences principales des projets de mise en valeur des ressources en eau sur les écosystèmes fluviaux ainsi que les méthodes couramment employées pour neutraliser ou atténuer ces incidences.

Les ingénieurs hydrauliciens et les hydrologues sont les professionnels chargés de la conception et de l'exploitation des projets de mise en valeur des ressources en eau. Toute équipe interdisciplinaire chargée de la gestion et de la restauration des cours

d'eau devrait donc s'adjoindre leur concours. On peut se référer à Meier (1998a) et OMM/APFM (2006) pour une brève étude de l'écologie fluviale, à Jeffries et Mills (1995) et Cushing et Allan (2001) pour une introduction simple mais complète du sujet et à Allan (1995) pour une étude exhaustive. L'ouvrage du *National Research Council* (1992) fournit une bonne introduction à la restauration des lacs et des rivières. La plupart des aspects de la gestion et de la restauration des cours d'eau sont couverts en détail par les compilations effectuées par Cowx et Welcomme (1998), le *Federal Interagency Stream Restoration Working Group* (FISRWG, 1998), Calow et Petts (1994), Boon *et al.* (1992) et Harper et Ferguson (1995). Petts et Amoros (1996) proposent une vision globale du changement écologique dans les systèmes fluviaux. De bonnes introductions à la morphologie fluviale sont données par Morisawa (1985), Leopold (1994) et Schumm (2005).

La présente section traite plus particulièrement des incidences écologiques des projets de mise en valeur des ressources en eau sur les cours d'eau, les principaux effets sur les lacs ayant déjà été exposés dans la section 4.9.4.

4.10.2 **Gestion environnementale des cours d'eau**

4.10.2.1 **Un besoin urgent**

La plupart des cours d'eau de la planète souffrent d'une dégradation environnementale généralisée, causée en particulier par les barrages, la pollution, les dérivations d'eau, l'utilisation intensive des terres, la canalisation et la correction fluviales, l'occupation des plaines d'inondation et l'introduction d'espèces exotiques. En raison de tous ces éléments et d'autres changements anthropiques, une plus large proportion d'organismes ont disparu ou sont en péril dans les eaux douces que dans tout autre type d'écosystème (Angermeier et Karr, 1994). Les valeurs économique, écologique, récréative et esthétique de beaucoup de cours d'eau en ont été fortement réduites. En substance, les écosystèmes d'eau douce peuvent être considérés comme des «actifs biologiques, [qui sont] à la fois disproportionnellement riches et disproportionnellement menacés» (Abramovitz, 1995).

La mise en place de bonnes pratiques de gestion environnementale s'impose si l'on veut contrer cette tendance à la baisse de la qualité des rivières. Il faut pour cela concevoir et mettre à exécution de nouveaux projets de mise en valeur des ressources en eau, de manière aussi respectueuse de l'environnement que possible, pour atténuer les incidences des projets antérieurs et régénérer les rivières dont la

qualité est dégradée. L'objectif principal de telles mesures doit être de maintenir des conditions environnementales saines dans les cours d'eau encore intacts et de les améliorer dans les écosystèmes fluviaux dégradés, de sorte que ces derniers retrouvent une certaine normalité et qu'ils puissent abriter de nouveau tous les organismes et les habitats qu'ils hébergeaient et aussi apporter des avantages et des services à la société.

4.10.2.2 Objectifs de gestion environnementale

En quoi consistent la préservation et l'amélioration des conditions écologiques d'un cours d'eau? Beaucoup pensent qu'il s'agit d'accroître la productivité et/ou la biodiversité, deux concepts très anthropocentriques. Il est pourtant évident que le fait de vouloir systématiquement chercher à tirer le maximum de ce qui nous entoure ne convient pas véritablement aux systèmes naturels. Par exemple, un lac alpin hyperoligotrophe vierge et le cours d'eau qui en est issu présentent de très faibles concentrations de nutriments et sont donc des milieux tout à fait stériles. Mais ce sont des systèmes aquatiques encore intacts qui ne peuvent être améliorés. En effet, vouloir améliorer le lac en le rendant plus productif, par exemple en fertilisant ses eaux, peut provoquer son eutrophisation, avec les conséquences décrites dans la section 4.9.5.1. Il est donc clair que l'objectif de la gestion environnementale des écosystèmes aquatiques ne peut être l'accroissement de la productivité de ces derniers.

En termes simples, la biodiversité représente la variété des organismes et de leurs habitats dans un écosystème donné. Ce concept semble a priori constituer un objectif plus approprié pour la gestion et la restauration des cours d'eau. De nombreuses masses d'eau ont cependant été dégradées par l'introduction d'espèces exotiques; elles peuvent ainsi présenter une plus grande biodiversité, sans être de meilleurs écosystèmes pour autant. Il apparaît clairement que les notions de naturalité et d'autochtonie ont leur place parmi les objectifs d'une gestion environnementale; cela est explicite dans la définition de l'intégrité écologique donnée par Karr (1996):

... état caractéristique d'un écosystème à même de préserver son équilibre, son intégrité et son adaptabilité, et abritant tous les éléments (gènes, espèces et groupements) et tous les processus propres à l'habitat naturel d'une région ...

Pour qu'un corridor fluvial présente un niveau élevé d'intégrité écologique, il doit y régner les conditions intactes originellement propres à la

région, ce qui comprend la présence de tous les éléments appropriés – espèces, étangs de plaine d'inondation et zones humides, par exemple –, et il doit pouvoir s'y produire l'ensemble des processus naturels, notamment les crues et la migration latérale. Ces conditions se caractérisent par une influence faible à inexistante des activités humaines, comme c'est le cas dans les parcs nationaux. Un écosystème d'un haut niveau d'intégrité écologique est révélateur de processus évolutifs et biogéographiques naturels (Angermeier et Karr, 1994). Restaurer un cours d'eau en se donnant pour objectif un tel niveau d'intégrité écologique peut se révéler irréalisable, compte tenu des contraintes économiques, sociales, politiques et techniques en jeu. Dans ce cas, il faudra chercher à atteindre des niveaux inférieurs d'intégrité. On parle alors parfois de réhabilitation ou de renaturalisation intermédiaire, ce qui peut être considéré comme une restauration partielle.

Les modifications subies par certains cours d'eau ont été si intenses ou remontent à si loin que ceux-ci n'ont plus rien de naturel, ou si peu. D'autres systèmes, comme une série de réservoirs hydro-électriques, sont exploités ou le seront de façon continue. On ne peut véritablement les restaurer, puisque l'élimination de leur intégrité écologique constitue un objectif de gestion. On peut cependant s'efforcer de rechercher une forme de santé écologique, telle que Karr (1996) la définit:

Un écosystème est en bonne santé lorsqu'il remplit toutes ses fonctions normalement et correctement; il est résilient, capable de récupérer après avoir subi de nombreux stress et n'exige qu'un minimum d'attention extérieure. Le concept de santé écologique définit l'objectif qui consiste à obtenir de telles conditions dans un site exploité ou utilisé intensivement. L'usage sain d'un site doit éviter la dégradation de celui-ci pour en garantir la pérennité et n'apporter aucune dégradation ailleurs.

Pour évaluer l'intégrité et la santé écologiques d'un cours d'eau, il faut définir un état de référence aux fins de comparaison ainsi que divers indicateurs écologiques mesurables. La biodiversité indigène, par exemple, est un indicateur important de l'intégrité écologique. Une fois qu'un objectif de restauration – un état de référence – a été défini, le degré de réussite peut être évalué en comparant les valeurs mesurées des indicateurs avec les valeurs de référence. Meier (1998) propose un bref résumé ayant trait à la signification et aux objectifs de la restauration d'un cours d'eau. Karr et Chu (1999) présentent une introduction simple aux indices biotiques

multimétriques à utiliser pour évaluer l'intégrité et la santé écologiques.

4.10.2.3 Fondements de la gestion environnementale des cours d'eau

À n'en point douter, veiller à la conservation des cours d'eau en préservant leur intégrité écologique se révèle bien plus aisé, économique et efficace que d'en dégrader indûment l'environnement pour ensuite tenter d'inverser le processus par des mesures de restauration.

La gestion environnementale appliquée aux cours d'eau doit reposer, sous tous ses aspects, sur de solides principes écologiques. Mais il est plus facile d'énoncer un tel postulat que de le mettre en application, car les cours d'eau sont des systèmes naturels très complexes, qui sont soumis à l'influence de nombreuses forces physiques et biologiques différentes. Pour bien comprendre comment évolue un cours d'eau, il faut donc posséder une solide expérience en hydrologie, hydraulique, géomorphologie fluviale et écologie des cours d'eau. La gestion environnementale des cours d'eau est une entreprise interdisciplinaire qui mobilise généralement des équipes composées d'ingénieurs, de physiciens et de biologistes, mais aussi de sociologues, d'économistes et de gestionnaires. Sans certaines connaissances de base au sujet du comportement des cours d'eau, on ne peut comprendre – et encore moins neutraliser ou atténuer – les diverses incidences des projets de mise en valeur des ressources en eau sur le milieu fluvial.

Du fait que les études fluviales de caractère interdisciplinaire sont relativement récentes, une certaine confusion demeure concernant les définitions les plus simples. Dunbar et Acreman (2001) définissent l'hydroécologie comme:

[...] les connaissances, se situant au croisement de l'hydrologie, de l'hydraulique, de la géomorphologie, de la biologie et de l'écologie, dont on a besoin pour prévoir la réaction du biote et des écosystèmes dulçaquicoles aux variations des facteurs abiotiques à différentes échelles spatiales et temporelles.

C'est précisément l'objet de la présente section du Guide. Cependant, se référant à des questions similaires, Zalewski (2000) définit l'écohydrologie comme:

[...] l'étude des relations fonctionnelles entre hydrologie et biote à l'échelle du bassin versant [...] une nouvelle approche pour parvenir à une gestion durable de l'eau.

Comme Nuttle (2002) le souligne, la définition de Zalewski pourrait signifier que l'écohydrologie relève à la fois de la science et de la gestion. Nuttle note à juste titre qu'une approche globale de la gestion de l'eau nécessite la prise en compte des sciences hydrologique et écologique, mais aussi celle de bien d'autres facteurs en plus de ces connaissances scientifiques. Il propose donc la définition suivante de l'écohydrologie:

[...] la sous-discipline, relevant à la fois de l'écologie et de l'hydrologie, qui étudie les incidences des processus hydrologiques sur la distribution, la structure et la fonction des écosystèmes et sur les effets des processus biotiques sur les éléments du cycle de l'eau.

D'une portée trop large, ces deux définitions pèchent par leur degré de généralité excessif. L'écohydrologie ne peut pas englober tout ce qui a trait à l'eau et à l'écologie. Il faut noter aussi que le terme écohydrologie est également utilisé dans un sens beaucoup plus restrictif, pour parler du rôle de la transpiration des plantes terrestres dans le cycle global de l'eau.

Il est donc préférable de s'en tenir au terme hydroécologie, et dans le sens proposé par Dunbar et Acreman (2001), car il traduit mieux le fait qu'il s'agit d'hydrologie, que d'autres processus physiques orientent et structurent partiellement les écosystèmes d'eau douce, et que néanmoins l'accent est bien mis sur l'intégrité écologique de ces systèmes. En d'autres termes, l'hydroécologie s'intéresse aux effets que l'hydrologie a sur l'écologie des cours d'eau et des lacs, et non l'inverse.

4.10.3 Éléments de morphologie et d'écologie fluviales

4.10.3.1 Composantes et étendue des écosystèmes fluviaux

Un écosystème fluvial se compose de nombreux organismes de différentes espèces en interaction – le biote –, qui vivent dans un cadre physique, le milieu abiotique. Ces organismes ont besoin de sources de nourriture pour rester vivants, croître et se reproduire et d'un lieu pour vivre dans le milieu physique, à savoir un habitat. Ils sont soumis à des relations biotiques de dépendance réciproque, notamment la prédation (agissant soit comme proie, soit comme prédateur) et la compétition (lutte pour des ressources limitées, comme l'espace ou la nourriture).

Il est fondamental de souligner d'emblée qu'en ce qui concerne les processus et le comportement, un

cours d'eau va bien au-delà de la simple notion de chenal humide qu'on peut voir en période d'étiage. En effet, il englobe aussi les matériaux du lit, les berges et la totalité de la plaine d'inondation. Cette dernière correspond aux étendues de terres alluviales presque horizontales adjacentes à un chenal et séparées de celui-ci par les berges. Elle est constituée des sédiments déposés par le cours d'eau dans les conditions climatiques et d'écoulement actuelles et est inondée lors de crues modérées. Pour clairement établir cette distinction, on parle de couloir fluvial ou de réseau hydrographique. La figure II.4.46 montre un tronçon de rivière méandrique, présentant certaines de ces caractéristiques.

Ainsi, un couloir fluvial a des limites floues avec les systèmes terrestres et les eaux souterraines qui constituent, respectivement, la zone riveraine et la zone hyporhéique. Il inclut les hauts fonds, les bras latéraux, les lacs de la plaine d'inondation et tous les autres éléments créés par les processus fluviaux dans la plaine d'inondation. Ces éléments du chenal et de la plaine d'inondation évoluent avec le temps. Par conséquent, on peut considérer qu'un écosystème fluvial a trois dimensions spatiales: longitudinale vers l'aval, latérale dans la plaine d'inondation et verticale dans les sédiments alluviaux, toutes évoluant avec le temps (Stanford *et al.*, 1996).

4.10.3.2 Nature du terrain propre aux cours d'eau

La grande majorité des tronçons de cours d'eau sont alluviaux, c'est-à-dire qu'ils se forment sur des sédiments non consolidés qui ont été transportés et déposés par le courant. Les cours d'eau non alluviaux sont ceux bordés par un substrat rocheux et/ou confinés latéralement par des vallées encaissées, de sorte qu'ils ne peuvent pas ajuster leur forme. Comme le montre la figure II.4.47, un paysage alluvial est déterminé par les relations, pour une vallée de pente donnée, entre le régime hydrologique (les variations de l'écoulement), le volume et le calibre des sédiments, le régime des gros débris ligneux ou de bois flotté, les matériaux du lit et des rives et la couverture végétale de la plaine d'inondation. Ainsi, l'eau, les sédiments et les gros débris de bois qui parviennent dans un tronçon alluvial interagissent entre eux, de même qu'avec les matériaux des berges et du fond du lit et la végétation de la plaine d'inondation, modifiant sans cesse la ligne de démarcation fluctuante des sédiments, par érosion et par dépôt, et façonnant de ce fait un chenal dynamique et évolutif, doté d'un type de comportement particulier. La plupart des cours d'eau sont en profil d'équilibre, aussi appelé équilibre dynamique, ce qui signifie qu'ils ne présentent aucune tendance à l'aggradation ou à la dégradation. En d'autres termes, même s'ils

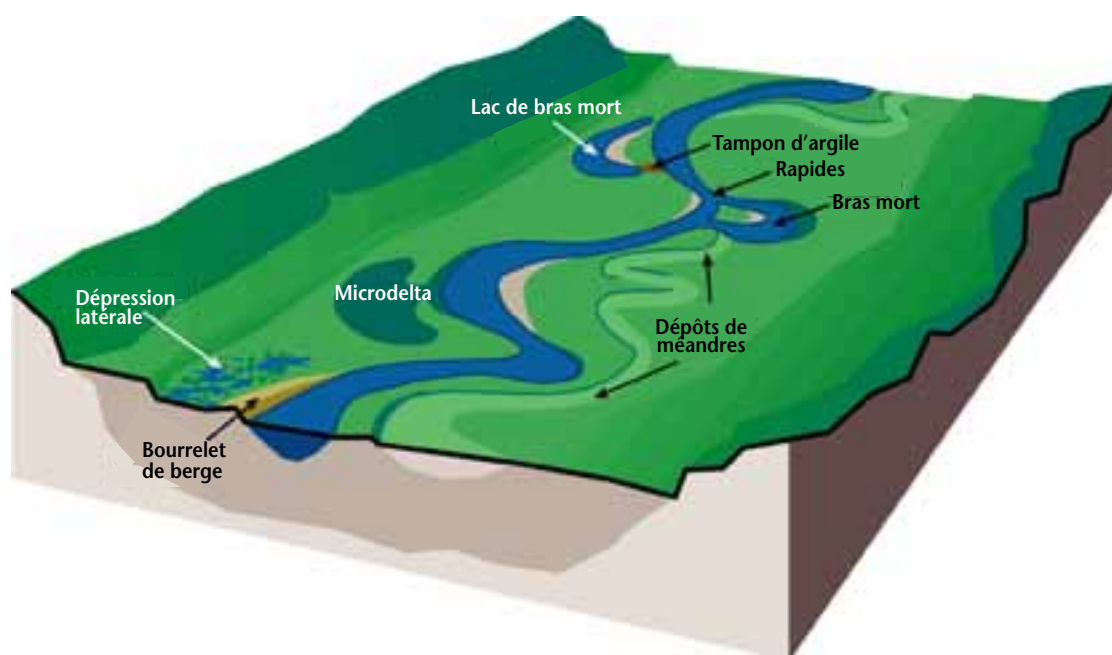


Figure II.4.46. Schéma conceptuel d'un corridor fluvial dans le cas d'un cours d'eau alluvial à méandres. Le corridor fluvial comprend toutes les formes de relief présentées ainsi que la plaine d'inondation (Federal Interagency Stream Restoration Working Group, 1998).

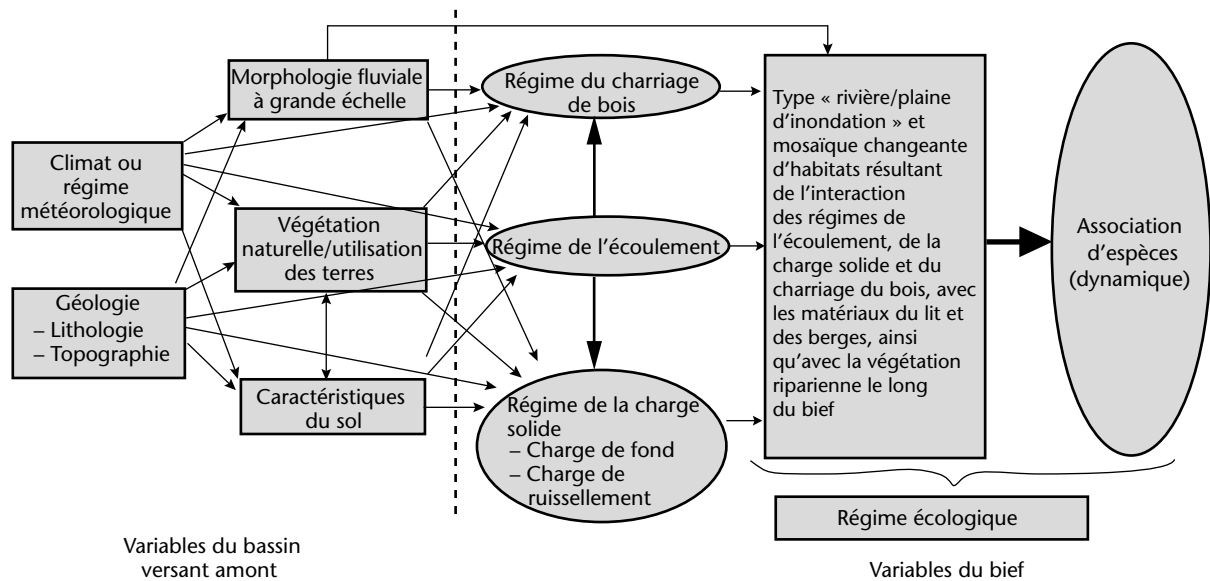


Figure II.4.47. Interactions des variables du bassin versant déterminant les régimes de l'écoulement, de la charge solide et du charriage de bois imposés à un bief à partir de l'amont. Ces régimes déterminent à leur tour les régimes morphologiques et les habitats (le type « rivière/plaine d'inondation » et la mosaïque changeante d'habitats, respectivement), qui définissent ensemble le régime écologique de l'écosystème du corridor fluvial.

peuvent se déplacer, statistiquement leur forme générale n'évolue pas dans le temps et leur apparence est toujours la même.

Les écologistes spécialistes des cours d'eau, par exemple Stanford *et al.* (1996), s'accordent actuellement à penser que la structure des communautés dans les systèmes fluviaux inondables – les espèces présentes dans le couloir fluvial – est essentiellement déterminée par la dynamique imposée par ces processus physiques et hydrogéomorphologiques et non par les interactions biotiques. C'est l'inverse qui se produit dans les lacs.

Quand les conditions climatiques et hydrologiques favorisent des écoulements pérennes et la présence d'une végétation ligneuse, les couloirs d'inondation des cours d'eau alluviaux sont parmi les écosystèmes terrestres les plus dynamiques, complexes, divers et productifs, mais aussi les plus menacés. Une infinité d'espèces différentes d'arbres, de plantes, de poissons, d'invertébrés, d'oiseaux, de mammifères ou autres peuvent vivre dans un tronçon intact de plaine d'inondation. La figure II.4.48 en donne un exemple.

Comme on le voit dans la partie gauche de la figure II.4.47, aux échelles de temps les plus longues, la géologie (ou la géographie physique: lithologie et topographie) et le climat sont, dans un bassin hydrographique donné, les seules variables indépendantes. Les régimes locaux de température et de précipitations

provoquent une altération des roches affleurantes, qui déterminent le caractère du sol et le type de végétation qui peut éventuellement se développer dans le bassin. Par leur action conjuguée dans l'ensemble du réseau hydrographique, toutes ces variables régissent les régimes de l'écoulement, de la charge solide et des gros débris ligneux pour le tronçon situé en aval. Elles déterminent aussi la charge de débris organiques (feuilles, brindilles et limon organique, regroupées sous le terme de matière organique particulaire), les flux de matières dissoutes comme les solutés et enfin le régime de température du cours d'eau. Mais les influences humaines, y compris les changements d'affectation des terres, l'édification de barrages et les mesures de maîtrise des crues, sont venues bouleverser tous ces régimes naturels dans de nombreux cours d'eau du monde entier.

L'étude et la gestion des rivières alluviales nécessitent une bonne compréhension de la variabilité spatiale et temporelle propre à ce milieu, et notamment la prise en compte des trois considérations suivantes (Schumm, 2005):

- Il existe toute une gamme de types ou de formes de rivières: méandriformes, à un seul lit sinueux, divagantes ou anastomosées. Ces types sont principalement fonction du débit, de la charge et de la granulométrie des sédiments en période de crue, des régimes, de l'historique géologique (en particulier la pente de la vallée), de la végétation et d'un conditionnement préalable dû



Figure II.4.48. Corridor fluvial vierge de la rivière Palena en Patagonie chilienne, un système à méandres à chenal unique sinueux présentant une forte intégrité écologique. Noter la diversité des formes, des hauteurs d'eau, des courants et des degrés de maturité de la végétation et l'abondance de grands débris de bois dans le chenal. La couleur de l'eau est due à la contribution de la fonte des glaciers. La parcelle de végétation jeune, visible sur la barre de la rive convexe du méandre à droite de l'image, est aussi indiquée par une flèche sur la vue en plan.

à l'occurrence de certains phénomènes. C'est suivant des mécanismes divers que les cours d'eau, en fonction de leur type, forment leurs plaines d'inondation et interagissent avec elles. Ainsi, compte tenu de divers processus hydrologiques et géomorphologiques, des tracés distincts se dessinent caractérisés par une variabilité morphologique spatiale et temporelle propre, à la fois à la surface du couloir et au-dessous, dans l'aquifère alluvial;

- b) Aux échelles de temps plus longues, les rivières évoluent en fonction de la variabilité climatique ou hydrologique;
- c) Un tronçon donné peut présenter un potentiel considérable de variabilité déterminé par des facteurs géomorphologiques et géologiques locaux, notamment les affluents, la variabilité des matériaux des berges et la végétation.

Au fil du temps, en fonction du régime d'écoulement et principalement sous l'action des crues périodiques, le chenal se déplace au sein de la vallée, remaniant le lit et les sédiments de la plaine d'inondation, détruisant donc mais aussi créant des bras latéraux, des zones humides, des étangs et une foule d'autres éléments du paysage riverain, qui sont rapidement colonisés par la végétation riveraine. Les figures II.4.46 et II.4.48 montrent de tels processus en action dans un couloir alluvial, en ce cas pour des cours d'eau méandriformes. De cette manière, les processus fluviaux d'érosion et de sédimentation, interagissant avec la croissance de la végétation, modifient continuellement non seulement le lit majeur, mais bien le

couloir alluvial entier, même si, à distance, le paysage peut sembler inchangé du fait qu'il se trouve en équilibre dynamique. Ce simple fait explique pourquoi les changements touchant les régimes de l'écoulement, de la charge solide et des gros débris ligneux, souvent causés par des projets de mise en valeur des ressources en eau, peuvent avoir des incidences majeures sur les écosystèmes du couloir fluvial en aval. En perturbant les trois principaux facteurs déterminant le fonctionnement du cours d'eau, ces changements provoqueront probablement une modification du paysage.

Comme cela est indiqué plus haut, des rivières de différents types se déplacent et créent leur plaine d'inondation par divers mécanismes. Par exemple, les cours d'eau à méandres migrent latéralement en érodant les matériaux de la plaine d'inondation sur la rive concave et en déposant en même temps des sédiments sur la rive convexe (barre de méandre), un processus que l'on qualifie d'alluvionnement latéral ou accréation latérale. Ils ont tendance à créer des lacs de bras mort dans la plaine d'inondation (figures II.4.46 et II.4.48). Les cours d'eau divagants à fond de gravier forment, quant à eux, des hauts-fonds au milieu du chenal qui peuvent être colonisés par la végétation. En période de fort débit, la végétation piège les sédiments fins, élevant ainsi la surface du haut-fond par accréation verticale jusqu'à ce que celui-ci se mue en île, qui fera par la suite partie intégrante de la plaine d'inondation lorsque le cours d'eau aura abandonné l'un de ses chenaux latéraux adjacents. Les hauts-fonds divisent l'écoulement et

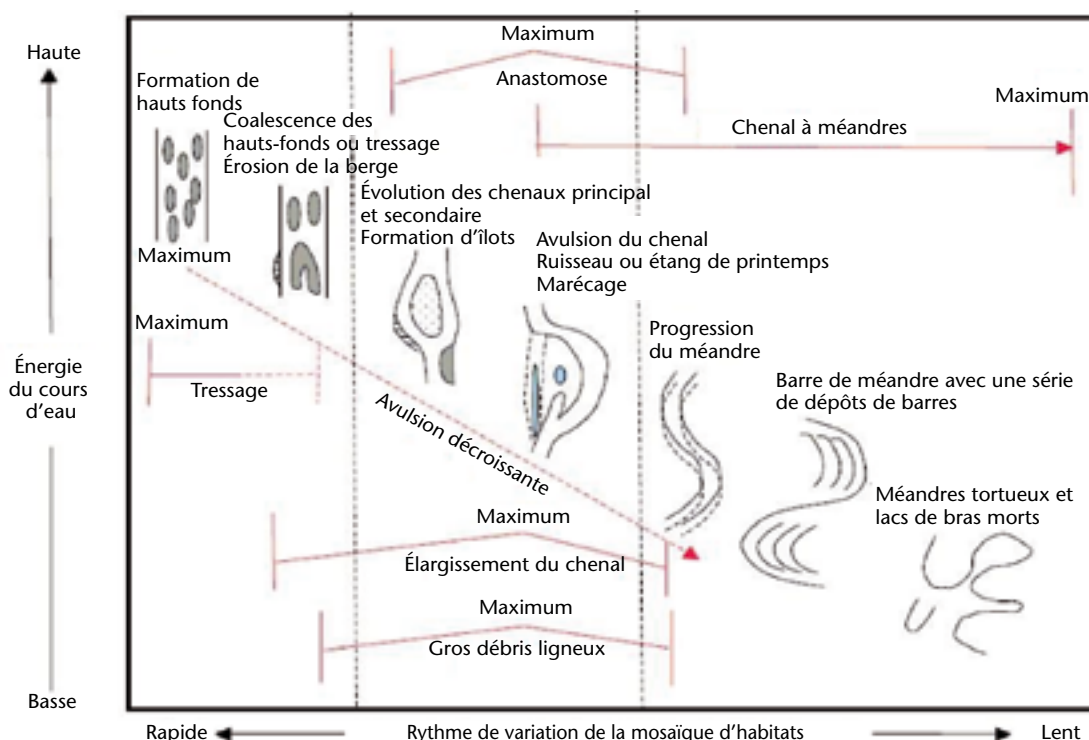


Figure II.4.49. Continuum des formes fluviales en lien avec l'énergie du cours d'eau et le rythme de variation de la mosaïque des habitats, ainsi que quelques processus hydrogéomorphologiques et biogéomorphologiques pertinents (extrait simplifié de Lorang et Hauer, 2006)

créent ainsi de multiples chenaux ou des chenaux anastomosés.

Les écologistes spécialistes des cours d'eau ont établi que le type et la forme du cours d'eau peuvent être mis en relation avec d'importants indicateurs écologiques de la santé de l'écosystème, comme la complexité de l'habitat et la biodiversité (figure II.4.49). C'est pourquoi il est si important, en matière de gestion et de restauration des cours d'eau, de prendre en compte la relation entre les processus hydrogéomorphologiques et les types de cours d'eau.

4.10.3.3 Effet déterminant de la morphologie sur l'écologie fluviale

Comme cela a déjà été noté, dans un système fluvial non altéré, les processus hydrogéomorphologiques créent un environnement complexe qui est fortement hétérogène, à la fois spatialement et temporellement. Cette mosaïque changeante de parcelles d'habitat dans le chenal, la plaine d'inondation, la zone hyporhéique et la zone souterraine offre nourriture et lieu de vie à de nombreuses espèces différentes de plantes et d'animaux aquatiques et ripicoles, que leur évolution a pleinement adaptées à

ce milieu très dynamique et hétérogène (Stanford *et al.*, 1996). De fait, le type du cours d'eau ou de la plaine d'inondation peut être considéré comme un modèle géomorphologique qui détermine non seulement la forme en plan du chenal, mais aussi la dynamique du paysage riverain dans la plaine d'inondation et qui structure ainsi le modèle d'habitat disponible pour les organismes. Les facteurs hydrologiques et morphologiques interagissent pour façonner la végétation ripicole et déterminer l'écologie du couloir fluvial par la mise en place d'une mosaïque changeante d'habitats.

Les couloirs fluviaux intacts sont très divers et comprennent une série d'habitats aquatiques, riverains et hyporhéiques. La diversité des types d'habitats dans un tronçon donné dépend du type du cours d'eau ou de la plaine d'inondation, qui détermine la vitesse à laquelle les parcelles d'habitat évoluent dans le temps et dans l'espace. La variabilité spatiale se retrouve dans la présence de seuils et de mouilles, de milieux souterrains sablonneux ou graveleux, de parcelles couvertes de forêts anciennes ou de jeune végétation, de courants rapides ou lents, de ruisseaux froids ou transparents et de chenaux principaux plus chauds ou plus turbides, de bancs de graviers et de zones humides limoneuses et ainsi de suite. La

variabilité temporelle des habitats fluviaux est liée à différentes échelles de temps: les cycles journaliers (jour-nuit) influent sur la température de l'eau; à l'échelle de la saison, les cycles d'inondation entraînent la submersion de la plaine inondable et la reconnexion du cours d'eau avec les habitats aquatiques latéraux (étangs, zones humides, bras latéraux), tandis qu'à la période où les feuillus perdent leurs feuilles, la concentration de débris organiques augmente temporairement; à l'échelle géomorphologique, en fonction du type de cours d'eau, des reliefs sont créés et détruits, la mosaïque des habitats étant ainsi remodelée. Il faut noter que le concept de mosaïque changeante d'habitats englobe implicitement la variabilité temporelle (évolution) et spatiale (mosaïque) inhérente aux systèmes hydrographiques naturels.

Les écologistes ont montré que plus l'habitat d'un corridor fluvial est complexe, plus la biodiversité qu'il peut abriter est importante. En effet, pour survivre, croître et se reproduire, les organismes ont besoin de nourriture et d'espace – d'un habitat – dans le milieu physique qui les abrite. Non seulement les besoins varient selon les espèces, mais certaines d'entre elles ont aussi des besoins différents en matière de nourriture et d'habitat suivant leur stade de développement (par exemple la truite brune à l'état d'oeuf, à celui d'alevin et à l'âge adulte; ou le caneton au nid et hors du nid). L'élément clé, en ce cas, est qu'un tronçon de cours d'eau doit répondre à l'ensemble des besoins en matière d'habitat pour qu'une espèce puisse y résider en permanence. Ceci explique pourquoi des milieux diversifiés et complexes peuvent abriter une diversité beaucoup plus grande d'organismes que les milieux uniformes.

Les besoins en habitat des organismes de la plupart des espèces varient non seulement en fonction du stade de développement, mais aussi selon le moment de la journée ou encore suivant les cycles saisonniers. Chaque organisme doit donc pouvoir se déplacer entre différentes parcelles d'habitat. Ces déplacements peuvent n'avoir lieu qu'une seule fois dans la vie de l'organisme, le long du profil longitudinal du cours d'eau, comme dans le cas de certaines espèces de saumons qui migrent de l'océan jusqu'au cours supérieur des rivières, ou peuvent être journaliers, par exemple lorsqu'un organisme passe d'un rapide pour s'alimenter à une berge qui lui procure un lieu de repos. Les déplacements peuvent se faire transversalement ou latéralement, par exemple lorsque des espèces de poissons utilisent des habitats répartis sur la largeur du corridor fluvial pour frayer, comme le montre la figure II.4.50. De nombreuses espèces se répartissent sur plusieurs parcelles d'habitat, chaque population étant composée d'un

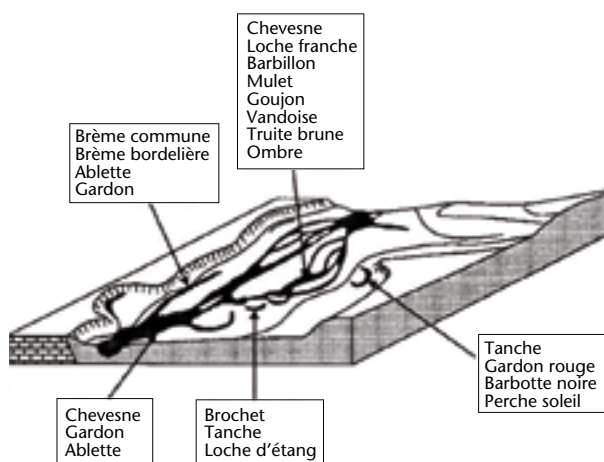


Figure II.4.50. Lieux de frai utilisés par diverses espèces de poissons dans le cours supérieur divagant du Rhône en France (Roux et Copp, 1996)

petit nombre d'individus. Le déplacement entre ces parcelles d'habitat, qui nécessite une très bonne connectivité, préserve de telles espèces d'une extinction à l'échelle locale.

4.10.4 Impacts écologiques des projets de mise en valeur des ressources en eau

4.10.4.1 Importance des changements, de l'hétérogénéité et de la connectivité

Les changements qu'engendrent les régimes de perturbation constituent une composante fondamentale de tout écosystème fluvial en bonne santé, qui doit être maintenue lorsqu'on décide de concevoir et d'exploiter un projet de mise en valeur des ressources en eau ou rétablie si l'on souhaite atténuer les effets d'ouvrages existants. En effet, il est fréquent qu'en matière de restauration, on obtienne d'excellents résultats en se bornant simplement à supprimer les facteurs à l'origine des effets en question pour rétablir les régimes d'origine s'agissant de l'écoulement, de la charge solide et des débris ligneux, sans avoir besoin d'autres interventions.

Si l'on empêche les changements dans un corridor fluvial de grande diversité (par exemple en empêchant les crues ou en séparant la plaine alluviale du chenal principal par des digues), le processus de renouvellement des parcelles d'habitat s'interrompt, ce qui fait obstacle au renouvellement de la végétation. De ce fait, dans la plaine d'inondation, la végétation ligneuse existante atteint sa maturité et vieillit progressivement pour finir par dominer le paysage fluvial originellement hétérogène. Le résultat final sera un corridor fluvial uniforme,

abritant une faible biodiversité. Cet exemple illustre le fait que ce n'est pas seulement la morphologie du cours d'eau, mais aussi les habitats disponibles qui peuvent être considérés comme ayant atteint un profil d'équilibre (un équilibre dynamique), dans lequel chacune des parcelles évoluent en permanence. Toutefois, l'éventail global des divers types d'habitats reste plus ou moins le même dans un même tronçon. Le modèle conceptuel d'un comportement en équilibre dynamique des types d'habitats présents dans un corridor fluvial a été décrit plus haut comme une mosaïque changeante d'habitats.

Les projets de mise en valeur des ressources en eau ont tendance à stabiliser les corridors fluviaux, à en réduire excessivement la complexité et à diminuer leur degré de connectivité, les transformant en écosystèmes spatialement homogènes, qui ne possèdent pas les caractéristiques propres à un habitat varié pour des espèces très diverses. Par exemple, les rivières canalisées par des levées présentent une section transversale uniforme de forme trapézoïdale, sans variation de profondeur ou de courant; cette canalisation entraîne une rupture des connexions entre le chenal principal et les éléments de la plaine d'inondation, cette dernière restant au sec derrière les digues lorsque la rivière est en crue. Le tronçon alluvial illustré à la figure II.4.50 présente des milieux aquatiques variés, utilisés pour le frai par nombre d'espèces de poissons. Si ce tronçon venait à être canalisé aux fins de navigation, il prendrait la forme d'un chenal unique étroit, de profondeur uniforme et d'hétérogénéité très réduite; dès lors, beaucoup d'habitats disparaîtraient dans les chenaux latéraux et dans la plaine d'inondation, ce qui entraînerait une nette diminution de la diversité des espèces de poissons.

Malheureusement, la plupart des ouvrages hydrauliques influent sur la dynamique temporelle des cours d'eau et, de ce fait, font aussi obstacle aux changements. Lorsque, par exemple, les crues sont régularisées par des barrages, les processus hydro-géomorphologiques ne peuvent plus refaçonner les sédiments des plaines d'inondation, ce qui entraîne les conséquences décrites ci-dessus.

Dans les systèmes fluviaux très dynamiques, caractérisés par de fortes pentes et/ou de fortes crues en considération de la granulométrie de leurs sédiments, le rythme de perturbation, c'est-à-dire la vitesse à laquelle les habitats sont créés et détruits, peut être trop élevé pour permettre une forte biodiversité. Ainsi, les bancs et îlots des cours d'eau en tresses à lit de sable ou de gravier connaissent un taux de renouvellement si élevé que la plupart des

parcelles d'habitat situées dans le chenal sont relativement récentes ou jeunes. À l'inverse, un cours d'eau à méandres peu dynamique, qui migre latéralement à un rythme lent, est susceptible d'abriter une végétation à maturité sur une part importante de sa plaine inondable, sans grande possibilité d'apparition de parcelles jeunes. Ce type de système est aussi trop homogène pour favoriser une grande biodiversité. En effet, on pense que la diversité est maximale lorsque l'écosystème fluvial présente un taux de perturbation moyen, et donc une dynamique moyenne. Cela correspond aux types de cours d'eau se situant entre un simple chenal sinueux et un cours divagant, qui montrent une faible tendance au tressage, un degré élevé d'anastomose ou de formation de chenaux multiples, un méandrage modéré, une rétention marquée des gros débris de bois et une forte tendance à former des bancs, comme le montre la figure II.4.49. En d'autres termes, trop de changements – qui contraignent le système à se reconstituer en permanence – ou trop peu de changements – qui permettent à un certain type d'habitat de prédominer – réduisent la diversité.

En conséquence, une eau propre n'est que l'un des nombreux ingrédients qui contribuent à la santé d'un écosystème fluvial.

4.10.4.2 Récurrence de certaines incidences

Dans la plupart des projets de mise en valeur des ressources en eau, il s'agit de canaliser ou de corriger un cours d'eau ou encore de procéder à une régularisation ou à une dérivation. De tels projets modifient les régimes de l'écoulement, de la charge solide et des débris ligneux et suppriment la connectivité écologique dans toutes les dimensions spatiales de la rivière, ce qui diminue l'intégrité écologique du système fluvial. Les effets d'autres changements anthropiques, comme les pollutions ponctuelles et la surpêche, sont généralement réversibles et les stratégies d'atténuation évidentes, si ce n'est en cas d'extinction d'espèces. En revanche, il est difficile, voire impossible de trouver de véritables solutions dans les cas de pollution diffuse ou non ponctuelle ou d'invasion par des espèces exotiques, par exemple l'introduction de la lamproie marine parasitaire dans les bassins versants des Grands Lacs.

S'agissant des barrages et des travaux de dérivation ou de canalisation, on retrouve, partout dans le monde, les mêmes formes d'incidences (Stanford *et al.*, 1996; Brookes, 1988; Petts, 1984), notamment:

- a) La diversité et la connectivité des habitats diminuent: Les régimes de l'écoulement, de la charge solide et des grands débris ligneux sont

modifiés. Cela affecte la dynamique fluviale sans laquelle les parcelles d'habitat hétérogènes ne peuvent plus se créer dans le chenal et la plaine d'inondation. Un barrage peut rompre la connectivité longitudinale du cours d'eau et faire, par exemple, obstacle au passage des poissons. Alors que la variabilité saisonnière des écoulements est réduite, de très fortes fluctuations horaires ou journalières de débit peuvent se produire. Le régime naturel de température est perdu du fait des lâches à partir de l'hypolimnion. Les travaux de canalisation déconnectent le chenal de sa plaine d'inondation, ce qui perturbe le débit de base ou la relation avec les eaux souterraines, dégrade les habitats riverains, met fin aux inondations saisonnières – et donc à la connexion entre le chenal et la plaine d'inondation – et crée un chenal homogène. La connectivité longitudinale du cours d'eau se rompt sous l'effet de l'assèchement, ce qui peut entraîner, par échouage, une mortalité importante parmi les organismes aquatiques. Les crues ayant disparu, la végétation colonise le chenal et, parvenant à maturité, entraîne une baisse de la diversité dans les zones riveraines. En bref, les ouvrages hydrauliques créent des ruptures de continuité dans les dimensions spatiales du cours d'eau et homogénéisent les conditions d'habitat du chenal et de la plaine d'inondation;

- b) La diversité des espèces indigènes décroît, tandis que les espèces étrangères prolifèrent: Compte tenu des modifications apportées, les régimes hydrologique, sédimentaire et de température ne procurent plus les conditions environnementales indispensables à la survie de la plupart des espèces indigènes. Cependant, l'homogénéisation des habitats permet aux espèces étrangères d'être plus compétitives. Aux États-Unis, par exemple, les espèces indigènes de poissons du fleuve Colorado étaient particulièrement bien adaptées à des conditions extrêmes de turbidité, d'écoulement et de température, dans lesquelles nulle autre espèce étrangère n'aurait pu survivre. La construction de barrages a cependant entraîné une régularisation de l'écoulement et des lâches froides provenant de l'hypolimnion. La truite arc-en-ciel non indigène a ainsi été capable d'envahir le fleuve et de supplanter les espèces indigènes, les conduisant au bord de l'extinction.

Ces changements peuvent se traduire par une augmentation de la productivité des écosystèmes. C'est le cas, par exemple, quand on régularise un régime d'écoulement fortement variable pour obtenir un débit constant tout le long de l'année ou

qu'on relâche des eaux claires et chargées de nutriments provenant du fond des retenues. Une poignée d'espèces peuvent alors proliférer, mais cela s'accompagne toujours d'une diminution de la diversité conduisant à l'extinction de nombreuses autres espèces plus rares dépendant, pour leur survie, de la conjugaison de la variabilité temporelle des écoulements et de la variabilité spatiale des habitats.

Compte tenu de la complexité des relations entre les facteurs hydrologiques, morphologiques et écologiques en jeu – ce qui correspond au champ d'étude de l'hydroécologie –, il n'est pas toujours possible de prévoir l'ampleur exacte des incidences écologiques des projets de mise en valeur des ressources en eau. Il est possible d'atténuer certaines incidences en adoptant de bonnes pratiques en matière de conception et d'exploitation (Petts, 1984; Brookes, 1988; Gore et Petts, 1989; Gardiner, 1991; National Research Council, 1992; Cowx et Welcomme, 1998). Ainsi, la mise en place de prises d'eau sélectives à niveaux multiples peut réduire les problèmes de qualité de l'eau et contribuer à maintenir le régime de température original en aval des barrages. Il faut parfois prendre des décisions difficiles d'un point de vue social et économique, notamment lorsqu'il s'agit d'opter pour un régime complet d'écoulement, comprenant des périodes d'inondations et d'étiages extrêmes, ou qu'il semble souhaitable de laisser un cours d'eau migrer latéralement pour rétablir une mosaïque changeante d'habitats.

4.10.5 Atténuation des incidences écologiques

La conclusion la plus importante de cette présentation succincte de l'hydroécologie est la suivante: les corridors fluviaux écologiquement sains sont des paysages très complexes qui ont besoin de fluctuations permanentes pour maintenir leur mosaïque changeante d'habitats et leur connectivité et préserver ainsi les communautés naturelles qu'ils abritent. Ces fluctuations permanentes sont produites par les forces hydrogéomorphologiques associées aux perturbations dues aux inondations.

Pourtant, le plus souvent, ce qu'on appelle généralement la gestion environnementale des cours d'eau n'est pas axée sur de telles notions scientifiques fondamentales ou sur la façon d'en tirer parti pour parvenir à préserver ou restaurer les cours d'eau. Ce type de gestion se concentre toujours sur deux aspects techniques qui, compte tenu de la complexité des systèmes de corridors fluviaux, sont d'une importance relativement mineure, à savoir la restauration des habitats physiques par l'installation d'ouvrages

sur les cours d'eau et la détermination des débits minimums des cours d'eau.

La plupart de ces approches ignorent quelques-uns des principes fondamentaux du comportement des cours d'eau. Restaurer des habitats à l'aide d'ouvrages fixes édifiés dans un chenal va à l'encontre de la tendance naturelle du cours d'eau à se déplacer. L'habitat est essentiellement dynamique et mouvant. C'est par leurs fluctuations que les cours d'eau créent cet habitat. En outre, d'ordinaire, les techniques employées pour ce faire visent exclusivement les poissons. Évidemment, les connaissances qu'elles exigent peuvent toujours se révéler utiles pour la réhabilitation de cours d'eau contraints de ne pas migrer latéralement, par exemple en milieu urbain. Cowx et Welcomme (1998) fournissent des exemples et des références supplémentaires à ce sujet.

Les débits réservés ou minimums acceptables (voir section 4.6.2.3.5), qui, dans plusieurs pays, sont appelés débits écologiques ou environnementaux, n'ont généralement pas permis d'obtenir beaucoup plus que ce que l'expression laisse entendre, à savoir la garantie d'un débit minimal constant tout au long de l'année, destiné à maintenir un semblant d'écosystème aquatique. Toutefois, il est certainement possible, pour ce type de méthodologie, de prendre en compte certains des aspects qualifiés précédemment de fondamentaux pour qu'un système fluvial puisse maintenir ou recouvrer un degré élevé de santé ou d'intégrité écologique. En fait, les méthodes visant à garantir l'écoulement dans le cours d'eau permettent d'évaluer les débits adaptés à différents usages. Pour espérer obtenir de bons résultats, il suffit donc de prendre judicieusement en compte les besoins à satisfaire et de se servir de modèles, soit fondés sur la théorie, soit établis à partir de données recueillies sur le terrain, qui soient capables de reproduire fidèlement les relations entre ces besoins et le débit.

Pour la plupart, les modèles d'écoulement dans le cours d'eau présentent un défaut majeur: ils sont établis en fonction des résultats finals de la chaîne de causalité, et non en fonction des processus à partir desquels l'habitat se crée. Jusqu'à la fin des années 90, il existait toute une série d'approches possibles. Les méthodes hydrologiques permettaient de prescrire de simples pourcentages ou des fonctions plus élaborées de l'écoulement disponible. Les méthodes hydrauliques visaient à préserver une partie de l'habitat humide disponible en se fondant sur la notion de marginalité. Grâce aux modèles d'habitats, on pouvait calculer la disponibilité en habitats pour un certain stade de développement d'une espèce donnée, en se fondant

sur des critères de qualité de l'habitat. Une autre approche consistait en outre à procéder à la modélisation hydraulique d'un tronçon pour différents écoulements. Jowett (1997) compare ces approches et fournit des références détaillées.

L'approche modulaire (Tharme et King, 1998) a été la première d'une nouvelle série de modèles de débit réservé à être classée parmi les méthodologies globales ou intégrées qui traitent les besoins en écoulement de l'ensemble de l'écosystème fluvial, en fonction des liens explicites entre les variations du régime hydrologique et les conséquences pour l'environnement biophysique. Selon cette approche, on se fonde sur les résultats fournis par des études biologiques pour recommander des niveaux d'écoulement destinés à satisfaire de nombreux critères écologiques tout au long de l'année, notamment la connectivité avec les habitats de frai latéraux et les migrations de poissons. Les différents écoulements nécessaires durant des saisons ou des mois particuliers dans l'année représentent ainsi les éléments (ou modules) qui constituent l'hydrogramme global des débits réservés. Il est possible également de prendre en compte la variabilité interannuelle en établissant des hydrogrammes de débits réservés pour des années sèches, moyennes ou humides. Tharme (2003) présente une évaluation globale des méthodologies de débit réservé; il compare les approches intégrées aux trois types de méthodes précédentes et dresse une liste exhaustive, avec références, des 207 techniques alors mises au point.

Indiscutablement, les méthodologies intégrées représentent des approches descendantes à l'inverse des modèles d'habitat qui, par définition, font partie des méthodes ascendantes ou réductionnistes. On peut dire que les modèles hydrologiques, hydrauliques et d'habitat se concentrent sur les niveaux les plus bas de la chaîne écologique (c'est-à-dire les symptômes), tandis que les méthodologies intégrées ou holistiques sont axées sur les niveaux intermédiaires de causalité. Il faut faire preuve de prudence, tout simplement parce que les écoulements n'expliquent pas toute la variance écologique dans un tronçon de cours d'eau. Comme cela a déjà été mentionné, les interactions des régimes de l'écoulement, de la charge solide et des débris ligneux ainsi que les matériaux et la végétation du tronçon déterminent le type morphologique du cours d'eau et donc la mosaïque changeante des habitats. Le régime de température importe aussi, puisque les organismes aquatiques sont en majorité ectothermes. Ainsi, quand on veut appliquer une méthode intégrée de débit réservé à un tronçon dégradé, il convient d'y incorporer un certain degré de renaturation concernant la sédimentation, le

charriage de bois et la température dans le cours d'eau.

Étant donné que la mosaïque changeante d'habitats – qui est fonction du modèle géomorphologique correspondant au type du cours d'eau – représente la caractéristique essentielle des écosystèmes fluviaux, on devrait pouvoir tirer parti des méthodes de débits réservés pour se concentrer sur ces mécanismes causaux, sans aller chercher plus loin dans la chaîne de causalité. Alors qu'il y a lieu d'admettre que le type du cours d'eau et la mosaïque changeante d'habitats qui en découle peuvent essentiellement dépendre de l'écoulement au-dessus d'un certain seuil et que les organismes doivent pouvoir vivre dans le bief étudié tout au long de l'année, certains travaux ont déjà été entrepris dans ce sens. Lorang et al. (2005), par exemple, ont utilisé des images de télédétection pour évaluer les caractéristiques géomorphologiques sous l'angle d'une distribution, pixel par pixel, dans l'ensemble d'un tronçon de la plaine inondable d'un cours d'eau à lit de gravier. Ils ont réalisé cette évaluation pour différentes valeurs du débit, en exécutant, pour chaque pixel une modélisation basée sur les données de la puissance du cours d'eau en fonction du débit. En couplant les résultats de ce type de recherche avec des modèles de transport solide et des modèles hydrauliques, on pourrait mettre au point des méthodes hydroécologiques qui permettraient d'évaluer l'ampleur et la durée des débits indispensables aux processus permettant le maintien de la forme du cours d'eau et de la mosaïque changeante d'habitats dans un tronçon déterminé.

Aussi peut-on envisager des perspectives intéressantes pour l'avenir. En effet, les travaux relevant de la géomorphologie nécessitent la prise en compte de variables qu'on peut obtenir en combinant de différentes manières l'amplitude et la durée, afin de parvenir à la flexibilité tant souhaitée. En outre, ces types de résultats pourraient être facilement ajoutés, sous la forme d'un module supplémentaire, aux méthodologies intégrées de débit réservé, ce qui permettrait de préserver les principaux facteurs déterminants de la santé et de l'intégrité écologiques des cours d'eau.

Bibliographie et lectures complémentaires

- Abramovitz, J.N., 1995: *Freshwater failures: The crises on five continents*. Washington, DC, World Watch 8, p. 27–35.
- Agence internationale de l'énergie atomique (AIEA), 1981: *Ultimate Heat Sink and Directly Associated Geat*

- Transport Systems for Nuclear Power Plants: A Safety Guide*. Safety Series No. 50–SG–D6. Vienne.
- Allan, J.D., 1995: *Stream Ecology: Structure and Function of Running Waters*. Chapman & Hall, Londres.
- Allen G. Richard, Luis S. Pereira, Dirk Raes et Martin Smith, 1998: *Crop Evapotranspiration – Guidelines for Computing Crop Water Requirements*. Bulletin 56 FAO d'irrigation et de drainage. Rome, Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture.
- American Society of Civil Engineers (ASCE), 1992: *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*. Urban Water Resources Research Council of The American Society of Civil Engineers and the Water Environment Federation. 715 p.
- Angermeier, P.L. et J.R. Karr, 1994: Biological integrity versus biological diversity as policy directives: Protecting biotic resources. *Bioscience*, 44(10):690–697.
- Apmann, R.P., 1972: Flow processes in open channel bands. *Journal of the Hydraulics Division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 98:785–809.
- Association internationale permanente des congrès de navigation (AIPCN), 1987: *Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorporating geotextiles for inland waterways*. Report of Working Group 4 to Permanent Technical Committee 1. Bruxelles.
- Ayres, R.S. et D.W. Westcot, 1985: *La qualité de l'eau en agriculture*. Bulletin 29 FAO d'irrigation et de drainage. Rome, Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture.
- Basson, M.S., C. Triebel et J. Van Rooyen, 1988: *Analysis of a multi-basin water resource system: A case study of the Vall River system*. IWRA VIth World Congress on Water Resources, Ottawa, Canada.
- Basson, M.S., R.B. Allen, G.G.S Pegram et J.A. Van Rooyen, 1994: *Probabilistic Management of Water Resource and Hydropower Systems*. Highlands Ranch, Colorado, Water Resource Publications.
- Bastiaanssen, W.G.M., 1998: *Remote-sensing in water resources management: the state of the art*. Colombo, International Water Management Institute, 118 p.
- Beschta, 1987: Conceptual models of sediment transport in streams. In: *Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers* (C.R. Thorne, J.C. Bathurst et R.D. Hey, sous la direction de). John Wiley & Sons, p. 396–397.
- Boon, P.J., P. Calow et G.E. Petts, 1992: *River Conservation and Management*. Chichester, Wiley.
- Box, G.E.P. et G.M. Jenkins, 1970: *Time Series Analysis: Forecasting and Control*. San Francisco, Holden-Day.
- Brookes, A., 1988: *Channelized Rivers: Perspectives for Environmental Management*. Chichester, Wiley.
- Brookes, A. et F.D. Shields, 1996: *River Channel Restoration: Guiding Principles for Sustainable Projects*. Chichester, Wiley.

- Calow, P. et G.E. Petts, 1994: *The Rivers Handbook*, Volumes 1 et 2. Oxford, Blackwell.
- Campana, N. et C.E.M. Tucci, 1994: Estimativa de área impermeável de macro-bacias urbanas. *Revista Brasileira de Engenharia* – *Caderno de Recursos Hídricos* 12:2, décembre.
- Central Water Commission (CWC), 1997: *Draft guidelines for planning of conjunctive use in irrigation projects*. Ministry of Water Resources, Government of India, Inde.
- Chartered Institution of Water and Environmental Management (CIWEM), 1989: *River Engineering – Part II, Structures and Coastal Defence Works*. Londres.
- Chin, D.A., 2006: *Water Quality Engineering in Natural Systems*. New York, Wiley-Interscience.
- Chow, V.T. (sous la direction de), 1964: *Handbook of Applied Hydrology*. New York, McGraw-Hill.
- Chowdary, V.M., N.H. Rao et P.B.S. Sarma, 2003: GIS-based decision support system for ground-water assessment in large irrigation project areas. *Agricultural Water Management*, 62:229–252.
- Commission internationale des irrigations et du drainage (CIID), 1996: *Manual on Non-structural Approaches to Flood Management*. Delhi.
- Commission mondiale des barrages (CMB), 2000: *Barrages et Développement. Un nouveau cadre pour la prise de décisions*. Le Rapport de la Commission mondiale des barrages. Londres, Earthscan Publications.
- Conseil national de recherches Canada, 1973: *Proceedings of the Ninth Hydrology Symposium on Fluvial Processes and Sedimentation*, 8 et 9 mai 1973, Edmonton. Ottawa, Ontario, Direction générale des eaux intérieures, Ministère de l'environnement.
- Coussot, P., 1997: *Mudflow Rheology and Dynamics*, IAHR Monograph Series. Rotterdam, A.A. Balkema, 255 p.
- Cowx, I.G. et R.L. Welcomme (sous la direction de), 1998: *Rehabilitation of Rivers for Fish*. Oxford, Fishing News Books (Blackwell Science).
- Cushing, C.E. et J.D. Allan, 2001: *Streams: Their Ecology and Life*. San Diego, Californie, Academic Press.
- Danish Hydraulics Institute (DHI), 1990: *MOUSE, Modelling of Urban Sewer Systems on Microcomputers*. Users Guide and Technical Reference, édition 3.0.
- Dastane, N.G., 1972: *Précipitations efficaces*. Bulletin 25 FAO d'irrigation et de drainage. Rome, Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture.
- Desbordes, M et E. Servat, 1988: "Towards a specific approach of urban hydrology in Africa" In: *Hydrological Processes and Water Management in Urban Areas*. Actes de la conférence de Duisburg., Urban Water 88, avril, 231–237.
- Doorenbos, J. et W.O. Pruitt, 1977: *Les besoins en eau des cultures*. Bulletin 24 FAO d'irrigation et de drainage. Rome, Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture.
- Doorenbos, J. et A.H. Kassam, 1979: *Réponses des rendements à l'eau*. Bulletin 33 FAO d'irrigation et de drainage. Rome, Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture.
- Dunbar, M.J. et M.C. Acreman, 2001: Applied hydro-ecological science for the twenty-first century. In: *Hydro-Ecology: Linking Hydrology and Aquatic Ecology* (M.C. Acreman, sous la direction de). IAHS Publication No. 266. Wallingford, IAHS Press, p. 1–17.
- Engelund, F. et E. Hansen, 1967: *A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams*. Danemark, Teknisk Forlag.
- Engman, E.T. et R.J. Gurney, 1991: *Remote-sensing in Hydrology*. Londres, Chapman & Hall, 225 p.
- Federal Interagency Stream Restoration Working Group (FISRWG), 1998: *Stream Corridor Restoration: Principles, Processes, and Practices*. GPO Item No. 0120-A; SuDocs No. A 57.6/2:EN 3/PT.653.
- Feldman, A.D., 1995: HEC-1 flood hydrograph package. In: *Computer Models of Watershed Hydrology* (Vijay P. Singh, sous la direction de). Fort Collins, Colorado, Water Resources Publications.
- Framji, K.K. (sous la direction de), 1987: Improvement in irrigation management with special reference to developing countries. In: *State-of-the-Art: Irrigation, Drainage and Flood Control*, No. 4. New Delhi, Commission internationale des irrigations et du drainage.
- Framji, K.K. et B.C. Garg, 1978: *Flood Control in the World – A Global Review*, Volume II. Commission internationale des irrigations et du drainage.
- Garde, R.J. et K.G. Ranga Raju, 2000: *Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems*. New Delhi, New Age International (P) Ltd. Publications, 696 p.
- Gardiner, J.L. (sous la direction de), 1991: *River Projects and Conservation: A Manual for Holistic Appraisal*. Chichester, Wiley.
- Gore, J.A. et G.E. Petts (sous la direction de), 1989: *Alternatives in Regulated River Management*. Boca Ratonne, Floride, CRC Press.
- Graf, W.H., 1984: *Hydraulics of Sediment Transport*. Littleton, Colorado, Water Resources Publications, 513 p.
- Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC), 2001: *Bilan 2001 des changements climatiques – Les éléments scientifiques*. New York, Cambridge University Press.
- , 2007: *Quatrième rapport d'évaluation – Changements climatiques*. Genève.
- Guy, H.P., 1970: Fluvial Sediment Concepts. Chapter C1, Book 3, *Techniques of Water Resources Investigations*. Washington, DC, United States Geological Survey.
- Hajilal, M.S., N.H. Rao et P.B.S. Sarma, 1998: Planning intra-seasonal irrigation requirements in large projects. *Agricultural Water Management*, 37(2):163–182.

- Harper, D.M., 1991: *Eutrophication of Freshwaters: Principles, Problems, and Restoration*. Chapman & Hall, Londres.
- Harper, D.M. et A.J.D. Ferguson, 1995: *The Ecological Basis for River Management*. Chichester, Wiley.
- Heaney, J.P., D. Sample et L. Wright, 2002: *Costs of urban stormwater control*. USEPA Report EPA/600/R-02/021, janvier 2002. Cincinnati, Ohio, United States Environmental Protection Agency.
- Henderson-Sellers, B. et H.R. Markland, 1987: *Decaying Lakes: The Origins and Control of Cultural Eutrophication*. Chichester, Wiley.
- Hipel, W.H., A.I. McLeod et W.C. Lennox, 1977: Advances in Box-Jenkins Modelling. *Water Resources Research*, 13(3):567–575. <http://fisher.stats.uwo.ca/faculty/aim/vita/pdf/Advances1.pdf>.
- Hughes, D.A. et P. Hannart, 2003: A desktop model used to provide an initial estimate of the ecological instream flow requirements of rivers in South Africa. *Journal of Hydrology*, 270(3–4):167–181.
- Hydrologic Engineering Center (HEC), 1977: *Storage, Treatment, Overflow, Runoff Model STORM: User's manual, Generalized Computer Program 723-S8-17520*. Davis, Californie, Hydrologic Engineering Center, Corps of Engineers.
- Hynes, H.B., 1972: *The Ecology of Running Waters*. Toronto, University of Toronto Press.
- Jeffries, M.J. et D.H. Mills, 1995: *Freshwater Ecology: Principles and Applications*. Chichester, Wiley.
- Jowett, I.G., 1997: Instream flow methods: A comparison of approaches. *Regulated Rivers: Research and Management*, 13:115–127.
- Karr, J.R., 1996: Ecological integrity and ecological health are not the same. In: *Engineering Within Ecological Constraints* (P.C. Schulze, sous la direction de). Washington, DC, National Academy of Engineering, p. 97–109.
- Karr, J.R. et E.W. Chu, 1999: *Restoring Life in Running Waters*. Washington, DC, Island Press.
- Kurtas W.P. et J.M. Norman, 1996: Use of remote-sensing for evapotranspiration monitoring over land surfaces. *Journal of Hydrological Sciences*, 41:495–516.
- Lawrence, I., 2001: *Integrated urban land and water management – Planning and design guidelines*. Cooperative Research Centre for Freshwater Ecology, Université de Canberra, ACT 2601. Technical Report 1/2001. Février 2001, Australie.
- Leopold, L.B., 1994: *A View of the River*. Cambridge, Massachusetts, Harvard University Press.
- Lorang, M.S. et F.R. Hauer, 2006: Fluvial geomorphic processes. In: *Methods in Stream Ecology* (F.R. Hauer et G.A. Lamberti, sous la direction de). Deuxième édition, chapitre 7. San Diego, Academic Press/Elsevier.
- Lorang, M.S., D.C. Whited, F.R. Hauer, J.S. Kimball et J.A. Stanford, 2005: Using airborne multispectral imagery to evaluate geomorphic work across flood plains of gravel-bed rivers. *Ecological Applications*, 15(4):1209–1222.
- Loucks, D.P., J.R. Stedinger et D.A. Haith, 1981: *Water Resources Systems Planning and Analysis*. Prentice-Hall.
- Maidment, D.R. (sous la direction de), 1992: *Handbook of Hydrology*. New York, McGraw Hill.
- Maksimovic, C. et M. Radojkovic, 1986: *Urban Drainage Catchments – Selected Worldwide Rainfall-Runoff Data from Experimental Catchments*. Oxford, Pergamon Press.
- Meier, C.I. 1998: The ecological basis of river restoration: 1. River ecology for hydraulic engineers. 2. Defining restoration from an ecological perspective. *Proceedings of the Conference Engineering Approaches to Ecosystem Restoration*, Denver, Colorado. Reston, Virginie, American Society of Civil Engineers.
- Morisawa, M.E., 1985: *Rivers: Form and Process*. Geomorphology Texts, No. 7. Londres, Longman.
- Munich Re, 2006: *Annual Review: Natural Catastrophes 2005*, Knowledge series, Topics Geo. Munich. http://www.munichre.com/publications/302-04772_en.pdf.
- Musiak, K., T. Oki, T. Nakaegawa et K. Wakasa, 1995: *Verification experiment of extraction of soil moisture information using SAR mounted on JERS-1 and ERS-1*, Final report of JERS-1/ERS-1 Systems Verification Programme, Ministry of International Trade and Industry, Kyoto, p. 617–624.
- National Research Council, 1992: *Restoration of Aquatic Ecosystems*. Washington, DC, National Academy Press.
- Negev, M., 1972: *Suspended Sediment Discharge in Western Watersheds of Israel*. Hydrological Paper 14. Jerusalem, Hydrological Service.
- Neill, C.R., 1973: *Guide to Bridge Hydraulics*. Association des routes et transports du Canada. Toronto, University of Toronto Press.
- Nuttle, W.K., 2002: Is ecohydrology one idea or many? *Hydrological Sciences Journal*, 47:805–807.
- Odum, E. et G.W. Barrett, 2004: *Fundamentals of Ecology*. Cinquième édition. Brooks Cole.
- Organisation des Nations Unies (ONU), 1977: *Plan d'action de Mar del Plata*. Conférence des Nations Unies sur l'eau, Argentine.
- , 1987: *Notre avenir à tous*. Commission mondiale sur l'environnement et le développement. Oxford University Press, Oxford.
- , 1992: *Conférence internationale sur l'eau et l'environnement – Le développement dans la perspective du vingt et unième siècle*. 26–31 janvier 1992, Dublin, Irlande.
- , 2000: *Objectifs du Millénaire pour le développement, Déclaration du Millénaire*. New York.
- Organisation météorologique mondiale (OMM), 1981: *Meteorological and Hydrological Aspects of Siting and Operation of Nuclear Power Plants. Volume II – Hydrological Aspects*. Note technique N° 170, WMO-No. 550, Genève.

- , 1989: (Long, Yuqian), *Manual on Operational Methods for the Measurement of Sediment Transport*. WMO-No. 686, Genève.
- , 1992: *Hydrological Aspects of Accidental Pollution of Water Bodies*, Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 37, WMO-No. 754, Genève.
- , 1999: *Contaminants in Rivers and Streams – Prediction of Travel Time and Longitudinal Dispersion*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 45, WMO-No. 886, Genève.
- , 2003: *Manual on Sediment Management and Measurement*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 47, WMO-No. 948, Genève.
- /APFM (Programme associé de gestion des crues), 2004: *Gestion intégrée des crues, document de fond*. Document technique APFM N° 1, deuxième édition. OMM-N° 1047, Genève.
- /APFM, 2006: *Aspects écologiques de la gestion intégrée des crues*. Document technique APFM N° 3, Collection «Politiques de gestion des crues». OMM-Partenariat mondial pour l'eau. OMM-N° 1009, Genève.
- /APFM, 2006a: *Gestion intégrée des crues: aspects sociaux et participation des parties prenantes*. Document technique APFM N° 4. OMM-N° 1008, Genève.
- /APFM, 2006b: *Aspects juridiques et institutionnels de la gestion intégrée des crues*. Document technique APFM N° 2. OMM-N° 997, Genève.
- /UNESCO (Organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture), 1991: *Progress in the implementation of the Mar del Plata Action Plan and a strategy for the 1990s*. Report on Water Resources Assessment.
- Organisation mondiale de la Santé (OMS), 1988: *Urbanisation et ses incidences sur la santé de l'enfant: possibilités d'action*. Genève.
- Pegram, G.G.S. et R.S. McKenzie, 1991: Synthetic streamflow generation in the Vaal River system study. *Proceedings of the South African Institution of Civil Engineering*, janvier, p. 15–24.
- Petts, G.E., 1984: *Impounded Rivers: Perspectives for Ecological Management*. Chichester, Wiley.
- Petts, G.E. et C. Amoros (sous la direction de), 1996: *Fluvial Hydrosystems*. Londres. Chapman & Hall.
- Prihar, S.S., K.L. Khera, K.S. Sandhu et B.S. Sandhu, 1976: Comparison of irrigation schedules based on pan evaporation and growth stages in winter wheat, *Agronomy Journal*, 68:650–653.
- Prosser, M.J., 1986: *Propeller-Induced Scour*, Report RR2570, British Hydromechanics Research Association. Bedford, Cranfield.
- Rao, N.H., P.B.S. Sarma et Subhash Chander, 1988a: A simple dated water-production function for use in irrigated agriculture. *Agricultural Water Management*, 13(1):25–32.
- Rao, N.H., P.B.S. Sarma et Subhash Chander, 1988b: Irrigation scheduling under a limited water supply. *Agricultural Water Management*, 15(2):165–175.
- Rao, N.H. et D.H. Rees, 1992: Irrigation scheduling of rice with a crop growth simulation model. *Agricultural Systems*, 39(2):115–132.
- Raudkivi A.J., 1998: *Loose Boundary Hydraulics*. Rotterdam, A.A. Balkema, 496 p.
- Rickenmann D., 1991: Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slopes. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(11):1419–1439.
- Roux, A.L. et G.H. Copp. 1996: Fish populations in rivers. In: *Fluvial Systems* (G.E. Petts et C. Amoros, sous la direction de). Chapitre 8, p. 167–183. Chapman & Hall, Londres.
- Ryding, S.O. et W. Rast (sous la direction de), 1989: *The Control of Eutrophication of Lakes and Reservoirs*. Man and the Biosphere Series. Paris: UNESCO.
- Santos, R.J.L., 1998: *Incerteza na estimativa do hidrograma de projeto com base em modelos hidrológicos*. MSc thesis. Porto Alegre, Institute of Hydraulic Research.
- Schulze, R.E. et L.A. Perks, 2000: *Assessment of the Impact of Climate Change on Hydrology and Water Resources in South Africa*. ACRU Report No. 33, School of Bioresources Engineering and Environmental Hydrology, Université du Natal, Afrique du Sud.
- Schumm, S.A., 2005: *River Variability and Complexity*. Cambridge, Cambridge University Press.
- SCS, 1975: *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Technical Release 55. Washington, United States Department of Agriculture.
- Simons, D.B. et E.V. Richardson, 1961: Forms of bed roughness in alluvial channel. *Journal of the Hydraulics Division*, 87(3):801–105.
- Singh, B., 1989: *Fundamentals of Irrigation Engineering*. Roorkee, Nem Chand & Bros.
- Smart, G.M., 1984: Sediment transport formula for steep channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, (110)3:267–276.
- Stanford, J.A., J.V. Ward, W.J. Liss, C.A. Frissel, R.N. Williams, J.A. Lichatowich et C.C. Coutant, 1996: A general protocol for restoration of regulated rivers. *Regulated Rivers: Research and Management*, 12(4-5):391–413.
- Stringham, G.E., 1988: *Surge Flow Irrigation*. Utah Agricultural Experiment Station Research Bulletin, 515 p.
- Stringham, G.E. et J. Keller, 1979: *Surge flow for automatic irrigation*. ASCE Irrigation and Drainage Division Speciality Conference, Albuquerque, Nouveau-Mexique, p. 131–142.
- Svanidze, G.G., 1977: *Mathematicheskoe modelirovanie gidrologicheskikh ryadov* (Mathematical modelling of hydrological series). Leningrad, Gidrometeoizdat. Également publié en anglais: 1980, Water Resources Publications LLC.

- Szöllösi-Nagy, A. et C. Zevenbergen (sous la direction de), 2005: *Urban Flood Management*. A.A. Balkema Publishers, Londres.
- Tharme, R.E., 2003: A global perspective on environmental flow assessment: emerging trends in the development and application of environmental flow methodologies for rivers. *River Research and Applications*, 19(5-6):397–441.
- Tharme, R.E. et J.M. King, 1998: *Development of the building block methodology for instream flow assessments, and supporting research on the effects of different magnitude flows on riverine ecosystems*. Water Research Commission Report No. 576/1/98, Afrique du Sud.
- Thomann, R.V. et J.A. Mueller, 1987: *Principles of Surface Water Quality Modeling and Control*. Harper Collins Publishers.
- Thorne C. R., J.C. Bathurst et R.D. Hey, 1987: *Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers*. John Wiley and Sons.
- Tucci, C.E.M. (sous la direction de), 2001: *Urban Drainage in Humid Tropics*. Volume 1 of Urban Drainage in Specific Climates (C. Maksimovic, sous la direction de). IHP-V Technical Documents in Hydrology No. 40., Paris, UNESCO. <http://unesdoc.unesco.org/images/0012/001228/122848eo.pdf>.
- UNESCO/OMM, 1992: *Glossaire international d'hydrologie*. Deuxième édition.
- /OMM, 1997: *Évaluation des ressources en eau – Manuel pour un examen des capacités nationales*.
- Urbonas, B. et P. Stahre, 1993: *Stormwater Best Management Practices and Detention*. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall.
- US Army Corps of Engineers (USACE), 1995: *Flood Proofing Regulations*. <https://www.nwo.usace.army.mil/nfpc/fpreg/ace6.htm>.
- Van Rijn, L.C., 1984: Sediment transport, part III: Bed forms and alluvial roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(12):1732–1754.
- Vanoni, V.A. (sous la direction de), 1975: *Sedimentation Engineering*. ASCE Manual 54. New York, American Society of Civil Engineers.
- Vidal, A. et J.A. Sagardoy (sous la direction de), 1995: Use of Remote-Sensing Techniques in Irrigation and Drainage. Water Reports 4. *Proceedings of the Expert Consultation*, Montpellier, France, 2–4 novembre 1993. Rome, Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture, 202 p.
- Wright-McLaughlin Engineers, 1969: *Urban Storm Drainage Criteria Manual*. Deux volumes. Denver, Colorado.
- Yalin M.S., 1992: *River Mechanics*. Oxford, Pergamon Press, 220 p.
- Yalin, M.S. et A.M. Ferreria da Silva, 2001: *Fluvial Processes*. Monographie. Delft, Association internationale d'ingénierie et de recherches hydrauliques of Hydraulic Engineering and Research.
- Yen, B.C., 1986: Rainfall-runoff process on urban catchments and its modelling. In: *Proceedings of the International Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchments Data*, 9–11 avril 1986, Dubrovnik (C. Maksimovic et Radojkovic, sous la direction de).
- Zalewski, M., 2000: Ecohydrology: The scientific background to use ecosystem properties as management tools toward sustainability of water resources. *Ecological Engineering*, 16:1–8.
- Zhaohui Wan et Zhaoyin Wang, 1994: *Hyperconcentrated Flow*, IAHR Monograph Series, Rotterdam, A.A. Balkema, 290 p.

ANALYSE DES VALEURS EXTRÊMES

5.1 INTRODUCTION

L'analyse fréquentielle a pour but d'estimer les probabilités d'occurrence d'un phénomène donné à partir de relevés hydrologiques. Les données utilisées dans cette analyse doivent être évaluées en tenant compte des objectifs, de la durée et de l'exhaustivité des relevés disponibles. Elles doivent aussi satisfaire à certains critères statistiques, notamment en ce qui concerne leur caractère aléatoire, leur indépendance, leur homogénéité et leur stationnarité. Une analyse de fréquence peut être réalisée à partir de données provenant d'un seul site, d'une région ou des deux à la fois. Elle peut aussi inclure des informations historiques et intégrer des contraintes physiques.

Les phénomènes hydrologiques se caractérisant par une grande variabilité, une dimension aléatoire et une forte incertitude, on doit admettre que l'analyse statistique de données hydrologiques ne donne pas nécessairement de réponse exacte. Les sources d'incertitude en matière d'analyse de fréquence comprennent la représentativité de la démarche analytique adoptée, le choix de la distribution des probabilités et l'estimation des paramètres.

L'analyse hydrologique est généralement fondée sur les principes bien établis de l'hydrodynamique, de la thermodynamique et de la statistique. Le problème central de ce type d'analyse réside toutefois dans l'application de ces principes à un environnement naturel hétérogène, peu échantillonné et imparfaitement compris. Les événements échantillonnés sont en général imprévus et incontrôlés. Des analyses sont effectuées pour obtenir des informations spatiales et temporelles sur les variables hydrologiques, réaliser des synthèses régionales et mettre en évidence des relations entre les variables. Les analyses peuvent faire appel à des méthodes déterministes, paramétriques, probabilistes ou stochastiques. Une analyse de type déterministe se conforme aux lois qui décrivent les processus physiques et chimiques. Dans l'approche paramétrique, l'analyse s'effectue par comparaison des données hydrologiques obtenues en différents endroits et à différents moments. L'approche probabiliste consiste à analyser la fréquence de variables hydrologiques de grandeurs différentes. Dans l'approche stochastique, on tient compte à la fois de l'ordre séquentiel et de la fréquence de

survenue d'événements de différentes grandeurs, souvent au moyen de méthodes fondées sur des séries chronologiques. De nombreuses indications s'accumulent, qui mettent en évidence le caractère dynamique et non linéaire du cycle hydrologique. En ce qui concerne les événements extrêmes, la préoccupation majeure ne porte pas sur l'événement lui-même, mais sur la probabilité que d'autres événements extrêmes et préjudiciables puissent se produire à un moment ou à un autre à l'avenir.

La survenue d'un grand nombre d'événements hydrologiques extrêmes ne peut être prévue avec suffisamment de pertinence et d'anticipation au moyen d'une démarche déterministe. Dans de tels cas, il faut adopter une approche probabiliste pour tenir compte des effets de ces phénomènes lors du processus de décision. Si l'on peut supposer que les moments de survenue des événements sont indépendants dans le temps, c'est-à-dire que le moment où se produit un événement et l'ampleur de ce dernier n'ont aucun rapport avec les événements antérieurs, l'analyse fréquentielle permet alors de déterminer la probabilité pour que se produise un événement ou une combinaison d'événements quelconque au cours de la période où s'applique une décision. Les phénomènes hydrologiques couramment étudiés au moyen de l'analyse fréquentielle sont les précipitations (section 5.7), les étiages (section 5.8) et les crues annuelles maximales (section 5.9).

La précision et le degré de détail de l'analyse devraient être conformes à la qualité des données utilisées et à la pertinence de leur échantillonnage ainsi qu'au degré d'exactitude exigé par l'application pratique de l'analyse. Il importe de tenir compte du rapport entre le coût et la durée de l'analyse, d'une part, et les avantages qu'elle peut procurer, d'autre part. Dans bien des cas, des méthodes graphiques associées à des calculs relativement simples se sont révélées plus efficaces sur le plan des coûts que des méthodes plus complexes et peuvent s'avérer suffisamment fiables compte tenu des données disponibles et des objectifs visés. Toutefois, la généralisation de la micro-informatique et la diffusion de logiciels statistiques et de calcul grand public, comme les tableurs, permettent désormais de ne plus avoir à faire les calculs à la main. Le grand avantage de l'informatisation est qu'elle permet aux services hydrologiques de stocker, d'extraire et d'analyser plus facilement les données.

En outre, les possibilités graphiques des micro-ordinateurs facilitent considérablement la tâche des hydrologues lorsqu'il leur faut examiner et interpréter leurs données, obtenir des résultats et effectuer des calculs.

5.2 SÉRIES STATISTIQUES ET PÉRIODES DE RETOUR [SHOFM H83]

En analyse fréquentielle, une série est une suite de données arrangées dans un ordre convenable et correspondant, par exemple, à des observations horaires, journalières, saisonnières ou annuelles d'une variable hydrologique. Lorsque le relevé de ces observations contient tous les événements survenus au cours d'une période donnée, on parle de série de dépassement complète. Pour des raisons pratiques, le relevé ne contient souvent que les événements d'un ordre de grandeur supérieur à un certain seuil: on parle alors de série de dépassement incomplète. Lorsque l'on retient uniquement les événements les plus extrêmes observés chaque année, on parle de série des maximums annuels.

La série des maximums annuels est la plus communément utilisée en analyse fréquentielle, et cela pour deux raisons. D'abord, pour une raison pratique. En effet, la plupart des données sont traitées de telle sorte qu'il est facile de disposer d'une série annuelle. En second lieu, une base théorique simple permet d'extrapoler la fréquence des données d'une série annuelle au-delà de l'intervalle d'observation. En revanche, avec les données d'une série de dépassement incomplète, cette extrapolation n'est pas aussi simple, car il faut prendre en compte le processus d'arrivée des crues au cours de l'année et la distribution de leur intensité. Parmi les autres problèmes propres à ce type de série figurent la succession éventuelle d'événements qui ne peuvent plus alors être considérés comme indépendants, de même que les effets saisonniers. Toutefois, si le taux d'arrivée de pics supérieurs à un seuil est assez grand et peut être modélisé par des distributions simples à deux paramètres, par exemple 1,65 pour une arrivée suivant la loi de Poisson avec un modèle de dépassement exponentiel, cette méthode devrait fournir des estimations plus précises des quantiles de crue que l'analyse correspondante de la série annuelle. Il apparaît toutefois qu'il n'y a aucun intérêt à utiliser une série de dépassement incomplète lorsqu'on recourt à une distribution à trois paramètres comme la distribution de Pareto généralisée pour des dépassements avec arrivées de Poisson, et ceci quel que soit le nombre de crues observées en

moyenne chaque année (Martins et Stedinger, 2000). Il n'y a donc rien de surprenant à ce que l'enregistrement de la valeur d'un très grand nombre d'événements de faible ampleur ne nous en apprenne guère sur le risque de survenue d'événements de grande ampleur, à moins que la structure du modèle ne soit particulièrement rigide.

Une des limites des données des séries annuelles réside dans le fait que chaque année n'est représentée que par un seul événement. En effet, le deuxième événement par ordre d'importance au cours d'une année déterminée peut dépasser en importance l'événement le plus marquant d'une autre année, mais il n'en sera pas tenu compte. L'utilisation de séries de dépassement incomplètes permet de surmonter ce problème, parce que tous les pics supérieurs au seuil fixé sont pris en considération.

Il peut s'avérer nécessaire de recourir à des séries de dépassement complètes pour l'approche stochastique lorsque l'indépendance n'est pas requise. On peut aussi s'en servir pour l'analyse probabiliste de données provenant de zones arides, où les événements sont rares et pratiquement sans corrélation les uns avec les autres.

La période de retour (ou de récurrence) T d'un événement donné est le nombre moyen d'années au cours desquelles on peut s'attendre à ce qu'un événement d'ampleur égale ou supérieure se reproduise une seule fois. Elle est égale à la réciproque de la probabilité de dépassement sur une seule année. Si $1/T_a$ est la probabilité de dépassement annuelle et T_a la période de retour annuelle, la relation entre cette dernière et la période de retour dans la série de dépassement incomplète peut s'exprimer sous la forme de l'équation suivante:

$$1/T_a = 1 - \exp \{-\lambda q_e\} = 1 - \exp \{-1/T_p\} \quad (5.1)$$

où $T_p = 1/(\lambda q_e)$ est la période de retour moyenne dans la série de dépassement incomplète, λ le taux d'arrivée pour les pics supérieurs au seuil et q_e la probabilité que, lorsque survient une telle crue, elle dépasse le niveau considéré comme dangereux. Si on résout cette équation en T_p , on obtient:

$$T_p = 1 / \ln [1 - 1/T_a] \quad (5.2)$$

T_p est inférieur à T_a , car plusieurs événements peuvent se produire au cours d'une même année dans le cas d'une série de dépassement incomplète. Pour des périodes de retour supérieures à 10 ans, l'écart entre les périodes de retour obtenues à partir de séries annuelles et de séries incomplètes est

négligeable. Une comparaison de ces périodes de retour est présentée dans le tableau II.5.1. Cette formule est fondée sur l'hypothèse selon laquelle les crues de la série incomplète se produisent indépendamment dans le temps et à un rythme constant; l'abandon de cette hypothèse conduit à des relations différentes (Robson et Reed, 1999). Le NERC (1975) remarque que le modèle probabiliste utilisé pour des arrivées concernant des événements à longue période de retour importe assez peu, pour autant que les différents modèles fournissent le même nombre moyen d'arrivées par an (voir aussi Cunnane, 1989).

Tableau II.5.1. Périodes de retour correspondant à une série incomplète et une série annuelle

<i>Série incomplète</i>	<i>Série annuelle</i>
0,50	1,16
1,00	1,58
1,45	2,00
2,00	2,54
5,00	5,52
10,00	10,50

5.3 DISTRIBUTIONS DE PROBABILITÉS UTILISÉES EN HYDROLOGIE [SHOFM H83, X00]

Des distributions de probabilités sont utilisées dans toute une série d'études hydrologiques, notamment l'étude des crues et des étiages, des sécheresses, des volumes des retenues et des hauteurs pluviométriques, ainsi que dans les modèles de séries chronologiques. Le tableau II.5.2 indique les principales distributions utilisées en hydrologie. Leurs définitions mathématiques figurent dans divers ouvrages de références (Kite, 1988; Cunnane, 1989; Bobée et Ashkar, 1991; Stedinger *et al.*, 1993; Clark, 1994; Kottegoda et Rosso, 1997; et Hosking et Wallis, 1997).

Dans la littérature, il est fait état de nombreuses distributions de probabilités servant à modéliser des phénomènes hydrologiques tels que les événements extrêmes. En dépit de recherches et d'études approfondies, aucun modèle ne peut être considéré comme supérieur aux autres pour l'ensemble des applications. L'utilisateur doit donc évaluer les modèles disponibles sur la base du problème à résoudre et de la nature des données disponibles. En

conséquence, seules certaines distributions couramment utilisées sont examinées dans le présent chapitre. En général, les diverses distributions qui rendent compte de façon satisfaisante des données recueillies diffèrent considérablement au niveau de leur «queue», particulièrement en cas d'extrapolation. Aucune règle générale ne s'applique à l'extrapolation des distributions, en particulier au-delà de deux fois la durée des relevés. Le choix d'une distribution doit se fonder sur une comparaison de la pertinence des diverses distributions possibles. Les avantages et les inconvénients des différentes méthodes sont abordés à la section 5.6.

Les totaux annuels, comme ceux portant sur les volumes des écoulements ou les hauteurs pluviométriques, ont tendance à suivre, ou presque, la distribution normale, en raison des forces décrites par le théorème central limite en statistique. Les totaux mensuels et hebdomadaires présentent des distributions moins symétriques (asymétrie principalement positive) et ne peuvent habituellement pas être modélisés au moyen de la distribution normale. Les valeurs annuelles extrêmes (élevées ou faibles) et les pointes dépassant un certain seuil présentent généralement des distributions asymétriques. La partie d'un échantillon voisine de la moyenne de la distribution est souvent bien décrite au moyen de toute une gamme de distributions. Toutefois, les distributions peuvent différer grandement les unes des autres en ce qui concerne les valeurs estimées pour de longues périodes de retour de même que pour de très faibles probabilités cumulées. Comme la conception des ouvrages hydrauliques est souvent basée sur des estimations d'événements à longues périodes de retour, il est important de déterminer ces événements avec la plus grande exactitude possible. Ainsi, le choix de la distribution devient très important dans ces cas. La question de ce choix est abordée dans les publications citées ci-dessus, qui comprennent aussi un exposé des méthodes applicables à cet effet. Elle est également traitée à la section 5.6.

En général, les distributions mathématiques à trois paramètres, telles que celles figurant dans le tableau II.5.2, sont choisies de façon à bien correspondre aux données disponibles. Dans certains cas, on peut se servir d'une distribution empirique pour décrire les données et éviter ainsi d'utiliser des distributions mathématiques paramétrées.

La distribution mathématique présente plusieurs avantages:

- Elle propose une interprétation lissée et cohérente de la distribution empirique. Par conséquent, les quantiles et autres statistiques calculés à partir de la distribution ajustée devraient

être plus précis que ceux calculés à partir de la distribution empirique;

- b) Elle assure une représentation synthétique et facile à utiliser des données;
- c) Elle devrait fournir une description plus réaliste de l'étendue et de la probabilité des valeurs que peut prendre la variable aléatoire. Par exemple, au moyen d'une distribution empirique, on admet implicitement qu'il ne peut y avoir de valeurs plus petites ou plus grandes que celles correspondant aux limites de l'échantillon. Dans la plupart des situations, cette hypothèse est totalement infondée.

Plusieurs problèmes fondamentaux se posent lors du choix d'une distribution pour l'analyse de fréquence (Stedinger *et al.*, 1993):

- a) Quelle est la véritable distribution dont les observations sont tirées?
- b) La distribution envisagée pour les crues est-elle cohérente avec les données disponibles pour un site particulier?
- c) Quelle distribution devrait être utilisée pour obtenir des estimations raisonnablement précises et solides des quantiles de crues et du risque de crue aux fins de conception d'ouvrages hydrauliques?

Malheureusement, il est impossible de répondre à la première question, et il se pourrait bien qu'il ne soit guère utile d'y répondre. La vraie distribution des données pourrait se révéler extrêmement complexe et comporter plus de paramètres qu'un hydrologue ne peut espérer en estimer. L'objectif est donc plutôt d'établir une approximation simple et pertinente de la distribution réelle des événements. Les statistiques de validité de l'ajustement et les graphiques de probabilité classiques peuvent, au moins partiellement, répondre à la deuxième question, car elles peuvent montrer parfois que certaines distributions ne sont pas compatibles avec les données disponibles. Certaines considérations pragmatiques peuvent conduire à proscrire l'utilisation d'une distribution pour un échantillon particulier. Par exemple, la distribution peut avoir pour limite supérieure une valeur faible jugée peu fiable et risque donc de ne pas fournir une estimation acceptable des conditions extrêmes. De façon très concrète, de nombreux services nationaux abordent le problème sous l'angle de la troisième question: quelle distribution, associée à une méthode d'ajustement appropriée, permettra d'obtenir de bonnes estimations du risque dans la région du globe considérée? L'objectif n'est donc pas de chercher une vérité absolue. Il s'agit plutôt de mettre au point des modalités pratiques qui, avec les données disponibles ou celles qu'il est possible de recueillir,

fourniront une bonne approximation des relations de fréquence concernées. Au cours des quarante dernières années, diverses distributions ont été proposées pour l'analyse fréquentielle dans le domaine de l'hydrologie. Le paragraphe suivant fournit un aperçu de certaines d'entre elles.

5.3.1 Famille normale: N, LN et LN3

5.3.1.1 Distribution normale

La distribution normale (N) est utile en hydrologie pour décrire des phénomènes dont le comportement est attendu, tels que l'écoulement annuel total. La fonction de densité de probabilité d'une variable aléatoire normale X , qui est reproduite au tableau II.5.2, n'a aucune borne, ni supérieure, ni inférieure, pour une moyenne μ_x et une variance σ_x^2 . Le coefficient d'asymétrie de la distribution normale est nul, car la distribution est symétrique. La fonction de distribution cumulative de la distribution normale ne peut s'exprimer simplement, mais les manuels de statistiques fournissent des tables de la variable normale réduite z_p . La quantité z_p est un exemple de facteur de fréquence, car le $p^{\text{ième}}$ quantile x_p de toute distribution normale de moyenne μ et de variance σ^2 peut prendre la forme de l'équation suivante:

$$x_p = \mu + \sigma z_p \quad (5.3)$$

5.3.1.2 Distribution log-normale

En général, les distributions de crues présentent une asymétrie positive et ne peuvent être correctement décrites par une distribution normale. Dans de nombreux cas, la variable aléatoire correspondant au logarithme des débits de crue est bien décrite par une distribution normale. La distribution log-normale à deux paramètres (LN) résultante est représentée au tableau II.5.2. Souvent cependant, les logarithmes d'une variable aléatoire X ne sont pas distribués normalement. Dans de tels cas, l'introduction d'une borne ζ avant de calculer les logarithmes peut résoudre le problème, ce qui conduit à une distribution log-normale à trois paramètres (LN3) (Stedinger *et al.*, 1993), de telle sorte que:

$$Y = \ln [X - \zeta] \quad (5.4)$$

ait une distribution normale. Par conséquent:

$$X = \zeta + \exp(Y) \quad (5.5)$$

suit une distribution LN3. En termes de facteurs de fréquence de la distribution normale standard z_p ,

Tableau II.5.2. Distributions de fréquences communément utilisées (d'après Stedinger et al., 1993)

Distribution	Fonction de densité de probabilité et/ou fonction de distribution cumulative	Intervalle	Moments
Normale	$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_X^2}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \right)^2 \right]$	$-\infty < x < \infty$	μ_X et σ_X^2 , $\gamma_X = 0$
Log-normale ^a	$f_X(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi\sigma_Y^2}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right]$	$0 < x$	$\mu_X = \exp [\mu_Y + \sigma_Y^2/2]$ $\sigma_X^2 = \mu_X^2 \{ \exp [\sigma_Y^2] - 1 \}$ $\gamma_X = 3CV_X + CV_X^3$
Pearson type III	$f_X(x) = \beta [\beta(x - \xi)]^{\alpha-1} \exp [-\beta(x - \xi)] / \Gamma(\alpha)$ (pour $0 < \beta$ et $\xi = 0$; $\gamma_X = 2 (CV_X)$)	$0 < \alpha$ pour $0 < \beta$; $\xi < x$ pour $\beta < 0$; $x < \xi$	$\mu_X = \xi + \alpha/\beta$; $\sigma_X^2 = \alpha/\beta^2$ et $\gamma_X = 2/\alpha$ et $\gamma_X = -2/\sqrt{\alpha}$
Log-Pearson type III	$f_X(x) = \beta \{ \beta[\ln(x) - \xi] \}^{\alpha-1} \exp \{ -\beta[\ln(x) - \xi] \} / x \Gamma(\alpha)$ pour $\beta < 0$, $0 < x < \exp (\xi)$; pour $0 < \beta$, $\exp (\xi) < x < \infty$	Voir Stedinger et al. (1993).	
Exponentielle	$f_X(x) = \beta \exp \{ -\beta(x - \xi) \}$ $F_X(x) = 1 - \exp \{ -\beta(x - \xi) \}$	$\xi < x$ pour $0 < \beta$	$\mu_X = \xi + 1/\beta$; $\sigma_X^2 = 1/\beta^2$ $\gamma_X = 2$
Gumbel	$f_X(x) = (1/\alpha) \exp \{ -(x - \xi)/\alpha - \exp [-(x - \xi)/\alpha] \}$ $F_X(x) = \exp \{ -\exp [-(x - \xi)/\alpha] \}$	$-\infty < x < \infty$	$\mu_X = \xi + 0,5772 \alpha$ $\sigma_X^2 = \pi^2 \alpha^2 / 6 = 1,645 \alpha^2$; $\gamma_X = 1,1396$
Valeurs extrêmes généralisées (GEV)	$F_X(x) = \exp \{ -[1 - \kappa(x - \xi)/\alpha]^{1/\kappa} \}$ lorsque $0 < \kappa$, $x < (\xi + \alpha/\kappa)$; $\kappa < 0$, $(\xi + \alpha/\kappa) < x$	$(\sigma_X^2$ existe pour $-0,5 < \kappa$)	$\mu_X = \xi + (\alpha/\kappa) [1 - \Gamma(1 + \kappa)]$ $\sigma_X^2 = (\alpha/\kappa)^2 \{ \Gamma(1 + 2\kappa) - [\Gamma(1 + \kappa)]^2 \}$
Weibull	$f_X(x) = (k/\alpha) (x/\alpha)^{k-1} \exp [-(x/\alpha)^k]$ $F_X(x) = 1 - \exp [-(x/\alpha)^k]$	$0 < x$; $0 < k$, α	$\mu_X = \alpha \Gamma(1 + 1/k)$ $\sigma_X^2 = \alpha^2 \{ \Gamma(1 + 2/k) - [\Gamma(1 + 1/k)]^2 \}$
Logistique généralisée	$\gamma = [1 - \kappa(x - \xi)/\alpha]^{1/\kappa}$ pour $\kappa \neq 0$ $f_X(x) = (1/\alpha) [\gamma^{(1-\kappa)/(1+\gamma)}]^2$ $F_X(x) = 1/[1 + \gamma]$	$y = \exp [-(x - \xi)/\alpha]$ pour $\kappa = 0$ pour $\kappa < 0$, $\xi + \alpha/\kappa \leq x < \infty$ pour $0 < \kappa$, $-\infty < x \leq \xi + \alpha/\kappa$	$\mu_X = \xi + \alpha/[1/\kappa - \pi/\sin(\kappa\pi)]$ Voir Ahmad et al. (1998) pour σ_X^2
Pareto généralisée	$f_X(x) = (1/\alpha) [1 - \kappa(x - \xi)/\alpha]^{1/\kappa-1}$ $F_X(x) = 1 - [1 - \kappa(x - \xi)/\alpha]^{1/\kappa}$	pour $\kappa < 0$, $\xi \leq x < \infty$ pour $0 < \kappa$, $\xi \leq x \leq \xi + \alpha/\kappa$ (γ_X existe pour $\kappa > -0,33$)	$\mu_X = \xi + \alpha/(1 + \kappa)$ $\sigma_X^2 = \alpha^2 / [(1 + \kappa)^2 (1 + 2\kappa)]$ $\gamma_X = 2(1 - \kappa)(1 + 2\kappa)^{1/2} / (1 + 3\kappa)$
Halphen	$f_X(x) = \frac{1}{2m^\nu K_\nu(2\alpha)} x^{\nu-1} \exp \left[-\alpha \left(\frac{x}{m} + \frac{m}{x} \right) \right]$	pour $x > 0$; $m > 0$; $\alpha > 0$; $-\infty < \alpha < \infty^b$	
Type A	$f_X(x) = \frac{2}{m^{2\nu} e_f^\nu(\alpha)} x^{2\nu-1} \exp \left[-\left(\frac{x}{m} \right)^2 + \alpha \left(\frac{x}{m} \right) \right]$	pour $x > 0$; $m > 0$; $\nu > 0$; $-\infty < \alpha < \infty^c$	Voir Marlat (1956)
Type B ⁻¹	$f_X(x) = \frac{2m^{2\nu}}{e_f^\nu(\alpha)} x^{-2\nu-1} \exp \left[-\left(\frac{m}{x} \right)^2 + \alpha \left(\frac{m}{x} \right) \right]$	pour $x > 0$; $m > 0$; $\nu > 0$; $-\infty < \alpha < \infty^c$	

^aIci $Y = \ln(X)$. Une distribution log-normale à trois paramètres avec $Y = \ln(X - \xi)$ est aussi fréquemment utilisée.^b K_ν = fonction de Bessel modifiée de seconde espèce.^c $e_f^\nu(\alpha)$ = fonction exponentielle factorielle.

les quantiles de la distribution log-normale sont donc:

$$x_p = \zeta + \exp(\mu_Y + \sigma_Y Z_p) \quad (5.6)$$

où μ_Y et σ_Y sont la moyenne et l'écart-type de Y . Stedinger (1980) compare les procédures d'estimation des paramètres.

5.3.2 Distributions des valeurs extrêmes: Gumbel, distribution des valeurs extrêmes généralisée et Weibull

Gumbel (1958) a défini trois sortes de distributions des valeurs extrêmes qui permettent de décrire la distribution de la plus grande ou de la plus petite valeur d'un grand échantillon. Ces trois sortes de distributions ont été abondamment utilisées en hydrologie pour décrire les crues ou les étiages extrêmes.

5.3.2.1 Distribution de Gumbel

Les crues annuelles correspondent au maximum de l'ensemble des débits de crue enregistrés au cours d'une année. En d'autres termes, il est vraisemblable que leur distribution appartienne à la classe générale des distributions des valeurs extrêmes (VE) définies dans Gumbel (1958). Soit $X_1, \dots, X_n$ un ensemble de débits maximaux annuels et X leur maximum ($X = \max\{X_i\}$); si les X_i sont des variables aléatoires indépendantes, à distribution identique et sans borne supérieure avec une extrémité supérieure de distribution de type exponentiel, on peut alors affirmer que, pour une valeur de n assez grande, la variable X obéit à une distribution des valeurs extrêmes (VE) de type I, dite distribution de Gumbel, dont la fonction de distribution cumulative est reproduite au tableau II.5.2.

Landwehr *et al.* (1979) et Clarke (1994) traitent des méthodes d'estimation, tandis que Hosking (1990) a montré que les L-moments permettaient d'obtenir des estimations fiables des quantiles pour les échantillons de petite taille dont on dispose généralement en hydrologie.

5.3.2.2 Distribution des valeurs extrêmes généralisée

La distribution des valeurs extrêmes généralisée recouvre trois types de distributions de valeurs extrêmes pour les maximums. La distribution de Gumbel et la distribution des valeurs extrêmes généralisée sont abondamment utilisées dans le monde entier pour les analyses de fréquence des crues (Cunnane, 1989). Le tableau II.5.2 indique la

fonction de distribution cumulative de la distribution des valeurs extrêmes généralisée.

La distribution de Gumbel est un cas particulier de la distribution des valeurs extrêmes généralisée où $\kappa = 0$. Ici, x est un paramètre de localisation, α un paramètre d'échelle et κ l'important paramètre de forme. Pour $\kappa > 0$, la distribution possède une borne supérieure finie égale à $\xi + \alpha/\kappa$; pour $\kappa < 0$, la distribution n'a pas de borne supérieure et son extrémité droite est plus épaisse.

Hosking *et al.* (1985) décrivent la méthode des L-moments la mieux adaptée à cette distribution. Les L-moments ont été à la base de nombreuses études régionales et de procédures d'indexage des crues utilisant la distribution des valeurs extrêmes généralisée (Hosking et Wallis, 1997). Plus récemment, Martins et Stedinger (2000) ont présenté des estimateurs de vraisemblance maximale généralisée pour la distribution des valeurs extrêmes généralisée qui sont plus fiables que les estimateurs fondés sur les L-moments dans le domaine de l'hydrologie.

5.3.2.3 Distribution de Weibull à deux paramètres

Si les W_i sont les débits minimums pour les différents jours de l'année, alors le minimum annuel est le plus petit des W_i , dont chacun a pour borne inférieure zéro. Dans ce cas, la variable aléatoire $X = \min\{W_i\}$ peut être décrite de façon satisfaisante par la distribution des valeurs extrêmes de type III pour les minimums, dite loi de Weibull (voir figure II.5.1 et tableau II.5.2). Pour $k < 1$, la densité de probabilité de la distribution de Weibull tend vers l'infini quand x tend vers zéro et décroît lentement pour les

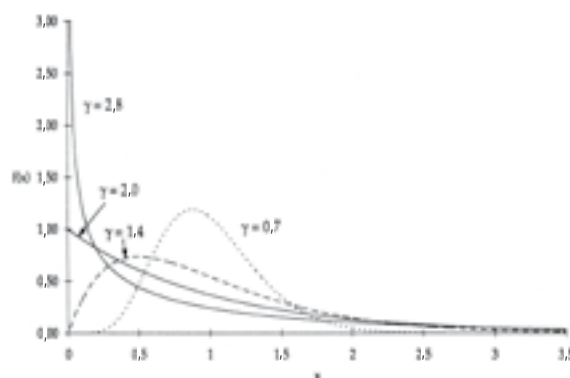


Figure II.5.1. Fonction de densité de probabilité de la distribution Pearson de type III avec limite inférieure $\zeta = 0$, moyenne $\mu = 1$ et coefficients d'asymétrie $\gamma = 0,7, 1,4, 2,0$ et $2,8$ (correspondant à une distribution gamma et à des paramètres de forme $\alpha = 8, 2, 1$ et $0,5$ respectivement)

grandes valeurs de x . Pour $k = 1$, la distribution de Weibull se ramène à une distribution exponentielle correspondant à $\gamma = 2$. Pour $k > 1$, la fonction de densité de probabilité de la distribution de Weibull est similaire à la fonction de densité de probabilité de la distribution de Pearson de type III pour les petites valeurs de x et pour $\alpha_{P3} = k$, mais tend plus vite vers zéro pour les grandes valeurs de x . On trouvera dans Kite (1988) une discussion au sujet des méthodes d'estimation des paramètres

5.3.3 Famille Pearson de type III

Les distributions de Pearson de type III (P3) sont couramment utilisées pour ajuster un échantillon de valeurs hydrologiques extrêmes. Bobée et Ashkar (1991) donnent une description théorique de cette distribution, dont on trouve aussi une présentation succincte dans le chapitre 18 du *Handbook of Hydrology* de Maidment (Stedinger *et al.*, 1993). Les notations utilisées dans cette publication sont reprises dans l'exposé qui suit. La fonction de densité de probabilité de la distribution P3 (voir tableau II.5.2) est définie par trois paramètres: ζ (localisation), β (échelle) et α (forme). L'*Interagency Advisory Committee on Water Data* (comité consultatif interorganisations sur les données hydrologiques, 1982) emploie la méthode des moments prenant en compte la moyenne, la variance et le coefficient d'asymétrie pour ajuster la distribution P3 aux données. Il faut utiliser les moments avec prudence, car ils peuvent fournir une borne supérieure inférieure à une crue observée. On peut également utiliser la méthode de vraisemblance maximale (Pilon et Harvey, 1992). Cette distribution peut être utilisée pour des échantillons à asymétrie positive ou négative.

La distribution log-Pearson de type III (LP3) décrit une variable x dont le logarithme $y = \log x$ est distribué selon P3. Cette distribution a été recommandée pour la description des crues aux États-Unis d'Amérique dès 1966 par l'*United States Water Resources Council* (Conseil américain des ressources en eau), puis de nouveau en 1982 par l'*Interagency Advisory Committee on Water Data*. Elle a également été adoptée, parmi d'autres méthodes, au Canada (Pilon et Harvey, 1992).

5.3.4 Famille Halphen: types A, B et B⁻¹

Cette famille de distributions a été spécialement conçue pour modéliser les crues et, plus généralement, les extrêmes. La fonction de densité de probabilité de ces distributions (Perreault *et al.*, 1999a) figure dans le tableau II.5.2. Perreault *et al.* (1999b) ont présenté des méthodes d'estimation

des paramètres, des quantiles et des intervalles de confiance pour les distributions de Halphen. Les distributions Gamma et Gamma inverse (x est distribué selon la loi Gamma inverse si $y = 1/x$ suit une distribution Gamma) sont des cas limites des distributions de Halphen.

Bien que la fonction de densité de probabilité des distributions de Halphen soit mathématiquement plus complexe que celle des distributions à trois paramètres habituellement utilisées en hydrométéorologie, cela ne devrait pas constituer un obstacle important, puisque les distributions de Halphen peuvent être appliquées au moyen de logiciels conviviaux tels que le logiciel HYFRAN (www.ete.inrs.ca/activites/groupe/chaire_hydrol/hyfran.html).

5.3.5 Distribution logistique généralisée

La distribution logistique généralisée a été introduite dans la littérature hydrologique par Hosking et Wallis (1997), et Robson et Reed (1999) ont proposé de l'adopter pour l'analyse de la fréquence des crues au Royaume-Uni. Sa paramétrisation est similaire à celle de la distribution des valeurs extrêmes généralisée, et toutes deux possèdent des extrémités semblables à celles de la distribution de Pareto pour les grandes valeurs de x . La fonction de distribution cumulative de la distribution logistique généralisée figure dans le tableau II.5.2, de même que la plage de variation de la variable. Hosking et Wallis (1997) et Robson et Reed (1999) indiquent comment les trois paramètres de cette distribution peuvent être obtenus au moyen d'estimateurs des L-moments.

5.3.6 Distribution de Pareto généralisée

La distribution de Pareto généralisée, dont la formule mathématique est particulièrement simple (voir tableau II.5.2), sert à modéliser des événements qui dépassent une borne inférieure pour laquelle la fonction de densité de probabilité présente un maximum ($\kappa < 1$). Il s'agit par exemple des hauteurs de pluies journalières et de toutes les crues supérieures à un seuil relativement bas. Hosking et Wallis (1987) décrivent d'autres procédures d'estimation. La valeur de la borne inférieure peut souvent être déterminée par les contraintes physiques propres aux conditions considérées, de sorte que seuls deux paramètres doivent être estimés. Si ces conditions n'imposent pas la valeur de la borne inférieure, la plus petite observation peut faire fonction d'estimateur de la borne inférieure de x .

Il existe une relation très intéressante entre la distribution de Pareto généralisée et la distribution

Tableau II.5.3. Tests et critères statistiques (d'après Watt, 1989)

<i>Critère</i>	<i>Explication</i>	<i>Tests statistiques applicables</i>
Caractère aléatoire	Dans un contexte hydrologique, une variable a un caractère aléatoire si ses fluctuations découlent de causes naturelles. Par exemple, les débits de crues, sensiblement modifiés par l'exploitation des réservoirs, ne sont pas naturels et ne peuvent donc pas être considérées comme aléatoires, à moins que l'effet de la régulation ne soit d'abord neutralisé.	Pas de test approprié applicable pour les séries hydrologiques.
Indépendance	L'indépendance suppose qu'aucune observation dans la série de données n'a d'influence sur les observations suivantes. Même si les événements d'une série sont aléatoires, ils peuvent ne pas être indépendants. Les grands lieux de stockage naturel, dans un bassin fluvial, par exemple, peuvent donner lieu à une situation où de hauts débits succèdent à de hauts débits et de faibles débits, à de faibles débits. La dépendance varie en fonction du pas de temps des éléments successifs de la série: elle sera souvent forte entre les valeurs journalières, alors qu'elle sera généralement faible entre les valeurs maximales annuelles. De même, on peut supposer que les éléments d'une série annuelle de précipitations de courte durée sont, en pratique, indépendants. Dans certains cas, cependant, la dépendance est marquée, y compris entre les valeurs maximales annuelles, par exemple dans le cas des cours d'eau qui traversent des retenues de très grande taille, comme les Grands Lacs d'Amérique du Nord.	<ul style="list-style-type: none"> – Anderson, décrit dans Chow (1964). – Coefficient de corrélation de rangs de Spearman, décrit dans NERC (1975).
Homogénéité	L'homogénéité signifie que tous les éléments de la série de données proviennent d'une seule population. Elderton (1953) a indiqué que les statistiques sont rarement obtenues à partir de matériaux strictement homogènes. Par exemple, une série de débits de crues provenant à la fois de la fonte des neiges et des pluies peut ne pas être homogène. Cependant, selon les résultats d'un test, il peut être acceptable de la traiter comme telle. Lorsque la variabilité du phénomène hydrologique est trop élevée, comme dans le cas de précipitations extrêmes, l'hétérogénéité est souvent difficile à déchiffrer (Miller, 1972), alors que celle associée à la somme de précipitations annuelles est plus facile à détecter.	Terry (1952).
Stationnarité	La stationnarité signifie qu'à l'exclusion des fluctuations aléatoires, la série de données est temporellement invariante. L'absence de stationnarité se manifeste notamment par des tendances, des sauts et des cycles. Dans l'analyse des crues, les sauts sont généralement dus à un changement brusque dans un système de bassin ou de cours d'eau, comme la construction d'un barrage. Les tendances peuvent être causées par des changements graduels dans les conditions climatiques ou l'utilisation des terres, comme l'urbanisation. Les cycles peuvent être associés aux oscillations climatiques à long terme.	<ul style="list-style-type: none"> – Coefficient de corrélation de rangs de Spearman, décrit dans NERC (1975). – Test de tendance de Wald-Wolfowitz (1943). Aucune méthode satisfaisante n'est disponible pour tester les cycles de longues périodes. – Test de tendance de Mann-Kendall (Yue <i>et al.</i>, 2002b)

des valeurs extrêmes généralisée. Si les pics d'une série de dépassement incomplète semblent correspondre à un processus de Poisson et si leur intensité suit une distribution de Pareto généralisée, alors les maximums annuels supérieurs au seuil de la série de dépassement incomplète suivent une distribution des valeurs extrêmes généralisée avec la même valeur de κ (Stedinger *et al.*, 1993). Wang

(1991) et Martins et Stedinger (2001) ont comparé l'efficacité des deux cadres de modélisation.

5.3.7 Méthode d'estimation non paramétrique de la densité

La méthode non paramétrique ne requiert pas d'hypothèse sur la forme fonctionnelle de la

fonction globale de densité, ni d'estimation de paramètres fondés sur la moyenne, la variance ou le degré d'asymétrie. Pour procéder à une estimation à noyau de la densité non paramétrique, il faut choisir une fonction noyau K , qui est une fonction de la densité de probabilité, et calculer un facteur de lissage H . Au moyen d'un échantillon de N observations de la variable x , on obtient alors une approximation de la fonction de la densité de probabilité pour la variable x en attribuant à chaque x_j une probabilité de $1/N$, puis en répartissant cette probabilité autour de la valeur de chaque x_j à l'aide de la fonction noyau pour obtenir finalement l'équation suivante:

$$f(x) = \frac{1}{NH} \sum_{i=1}^N K\left(\frac{x - x_i}{H}\right) \quad (5.7)$$

Le principe d'un estimateur à noyau tel qu'il est exprimé par l'équation ci-dessus est qu'un noyau d'une fonction de distribution de la forme prescrite, triangulaire, normale ou de Gumbel est associé à chaque observation sur une échelle donnée, exprimée par H . La somme pondérée de ces différentes fonctions constitue l'estimation non paramétrique de la fonction de la densité. On peut déterminer la valeur optimale de H par une méthode de validation croisée (Adamowski, 1985) et au moyen d'un logiciel informatique (Pilon *et al.*, 1992).

5.4 VÉRIFICATION D'HYPOTHÈSES

Pour que les résultats d'une analyse fréquentielle soient valables sur le plan théorique, la série de données doit satisfaire un certain nombre de critères statistiques, dont le caractère aléatoire, l'indépendance, l'homogénéité et la stationnarité. L'explication de ces critères statistiques est fournie dans le tableau II.5.3, où sont présentés les tests statistiques appropriés. On trouvera dans Helsel et Hirsch (1992) une description plus détaillée de nombre de ces tests. Les tests statistiques paramétriques classiques tels que les tests t et F n'ont pas été inclus dans ce tableau, car les séries de données hydrologiques ne satisfont généralement pas à certaines conditions – en particulier l'hypothèse de normalité – nécessaires à la stricte applicabilité de ces tests, ce qui peut nuire gravement à leur efficacité (Yue et Pilon, 2004). Les tests regroupés dans le tableau sont de type non paramétrique, ce qui évite les hypothèses relatives à la distribution paramétrique sous-jacente des données. Il faut soigneusement vérifier les hypothèses sur lesquelles reposent les tests, car le non-respect de cette condition peut

aboutir à des résultats sujets à caution (Yue *et al.*, 2002a).

Les tests statistiques renseignent seulement sur la signification des résultats des tests observés et ne fournissent pas de résultats univoques. Il est donc important de bien maîtriser l'interprétation des résultats et de les confirmer par une preuve tangible des causes, comme par exemple des changements d'affectation des sols. Lorsque les données ne satisfont pas les hypothèses, il est souvent possible d'opérer une transformation de façon que les données d'observation transformées répondent aux critères requis pour l'analyse. La prudence est conseillée pour l'interpolation et l'extrapolation lorsque les données ne satisfont pas les hypothèses.

5.4.1 Test de Wald-Wolfowitz sur l'indépendance et la stationnarité

Étant donné un échantillon de taille N ($x_1, \dots, x_N$), le test de Wald-Wolfowitz considère la variable statistique R telle que:

$$R = \sum_{i=1}^{N-1} x_i x_{i+1} + x_1 x_N \quad (5.8)$$

Lorsque les éléments de l'échantillon sont indépendants, R suit asymptotiquement une distribution normale dont la moyenne et la variance peuvent être déduites des équations suivantes:

$$\bar{R} = (s_1^2 - s_2) / (N - 1) \quad (5.9)$$

$$\text{Var}(R) = (s_2^2 - s_4) / (N - 1) - \bar{R}^2 + (s_1^4 - 4s_1^2 s_2 + 4s_1 s_3 + s_2^2 - 2s_4) / (N - 1)(N - 2) \quad (5.10)$$

où $s_r = Nm'_r$, m'_r étant le $r^{\text{ième}}$ moment de l'échantillon autour de l'origine.

La quantité $(R - \bar{R}) / (\text{Var}(R))^{1/2}$ suit une distribution normale standardisée (de moyenne 0 et de variance 1) et peut être utilisée pour tester au niveau α l'hypothèse d'indépendance en comparant $|n|$ avec la variable normale standard $u_{\alpha/2}$ correspondant à la probabilité de dépassement $\alpha/2$.

5.4.2 Test de Mann-Kendall pour la détection de tendance

Le test de Mann-Kendall est un test de rang non paramétrique permettant d'évaluer l'importance d'une tendance. Dans l'hypothèse nulle H_0 , un échantillon de données classées par ordre

chronologique est indépendant et identiquement distribué. La statistique S est définie comme suit (Yue *et al.*, 2002b):

$$S = \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \text{sgn}(x_j - x_i) \quad (5.11)$$

avec

$$\text{sgn}(x) = \begin{cases} 1 & \text{si } x > 0 \\ 0 & \text{si } x = 0 \\ -1 & \text{si } x < 0 \end{cases} \quad (5.12)$$

Lorsque $n \geq 40$, la statistique S est distribuée asymptotiquement selon une loi normale avec une moyenne nulle et une variance donnée par l'équation suivante:

$$\text{Var}\{S\} = \frac{1}{18} \left[n(n-1)(2n+5) - \sum_t t(t-1)(2t+5) \right] \quad (5.13)$$

t étant la taille d'un groupe lié donné et $\sum$ la sommation sur tous les groupes liés de l'échantillon. La statistique de test normalisée K est calculée au moyen de l'équation suivante:

$$K = \begin{cases} \frac{S-1}{\sqrt{\text{Var}(S)}} & \text{Si } S > 0 \\ 0 & \text{Si } S = 0 \\ \frac{S+1}{\sqrt{\text{Var}(S)}} & \text{Si } S < 0 \end{cases} \quad (5.14)$$

La statistique normalisée K suit une distribution normale standard avec une moyenne nulle et une variance de un. La valeur de probabilité P de la statistique K des données de l'échantillon peut être estimée au moyen de la fonction de distribution cumulative normale telle que:

$$P = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-t^2/2} dt \quad (5.15)$$

Pour des données d'échantillon indépendantes sans tendance, la valeur de P devrait être égale à 0,5. Pour des données d'échantillon présentant une forte tendance positive, la valeur de P devrait être proche de 1, alors qu'en cas de forte tendance négative, cette valeur devrait être proche de 0. Si les données d'échantillon sont autocorrélées, elles doivent être préalablement décorrélées, et une correction doit être appliquée au calcul de la variance (Yue *et al.*, 2002b).

La pente d'une tendance est estimée comme suit:

$$\beta = \text{médiane} \left(\frac{x_i - x_j}{i - j} \right), \forall j < i \quad (5.16)$$

β étant l'estimation de la pente de la tendance et x_j la $j^{\text{ème}}$ observation. À une tendance à la hausse correspond une valeur positive de β et à une tendance à la baisse, une valeur négative de β .

5.4.3 Test de Mann-Whitney pour l'homogénéité et la stationnarité (sautes)

Soit deux échantillons de tailles p et q (avec $p \leq q$), dont l'ensemble combiné de taille $N = p + q$ est classé par ordre croissant. Le test de Mann-Whitney porte sur les quantités suivantes:

$$V = R - p(p+1) / 2 \quad (5.17)$$

$$W = pq - V \quad (5.18)$$

où R est la somme des rangs des éléments du premier échantillon de taille p dans la série combinée et V et W sont calculés à partir de R , p et q . V représente le nombre de fois où un élément du premier échantillon suit un élément du second échantillon dans le classement; W peut être calculé de la même façon, le second échantillon suivant alors le premier.

U , la statistique du test, est défini comme la valeur minimum de V et de W . Lorsque $N > 20$ et que p , $q > 3$, et dans l'hypothèse nulle selon laquelle les deux échantillons sont extraits de la même population, U est approximativement distribué normalement avec la moyenne suivante:

$$\bar{U} = pq/2 \quad (5.19)$$

et la variance:

$$\text{Var}(U) = \left[\frac{pq}{N(N-1)} \right] \left[\frac{N^3 - N}{12} - \sum T \right] \quad (5.20)$$

avec $T = (j^3 - j) / 12$, j étant le nombre d'observations liées à un rang donné. Le total $\sum T$ est calculé sur tous les groupes d'observations liées dans les deux échantillons de tailles p et q . Pour un test à un niveau de signification α , on compare la quantité au quantile de la variable normale standardisée $u_{\alpha/2}$ correspondant à la probabilité de dépassement $\alpha/2$.

5.4.4 Taille de l'échantillon

La définition d'une distribution stable pour estimer les probabilités futures d'occurrence d'un phénomène hydrologique exige que la durée du phénomène faisant l'objet des relevés, c'est-à-dire la taille de l'échantillon, soit suffisamment grande. En ce qui concerne l'estimation de la pluviométrie journalière extrême, Sevruk et Geiger (1981) indiquent que la durée de la période de relevé nécessaire à l'obtention d'une distribution stable dépend de la pluviométrie générale de la région et de ses caractéristiques physiographiques, qui déterminent la variabilité du total pluviométrique journalier. Comme il est indiqué dans le tableau II.5.3, lorsque la variabilité du phénomène hydrologique est trop importante, on peut rencontrer des difficultés pour tester l'homogénéité des séries hydrologiques. Lorsque le coefficient de variation d'un échantillon extrait d'une distribution asymétrique est important (grande variabilité), l'écart-type du coefficient d'asymétrie de l'échantillon, qui sert à ajuster ce dernier à la distribution supposée, sera également important. Selon Sevruk et Geiger (1981), pour analyser la fréquence des précipitations extrêmes, une période de relevé de 25 ans pourrait être suffisante dans les régions bien arrosées comme le nord de la Fédération de Russie; en revanche, une période de 50 ans pourrait être insuffisante dans d'autres régions où l'on constate une fluctuation périodique très nette des précipitations. D'après ces auteurs, une période de relevé de 40 à 50 ans est en général satisfaisante pour l'analyse de fréquence des précipitations extrêmes. Yue *et al.* (2002a) et Yue et Pilon (2004) montrent comment les caractéristiques statistiques de l'échantillon et la durée de la période des relevés peuvent influencer sur la puissance des tests statistiques les plus courants.

5.4.5 Test de Grubbs et Beck pour la détection des points aberrants

Un point aberrant est une donnée d'une valeur très différente de celle de l'essentiel des autres données. La présence de points aberrants dans un échantillon peut entraîner des difficultés lorsque l'on tente d'ajuster une distribution à cet échantillon. Il peut y avoir des points aberrants de valeur particulièrement grande ou faible, voire les deux à la fois, dans un échantillon, et ceux-ci peuvent avoir des incidences différentes sur l'analyse de fréquence. Si le problème du traitement des points aberrants fait encore débat, certaines procédures ont été utilisées en hydrologie pour déceler et traiter ces données, comme celles décrite par l'*United States Water Resources Council* (1981) pour l'analyse de fréquence

des crues ou par Sevruk et Geiger (1981) pour les précipitations extrêmes.

Le test de Grubbs et Beck pour la détection des points aberrants est recommandé par l'*United States Water Resources Council* (1981). Pour réaliser ce test, il faut retenir l'hypothèse d'une distribution normale des logarithmes ou de toute autre transformation de la série hydrologique, car le test ne peut s'appliquer qu'à des échantillons d'une population normale. Pour réaliser le test de Grubbs et Beck, on calcule les deux quantiles suivants:

$$X_H = \exp(\bar{x} + K_N s) \quad (5.21)$$

$$X_L = \exp(\bar{x} - K_N s) \quad (5.22)$$

$\bar{x}$ et s étant respectivement la moyenne et l'écart-type des logarithmes naturels des éléments de la série, et K_N la statistique de Grubbs et Beck calculée pour différentes tailles d'échantillon et différents niveaux de signification. Au niveau de signification de 10 %, on peut utiliser l'approximation polynomiale proposée par Pilon et Harvey (1992) pour estimer les valeurs tabulées, à savoir:

$$K(N) = -3,62201 + 6,2844N^{1/4} - 2,49835N^{1/2} + 0,491436N^{3/4} - 0,037911N \quad (5.23)$$

N étant la taille de l'échantillon. Dans l'application du test de Grubbs et Beck, toutes les valeurs de l'échantillon supérieures à X_H sont considérées comme des points aberrants hauts et toutes les valeurs inférieures à X_L comme des points aberrants bas. Pour $5 \leq N \leq 150$, $K(N)$ peut être calculé grâce à l'équation suivante (Stedinger *et al.*, 1993):

$$K(N) = -0,9043 + 3,345 \sqrt{\log(N)} - 0,4046 \log(N) \quad (5.24)$$

5.4.6 Procédures bayésiennes

Alors que l'approche fréquentielle des probabilités repose sur la notion de reproductibilité d'une expérience, l'approche bayésienne est fondée sur une évaluation subjective de la probabilité et offre la possibilité de prendre en compte n'importe quelle information disponible au moyen de la distribution a priori. Contrairement aux modèles classiques, les modèles bayésiens considèrent les paramètres du problème comme des variables aléatoires plutôt que comme des valeurs fixes. Par exemple, dans le cas de la détection de sauts de la moyenne d'une série chronologique, les méthodes statistiques classiques supposent que la date du saut éventuel est connue. En revanche, l'approche bayésienne ne fait aucune hypothèse concernant la date du saut. Cela permet

d'en induire les caractéristiques de ce dernier, telles que le point d'inflexion et l'amplitude du saut.

Perreault *et al.* (1999c) ainsi que d'autres auteurs ont présenté des procédures bayésiennes pour la détection d'un saut unique de la moyenne. Perreault *et al.* (2000) ont en outre présenté une méthode relative à une modification de la variabilité et l'ont appliquée à des données hydrologiques, tandis que Asselin *et al.* (1999) ont présenté un modèle bayésien bivarié pour la détection d'un changement systématique de la moyenne. Une description complète de la théorie de l'inférence statistique bayésienne est présentée dans Box et Tiao (1973).

5.5 STATISTIQUES DE POPULATIONS ET ESTIMATION DES PARAMÈTRES

En supposant qu'une certaine famille de distributions décrive convenablement des événements extrêmes, la tâche de l'hydrologue consiste à estimer les paramètres de la distribution, de manière à pouvoir calculer les quantiles et les espérances requis à partir du modèle ajusté. La littérature statistique et hydrologique présente de nombreuses approches et méthodes pour l'estimation des paramètres de différentes distributions; les plus utilisées sont décrites ci-dessous.

5.5.1 Méthodes de calcul des paramètres

La méthode la plus simple est sans doute la méthode des moments, qui calcule les valeurs estimées des paramètres de telle sorte que les moments théoriques d'une distribution concordent avec les moments calculés de l'échantillon. La procédure recommandée pour les agences fédérales aux États-Unis (Thomas, 1985; *Interagency Advisory Committee on Water Data*, 1982) utilise les moments des logarithmes des débits de crue $X = \log Q$.

Une variante de la méthode des moments qui s'est révélée efficace en hydrologie pour la distribution des valeurs extrêmes généralisée est la méthode des moments pondérés en fonction des probabilités ou méthode des L-moments (Hosking *et al.*, 1985; Hosking et Wallis, 1997). Il s'agit d'une méthode différente permettant de synthétiser les propriétés statistiques des jeux de données hydrologiques (Hosking, 1990). Un avantage des estimateurs des L-moments est qu'il s'agit de combinaisons linéaires des observations et que l'on ne doit donc pas calculer le carré ou le cube de ces observations. Par conséquent, le L-coefficient de variation et le L-coefficient d'asymétrie ne sont pratiquement pas

biaisés, alors que les estimateurs du coefficient de variation et du coefficient d'asymétrie obtenus au moyen de la méthode des moments mixtes sont fortement biaisés et extrêmement variables (Vogel et Fennessey, 1993). Ceci est particulièrement utile pour les procédures de régionalisation, qui sont abordées à la section 5.9.

Les L-moments permettent aussi de synthétiser les propriétés statistiques des données hydrologiques en partant des combinaisons linéaires des données originales (Hosking, 1990). Récemment, des hydrologues ont montré que les méthodes de régionalisation utilisant les L-moments donnent de meilleurs résultats que les méthodes utilisant les moments classiques. Elles ont aussi permis de faire concorder certaines distributions avec des données en station (Hosking *et al.*, 1985). Le premier L-moment est la moyenne arithmétique suivante:

$$\lambda_1 = E[X] \quad (5.25)$$

Soit $X_{(i:n)}$ la $i^{\text{ème}}$ plus grande observation dans un échantillon de taille n ($i = 1$ correspond à la plus grande de toutes). Pour toute distribution, le deuxième L-moment est une description d'échelle basée sur la différence attendue entre deux observations choisies au hasard.

$$\lambda_2 = (1/2) E[X_{(1/2)} - X_{(2/2)}] \quad (5.26)$$

De même, les L-moments mesurant l'asymétrie et l'aplatissement utilisent:

$$\lambda_3 = (1/3) E[X_{(1/3)} - 2 X_{(2/3)} + X_{(3/3)}] \quad (5.27)$$

$$\lambda_4 = (1/4) E[X_{(1/4)} - 3 X_{(2/4)} + 3 X_{(3/4)} - X_{(4/4)}] \quad (5.28)$$

De même que les moments classiques peuvent être utilisés pour définir des coefficients de variation et d'asymétrie sans dimension, les L-moments peuvent servir à définir un L-coefficient de variation et un L-coefficient d'asymétrie sans dimension (tableau II.5.4). Les estimateurs des L-moments ont souvent été calculés sur la base de statistiques intermédiaires appelées moments pondérés par les probabilités (Hosking, 1990; Hosking et Wallis, 1997; Stedinger *et al.*, 1993). Bon nombre des premières études ont utilisé des estimateurs de moments pondérés par des probabilités empiriques (Hosking *et al.*, 1985); on a trouvé plus tard que ces dernières n'offraient pas la cohérence et l'invariance que l'on était en droit d'attendre de tels estimateurs (Hosking et Wallis, 1995; Fill et Stedinger, 1995). Par conséquent, les travaux ultérieurs se sont orientés vers l'utilisation d'estimateurs de moments pondérés par les probabilités non biaisés.

Tableau II.5.4. Statistiques adimensionnelles utilisées pour décrire les distributions (coefficients moments mixtes et L-moments)

Nom	Notation	Définition
Coefficients moments mixtes		
Coefficient de variation	CV_X	σ_X/μ_X
Coefficient d'asymétrie ^a	γ_X	$E[(X - \mu_X)^3] / \sigma_X^3$
Coefficient d'aplatissement ^b	–	$E[(X - \mu_X)^4] / \sigma_X^4$
Coefficients L-moments ^c		
L-coefficient de variation	L-CV, τ_2	λ_2/λ_1
L-coefficient d'asymétrie	L-coefficient d'asymétrie, τ_3	λ_3/λ_2
L-coefficient d'aplatissement	L-aplatissement, τ_4	λ_4/λ_2

^aCertains textes définissent $\beta_1 = [\gamma_X]^2$ comme une mesure de l'asymétrie.

^bCertains textes définissent l'aplatissement (kurtosis) comme $\{E[(X - \mu_X)^4]/\sigma_X^4 - 3\}$; d'autres utilisent le terme «excès d'aplatissement» pour cette différence du fait que, pour la distribution normale, l'aplatissement est égal à 3.

^cHosking (1990) utilise τ au lieu de τ_2 pour représenter le coefficient L-CV.

L'estimation directe des L-moments non biaisés à partir d'un échantillon est décrite dans Wang (1996).

La méthode du maximum de vraisemblance a des fondements statistiques très solides. Elle permet de choisir les paramètres qui rendent la distribution ajustée aussi cohérente que possible (au sens statistique) avec l'échantillon observé. Les estimateurs du maximum de vraisemblance sont exposés dans les manuels généraux de statistiques, et on recommande leur utilisation pour les relevés de données historiques et relatives aux paléocrues en raison de leur capacité de faire usage au mieux des jeux de données tronqués ou catégoriels.

Les méthodes non paramétriques peuvent servir à estimer la relation entre débit de crue et fréquence, qui présentent l'avantage de ne pas nécessiter de supposer que les crues sont tirées d'une famille paramétrique particulière de distributions. Ces méthodes ont été adaptées au Canada (Pilon et Harvey, 1992).

5.5.2 Transformations logarithmiques

Quand les données présentent des valeurs très variables, ce qui est fréquemment le cas des données relatives à la qualité de l'eau, les moments mixtes des logarithmes des données pour l'échantillon servent souvent à synthétiser les caractéristiques d'un jeu de données ou à estimer les paramètres de distribution. La transformation logarithmique est un moyen efficace de normaliser des valeurs qui varient de plusieurs ordres de grandeur et d'éviter

que des données de valeur exceptionnellement grande faussent le calcul des estimateurs des moments. Mais elle n'écarte toutefois pas le risque que des données de valeur particulièrement faible ou des points aberrants bas ne prennent trop d'importance. Cela concerne en particulier les cas où l'on se préoccupe des événements de grande ampleur et où l'on néglige la mesure des petites valeurs. Celles-ci peuvent aussi faire l'objet d'erreurs d'arrondi ou être considérées comme nulles si elles sont inférieures à un certain seuil.

5.5.3 Données historiques

En dehors de la période relativement courte ayant donné lieu à des relevés systématiques, on dispose parfois d'informations historiques supplémentaires qui ont trait, par exemple, à l'ampleur des crues avant que ces dernières ne soient mesurées par des instruments. Ainsi, on peut ne disposer que de 20 ans de relevés effectués à une station de jaugeage depuis 1992, mais savoir cependant qu'il s'est produit en 1900 une crue dont le débit de pointe non seulement dépasse toutes les crues mesurées à la station, mais est en outre le plus important depuis l'occupation du site en 1860. L'ampleur de cette crue et le fait de savoir que les autres crues, entre 1860 et 1992, ont été de moindre ampleur que la crue de 1900 peuvent et doivent être utilisés dans l'analyse de fréquence. Dans d'autres cas, il se peut qu'on sache seulement qu'un certain nombre de crues survenues entre 1860 et 1972 ont dépassé un certain seuil. Il s'agit aussi d'une information historique dont il faut tenir compte dans l'analyse de fréquence. Différents processus produisent des relevés historiques et physiques de paléocrues. Les laisses de crues donnent le niveau des plus hautes eaux atteintes durant une période, tandis que les sédiments déposés dans des zones protégées lorsque le courant est à l'étape fournissent parfois des informations sur l'ampleur d'un certain nombre de grandes crues.

En dehors de la surveillance régulière des débits, certaines crues sont simplement enregistrées parce qu'elles ont dépassé un certain niveau de perception et qu'elles ont suffisamment perturbé les activités humaines pour que leur survenue ait été documentée ou que leurs conséquences physiques ou botaniques les plus dommageables aient été bien observées (Stedinger et Baker, 1987; Wohl, 2000). Plusieurs méthodes permettent d'intégrer l'information historique au processus d'estimation des paramètres de la fonction mathématique de distribution. Il s'agit des moments pondérés ajustés historiquement, du maximum de vraisemblance, de l'algorithme des moments prévus ou de la

méthode non paramétrique (Cohn *et al.*, 2001; England *et al.*, 2003; Griffiths *et al.*, 2004). Comme on l'a vu, la méthode du maximum de vraisemblance utilise l'information historique de façon plus efficace que celle des moments pondérés historiquement. Les estimateurs du maximum de vraisemblance et les algorithmes des moments prévus sont très flexibles et sont également efficaces pour la distribution LP3, pour laquelle des algorithmes des moments prévus ont été développés. À noter toutefois que les estimateurs du maximum de vraisemblance présentent souvent des problèmes de convergence avec ces distributions.

5.5.4 Augmentation des relevés

Il est souvent possible d'allonger efficacement un relevé de courte durée en utilisant un relevé de plus longue durée provenant d'une station voisine avec lequel les observations du relevé de courte durée sont fortement corrélées. En particulier, une série d'observations effectuées sur une longue période dans une station voisine peut permettre d'améliorer les valeurs estimées de la moyenne et de la variance des événements qui se produisent à la station où l'on dispose d'un relevé de courte durée. Pour ce faire, il n'est pas nécessaire de reconstituer réellement la série augmentée; il suffit de calculer les estimations améliorées des moments. La notion d'augmentation des relevés a été introduite par Matalas et Jacobs (1964); voir aussi Interagency Committee on Water Data (1982), annexe 7. Vogel et Stedinger (1985) ont apporté récemment de nouvelles améliorations et traité du gain d'information. Dans d'autres cas, il est possible de créer une série plus longue à des fins de simulation ou d'archivage. L'idée de recourir à l'allongement des relevés pour veiller à ce que les débits calculés possèdent la moyenne, la variance et les corrélations désirées a été développée par Hirsch (1982), Vogel et Stedinger (1985) et, pour ce qui concerne les variables multiples, par Grygier *et al.* (1989).

5.5.5 Analyse de populations mixtes

Dans le domaine de l'hydrologie, les séries de maximums annuels sont souvent composées d'événements issus de processus tout à fait différents, ce qui pose problème. Les précipitations, par exemple, peuvent être liées à différents types de perturbations selon les saisons – orages d'été, fronts hivernaux ou queues de cyclones tropicaux. L'eau peut aussi provenir de la fonte des neiges. Les crues provoquées par ces différents événements peuvent avoir des distributions très différentes. Waylen et Woo (1982) ont examiné à part les écoulements estivaux et les crues dues à la fonte des neiges. Vogel et

Stedinger (1984) ont étudié séparément les crues dues aux précipitations estivales et celles d'hiver liées aux embâcles. Hirschboeck *et al.* (2000) ont classé les crues d'une ampleur supérieure à un seuil donné en fonction des conditions météorologiques synoptiques prédominantes; cela a abouti à l'analyse d'une population mixte de crues au moyen d'un contexte de série de dépassement incomplète. Dans les petits bassins de certaines régions montagneuses, les orages estivaux sont à l'origine des plus fortes crues relevées, tandis que les épisodes de fonte des neiges produisent la majorité des événements annuels maximaux. Dans de tels cas, comme l'ont montré Waylen et Woo (1982), on obtient une meilleure estimation de la probabilité d'événements extrêmes en séparant les relevés de crue en différentes séries, car les données décrivant les phénomènes qui produisent ces événements de grande ampleur sont mieux représentées dans l'analyse.

Supposons que la série des maximums annuels M_t soit composée du maximum de l'événement estival maximal S_t et de l'événement hivernal maximal W_t :

$$M_t = \max \{S_t, W_t\} \quad (5.29)$$

S_t et W_t peuvent être définis par une période calendaire strictement fixée, une période climatique approximativement définie ou les caractéristiques physiques et météorologiques entre les phénomènes à l'origine des observations.

Si les intensités des événements estivaux et hivernaux sont statistiquement indépendantes, c'est-à-dire que la connaissance de l'un n'affecte pas la distribution de probabilité conditionnelle de l'autre, la distribution de probabilité de l'événement maximal annuel M est donnée par la formule suivante (Stedinger *et al.*, 1993):

$$F_M(m) = P[M = \max(S, W) \leq m] = F_S(m) F_W(m) \quad (5.30)$$

Pour deux ou plusieurs séries indépendantes d'événements contribuant à un maximum annuel, la distribution du maximum est facile à calculer. Si plusieurs processus statistiquement liés participent au maximum annuel, il devient beaucoup plus difficile de calculer la distribution du maximum à partir des distributions des diverses séries. Un point important est de décider s'il est opportun de modéliser séparément plusieurs séries de crues composantes différentes ou si l'on peut se contenter de modéliser directement la série annuelle maximale composite. Dans la première hypothèse, il faut estimer davantage de paramètres, mais les données seront également plus nombreuses si la série des maximums annuels ou la série de dépassement

incomplète pour chaque type d'événement est disponible.

L'idée de combiner deux distributions a mené Rossi *et al.* (1984) à élaborer une distribution β des valeurs extrêmes à deux composantes correspondant au maximum de deux distributions EV1 indépendantes. Cette distribution peut être considérée comme le maximum de deux processus de crue dans une série de dépassement incomplète, chacun présentant des occurrences de Poisson et des pointes de crue distribuées exponentiellement. Généralement, l'une des deux distributions est sensée représenter la plus grande partie des données et l'autre, les points aberrants. Comme le modèle possède quatre paramètres, il est très souple (Beran *et al.*, 1986). Par conséquent, si seules les séries de maximums annuels sont utilisées, les méthodes d'estimation régionales deviennent essentielles pour déterminer les valeurs des quatre paramètres, les estimateurs régionaux des valeurs extrêmes à deux composantes présentant en ce cas un grand intérêt. La distribution des valeurs extrêmes à deux composantes a été utilisée avec succès pour la définition d'indices de crue (Frances, 1988; Gabriele et Villani, 2002). La distribution non paramétrique (Adamowski, 1985) et la distribution de Wakeby (Pilon et Harvey, 1992) peuvent également être utilisées pour modéliser une distribution mixte.

5.5.6 Analyse de fréquence et valeurs nulles

Les séries d'étiage contiennent souvent des années pour lesquelles les valeurs sont nulles, ce qui peut aussi être le cas des séries de maximums pour certains sites. Dans certaines régions arides, les valeurs nulles du débit peuvent même être plus nombreuses que les valeurs non nulles. Un débit enregistré comme nul signifie soit que le cours d'eau était effectivement à sec, soit que le débit réel était inférieur à une limite de détection. Cela signifie que certaines séries d'étiage correspondent à des jeux de données tronqués. On ne peut se contenter de laisser de côté les valeurs nulles, qui ne correspondent pas nécessairement à un relevé précis du débit minimal dans le chenal. En se fondant sur la configuration hydraulique de l'appareil de mesure et en connaissant la courbe d'étalonnage et les procédures d'enregistrement, on peut déterminer le plus petit débit qui peut être estimé avec précision et qui ne sera donc pas considéré comme nul. La méthode des probabilités empiriques et le modèle de la probabilité conditionnelle sont des procédures acceptables pour ajuster une distribution de probabilité à des ensembles de données contenant des valeurs nulles. L'approche par tracé des probabilités

empiriques sans modèle statistique formel est souvent suffisante pour l'analyse de fréquence des étiages. La courbe de fréquence des étiages peut être définie visuellement, et les paramètres d'une distribution paramétrique peuvent être estimés au moyen d'une régression du diagramme de probabilités, telle qu'elle est décrite par Kroll et Stedinger (1996) et Stedinger *et al.* (1993), ou grâce à des méthodes non paramétriques.

5.6 DIAGRAMMES DE PROBABILITÉ ET TESTS D'AJUSTEMENT

5.6.1 Probabilités empiriques et diagramme de probabilité

On peut se faire une première idée de l'adéquation de l'ajustement d'une distribution en traçant un diagramme de probabilité des observations. Lorsque les observations dûment classées sont portées sur un diagramme selon une échelle de probabilité convenable, elles forment approximativement une ligne droite, aux erreurs d'échantillonnage près.

Un tel diagramme permet à la fois de visualiser sous forme graphique les données, mais aussi de vérifier l'adéquation de la distribution ajustée avec ces données.

Pour un certain nombre de distributions, ces diagrammes peuvent être tracés sur du papier à échelle de probabilité disponible dans le commerce. C'est le cas pour les distributions normale, log-normale à deux paramètres et de Gumbel, qui ont toutes une forme bien définie. Grâce aux logiciels modernes, il est cependant plus facile de réaliser ces diagrammes sans utiliser de papier spécial (Stedinger *et al.*, 1993). La $i^{\text{ème}}$ plus grande crue observée $x_{(i)}$ est reportée en regard du débit de crue associé à la probabilité de dépassement ou probabilité empirique q_i assignée à chacune des crues classées $x_{(i)}$; $x_{(1)} > x_{(2)} > \dots > x_{(n)}$. Plusieurs formules acceptables permettent d'estimer la probabilité de dépassement de la $i^{\text{ème}}$ plus grande crue observée $x_{(i)}$. Les formules de Weibull, où $p_i = i/(n + 1)$, de Cunnane, où $p_i = (i - 0,4)/(N + 0,2)$, et de Hazen, où $p_i = (i - 0,5)/n$, sont couramment utilisées. On trouvera dans Cunnane (1978) et Adamowski (1981) un exposé sur les probabilités empiriques. Les travaux de Hirsch et Stedinger (1987) ont porté sur les probabilités empiriques de relevés contenant des informations historiques. Les hydrologues doivent se souvenir que la probabilité réelle de dépassement associée à la plus grande donnée d'observation d'un échantillon aléatoire a une moyenne égale à

$1/(n + 1)$ et un écart-type proche de $1/(n + 1)$ (Stedinger *et al.*, 1993). Toutes les formules de probabilités empiriques ne donnent donc que des estimations brutes des probabilités de dépassement associées aux événements de plus grande ampleur (Hirsch et Stedinger, 1987).

5.6.2 Tests d'ajustement

Il existe plusieurs tests statistiques rigoureux et utiles en hydrologie pour déterminer s'il est fondé de conclure qu'un échantillon donné est tiré d'une certaine famille de distributions (Stedinger *et al.*, 1993). Le test de Kolmogorov-Smirnov fournit des bornes entre lesquelles devrait se trouver toute observation reportée sur un diagramme de probabilité si l'échantillon est effectivement tiré de la distribution considérée (Kottegoda et Rosso, 1997). Le test de corrélation des diagrammes de probabilité est plus efficace lorsqu'on cherche à savoir si un échantillon a été tiré d'une distribution spécifiée (Vogel et Kroll, 1989; Chowdury *et al.*, 1991). Les L-moments élaborés récemment peuvent être utilisés pour vérifier si les données sont compatibles avec une distribution normale, des valeurs extrêmes généralisée ou de Gumbel (Hosking, 1990; Chowdury *et al.*, 1991). On trouvera, dans Stedinger *et al.* (1993) et Kottegoda et Rosso (1997), des discussions sur l'élaboration et l'interprétation des diagrammes de probabilité.

5.6.3 Critères d'information

De nombreuses méthodes de comparaison de distributions de crues ont été proposées. Des tests d'ajustement ont permis d'évaluer la pertinence de différentes distributions de probabilités pour décrire des séries de débits maximums annuels ou d'évaluer des échantillons synthétiques dans le cas d'études de simulation. Ces tests permettent de déterminer quelles sont, en général, les distributions les plus appropriées à la modélisation des crues. Pour évaluer la qualité d'un modèle ajusté, Akaike (1974) a défini un critère d'information qui porte son nom (AIC pour Akaike Information Criterion). Ce critère, qui peut être adapté à divers contextes, vise à réduire au minimum la mesure d'une information. Il est défini sous la forme suivante:

$$AIC(f) = -2\log L(\hat{\theta}, x) + 2k \quad (5.31)$$

$L(\hat{\theta}, x)$ étant la fonction de vraisemblance et k , le nombre de paramètres. Selon Akaike (1974), le modèle qui rend le mieux compte des données avec le moins de paramètres est celui pour lequel le critère d'information d'Akaike a une valeur minimale. Pour choisir un modèle approprié, il faut

accepter un certain compromis entre la validité de l'ajustement et la complexité du modèle. À lui seul, le critère d'information d'Akaike ne permet pas de choisir un modèle.

Le critère d'information bayésien (en anglais BIC) est une généralisation bayésienne de la notion de critère d'information d'Akaike minimal. Il est défini comme suit:

$$BIC(f) = -2\log L(\hat{\theta}, x) + k \log(n) \quad (5.32)$$

$L(\hat{\theta}, x)$ étant la fonction de vraisemblance, k le nombre de paramètres et n la taille de l'échantillon. Le critère d'information bayésien est également un critère de parcimonie. De tous les modèles, celui pour lequel le critère d'information bayésien a une valeur minimale est considéré comme le meilleur. On utilise souvent la méthode de Schwarz (1978) pour obtenir le critère d'information bayésien. Cette méthode peut toutefois être aussi utilisée pour parvenir à une approximation asymptotique du facteur de Bayes. Elle peut en outre être combinée à une distribution de probabilité a priori pour obtenir une distribution a posteriori pour chacune des distributions d'un ensemble. Le critère d'information bayésien n'a cependant pas été très utilisé en hydrologie jusqu'à présent. Ces méthodes, qui mériteraient une plus grande attention, sont exposées dans le logiciel HYFRAN. Ozga-Zielinska *et al.* (1999) ont développé un logiciel de calcul des crues de projet lorsque la période de relevé est suffisamment longue. Il existe de nombreux autres logiciels, dont ceux recensés dans le SHOFM.

5.7 ANALYSE DE FRÉQUENCE DES PRÉCIPITATIONS [SHOFM I26, K10, K15]

La fréquence des précipitations d'intensités différentes est fondamentale pour de nombreuses applications hydrologiques. Les analyses de fréquence des pluies sont en particulier couramment utilisées pour la planification et la conception des ouvrages de contrôle des écoulements d'averse tels que les barrages, les passages couverts et les systèmes de drainage agricoles et urbains. En effet, dans la plupart des cas, les séries de débits de bonne qualité et d'une durée suffisante pour assurer une estimation fiable des crues sont peu nombreuses ou inexistantes à l'endroit concerné, alors que l'on dispose souvent de séries de précipitations sur de longues périodes. Il existe en général deux grands types d'approches pour estimer les crues à partir des données de précipitations: celles qui s'appuient sur

L'analyse statistique de ces données et celles qui s'appuient sur l'estimation déterministe de ce qu'on appelle la précipitation maximale probable (PMP). Alors qu'elle a été utilisée dans le monde entier pour la conception de nombreux grands ouvrages hydrauliques, la PMP ne fournit pas d'estimations des probabilités permettant d'évaluer les risques. La partie principale de la présente section est donc consacrée aux méthodes d'estimation statistique des pluies, qui peuvent fournir à la fois une hauteur de crue et la probabilité qui lui est associée. La seconde partie de la section porte sur l'estimation des pluies extrêmes. La théorie et les applications de la PMP ont été bien exposées dans la littérature hydrologique et technique, comme par exemple dans le *Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation* (Manuel pour l'évaluation des précipitations maximales probables) (WMO-No. 332) ou dans CNRC (1989) et sont brièvement présentées à la section 5.7.5.6.

L'analyse de fréquence des précipitations a pour principal objectif d'estimer la quantité de pluie tombant en un point donné ou sur une surface donnée, connaissant la durée et la période de retour. Les résultats de cette analyse sont souvent synthétisés par des relations intensité-durée-fréquence pour un site donné ou présentés sous la forme d'un atlas de fréquence des précipitations, qui fournit les hauteurs de précipitation pour diverses durées et périodes de retour dans la région concernée. On peut ainsi obtenir les estimations des fréquences des précipitations pour diverses durées allant de cinq minutes à 10 jours et pour des périodes de retour de 1 à 100 ans. On peut trouver de telles données pour les États-Unis d'Amérique auprès du Service météorologique des États-Unis (US Weather Service) et dans la série des atlas de l'Administration américaine pour les océans et l'atmosphère (National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA)) (Frederick *et al.*, 1977); pour l'Australie dans l'*Australian Rainfall and Runoff: A Guide to Flood Estimation* (Pilgrim, 1998); pour le Canada dans l'*Atlas de la fréquence des pluies au Canada* (Hogg et Carr, 1985) ou le *Manuel des Principes d'hydrologie* (Gray, 1973); et pour le Royaume-Uni dans le *Flood Estimation Handbook* (Institute of Hydrology, 1999).

Les considérations élémentaires sur l'analyse de fréquence des données hydrologiques sont présentées dans les sections 5.1 à 5.6, tandis que les applications propres à l'analyse des précipitations font l'objet de la section 5.7. Les méthodes statistiques décrites ici s'appliquent aux données relatives aux averses et autres précipitations de courte durée. Des méthodes analogues sont utilisées pour les débits

de pointe de crue, le volume des crues, les étiages, les sécheresses et autres phénomènes extrêmes. Le choix des distributions pour les précipitations extrêmes est abordé par l'OMM (1981).

5.7.1 **Évaluation des données de précipitations pour l'analyse de fréquence**

Les données de précipitations utilisées pour l'analyse de fréquence sont en général disponibles sous forme de séries de maximums annuels ou sont converties sous cette forme à partir de relevés continus de données pluviométriques horaires ou journalières. Dans ces séries figure la plus importante précipitation de chacune des années complètes du relevé. Des séries de dépassement incomplètes sont aussi utilisées pour l'analyse de fréquence des précipitations; elles sont constituées de toutes les hauteurs de précipitation supérieures à certains seuils pour différentes durées. La différence entre les estimations des pluies de projet utilisant soit les maximums annuels, soit les séries de dépassement incomplètes est importante pour les petites périodes de retour (deux à cinq ans), mais négligeable pour les périodes de retour de longue durée (dix ans ou plus) (Chow, 1964; Stedinger *et al.*, 1993).

Comme pour toute analyse statistique, la qualité et la quantité des données sont deux facteurs importants. Les données de précipitations doivent être collectées pendant une longue période. Des relevés pluviométriques d'une durée suffisamment longue constituent une base solide pour la détermination des fréquences. On sait qu'un échantillon de taille n , en dehors de toute hypothèse concernant sa distribution, ne peut fournir d'informations sur les probabilités de dépassement supérieures à $1/n$ environ (NRC, 1988). En règle générale, on limite l'extrapolation des estimations des quantiles au niveau d'une station à des périodes de retour (en années) inférieures ou égales à deux fois la durée du relevé (CNRC, 1989). Les séries de précipitations de longue durée sont donc particulièrement précieuses pour réaliser des estimations statistiques fiables, en particulier en ce qui concerne les précipitations extrêmes à longue période de retour, supérieure à 100 ans par exemple.

La qualité des données de précipitations peut influencer sur l'usage que l'on peut faire de ces dernières et nuire à l'interprétation des analyses de fréquence des crues. Les mesures de précipitations sont sujettes à des erreurs à la fois aléatoires et systématiques (Sevruk, 1985). Les erreurs aléatoires sont dues aux irrégularités de la topographie et à la variabilité microclimatique autour du site de mesure. Elles

sont également dues à une densité de réseau ne permettant pas d'appréhender la variabilité spatiale naturelle des précipitations. On pense cependant que les erreurs systématiques en matière de mesure ponctuelle des précipitations constituent la principale source d'erreur. On considère que la composante principale de ces erreurs systématiques est la perte due à la déformation du champ des vents au-dessus de l'orifice des pluviomètres surélevés. L'humectation et les pertes par évaporation de l'eau adhérent à l'entonnoir et au récipient, de même que les éclaboussures, constituent d'autres sources d'erreur systématique. Un exposé plus détaillé des erreurs systématiques et de leur correction figure à la section 3.3.6 du volume I du Guide.

Comme les données pluviométriques sont recueillies à heures fixes, par exemple toutes les heures, elles ne peuvent fournir la pluviométrie maximale réelle pour les durées choisies. Par exemple, des études portant sur des milliers de stations-années de données pluviométriques montrent que l'on doit multiplier par 1,13 les hauteurs de pluie horaires ou journalières correspondant au maximum annuel dans le cas d'un unique intervalle d'observation fixe de 1 à 24 heures pour obtenir des valeurs proches de celles qui découleraient d'une analyse des maximums vrais. Des corrections moindres sont nécessaires lorsque les hauteurs maximales observées sont déterminées à partir de deux ou plusieurs intervalles d'observation fixes, comme le montre le tableau II.5.5 (CNRC, 1989). Ainsi, le facteur de correction n'est plus que de 1,02 et 1,01, respectivement, lorsque les hauteurs maximales sur 6 heures et 24 heures sont déterminées à partir de 6 et 24 totaux horaires fixes consécutifs. Ces facteurs de correction devraient être appliqués aux résultats d'une analyse de fréquence des séries de maximums annuels pour tenir compte du problème posé par les intervalles d'observation fixes (CNRC, 1989).

Tableau II.5.5. Facteur d'ajustement pour la fréquence d'observation journalière

Nombre d'observations/jour	1	2	3-4	5-8	9-24	> 24
Facteur d'ajustement	1,13	1,04	1,03	1,02	1,01	1,00

Pour procéder à des études d'analyse de fréquence, il est nécessaire de vérifier la présence éventuelle de points aberrants ainsi que la cohérence des données de précipitations. Comme il a été indiqué à la section 5.4.5, un point aberrant est une observation

qui se distingue très nettement des autres données. Le traitement des points aberrants nécessite une démarche hydrologique et mathématique (Stedinger *et al.*, 1993). Dans le contexte de l'analyse régionale des précipitations, les points aberrants peuvent donner des informations déterminantes sur l'extrémité supérieure de la distribution des précipitations. Les points aberrants hauts sont considérés comme des données historiques si l'information disponible montre qu'il ne s'agit pas d'erreurs de mesure. Quant au manque de cohérence des données, il peut avoir de nombreuses causes. Un changement d'appareils de mesure ou des modifications de l'environnement de la station peuvent affecter l'homogénéité des séries chronologiques de précipitations. Les données de stations situées dans des zones forestières sont parfois incompatibles avec celles recueillies sur des sites découverts. Les mesures réalisées dans des stations de vallée et de montagne et à diverses altitudes ne donnent pas d'informations identiques sur les caractéristiques des précipitations. Il convient donc d'être très prudent dans l'exploitation et la combinaison de données pluviométriques.

5.7.2 Analyse de la fréquence des précipitations sur un site donné

Une analyse de fréquence est possible pour une station ayant fourni suffisamment de données pluviométriques. Comparable à l'analyse de fréquence des crues, l'analyse de fréquence des précipitations se fonde également sur des séries de maximums annuels ou des séries de dépassement incomplètes (voir par exemple Wang, 1991; Wilks, 1993). La littérature contient des arguments en faveur de l'une ou l'autre de ces méthodes (CNRC, 1989; Stedinger *et al.*, 1993). Plus simple, la méthode reposant sur des séries de maximums annuels est aussi la plus répandue. L'analyse des séries de dépassement incomplètes se révèle cependant préférable pour les relevés correspondant à des périodes relativement courtes ou lorsque l'on s'intéresse à des périodes de retour d'une durée inférieure à deux ans. Le choix de la méthode la plus appropriée doit tenir compte des objectifs de l'analyse et des caractéristiques quantitatives et qualitatives des données disponibles. L'utilisation de méthodes d'analyse perfectionnées et approfondies donne généralement de meilleurs résultats. En fait, toutes les estimations hydrologiques sont sujettes à l'incertitude. Il est donc souvent opportun de réaliser des estimations au moyen d'au moins deux méthodes indépendantes et d'effectuer une analyse de sensibilité afin de déterminer plus précisément la fiabilité des résultats.

Pour déterminer la distribution de fréquence de la précipitation maximale annuelle pour un site donné, on procède comme suit:

- a) Se procurer un échantillon de données et évaluer la qualité des données par des procédés hydrologiques et statistiques;
- b) Choisir un modèle de distribution pour les données et en estimer les paramètres;
- c) Évaluer l'aptitude du modèle à représenter la population mère dont les données sont issues.

L'évaluation de la qualité des données est une étape importante de toute démarche statistique. L'hypothèse de base de l'analyse de fréquence des précipitations est que les données sont indépendantes et également distribuées. Comme on l'a signalé plus haut, la mesure des précipitations est sujette à diverses sources d'erreur, d'incohérence et d'hétérogénéité. Un examen et une vérification détaillés des données brutes sont nécessaires pour déceler, dans le relevé, les données incorrectes dues à un dysfonctionnement des instruments et/ou à des erreurs humaines. Il existe des tests statistiques classiques permettant de vérifier l'indépendance sérielle, la stationnarité et l'homogénéité des séries de données (voir section 5.4).

La ou les distributions à utiliser pour l'analyse de fréquence des précipitations ne fait pas l'unanimité. Une approche pragmatique consiste à examiner les données à l'aide de diagrammes de probabilité. Ces diagrammes, qui exigent l'utilisation d'une formule de probabilité empirique, constituent un moyen efficace de visualiser graphiquement la distribution de fréquence empirique et permettent de vérifier si la distribution ajustée semble compatible avec les données. Il existe de nombreuses formules de probabilité empirique (voir section 5.6 et Nguyen *et al.*, 1989), celles de Hazen, Weibull et Cunnane étant les plus utilisées. Les différences entre ces trois formules sont minimales pour les valeurs médianes, mais peuvent être significatives pour les trois ou quatre plus grandes valeurs des séries (Stedinger *et al.*, 1993). Le diagramme des L-moments est une autre méthode permettant de procéder à un choix judicieux entre plusieurs distributions (Stedinger *et al.*, 1993).

Parmi les distributions courantes appliquées à l'analyse des séries de maximums annuels figurent la distribution de Gumbel, la distribution des valeurs extrêmes généralisée, la distribution log-normale et la distribution log-Pearson de type III. Parmi ces distributions, c'est la distribution des valeurs extrêmes généralisée (dont la distribution de Gumbel est un cas particulier) qui a été la plus employée pour la modélisation des séries de préci-

pitations maximales annuelles. On a cependant remarqué que la distribution de Gumbel sous-estimait les hauteurs de précipitations extrêmes (Wilks, 1993). Adamowski *et al.* (1996) ont par ailleurs montré que les données canadiennes d'intensité des précipitations pour diverses durées ne semblaient pas être tirées d'une distribution de Gumbel. D'après des études portant sur des données pluviométriques de régions climatiques tropicales et extratropicales (Nguyen *et al.*, 2002; Zalina *et al.*, 2002), une distribution à trois paramètres pourrait offrir suffisamment de flexibilité pour représenter des données de précipitations extrêmes. La distribution des valeurs extrêmes généralisée s'est révélée la mieux adaptée, car elle nécessite une méthode d'estimation des paramètres relativement simple et qu'elle convient bien à l'estimation régionale des précipitations extrêmes pour des sites ayant peu ou pas de données (Nguyen *et al.*, 2002). Lorsque les périodes de retour associées aux estimations fréquentielles des précipitations dépassent de beaucoup la durée des relevés disponibles, les divergences entre les distributions couramment utilisées ont tendance à s'accroître.

De nombreuses méthodes d'estimation des paramètres de distribution sont décrites dans la littérature hydrologique. La méthode des moments, qui est la plus simple, fournit les estimations des paramètres qui définissent des relations d'égalité entre les moments théoriques et les moments calculés pour l'échantillon. On peut aussi estimer ces paramètres en s'appuyant sur les L-moments de l'échantillon. Il est apparu que cette autre méthode était moins biaisée que celle, classique, des estimateurs des moments et qu'elle était donc mieux adaptée à une utilisation avec des échantillons de petite taille. La méthode des L-moments s'est révélée efficace pour l'estimation des paramètres de la distribution des valeurs extrêmes généralisée (Stedinger *et al.*, 1993). Une autre option est la méthode du maximum de vraisemblance. Cette méthode permet d'obtenir des estimateurs dotés d'excellentes propriétés statistiques dans le cas de grands échantillons, mais les estimateurs sont rarement exprimables sous une forme analytique et doivent donc être calculés par une méthode numérique itérative.

La fiabilité des estimateurs de fréquence des précipitations dépend de la qualité de la représentation de la population mère par le modèle ajusté. Plusieurs critères d'ajustement peuvent être utilisés pour tester si une distribution choisie est compatible avec un échantillon particulier (CNRC, 1989; Stedinger *et al.*, 1993; ASCE, 1996). Comme cela est précisé plus haut, les diagrammes de probabilité sont extrêmement utiles pour évaluer l'adéquation

des distributions ajustées. L'évaluation est effectuée en portant les données de précipitations observées en regard des probabilités de dépassement estimées au moyen d'une formule de probabilité empirique sur un papier spécial. La distribution estimée est tracée sur le même graphique. La qualité de l'ajustement est évaluée visuellement. Des tests statistiques plus rigoureux, comme le test de Kolmogorov-Smirnov, la corrélation des diagrammes de probabilité et les tests des L-moments, permettent de procéder à une évaluation quantitative de la qualité de l'ajustement. Le choix de la distribution qui s'ajuste au mieux à chaque ensemble de données n'est toutefois pas conseillé en analyse fréquentielle (Stedinger *et al.*, 1993; ASCE, 1996). En effet, l'utilisation de la distribution qui s'ajuste au mieux avec chaque échantillon donne des estimations de fréquence trop sensibles aux fluctuations de l'échantillonnage et à la durée des relevés. Les modes de sélection des distributions couramment adoptés dans de nombreux pays consistent à combiner la régionalisation de certains paramètres et l'évaluation de différentes méthodes d'estimation sur des échantillons choisis au hasard afin de déterminer des associations de distributions et de procédures d'estimation qui permettent d'obtenir des estimations fiables des quantiles et des risques (Stedinger *et al.*, 1993; ASCE, 1996).

5.7.3 Analyse régionale de fréquence des précipitations

Même sur une longue période, un relevé peut ne constituer qu'un échantillon réduit d'un régime climatique. Une carte lissée, comprenant des informations de stations voisines susceptibles d'influer sur les données ponctuelles et élargissant de ce fait l'échantillon, peut offrir une meilleure représentation du régime d'une station. Le degré de lissage devra concorder avec l'espacement des stations d'observation et les erreurs d'échantillonnage qui leur sont propres. Un lissage insuffisant conduirait à confondre des erreurs d'échantillonnage avec de fausses variations régionales.

Les atlas de fréquence des précipitations sont réalisés en interpolant et en lissant les résultats des analyses de fréquence stationnels. L'analyse de fréquence régionale, qui utilise les données de nombreuses stations, permet de réduire les incertitudes liées à l'estimation des quantiles des événements extrêmes (Hosking et Wallis, 1988). Comme dans l'analyse régionale des crues, on insistera, lors des analyses régionales des précipitations, sur le choix et la vérification de régions homogènes ainsi que sur les paramètres de distribution au niveau régional. Plusieurs méthodes d'estimation régionale

ont été proposées, dont les plus courantes sont la détermination de la distribution de probabilité régionale et l'estimation de la procédure du coefficient de crue à utiliser avec la série des maximums annuels. Schaefer (1990) a ainsi utilisé la méthode du coefficient de crue pour effectuer des analyses régionales des précipitations maximales annuelles dans l'État de Washington. On a montré que l'on pouvait définir des régions climatiquement homogènes sur la base de la précipitation moyenne annuelle. On a par ailleurs constaté que les coefficients de variation et d'asymétrie des précipitations maximales annuelles variaient systématiquement, en même temps que la précipitation moyenne annuelle. Toutes les stations d'une région homogène peuvent donc être caractérisées par une distribution de probabilité à trois paramètres telle que la distribution des valeurs extrêmes généralisée, avec des valeurs fixes des coefficients de variation et d'asymétrie. L'utilisation de la précipitation moyenne annuelle comme variable indiciaire peut toutefois se révéler inappropriée pour d'autres régions dont les caractéristiques climatiques ou topographiques sont différentes. On a par exemple recommandé l'utilisation de la médiane des précipitations maximales annuelles à une station donnée comme variable indiciaire pour l'estimation régionale des pluies extrêmes au Royaume-Uni (Institute of Hydrology, 1999). L'une des principales difficultés rencontrées dans l'application de cette technique est en général liée à la définition de régions homogènes. Diverses méthodes ont été proposées pour déterminer l'homogénéité régionale, mais il n'existe pas de procédure universellement reconnue dans ce domaine (Fernandez Mill, 1995; Nguyen *et al.*, 2002).

La méthode des stations-années est une autre méthode d'analyse régionale de la fréquence des précipitations. Elle vise à augmenter la taille de l'échantillon en regroupant les relevés de plusieurs stations de façon à former un grand échantillon de taille égale au nombre total de stations-années de relevé. Il n'est cependant pas conseillé, lorsqu'on applique cette méthode, d'estimer des hauteurs de pluie en un lieu donné pour des périodes de retour d'une durée bien supérieure à celle de la période de relevé correspondant à n'importe laquelle des stations. Cette méthode peut cependant donner des résultats plus fiables que ceux obtenus à partir des données d'une seule station, dans la mesure où les stations peuvent être considérées comme météorologiquement homogènes. Les effets de corrélation entre stations devraient être étudiés, car la corrélation spatiale entre les échantillons a tendance à réduire significativement le nombre de stations-années. Pour cette raison et à cause de

l'hétérogénéité des données climatiques, cette méthode est rarement utilisée dans la pratique.

5.7.4 **Analyse fréquentielle de la précipitation moyenne spatiale**

Pour l'estimation des crues de projet, on a souvent besoin de se référer à une pluie de projet moyenne à l'échelle d'un bassin, en particulier pour les grands bassins versants. Si la superficie d'un bassin dépasse 25 kilomètres carrés environ par exemple, les observations pluviométriques effectuées dans une seule station, même placée au centre du bassin, ne sont généralement pas suffisantes pour la conception d'ouvrages d'évacuation. Tous les relevés pluviométriques du bassin et de son voisinage immédiat doivent être analysés pour prendre correctement en compte la variabilité spatiale et temporelle de la pluviosité sur le bassin. Lorsque les superficies sont suffisamment grandes pour que la hauteur de pluie moyenne diffère notablement des hauteurs ponctuelles, il s'est avéré judicieux de convertir les valeurs ponctuelles en valeurs surfaciques. Les valeurs de fréquence pour la précipitation moyenne spatiale sont généralement obtenues en appliquant un facteur de correction spatial aux valeurs de précipitation ponctuelle. Il existe de nombreuses méthodes de transformation des valeurs ponctuelles en estimations surfaciques, les résultats obtenus sur un même réseau pouvant différer selon la méthode utilisée (Nguyen *et al.*, 1981; Arnell *et al.*, 1984; Niemczynowicz, 1982; Institute of Hydrology, 1999). Les valeurs estimées du facteur de correction spatial dépendent de la densité du réseau de pluviomètres et, par conséquent, du degré d'exactitude de l'estimation de la précipitation moyenne sur une surface donnée. La plupart des méthodes utilisées pour calculer la précipitation moyenne spatiale à partir de données de pluviomètres, comme la méthode de la moyenne arithmétique, la méthode des polygones de Thiessen ou la méthode de l'inverse du carré des distances, donnent des résultats comparables pour des périodes suffisamment longues, mais de plus en plus différents lorsque la période considérée diminue et qu'il s'agit par exemple d'évaluer la précipitation journalière. On a utilisé des réseaux de pluviomètres denses pour déterminer des facteurs de correction hauteur-superficie-durée (Smith, 1993; Institute of Hydrology, 1999). Les facteurs de correction spatiaux dépendent des conditions climatologiques locales et devraient donc être, dans la mesure du possible, déterminés à partir de données locales. Il convient de valider les facteurs de correction spatiaux s'ils doivent être utilisés loin de l'endroit où ils ont été élaborés.

Comme les méthodes élaborées pour convertir les valeurs de fréquence des précipitations ponctuelles en valeurs surfaciques sont essentiellement empiriques,

d'autres méthodes ont été proposées pour effectuer directement des analyses de fréquence de la précipitation moyenne spatiale au moyen de modèles stochastiques de la distribution spatio-temporelle des précipitations (Bras et Rodriguez-Iturbe, 1985; Smith, 1993).

5.7.5 **Analyse des averses aux fins d'applications en génie hydrologique**

En matière de génie hydrologique, on estime souvent le potentiel de crue en mesurant la précipitation ponctuelle ou surfacique pour une durée et une période de retour données. L'utilisation d'une précipitation de projet pour estimer les crues est particulièrement utile lorsque, pour le site étudié, il n'existe pas de relevés de crues, que ces derniers portent sur des durées trop courtes ou qu'ils ne sont pas homogènes en raison de transformations du bassin versant dues à l'urbanisation ou à la rectification des cours d'eau. Il faut se souvenir que la conception d'ouvrages demande généralement des informations sur des événements hydrologiques très rares, dont la période de retour est bien supérieure à 100 ans. Les techniques courantes d'analyse des averses qui peuvent être utilisées pour les problèmes de conception sont abordées plus loin.

5.7.5.1 **Pluies maximales observées**

Dans le tableau II.5.6 figure un certain nombre de records mondiaux de précipitations pour différentes durées. Ces valeurs, qui représentent la borne supérieure des précipitations observées à ce jour, s'inscrivent dans une enveloppe dont l'équation approximative est la suivante:

$$P = 422T^{0,475} \quad (5.33)$$

P étant la hauteur de pluie en millimètres et T la durée en heures. La plupart des endroits du monde sont loin de recevoir des précipitations de cet ordre.

5.7.5.2 **Intensité des précipitations ou relations hauteur-durée-fréquence**

Selon les règles de l'art, les résultats des analyses de fréquence des précipitations ponctuelles sont souvent synthétisés par des relations intensité-durée-fréquence ou hauteur-durée-fréquence pour chacune des stations à pluviomètre dont les relevés sont suffisants. Ces relations peuvent être représentées sous forme de tableaux et de graphiques pour des intensités ou des hauteurs de pluie à des intervalles de temps allant de cinq minutes à deux jours et pour des périodes de retour allant de 2 à 100 ans. En raison des incertitudes associées au processus

Tableau II.5.6. Plus fortes pluies ponctuelles observées dans le monde

<i>Durée</i>	<i>Hauteur (mm)</i>	<i>Lieu</i>	<i>Date</i>
1 min	38	Barot, Guadeloupe, France	26 novembre 1970
8 min	126	Füssen, Bavière, Allemagne	25 mai 1920
15 min	198	Plumb Point, Jamaïque	12 mai 1916
20 min	206	Curtea-de-Arges, Roumanie	7 juillet 1889
42 min	305	Holt, Missouri, États-Unis	22 juin 1947
1 h 00 min	401	Shangdi, Mongolie intérieure, Chine	3 juillet 1975
2 h 10 min	483	Rockport, Virginie, États-Unis	18 juillet 1889
2 h 45 min	559	D'Hanis, Texas, États-Unis	31 mai 1935
4 h 30 min	782	Smethport, Pennsylvanie, États-Unis	18 juillet 1942
6 h	840	Muduocaidang, Mongolie intérieure, Chine	1 ^{er} août 1977
9 h	1087	Bélouve, La Réunion, France	28 février 1964
10 h	1400	Muduocaidang, Mongolie intérieure, Chine	1 ^{er} août 1977
18 h 30 min	1689	Belouve, La Réunion, France	28–29 février 1964
24 h	1825	Foc Foc, La Réunion, France	7–8 janvier 1966
2 jours	2467	Aurère, La Réunion, France	7–9 avril 1958
3 jours	3130	Aurère, La Réunion, France	6–9 avril 1958
4 jours	3721	Cherrapunji, Inde	12–15 septembre 1974
5 jours	4301	Commerson, La Réunion, France	23–27 janvier 1980
6 jours	4653	Commerson, La Réunion, France	22–27 janvier 1980
7 jours	5003	Commerson, La Réunion, France	21–27 janvier 1980
8 jours	5286	Commerson, La Réunion, France	20–27 janvier 1980
9 jours	5692	Commerson, La Réunion, France	19–27 janvier 1980
10 jours	6028	Commerson, La Réunion, France	18–27 janvier 1980
11 jours	6299	Commerson, La Réunion, France	17–27 janvier 1980
12 jours	6401	Commerson, La Réunion, France	16–27 janvier 1980
13 jours	6422	Commerson, La Réunion, France	15–27 janvier 1980
14 jours	6432	Commerson, La Réunion, France	15–28 janvier 1980
15 jours	6433	Commerson, La Réunion, France	14–28 janvier 1980
31 jours	9300	Cherrapunji, Inde	1 ^{er} –31 juillet 1861
2 mois	12767	Cherrapunji, Inde	juin–juillet 1861
3 mois	16369	Cherrapunji, Inde	mai–juillet 1861
4 mois	18738	Cherrapunji, Inde	avril–juillet 1861
5 mois	20412	Cherrapunji, Inde	avril–août 1861
6 mois	22454	Cherrapunji, Inde	avril–septembre 1861
11 mois	22990	Cherrapunji, Inde	janvier–novembre 1861
1 an	26461	Cherrapunji, Inde	août 1860–juillet 1861
2 ans	40768	Cherrapunji, Inde	1860–1861

Revised: 29 November 1991, US National Weather Service, US Department of the Interior Bureau of Reclamation, Australian Bureau of Meteorology

d'extrapolation, on ne donne généralement pas de valeurs de précipitation pour des périodes de retour supérieures à environ deux fois la durée des relevés pluviométriques. Des équations empiriques décrivant les relations intensité-durée-fréquence et hauteur-durée-fréquence ont été proposées. Ces équations sont nombreuses dans la littérature technique, les suivantes étant les plus caractéristiques:

$$i = \frac{a}{t^c + b} \quad (5.34)$$

$$i = \frac{aT}{t^c + b} \quad (5.35)$$

$$i = a(t - b)^{-c} \quad (5.36)$$

$$i = \frac{a + b \log T}{(1 + t)^c} \quad (5.37)$$

i étant l'intensité moyenne de la pluie, c'est-à-dire la hauteur de pluie par unité de temps, généralement exprimée en mm/h, t étant la durée de la pluie en minutes ou en heures, T la période de retour en années et a , b et c des coefficients propres au site et à la période de retour.

5.7.5.3 Extrapolation temporelle et spatiale des valeurs estimées des précipitations ponctuelles

Un certain nombre de publications (CNRC, 1989; ASCE, 1996; Pilgrim, 1998; Institute of Hydrology, 1999) fournissent des analyses cartographiques régionales de fréquence des précipitations pour diverses durées et périodes de retour. Le Bureau national de météorologie des États-Unis, par exemple, publie un atlas des précipitations contenant des

cartes pour l'ensemble des États-Unis d'Amérique, où figurent des isoplèthes des hauteurs de pluie (isohyètes) pour des durées variant de 30 minutes à 24 heures et des périodes de retour allant de 2 à 100 ans (Hershfield, 1961). Outre cet atlas, le Service météorologique des États-Unis a réalisé des cartes d'isohyètes pour des averses d'une durée variant de 5 à 60 minutes et des périodes de retour de 2, 10 et 100 ans pour l'est et le centre des États-Unis d'Amérique (Frederick *et al.*, 1977). Cet ensemble de cartes est utile pour estimer des pluies de projet de courte durée ou établir des relations intensité-durée-fréquence.

Les valeurs estimées des quantiles de précipitations ponctuelles pour des durées et des périodes de retour ne figurant pas sur les cartes régionales de précipitations peuvent être obtenues par interpolation. Pour les régions de l'est et du centre des États-Unis d'Amérique, par exemple, les hauteurs de pluie sur des durées de 10 et 30 minutes pour une période de retour donnée sont calculées par interpolation entre les données disponibles, correspondant à 5, 15 et 60 minutes, pour la même période de retour (Frederick *et al.*, 1977):

$$P_{10min} = 0,41P_{5min} + 0,59P_{15min} \quad (5.38)$$

$$P_{30min} = 0,51P_{15min} + 0,49P_{60min} \quad (5.39)$$

Pour les périodes de retour autres que 2 et 100 ans, on utilise l'équation suivante:

$$P_{Tan} = aP_{2ans} + bP_{100ans} \quad (5.40)$$

a et b étant des coefficients empiriques variant avec la période de retour. Il convient de noter que ces relations sont simplement fournies à titre d'exemple. Compte tenu de leur variabilité régionale, leur application doit s'appuyer sur la similarité climatique entre les régions où elles sont élaborées et utilisées.

En l'absence de données sur les précipitations de courte durée, que ce soit sur le site ou à proximité en vue d'une interpolation, toute donnée indirecte éventuellement disponible pourrait être utilisée pour obtenir une estimation du régime pluviométrique. Il peut s'agir de la précipitation moyenne annuelle ou du nombre moyen annuel de jours de précipitation, qui peuvent être obtenus à l'aide de cartes ou estimés à partir d'autres sources. Pour les États-Unis d'Amérique, la relation moyenne entre hauteur de précipitation par jour de précipitation (précipitation annuelle moyenne en mm, divisée par le nombre de jours de précipitation) et pluie en 24 heures sur une période de deux ans est la suivante:

Précipitation par jour de précipitation (mm)	5	8	10	13
Pluie en 24 heures sur une période de deux ans (mm)	36	56	79	107

La relation présentée dans ce tableau est également donnée à titre d'illustration. Compte tenu de la variabilité régionale d'une telle relation, son application doit s'appuyer sur la similarité climatique entre les régions où elle est élaborée et utilisée.

Pour les durées inférieures à 24 heures, il est conseillé d'estimer les valeurs de fréquence des pluies en 1 heure à partir des valeurs pour 24 heures, d'interpoler pour les durées intermédiaires et d'extrapoler pour une durée d'une heure. La pluie en 1 heure sur une période de deux ans est corrélée à la pluie en 24 heures sur une période de même durée en fonction du nombre annuel moyen de jours d'orage. Des études portant sur une vaste gamme de conditions climatiques conduisent à la relation suivante:

Rapport entre la pluie en 1 heure sur une période de deux ans et la pluie en 24 heures sur la même période	0,2	0,3	0,4	0,5
Nombre moyen annuel de jours d'orage	1	8	16	24

Les valeurs de fréquence des précipitations pour des durées inférieures à l'heure sont souvent obtenues indirectement. Les données pluviométriques pour ces courtes durées sont rarement disponibles sous une forme convenable pour l'élaboration de séries annuelles ou incomplètes aux fins d'analyse de fréquence directe. Le rapport moyen entre les hauteurs de pluie sur 5, 10, 15 et 30 minutes et la hauteur horaire, calculé à partir de centaines de stations-années de relevés, sert souvent à estimer les valeurs de fréquence des précipitations pour ces courtes durées. Ce rapport, dont l'erreur moyenne est inférieure à 10 %, prend les valeurs suivantes:

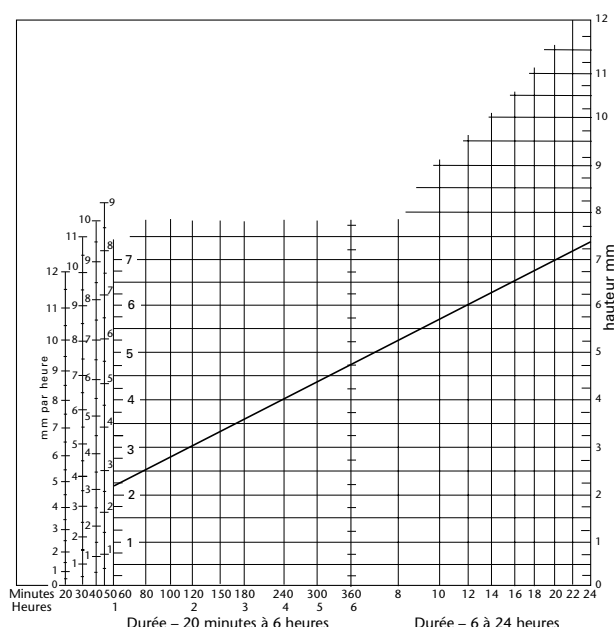
Durée (minutes)	5	10	15	30
Rapport (n minutes/ 60 minutes)	0,29	0,45	0,57	0,79

Ainsi, si la hauteur de pluie en une heure sur une période de 10 ans est de 70 mm, la hauteur de pluie en 15 minutes, sur une période de même durée, est égale à 57 % de 70, soit 40 mm.

Ce rapport peut conduire à des résultats erronés dans certaines régions. Dans les régions où, par exemple, la majorité des précipitations sont liées à des orages, le rapport ci-dessus fournit des valeurs trop petites. En revanche, dans les régions où la plupart des précipitations résultent d'effets orographiques liés à une activité convective peu intense, ce rapport aurait tendance à fournir des valeurs trop élevées. Cette variation a été traitée à l'échelle du continent pour l'Australie (Court, 1961; Hershfield, 1965), grâce à une relation prenant comme variables la localisation géographique et l'intensité de la pluie horaire. La relation dépend également de l'intervalle moyen de récurrence. Lorsqu'on applique l'analyse de fréquence à d'importantes quantités de données pluviométriques dans une région donnée, comme c'est le cas pour établir des cartes généralisées, la compilation de données de séries annuelles pour toutes les durées est une tâche difficile et fastidieuse. On se limite donc habituellement à la compilation de données issues d'un nombre assez limité de stations présentant de bons relevés sur une période d'au moins dix ans. On calcule alors les moyennes des séries annuelles en vue d'établir un diagramme tel que celui de la figure II.5.1, qui permet d'estimer les valeurs de la hauteur de précipitation pour des durées allant jusqu'à 24 heures lorsque les hauteurs pour 1 et 24 heures sont connues. La ligne oblique de la figure II.5.2 illustre un exemple où la hauteur de pluie journalière est d'environ 73 mm et celle de la pluie horaire de 22 mm. Les valeurs pour d'autres durées peuvent être lues à l'intersection de la ligne oblique. Ainsi, la valeur pour 12 heures est de 60 mm et celle correspondant à deux heures, de 30 mm.

Des diagrammes similaires à celui de la figure II.5.3 peuvent être établis (Miller *et al.*, 1973) aux fins d'interpolation entre les périodes de retour de 2 et 100 ans. Pour être fiables, de tels diagrammes doivent se fonder sur des stations offrant des relevés de bonne qualité et de longue durée. Comme pour les diagrammes d'interpolation pour les durées, ces diagrammes varient d'une région à l'autre lorsque les conditions climatiques sont significativement différentes. On les utilise de la même manière que les diagrammes d'interpolation pour les durées. On trace une ligne oblique entre les hauteurs de pluie correspondant aux périodes de retour de 2 et de 100 ans et on lit les hauteurs correspondant à d'autres périodes de retour à l'intersection de cette ligne oblique et des verticales correspondant aux périodes considérées.

Avec ces deux types de diagrammes, seules les hauteurs de pluie horaires et journalières correspondant à des périodes de retour de 2 et de 100 ans doivent être calculées pour la plupart des stations de la région pour laquelle ces diagrammes ont été établis. On utilise alors les diagrammes pour estimer d'autres valeurs requises. Les deux types de



Note: Pour les pluies de 20 à 60 minutes, les valeurs sont en mm par heure; pour des durées plus longues, les valeurs sont en mm de hauteur.

Figure II.5.2. Relation pluie-intensité et hauteur-durée

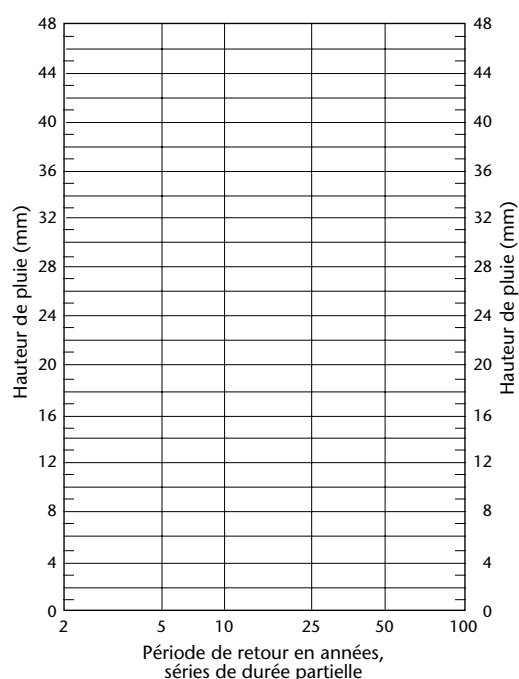


Figure II.5.3. Diagramme d'interpolation de la période de retour

diagrammes sont sujets à des variations régionales: ils doivent donc être appliqués avec prudence à d'autres régions que celle où ils ont été établis.

Une autre méthode d'estimation des quantiles des pluies extrêmes pour des sites sans données pluviométriques est fondée sur la cartographie régionale des statistiques de précipitations. Environnement Canada, par exemple, fournit, pour toutes les régions du Canada, des cartes des isolignes de la moyenne et de l'écart-type des extrêmes pluviométriques annuels pour des durées allant de 5 minutes à 24 heures (CNRC, 1989). Si l'on admet que la distribution de Gumbel convient pour décrire la distribution des pluies extrêmes, l'estimation du quantile de la pluie pour une période de retour donnée en un lieu sans pluviomètre peut alors être calculée grâce à la méthode du facteur de fréquence et aux valeurs interpolées correspondantes des statistiques pluviométriques. De même, en Australie, en admettant que les pluies extrêmes suivent une distribution log-normale ou log-Pearson de type III, on peut utiliser des cartes d'asymétrie régionalisée avec les cartes de fréquence des pluies disponibles pour en déduire, au moyen des méthodes d'extrapolation et d'interpolation appropriées, des courbes intensité-durée-fréquence en n'importe quel endroit (Pilgrim, 1998).

En résumé, l'une des principales difficultés pour les ingénieurs et les hydrologues est d'obtenir les informations pertinentes concernant les extrêmes pluviométriques en un lieu donné. Il n'est toutefois guère fréquent que des stations pluviométriques se trouvent à proximité du site concerné ou qu'elles aient fourni des relevés d'une durée suffisamment longue pour permettre une estimation fiable de la pluie. Il faut donc examiner avec soin les cartes de fréquence des précipitations, parce qu'elles s'appuient parfois sur l'analyse d'un nombre restreint de données ne couvrant que des régions d'une superficie limitée et que l'interpolation des caractéristiques pluviométriques à d'autres régions peut conduire à de sérieuses incertitudes. Par conséquent, il faut utiliser les procédures appropriées décrites à la section 5.7.3, en particulier pour les sites sans station de mesure ou pour lesquels on ne dispose que de relevés pluviométriques d'une durée limitée.

5.7.5.4 Courbes des hauteurs de pluie cumulées

La première étape dans l'étude des averses est de porter les valeurs de la hauteur de pluie cumulées en fonction du temps pour obtenir une courbe des valeurs cumulées, ou courbe intégrée, pour chaque

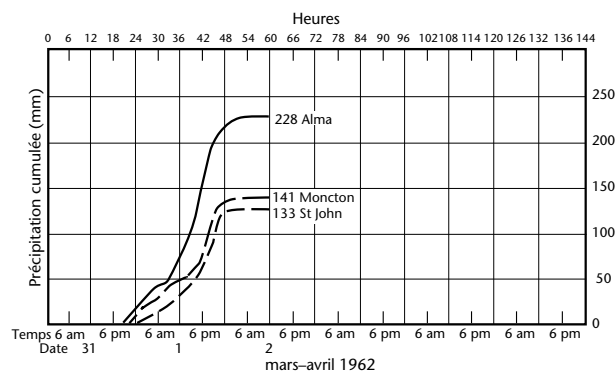


Figure II.5.4. Courbes des valeurs cumulées de la hauteur de pluie

station ou pour quelques stations représentatives judicieusement choisies, s'il y en a beaucoup. Les courbes des valeurs cumulées pour les stations n'enregistrant pas en continu sont établies par analogie avec celles des stations enregistrant en continu au moyen de facteurs de proportionnalité. Ce faisant, on prendra en compte toute information sur le déplacement de la tempête et tout bulletin précisant le début, la fin ou l'intensité maximale de cette perturbation. La figure II.5.4 représente une série type de courbes des valeurs cumulées concernant la tempête qui s'est abattue sur le sud-est du Canada entre le 31 mars et le 2 avril 1962.

Les stations pertinentes sont alors répertoriées dans un tableau, et les valeurs cumulées de la hauteur de pluie sont tabulées pour chaque station selon un incrément de temps choisi à l'avance. Dans le présent exemple, il s'agit d'un incrément de 6 heures, mais d'autres incréments auraient pu être choisis. Par commodité, les stations devraient être classées par valeurs décroissantes de la hauteur totale de pluie. L'étape suivante consiste à examiner le tableau et à déterminer la période de six heures pour laquelle les incréments de hauteur de pluie sont les plus grands. On dresse alors la liste des valeurs pour cet intervalle de temps. On détermine de la même façon la période de pluie maximale sur 12 heures et on dresse la liste des valeurs correspondantes. La même opération est répétée pour déterminer les incréments maximaux sur 18, 24, ..., n heures. Pour les périodes comportant plusieurs incréments de 6 heures, un très grand nombre d'essais sont nécessaires pour trouver la période correspondant à une hauteur de pluie maximale pour une durée donnée.

5.7.5.5 Analyse hauteur-superficie-durée

L'analyse d'une averse consiste à décrire les caractéristiques de hauteur-superficie-durée de la pluie associée à une perturbation particulière. La hauteur

est définie pour des combinaisons pertinentes de superficie et de durée et est généralement décrite sous la forme de tableaux ou de courbes. Dans l'ensemble, ces analyses fournissent des relevés utiles pour la conception d'ouvrages de maîtrise des crues et pour la recherche dans le domaine de la prévision quantitative des précipitations.

Les observations pluviométriques ponctuelles sont analysées conjointement et en association avec d'autres informations. Les données pluviométriques sont généralement des mesures journalières, auxquelles s'ajoutent quelques mesures pluviographiques fournissant une information sur l'intensité des précipitations sur de courtes durées. Ces données sont parfois complétées par des informations particulières recueillies par des témoins. D'autres informations proviennent de cartes météorologiques synoptiques, de radars, de rapports concernant les crues de petits cours d'eaux ou d'autres sources. Cette procédure, résumée dans les paragraphes suivants, est décrite en détail dans l'ouvrage *Manual for Depth-Area-Duration Analysis of Storm Precipitation* (WMO-No. 237).

Les cartes des isohyètes sont établies pour chaque durée, par exemple 6 ou 12 heures, sur la base des tables des incréments pluviométriques maximaux. Les surfaces délimitées par chaque isohyète sont alors évaluées par planimétrie ou par comptage des points de grille, et les valeurs résultantes sont reportées sur un graphique en fonction de la hauteur. Enfin, une courbe lissée est tracée pour chaque durée. On utilise habituellement une échelle linéaire pour la hauteur et une échelle logarithmique pour la surface. La courbe enveloppe ou les données hauteur-superficie-durée maximales pour chaque incrément de superficie et de durée peuvent alors être présentées sous forme de tableau (voir tableau II.5.7) à partir de courbes comme celles de la figure II.5.5.

Tableau II.5.7. Hauteur de pluie moyenne maximale (mm) – orage du 31 mars au 2 avril 1962, sud-est du Canada

Surface (km ²)	Durée (heures)				
	6	12	18	24	42
25	90	165	205	230	240
100	85	155	190	215	225
1 000	70	130	165	185	190
10 000	50	90	115	140	145
100 000	25	45	65	75	85

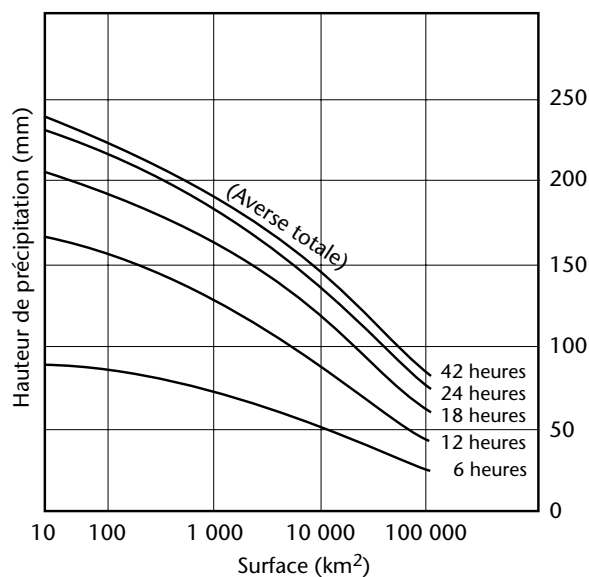


Figure II.5.5. Courbes enveloppes hauteur-surface-durée

5.7.5.6 Précipitation maximale probable

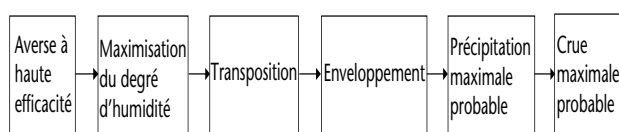
L'expression de précipitation maximale probable, ou PMP, est bien connue et couramment utilisée pour désigner une quantité de précipitation proche de la limite physique supérieure de précipitation pour une durée donnée au-dessus d'un bassin donné. Les expressions «précipitation maximale probable» et «pluie extrême» ont été utilisées avec la même acception ou presque. La question de savoir si de telles précipitations sont possibles et quelles en sont la probabilité reste, au mieux, théorique, car la définition d'un maximum probable est déterminée par le traitement appliqué aux données.

5.7.5.6.1 Méthodes de base d'estimation de la précipitation maximale probable

Il existe deux méthodes d'estimation, la méthode indirecte et la méthode directe.

5.7.5.6.2 Méthode indirecte

Dans la méthode indirecte, on estime d'abord la précipitation maximale probable pour la zone d'averse, c'est-à-dire une superficie délimitée par des isohyètes, puis on la convertit en précipitation maximale probable pour le bassin versant étudié. Les principales étapes sont les suivantes:



Les averses à haute efficacité sont celles pour lesquelles les données laissent à penser que la précipitation atteint une efficacité proche d'un niveau maximum. La période de retour de telles averses, repérée par un point sur la courbe enveloppe, est généralement de plus de 100 ans.

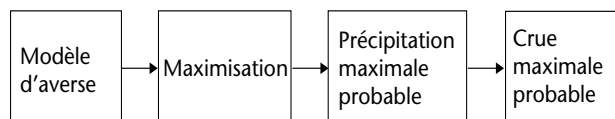
La maximisation du degré d'humidité est une méthode consistant à porter à son maximum le degré d'humidité d'une averse de haute efficacité. L'augmentation est généralement limitée à un pourcentage compris entre 20 % et 40 %, car il existe une limite supérieure physique approximative pour le point de rosée représentatif, qui est un facteur critique et qui ne peut pas dépasser la plus forte température de l'eau de mer en surface à l'origine des masses d'air chaudes et humides. En outre, cette valeur décroît lorsqu'on se déplace de l'origine des masses d'air vers le bassin versant étudié.

La transposition est une procédure qui rend compte du déplacement d'une averse à haute efficacité d'un lieu à un autre dans une zone météorologiquement homogène. Il s'agit en fait de remplacer le temps par l'espace de façon à augmenter le nombre d'échantillons d'averses et d'obtenir davantage de données observées.

L'enveloppement se réfère à l'utilisation d'une relation hauteur-surface-durée établie sur la base d'averses transposées et consiste à maximiser les hauteurs de précipitation correspondant à des surfaces et des durées diverses. Cette opération compense aussi l'insuffisance de données observées.

5.7.5.6.3 Méthode directe

La méthode directe estime la précipitation maximale probable sur le site où est prévu l'ouvrage dans le bassin versant étudié. Les étapes principales sont les suivantes:



Le modèle correspondant à une averse type ou idéale reproduit les caractéristiques des précipitations extrêmes au-dessus du bassin étudié qui représenteraient la menace de crue la plus grave pour l'ouvrage projeté. Ces modèles peuvent être classés comme modèles locaux, transposés, combinés ou inférés, selon leur origine.

Les modèles locaux servent pour la maximisation d'averses au niveau local et correspondent à des

données pluviométriques observées dans le bassin versant étudié. Ils peuvent également être développés par simulation de crues historiques exceptionnelles à partir d'enquêtes.

Les modèles transposés sont établis en transposant des averses réelles dans des régions voisines similaires.

Les modèles combinés sont des séquences de deux ou plusieurs averses soumises à une maximisation spatiale ou temporelle et combinées conformément aux théories de la météorologie synoptique.

Les modèles inférentiels sont des modèles théoriques ou physiques résultant d'un processus de généralisation et d'inférence appliqué à la structure spatiale tridimensionnelle de systèmes précipitants dans le bassin versant étudié et où les principaux facteurs influençant les précipitations sont exprimés par un ensemble d'équations physiques. Il s'agit principalement de modèles de convergence et de modèles laminaires du champ d'écoulement ou du champ des vents.

La maximisation consiste à augmenter autant que possible l'efficacité des averses. Avec un modèle d'averse de haute efficacité, on ne maximise que le degré d'humidité. Dans les autres cas, l'humidité et les facteurs de puissance sont maximisés.

Ces quatre méthodes peuvent s'appliquer aux plaines comme aux régions accidentées. La quatrième méthode s'applique en général à des superficies de moins de 4 000 km² et à des durées de moins de 24 heures, alors que les trois autres n'ont pas de contraintes concernant la superficie ou la durée et donnent d'excellents résultats pour les grands bassins de plus de 50 000 km² et les durées supérieures à trois jours.

La précipitation maximale probable peut aussi être estimée à l'aide de la méthode de l'estimation statistique ou de la formule empirique.

5.7.5.6.4 Considérations préliminaires

Pour les gros ouvrages, le coût de l'évacuateur peut représenter une part substantielle du coût total du projet. Sa conception est donc suffisamment importante pour justifier une étude très détaillée. Il est toutefois suffisant, au stade de l'étude préliminaire, d'utiliser les estimations générales de la précipitation maximale probable s'il en existe pour la région. Pour les États-Unis d'Amérique, des estimations de ce genre ont été publiées sous forme de cartes et de diagrammes dans différents numéros de la revue

Hydrometeorological Report publiée par le Service météorologique national. Des publications analogues ont été élaborées par plusieurs autres pays pour diverses régions du monde. Les étapes ci-après servent à déterminer la précipitation maximale probable:

- a) Évaluer les données de base. Recueillir les données hydrométéorologiques, géographiques et orographiques nécessaires, en particulier celles relatives aux averses et aux crues exceptionnelles, ainsi que les données météorologiques correspondantes et s'assurer de leur fiabilité;
- b) Utiliser toutes les données pluviométriques. Ces données, recueillies pour le bassin versant étudié et les régions avoisinantes, sont à la base du calcul de la précipitation maximale probable et l'un des principaux facteurs influençant la précision des résultats;
- c) Analyser les caractéristiques et les causes des averses importantes dans le bassin étudié afin de fournir une base pour le choix des méthodes de calcul de la précipitation maximale probable et des indicateurs ainsi que pour la maximisation et l'analyse de la plausibilité des résultats;
- d) Bien comprendre les caractéristiques des méthodes. Choisir au moins deux méthodes parmi celles qui sont disponibles pour la détermination de la précipitation maximale probable compte tenu des contraintes propres à chaque méthode, des besoins en matière de conception et des données disponibles pour le bassin concerné. Effectuer les calculs séparément et choisir les résultats finaux au moyen d'une évaluation approfondie.

5.7.5.6.5 **Conditions nécessaires à la détermination de la précipitation maximale probable**

À moins que les analyses hauteur-surface-durée appliquées à un bassin donné ne soient effectuées dans une zone de transposition d'averse, un certain nombre d'études d'averses seront nécessaires pour obtenir des estimations de la précipitation maximale probable. Avant d'entreprendre ces études, il faut choisir la durée critique de pluie probable pour le projet d'ouvrage considéré. Le choix d'une durée de pluie appropriée peut éviter l'analyse de données non pertinentes et le besoin ultérieur d'analyser de nouvelles données si une durée trop courte avait été retenue au départ.

Le temps approximatif de montée des hydrogrammes de crue pour des averses centrées sur différentes parties du bassin ainsi que les caractéris-

tiques particulières et le mode de gestion des ouvrages envisagés doivent être pris en considération lors du choix préliminaire de la durée de l'averse de projet.

Les calculs entrepris doivent prendre en compte les caractéristiques de l'averse et les exigences techniques du projet (Ministère des ressources en eau et Ministère de l'énergie de la République populaire de Chine, 1995):

- a) Si la conception de l'ouvrage impose l'utilisation d'une précipitation maximale probable d'une durée donnée, seuls le volume de l'averse et les distributions spatiales et temporelles les plus importantes de cette durée doivent être calculés;
- b) Si le projet nécessite une précipitation maximale probable de plusieurs durées, la PMP doit être déterminée pour chacune de ces durées;
- c) Si le projet passe par l'aménagement d'une série de biefs le long d'un cours d'eau, comme dans le cas de barrages en cascade, il faudra alors faire une série d'estimations de la précipitation maximale probable en prenant soin d'assurer la coordination entre les biefs supérieurs et inférieurs. Les estimations régionales de la PMP devraient concorder avec les caractéristiques des averses observées;
- d) Pour les endroits où les caractéristiques des averses diffèrent selon la saison, la précipitation maximale probable doit être estimée pour l'été, l'automne, la saison des pluies, celle des typhons, etc...

5.7.5.6.6 **Choix de sous-bassins**

Pour les sites de projet associés à des bassins versants de grande étendue, il peut se révéler nécessaire d'estimer la PMP pour quelques sous-bassins et d'établir ensuite les hydrogrammes des crues maximales probables résultantes de ces sous-bassins. Pour éviter des analyses ultérieures inutiles ou incomplètes des hauteurs de pluie surfaciques moyennes, il convient de choisir les sous-bassins pour lesquels des hydrogrammes de crue sont nécessaires avant que les averses ne soient analysées. Le choix des sous-bassins dépend des caractéristiques physiques du bassin et de la présence et de l'emplacement des stations de jaugeage à partir desquelles les hydrogrammes de crue des sous-bassins pourront être transmis jusqu'au site du projet.

Trois méthodes couramment utilisées sont décrites ci-après: la méthode de transposition d'averse, la méthode d'estimation généralisée et la méthode d'estimation statistique.

5.7.5.6.7 *Méthode de transposition d'averse*

L'hypothèse de base de la transposition d'averse est que la région où se produit l'averse – la source de l'averse – et la région du projet sont similaires en ce qui concerne les conditions géographiques ou orographiques et les causes synoptiques des averses. Il en résulte que la structure – température, pression de l'air, puissance du vent, distributions spatiales et temporelles – d'une averse transposée ne devrait pas subir de changements importants. Cela s'appuie sur les deux hypothèses suivantes:

- a) Après transposition, le système précipitant et la position relative de l'aire de l'averse sont peu modifiés;
- b) Après transposition, les distributions spatiales et temporelles – l'hyétogramme et les isohyètes – sont également peu modifiées.

5.7.5.6.8 *Choix des objets transposés*

Des analyses doivent d'abord être effectuées sur la base des données recueillies dans le bassin étudié concernant les pluies intenses ou les crues catastrophiques observées, afin d'en définir les différents types, puis d'identifier les types d'averses correspondant à la crue maximale probable nécessaire au projet de conception. Si, par exemple, l'événement à analyser est un cyclone tropical (typhon, ouragan) ou une tempête frontale, l'objet transposé devra être choisi parmi des averses associées aux cyclones tropicaux ou parmi des tempêtes frontales, respectivement.

5.7.5.6.9 *Faisabilité de la transposition*

Il s'agit d'examiner si l'événement transposé choisi risque de se produire dans le bassin étudié. Trois solutions existent:

- a) Identification de zones météorologiques homogènes;
- b) Fixation de limites à la transposition d'une averse particulière;
- c) Réalisation d'analyses spécifiques sur le bassin étudié et comparaison entre le bassin étudié et la région d'origine de l'averse en ce qui concerne le climat, les conditions météorologiques, la situation géographique, l'orographie, etc. Plus ces paramètres sont proches, plus la transposition est envisageable.

5.7.5.6.10 *Mise en place de la carte des isohyètes*

La mise en place de la carte des isohyètes consiste à déplacer la carte de l'objet transposé vers le bassin étudié, ce qui pose certains problèmes concernant la localisation du centre de l'averse, l'éventuelle

rotation de son axe – l'axe principal de la carte des isohyètes – et les modalités de cette rotation.

Les calculs débutent par une étude des paramètres statistiques de la distribution spatiale des averses réelles, qui consiste à trouver les règles communes qui régissent la position centrale et la direction des axes des averses ayant des causes météorologiques similaires à celles de l'objet transposé sur la base des données existantes, c'est-à-dire observées, obtenues par enquête et citées dans la littérature, puis à effectuer les ajustements et les choix en fonction des particularités du projet.

Les isohyètes transposées doivent suivre autant que possible les caractéristiques orographiques à grande échelle du bassin étudié. Le centre de l'averse doit concorder avec l'orographie à petite échelle, en particulier celle de l'environnement immédiat du cours d'eau.

5.7.5.6.11 *Correction de transposition*

Le but de ce type de correction est d'estimer les modifications quantitatives des précipitations dues à des différences de caractéristiques telles que la géométrie, la géographie et l'orographie de la région. En d'autres termes, la correction de transposition comprend généralement des corrections concernant les aspects géométriques, géographiques et orographiques du bassin. La correction géographique ne porte que sur l'humidité, tandis que la correction orographique englobe aussi l'énergie. La correction géométrique doit toujours être réalisée la première.

Si l'objet transposé est très similaire au bassin étudié en ce qui concerne la situation météorologique, que les conditions orographiques et géographiques sont pratiquement les mêmes et qu'il n'existe aucun obstacle évident en matière d'humidité, les isolignes de l'objet transposé peuvent être translatées vers le bassin de projet sans changement. Seule une correction géométrique du bassin est requise.

Si les deux emplacements sont similaires en matière de conditions météorologiques et qu'ils diffèrent en matière de conditions orographiques et géographiques, sans pour autant que ces différences soient assez importantes pour affecter notablement le mécanisme de l'averse, la correction d'énergie n'est alors pas nécessaire. Dans ce cas, il suffit de corriger les facteurs d'humidité en plus des aspects géométriques du bassin versant. Cette méthode est couramment utilisée dans les plaines et les zones peu accidentées.

Si des averses se produisant dans des conditions orographiques réelles différentes doivent être transposées, les montagnes auront un certain effet sur leur mécanisme. En ce cas, une correction d'énergie doit être envisagée en plus des corrections géométriques et d'humidité du bassin.

Les préoccupations concernant l'orientation du régime des précipitations par rapport aux orientations du bassin ont donné lieu à des études spéciales (OMM, 1986a; Hansen *et al.*, 1982).

5.7.5.6.12 *Maximisation des averses*

Dans la transposition d'averses, les objets transposés sont presque toujours des averses de haute efficacité; par conséquent, seule la maximisation de l'humidité est nécessaire lorsqu'on procède à leur maximisation. Dans ce cas, la maximisation peut être effectuée à la source de l'averse seulement, avant transposition. La PMP n'est obtenue qu'après correction de la transposition.

Les méthodes de maximisation développées aux États-Unis d'Amérique et adoptées dans un certain nombre d'autres pays (Pilgrim, 1998) ont été décrites par Weisner (1970) et dans plusieurs publications du Service météorologique des États-Unis, auparavant Bureau météorologique des États-Unis (pour plus de détails, voir *Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation* (Manuel pour l'évaluation des précipitations maximales probables), WMO-No. 332, 1986a).

5.7.5.6.13 *Méthode d'estimation généralisée*

Cette méthode concerne l'estimation de la précipitation maximale probable dans les régions de plaine et montagneuses. On admet que, dans les régions de plaine, la précipitation résulte du simple passage des systèmes météorologiques, tandis que dans les régions montagneuses viennent s'y ajouter des effets orographiques. Les précipitations causées par les systèmes météorologiques sont dites pluies de convergence, ou composantes de convergence, et celles causées par l'orographie sont dites pluies orographiques, ou composantes orographiques.

La généralisation des précipitations comprend la généralisation des pluies de convergence, qui fait appel à la généralisation hauteur-surface-durée des épisodes pluvieux. Cette généralisation s'applique aussi bien à un bassin particulier qu'à de vastes régions contenant de nombreux bassins de tailles distinctes. Dans ce dernier cas, on parle d'estimation généralisée ou régionale. La généralisation se subdivise en généralisation des relations hauteur-

surface-durée et généralisation des distributions spatio-temporelles de la précipitation maximale probable.

La détermination de la PMP au moyen de la méthode d'estimation généralisée hauteur-surface-durée se fait selon les quatre étapes suivantes:

- Maximisation des fortes averses réelles – dans la plupart des cas, la maximisation de l'humidité suffit;
- Transposition des averses maximisées à la région étudiée;
- Lissage et ajustement des courbes enveloppes aux données, dont lissage hauteur-durée, lissage hauteur-surface et lissage combiné de la combinaison hauteur-surface-durée;
- Application de la pluie maximale probable pour la surface arrosée au bassin versant étudié, de façon à déterminer la précipitation maximale probable sur l'aire de ce bassin.

Pour l'estimation généralisée régionale, un lissage régional devra suivre l'étape c) ci-dessus. Un contrôle de cohérence régionale comprenant de nombreuses comparaisons est décrit dans Hansen *et al.* (1977) et dans le *Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation* (WMO-No. 332).

Cette méthode permet d'estimer la PMP pour des durées de 6 à 72 heures et pour des surfaces inférieures à 52 000 km² en plaine ou inférieures à 13 000 km² dans les régions montagneuses des États-Unis d'Amérique. Pour les régions accidentées, l'influence de la topographie doit être prise en compte dans l'estimation de la précipitation maximale probable. Pour d'autres pays ou régions, les surfaces auxquelles la méthode s'applique doivent être analysées en fonction des conditions locales réelles.

La méthode fait pleinement appel aux maximums, y compris les plus grandes pluies de toutes les durées et sur toutes les surfaces, de toutes les données pluviométriques de la région. Les résultats de ces calculs peuvent être coordonnés à l'échelle de la région et du bassin.

Désormais largement utilisée aux États-Unis d'Amérique, en Australie, en Inde et dans d'autres pays, la méthode de l'estimation généralisée est également décrite dans le *Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation* (WMO-No. 332).

Les principaux résultats de la méthode d'estimation généralisée sont les suivants:

- La hauteur de la précipitation maximale probable: carte de la courbe enveloppe de la

relation hauteur-superficie-durée de la PMP et carte des isohyètes de la PMP pour différentes durées et superficies;

- b) La distribution spatiale de la PMP: généralisée selon un ensemble d'ellipses concentriques semblables;
- c) La distribution temporelle de la PMP: généralisée selon un pic unique;
- d) Pour les régions accidentées, quelques corrélogrammes ou cartes d'isolignes de certains paramètres reflétant les effets orographiques, utilisés pour convertir la PMP de pluies de convergence en PMP de régions accidentées.

5.7.5.6.14 Méthode d'estimation statistique

Cette méthode permet d'estimer approximativement la PMP de petits bassins versants, généralement d'une superficie inférieure à 1 000 km². Elle est résumée ci-dessous.

En principe, la PMP de petits bassins peut être déterminée par la méthode de transposition d'averses. Toutefois, lorsqu'on ne dispose pas des données hygrométriques et éoliennes nécessaires au processus de maximisation pour la région étudiée, il devient très difficile d'utiliser cette méthode classique. Si une valeur statistique synthétique K_m est transposée à la place de l'averse, le problème se simplifie énormément. Imaginons que K_m soit défini comme:

$$K_m = \frac{X_m - \bar{X}_{n-1}}{S_{n-1}} \quad (5.41)$$

X_m étant le premier terme (la plus grande valeur) d'une série d'observations classées.

$\bar{X}_{n-1}$ est la moyenne obtenue en excluant la plus grande valeur, c'est-à-dire:

$$\bar{X}_{n-1} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=2}^n X_i \quad (5.42)$$

S_{n-1} est l'écart-type obtenu en excluant la plus grande valeur, c'est-à-dire:

$$S_{n-1} = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=2}^n (X_i - \bar{X}_{n-1})^2} \quad (5.43)$$

Il est évident que plus on utilisera de données et plus on étudiera de régions, plus la valeur enveloppant K_m sera proche de la valeur correspondant à la PMP.

Hershfield (1965) a recueilli les données de plus de 2 600 stations pluviométriques, dont 90 % se

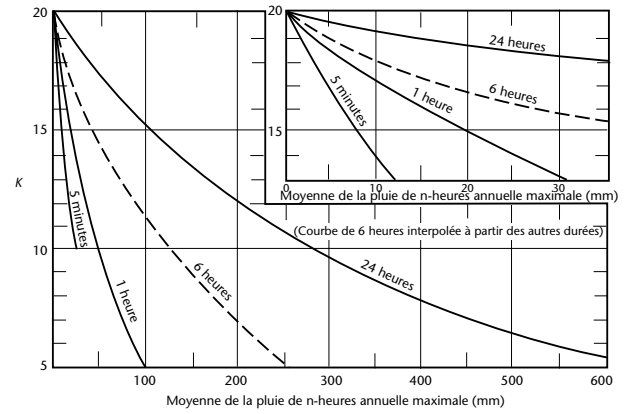


Figure II.5.6. K comme fonction de la durée de pluie et de la moyenne des séries annuelles

trouvaient aux États-Unis d'Amérique, et a établi une relation graphique entre les valeurs enveloppes et les moyennes des séries annuelles de K_m pour diverses durées (figure II.5.6) à l'intention des hydrologues.

Pour déterminer K_m à partir de la figure II.5.6, les valeurs moyennes $\bar{X}_n$ et S_n sont tirées des données pluviométriques d'une station particulière du bassin d'étude, et on achève les calculs grâce à l'équation suivante:

$$PMP = \bar{X}_n + K_m S_n \quad (5.44)$$

Le coefficient de variation est le suivant:

$$C_{vn} = \frac{S_n}{\bar{X}_n} \quad (5.45)$$

L'équation 5.39 peut donc être réécrite sous la forme:

$$PMP = (1 + K_m C_{vn}) \bar{X}_n \quad (5.46)$$

Comme l'illustre l'équation 5.46, la détermination de la PMP par la méthode de l'estimation statistique de Hershfield consiste essentiellement à transposer la valeur statistique K_m d'une averse très étendue dans une vaste région et à la corriger en utilisant la valeur moyenne $\bar{X}_n$ et le coefficient de variation C_{vn} pour le bassin étudié. Cette méthode nécessite un nombre suffisant de séries chronologiques d'observations de la précipitation journalière dans une même station pour le bassin de projet.

Les maximums de pluie nécessaires sont choisis parmi les relevés utilisant une ou plusieurs durées particulières (1 heure, 6 heures, 24 heures) chaque année et regroupés en une série annuelle. On calcule alors la moyenne $\bar{X}$ et l'écart-type S_n ou le

coefficient de variation C_{vn} de la série. La valeur de K est déterminée à partir de la figure II.5.6 en se fondant sur la moyenne de la série. La PMP est alors déterminée par l'équation 5.44 ou 5.46.

Il faut s'assurer que la plus grande valeur ou les deux plus grandes valeurs de la série annuelle concordent avec les autres valeurs de la série. Si, par exemple, la valeur maximale sur une période de 30 ans est deux fois plus élevée que la deuxième valeur par ordre de grandeur, il s'agit clairement d'un point aberrant. La meilleure façon de détecter un point aberrant est de classer la série par ordre décroissant et de calculer la période de retour de chaque valeur. On reporte ensuite les valeurs en fonction de leurs périodes de retour sur un papier de probabilité, comme le montre la figure II.5.7. Si la valeur maximale de la série se situe très au-dessus de la droite définie par les autres éléments de la série, on peut la considérer comme un point aberrant. Il ne faut pas utiliser de tels points pour calculer la moyenne ou l'écart-type de la série. Si c'était le cas, la moyenne et l'écart-type devraient être corrigés selon les indications de Hershfield, qui prévoit aussi une correction relative à la longueur de la série. Une description complète et détaillée de l'ensemble de la méthode, y compris des diagrammes permettant de procéder aux corrections nécessaires, est fournie dans le chapitre 4 du *Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation* (WMO-No. 332).

Lorsque la PMP s'applique à une superficie supérieure à environ 25 km², elle doit être diminuée. Aucune correction n'est à envisager pour des

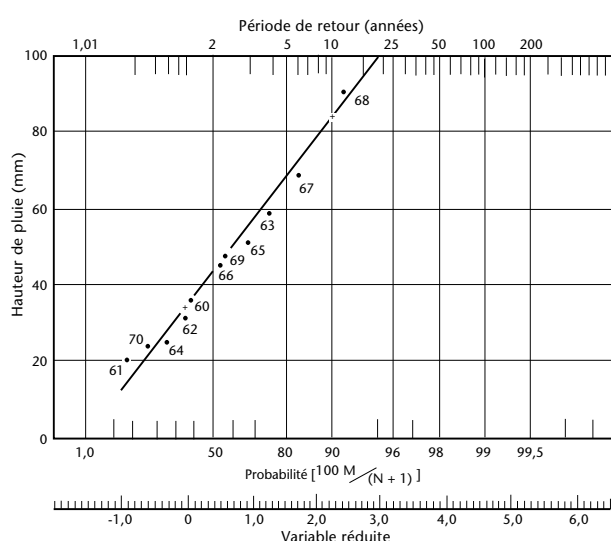


Figure II.5.7. Exemple de graphique de probabilité extrême

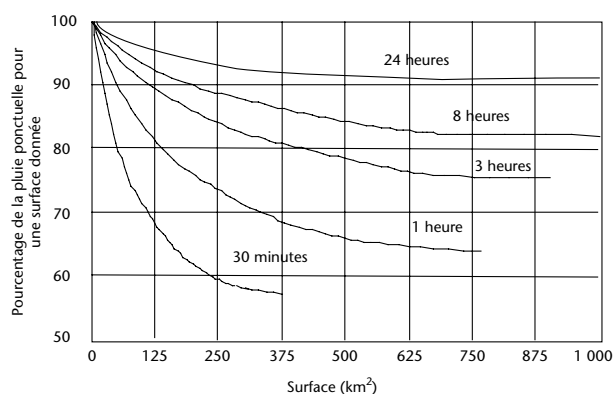


Figure II.5.8. Courbes hauteur-surface

superficies plus petites. Pour les grandes superficies, la valeur ponctuelle est généralement réduite au moyen de courbes de réduction de surface ou de hauteur-surface similaires à celles de la figure II.5.8.

La méthode statistique décrite ci-dessus surestime parfois la PMP dans des régions très arrosées ou subissant des tempêtes fréquentes de même type. Dans les régions peu arrosées et où des tempêtes engendrant de fortes pluies, tels que les cyclones tropicaux, sont rares mais possibles, cette méthode risque de sous-estimer la PMP. Des valeurs de K de l'ordre de 30 se sont révélées nécessaires pour dépasser les hauteurs de précipitation ponctuelle maximales observées dans certaines régions. Dans certains pays, en particulier aux États-Unis d'Amérique, où les études d'averses sont la principale source de données pour la détermination de la PMP, la méthode statistique a été surtout utilisée à des fins de contrôle de la cohérence.

5.7.5.6.15 Contrôle de la plausibilité des estimations de la précipitation maximale probable

En principe, il faudrait utiliser diverses méthodes d'estimation de la PMP en parallèle. Les résultats issus de ces méthodes doivent ensuite être analysés en détail, de façon à choisir la meilleure valeur de la PMP. Enfin, la plausibilité de la PMP choisie doit être contrôlée selon de multiples perspectives, de telle sorte que le résultat soit à la fois maximal et plausible. Schématiquement, les méthodes de contrôle de la rationalité des résultats de la PMP sont similaires à celles de la plausibilité des résultats de la crue maximale probable, ce qui revient à dire qu'elles sont identiques (voir section 5.10.2 ou chapitre 4 du *Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation* (WMO-No. 332)).

5.7.5.7 Averse de projet

Une averse ou un hyétogramme de projet est une séquence temporelle de précipitation définie aux fins de conception d'un ouvrage hydraulique. Un hyétogramme de projet ou une averse synthétique d'une probabilité de dépassement donnée peuvent être obtenus de la façon suivante: La hauteur de pluie est calculée à partir de la relation hauteur-durée-fréquence, en fonction de la probabilité et de la durée données. Ensuite, un coefficient de correction de superficie est appliqué à la hauteur de pluie. Enfin, on utilise une méthode permettant de répartir la hauteur de pluie au cours du temps (Wenzel, 1982; Arnell *et al.*, 1984). Pilgrim et Cordery (1975) soulignent cependant que les approches qui lissent exagérément les configurations temporelles des pluies ne sont pas adaptées aux applications de conception, car la variation dans le temps de l'intensité pluviométrique a souvent une influence significative sur l'hydrogramme de projet. Pilgrim et Cordery (1975) et Huff et Chagnon (1964) notent que la variabilité des intensités diminue en même temps que la probabilité de dépassement et que la majorité des averses extrêmes présentent plusieurs pics de forte intensité pluviométrique. Il est possible de régionaliser les relations hauteur-durée-fréquence selon les procédures décrites ci-dessus.

5.7.5.8 Sécheresse

La sécheresse est un extrême hydrologique résultant de perturbations du cycle hydrologique sur une période suffisamment longue pour provoquer un déficit hydrique significatif. Les ressources locales en eau deviennent insuffisantes pour alimenter les activités établies ou normales de la région. On interprète et on classe en général les sécheresses en trois catégories: météorologiques, hydrologiques ou agricoles. Pour le météorologiste, la sécheresse correspond à une période de déficit pluviométrique. Pour l'hydrologue, la sécheresse fait référence à un déficit du débit des cours d'eau ou du contenu des réservoirs, lacs, citernes, aquifères ou encore à un faible degré d'humidité du sol. Pour un agronome, la sécheresse signifie une insuffisance prolongée de l'humidité du sol dans la zone racinaire.

Pour la sécheresse météorologique, un mode d'analyse intéressant se base sur la fréquence ampleur-durée. Une analyse simple consiste à comparer les totaux pluviométriques pour les mois calendaires ou les saisons pertinentes avec les valeurs normales correspondantes et à évaluer la sévérité de la sécheresse à partir de l'écart négatif par rapport aux valeurs normales. Afin de prendre en compte l'effet

de la distribution temporelle des précipitations, on peut utiliser un indice de précipitation antérieure au lieu du total pluviométrique. La méthode de Herbst (Herbst *et al.*, 1966) est une autre façon de prendre en compte le report de la pluie d'un mois à l'autre pour évaluer l'intensité d'une sécheresse météorologique.

L'intensité d'une sécheresse agricole peut être mesurée par l'indice de sécheresse, c'est-à-dire par la synthèse et la diffusion périodiques, à l'échelle régionale, d'informations sur la sécheresse et l'état hygrométrique des cultures. Cet indice permet d'évaluer le risque de sécheresse sur une assez grande superficie ou de mesurer périodiquement l'étendue et l'intensité d'une sécheresse qui sévit dans une région.

L'intensité de la sécheresse hydrologique se mesure à l'importance de l'écart par rapport à la norme des étiages ou de l'humidité du sol en relation avec un abaissement excessif du niveau des eaux souterraines. En raison du décalage important entre les déficits pluviométriques et le moment où ces déficits se répercutent dans les eaux de surface et les eaux souterraines, la sécheresse hydrologique est souvent déconnectée du déficit pluviométrique, car elle est normalement définie par l'écart des apports d'eaux superficielles ou souterraines par rapport à un certain niveau moyen à différents moments.

5.7.5.9 Techniques modernes d'analyse de la fréquence des précipitations

La densité du réseau de pluviomètres a limité de façon importante le développement de procédures d'analyse de la fréquence des précipitations. À cet égard, le radar offre une précieuse source de données. Le principal avantage du radar dans la mesure de précipitations est qu'il couvre des superficies importantes et qu'il offre de bonnes résolutions spatiales et temporelles, atteignant respectivement le km^2 et les 5 minutes. Avec une portée effective de 200 km, un seul radar peut couvrir une superficie de plus de 10 000 km^2 .

Cluckie *et al.* (1987) font état d'une analyse hauteur-superficie-durée d'événements extrêmes fondée sur des totaux pluviométriques horaires recueillis par radar pour des carrés de grille de cinq kilomètres de côté. Ils insistent sur la nécessité de corriger et de calibrer au préalable les données radar. L'analyse hauteur-superficie-durée porte sur des averses particulières et constitue un moyen de les classer selon leur capacité de provoquer des crues. Cluckie et Pessoa (1990) ont aussi utilisé des données radar du nord-ouest de l'Angleterre pour caractériser des

averses réelles, qui ont ensuite été maximisées et transposées afin d'obtenir des valeurs estimées de la précipitation maximale probable dans le cadre de l'étude de certains bassins (la précipitation maximale probable est décrite à la section 5.7.5.6). Une telle démarche s'appuie sur la capacité des radars à délimiter une averse dans l'espace et dans le temps. De plus, le logiciel RADMAX permet de mettre en œuvre cette procédure et de visualiser l'étape de transposition (Moore, 1993). Collier (1993) a proposé d'utiliser le radar et des données satellitaires pour des estimations plus grossières de la précipitation maximale probable par la méthode du modèle d'averse.

Les problèmes de conception requièrent généralement des informations concernant des événements hydrologiques très rares, c'est-à-dire dont la période de retour est supérieure à 100 ans. Dans la plupart des cas, les techniques habituellement utilisées pour traiter ces problèmes font appel à la précipitation maximale probable. De nouvelles méthodes d'analyse de fréquence, qui tirent parti de certains des moyens offerts par la précipitation maximale probable, ont été mises au point afin d'évaluer l'ampleur des pluies caractérisées par de très longues périodes de retour. Le National Research Council (Conseil national de la recherche américain) (1988), par exemple, recommande l'utilisation des techniques stochastiques de transposition des averses. Pour l'application de la précipitation maximale probable, cette transposition repose sur l'hypothèse de régions météorologiquement homogènes, selon laquelle une averse importante se produisant en un point quelconque de la région pourrait se produire n'importe où ailleurs dans cette région, avec cependant des différences possibles de la hauteur de pluie moyenne dues à des différences de potentiel d'humidité. Dans la méthode de transposition stochastique des averses, la fréquence d'occurrence des averses dans la région de transposition permet d'obtenir des estimations fréquentielles de l'ampleur des averses extrêmes. La transposition stochastique des averses donne des estimations de la probabilité annuelle de dépassement de la hauteur moyenne de précipitation sur le bassin étudié. L'estimation est basée sur les caractéristiques de l'averse régionalisée, telles que la hauteur maximale au centre de l'averse, les paramètres de forme, l'orientation, la hauteur et la variabilité spatiale, mais aussi sur une estimation de la distribution de probabilité conjointe des caractéristiques et de l'occurrence des averses dans la région. Un avantage de cette méthode de transposition stochastique est qu'elle prend en compte la morphologie des averses, y compris la distribution spatiale des hauteurs et leur relation avec la taille et la forme du bassin étudié (NRC, 1988).

5.8 ANALYSES DES ÉTIAGES [SHOFM I80, K10]

5.8.1 Généralités

L'information sur les caractéristiques des étiages des cours d'eaux est importante pour la planification, la conception et la gestion des projets liés à l'eau et des systèmes de ressources en eau. On utilise cette information pour concevoir les ouvrages de traitement et de stockage des eaux usées afin de s'assurer que leurs rejets ne dépassent pas les capacités d'absorption des milieux récepteurs, pour dimensionner les réservoirs de stockage des systèmes à fins multiples et pour la distribution de l'eau à usage industriel, agricole, domestique et environnemental.

L'analyse de fréquence des étiages et les courbes des débits classés sont les deux principaux outils analytiques qui servent à déterminer les caractéristiques des étiages des cours d'eau et qui sont décrits en détail dans la présente section. Ces deux outils requièrent des séries continues de données de débit recueillies sur site, à moins que les caractéristiques du site étudié ne soient estimées à partir d'estimations régionales. Parmi les autres caractéristiques parfois utiles, il convient de citer la durée ou la fréquence des périodes pendant lesquelles les débits peuvent être inférieurs à un seuil donné au cours d'une saison ainsi que le volume d'eau ou le déficit en eau qui peut être observé pendant la période au cours de laquelle le débit est inférieur à un certain seuil. Ces questions peuvent aussi être traitées par la statistique. D'autres méthodes, consistant par exemple à soumettre à un modèle du réseau de cours d'eau ou de réservoirs des séries historiques ou synthétiques de données, peuvent fournir des informations détaillées supplémentaires fort utiles aux fins de conception. Ces dernières méthodes ne sont toutefois pas traitées dans le présent guide.

Les étiages sont généralement accentués par l'épuisement des réserves d'eaux souterraines ou par un écoulement superficiel provenant de masses d'eau en amont (lacs, zones humides, glaciers, etc.). Les étiages qui se produisent au cours d'une année ou d'une saison peuvent résulter de différents mécanismes forçant la réponse hydrologique. Sous les climats froids de l'hémisphère Nord, les étiages peuvent apparaître en raison de l'hiver prolongé dans des régions où les précipitations sont principalement neigeuses, provoquant une décroissance des débits jusqu'aux crues du printemps. Une seconde période d'étiage est la saison chaude, où il peut y avoir des périodes de faibles précipitations et de forte évaporation. Selon la climatologie et la

physiographie locales, certains bassins peuvent présenter des étiages principalement dus à l'un ou à plusieurs des processus décrits précédemment (Waylen et Woo, 1987). Il est important de comprendre quels processus sont à l'origine des étiages, car ceux-ci peuvent déterminer le choix des méthodes à adopter pour analyser les caractéristiques et les effets de ces derniers.

Les actions humaines peuvent profondément affecter le régime naturel des étiages. Par exemple, une augmentation des prélèvements d'eaux superficielles pour l'irrigation pendant des périodes sèches prolongées diminue artificiellement les débits par rapport à ce qu'ils auraient été à l'état naturel. Des prélèvements importants d'eaux souterraines pour des usages agricoles, industriels ou domestiques peuvent abaisser le niveau des nappes et conduire à une diminution des débits. De nombreuses autres interventions humaines peuvent avoir lieu dans un bassin et doivent être répertoriées avant que l'on puisse procéder à l'analyse des données. Il peut s'agir de régularisation en amont, de transferts entre bassins, de rejets de réseaux d'égouts domestiques qui utilisent les eaux souterraines comme source d'alimentation ou de changements d'affectation des sols comme la déforestation, le reboisement ou l'urbanisation. Ces interventions peuvent entraîner l'accroissement ou la diminution des débits (Institute of Hydrology, 1980; Smakhtin, 2001) et invalider les hypothèses habituellement associées aux outils analytiques décrits ci-dessous et dans certaines sections précédentes du présent chapitre.

5.8.2 Analyse stationnelle de fréquence des étiages

L'information sur la fréquence des étiages s'obtient en reliant la probabilité de dépassement d'un événement à son intensité. On peut établir de telles relations pour des étiages de diverses durées (1, 3, 7 ou 14 jours ou toute autre période ou durée présentant un intérêt). En règle générale, on décrit la relation de fréquence des étiages saisonniers ou annuels observés par une analyse de fréquence non paramétrique ou par des distributions de probabilité. Comme dans le cas des débits de crue, la distribution de la population des étiages est inconnue.

Diverses études ont été entreprises pour déterminer quelles distributions et quelles méthodes d'estimation des paramètres offrent la meilleure représentation de la distribution des étiages (voir Nathan et McMahon, 1990; Lawal et Watt, 1996; Durrans et Tomic, 2001). Les résultats de ces études varient, car elles se fondent sur des distributions, des méthodes ou même des données souvent différentes.

Matalas (1963) a étudié les données de 34 stations des États-Unis d'Amérique en utilisant des distributions de Pearson de type III (P3), de Pearson de type V (P5), de Gumbel de type III (G3), connue également sous le nom de distribution de Weibull à trois paramètres (W3), et log-normale à trois paramètres (LN3). Il en conclut que les distributions G3 et P3 donnent l'une et l'autre de meilleurs résultats que les deux autres distributions. Selon Matalas (1963), la distribution de probabilité théorique devrait avoir une limite inférieure qui soit supérieure ou égale à zéro, ce qu'il utilise comme critère d'acceptabilité d'une distribution. Condie et Nix (1975) ont mené une analyse des données de 38 cours d'eau canadiens en utilisant les mêmes distributions que Matalas (1963). Afin d'établir la pertinence d'une distribution, ils n'ont retenu que les solutions pour lesquelles le paramètre correspondant à la limite inférieure avait une valeur positive, mais inférieure au plus petit débit observé. Ils recommandent la distribution G3, les paramètres étant estimés par le maximum de vraisemblance, suivie par la méthode du plus petit débit observé. Condie et Cheng (1982), poursuivant le travail de Condie et Nix (1975), recommandent eux aussi la distribution G3 pour l'analyse de fréquence des étiages. Dans cette dernière étude, ils envisagent l'utilisation d'une limite inférieure négative. Dans ce cas, ils considèrent l'aire de la fonction de densité depuis la limite inférieure négative jusqu'à zéro comme représentant la probabilité d'occurrence d'un débit nul. Ils vérifient aussi que le paramètre correspondant à la limite inférieure est inférieur à la plus petite valeur de l'échantillon, car certaines méthodes d'ajustement peuvent conduire à de tels résultats irréalistes.

Tasker (1987) a montré qu'en appliquant la méthode d'autoamorçage aux données de 20 stations de Virginie (États-Unis d'Amérique), les erreurs quadratiques moyennes des valeurs estimées des étiages de sept jours sur 10 ans (Q7,10) et des étiages de sept jours sur 20 ans (Q7,20) déduites des distributions LP3 et G3 étaient inférieures à celles obtenues par les transformations de Box-Cox ou les méthodes log-Boughton. Vogel et Kroll (1989) ont analysé les distributions log-normales à deux paramètres (LN2) et Weibull à deux paramètres (W2) ajustées aux données de 23 stations du Massachusetts (États-Unis d'Amérique). Selon leurs conclusions, la distribution W2 s'ajuste mal, alors que rien ne permet de rejeter l'hypothèse d'une distribution LN2 pour les données considérées. Ils ont également analysé quelques distributions à trois paramètres, à savoir les distributions LN3, LP3 et G3, et ont trouvé que la distribution LP3 était légèrement supérieure aux autres distributions à deux ou trois paramètres. Ces études montrent que la meilleure distribution de fréquence dépend de

la région considérée et qu'aucune méthode n'est nettement supérieure aux autres.

Zadman *et al.* (2003) ont analysé 25 cours d'eaux naturels du Royaume-Uni ayant donné lieu à des relevés depuis plus de trente ans. Pour chacun des bassins, ils ont établi des séries de données pour des durées de 1, 7, 30, 60, 90 et 365 jours. Ils ont ensuite utilisé quatre distributions à trois paramètres, à savoir une distribution des valeurs extrêmes généralisée, une distribution logistique généralisée (GL) et une distribution de Pareto généralisée, pour ajuster les données de chacune des séries pour chacune des durées. Les résultats ont été interprétés au moyen de tests d'ajustement et par jugement visuel. Il apparaît que:

- a) Les distributions candidates s'ajustent très bien aux données observées, sans qu'il y ait de différences quantitatives importantes entre elles;
- b) Certaines distributions sont plus performantes que d'autres, mais ce ne sont pas les mêmes selon la durée considérée et les caractéristiques du bassin;
- c) L'indice de débit de base (Institute of Hydrology, 1980) s'est révélé très utile pour quantifier la géologie des bassins;
- d) En ce qui concerne les bassins les moins perméables, la distribution P3 a fourni les meilleurs résultats pour les courtes durées, alors que la distribution des valeurs extrêmes généralisée lui est supérieure pour les durées les plus longues;
- e) Pour les bassins les plus perméables, c'est la distribution GL qui a donné les meilleurs résultats.

Il a souvent été observé (Nathan et McMahon, 1990; Durrans et Tomic, 2001) que les débits les plus importants d'une série de minimums sont souvent mieux décrits par une courbe de distribution cumulative d'une pente plus marquée que celle que l'on utiliserait pour décrire les débits les plus faibles. Pour répondre à cette observation, on a cherché à n'ajuster que la partie inférieure (la queue) de la distribution plutôt que d'ajuster la distribution à l'ensemble de l'échantillon. Nathan et McMahon (1990) ont noté qu'une transition semble se manifester lorsque les débits de plus haute fréquence ne sont plus considérés comme des étiages, mais représentent des conditions plus normales. Des méthodes telles que l'ajustement des probabilités conditionnelles (Condie et Cheng, 1982; Nathan et McMahon, 1990), la théorie des données tronquées (Kroll et Stedinger, 1996), les modèles paramétriques composés (Wayken et Woo, 1987) et les approches fréquentielles non paramétriques (Adamowski, 1996; Guo *et al.*, 1996) ont été

proposées pour compenser l'hétérogénéité de l'échantillon. Les analyses peuvent aussi recourir à ces méthodes lorsque l'échantillon comprend des valeurs de débit nulles.

Durrans et Tomic (2001) se sont intéressés aux performances d'un certain nombre de méthodes qui mettent l'accent sur l'ajustement des queues des distributions uniquement. Ils parviennent à la conclusion que ces méthodes permettent d'obtenir des résultats au moins aussi bons, voire meilleurs, qu'une stratégie d'estimation fondée sur l'ajustement de l'ensemble des données à la distribution log-normale au moyen des L-moments. À la différence de cette approche, dans les régions où les séries d'étiages annuels ou saisonniers peuvent être provoquées par plusieurs processus et sous réserve que ces processus puissent être déterminés, un modèle paramétrique composé peut offrir une meilleure description des données. On peut aussi utiliser une estimation de fréquence non paramétrique, proposée par Adamowski (1996) et Guo *et al.* (1996). On a également montré, sur la base de simulations concernant des échantillons homogènes, que les procédures non paramétriques fournissaient des valeurs estimées des quantiles d'étiages aussi précises que les méthodes paramétriques plus classiques, à savoir les distributions LP3, W2 et W3.

Les statistiques sur les étiages sont généralement calculées pour des périodes ou durées déterminées à l'avance de 1, 3, 7, 14, 30, 60, 90, 120, 183 et 365 jours. Les données sur les étiages pour diverses durées sont calculées à l'aide d'une moyenne mobile pour la période choisie. Cette moyenne mobile est la plus petite moyenne arithmétique des débits de d jours consécutifs pendant une année donnée. En général, ces valeurs sont calculées sur une année hydrologique ou climatique, et non sur une année calendaire. Par convention, l'année hydrologique débute pendant une saison où les débits sont importants, ce qui évite en principe une répartition des périodes d'étiage sur plusieurs années. On peut calculer des statistiques comme le minimum annuel moyen sur d jours, de même que l'étiage sur d jours pour une période de retour de T années, habituellement noté Q_d,T . En général, la durée de d jours est choisie en fonction des applications agricoles, biologiques ou techniques, qui sont généralement liées à l'incidence du risque associé à la durée des étiages sur le système considéré. Les méthodes de calcul des paramètres de la distribution des séries sur d jours sont analogues aux méthodes décrites pour l'analyse de fréquence des crues, avec quelques variantes mineures comme, par exemple, la méthode d'estimation paramétrique du plus faible étiage observé pour la distribution G3.

Deux composantes du SHOFM sont particulièrement utiles pour estimer les statistiques de fréquence des étiages d'une durée de d jours. Il s'agit du programme d'analyse de fréquence des étiages I80.2.03, qui permet de tester les hypothèses concernant le caractère aléatoire, l'homogénéité, les tendances et l'indépendance, ainsi que du programme LOWSTAT (composante I80.2.04), le logiciel des statistiques d'étiage.

Peu d'analyses ont été effectuées pour des durées supérieures à une année, et la fréquence de ces débits multiannuels a été déterminée au moyen des probabilités empiriques (Carswell et Bond, 1980; Paulson *et al.*, 1991). Les analyses fréquentielles de débits multiannuels sont importantes pour les études de stockage, c'est-à-dire lorsqu'il faut conserver de l'eau d'une année sur l'autre pour satisfaire la demande. Il est possible d'utiliser le programme DROUGHT d'estimation de la probabilité d'occurrence de sécheresses sur n mois, qui est la composante I80.2.05 du SHOFM, pour faciliter l'analyse d'événements multiannuels.

Des exemples de courbes de fréquence d'étiage pour diverses durées sont présentés à la figure II.5.9. Les données d'étiage sont généralement tracées à l'aide d'une échelle arithmétique ou logarithmique en ordonnée et d'une échelle de probabilité normale ou d'une échelle de Gumbel en abscisse. Bien que peu d'échantillons soient représentés par une ligne droite parfaite, on utilise du papier ainsi quadrillé pour évaluer visuellement l'ajustement global du modèle aux données. Des papiers quadrillés spéciaux permettent de tracer des distributions normales ou de Gumbel selon des droites. Des méthodes permettent aussi de modifier l'échelle des abscisses pour diverses distributions à trois paramètres, de sorte que la fonction de distribution cumulative soit représentée par une ligne droite (Vogel et Kroll, 1989). Cette modification de l'échelle n'est valable que pour une seule courbe de la famille de courbes correspondant à un groupe de

distributions particulier, car l'asymétrie a toutes les chances de changer avec la durée. La technique d'ajustement de l'abscisse pour rendre compte de l'asymétrie de l'échantillon n'est pas couramment employée dans la représentation graphique des résultats concernant les étiages.

5.8.3

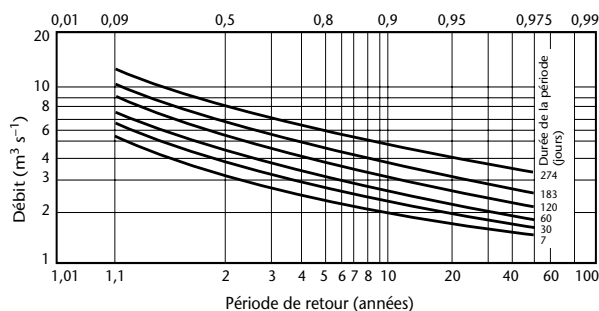
Estimation de fréquence des étiages pour des sites partiellement jaugés au moyen de mesures du débit de base

Les méthodes décrites jusqu'à présent sont applicables à des sites jaugés dont les relevés portent sur des durées suffisamment longues (en général au moins 10 ans) pour permettre d'entreprendre une analyse de fréquence. Toutefois, des mesures de débit réalisées sur des sites non jaugés pendant les périodes d'étiage ou de débit de base peuvent être utilisées conjointement avec les débits journaliers mesurés simultanément sur des sites jaugés voisins pour estimer les fréquences d'étiage. Les stations où l'on ne dispose que de mesures du débit de base sont appelées sites partiellement jaugés. On établit une relation entre les mesures du débit de base sur le site partiellement jaugé et les débits journaliers correspondants sur le site jaugé voisin. Cette relation et les caractéristiques d'étiage du site jaugé servent à estimer les débits sur d jours pour une période de récurrence de T années sur le site partiellement jaugé. Les caractéristiques topographiques, climatiques et géologiques du site jaugé et du site partiellement jaugé devront être similaires. Pour obtenir une relation linéaire et pouvoir en estimer les paramètres, on utilise habituellement les logarithmes des mesures du débit de base $\tilde{y}$ sur le site partiellement jaugé et des débits journaliers correspondants $\tilde{x}$ sur le site jaugé. De telles observations doivent être séparées par des épisodes d'averse significatifs, afin que ces observations restent relativement indépendantes. Au moins 10 paires d'observations sont nécessaires pour définir la relation entre débits $\tilde{y}$ et $\tilde{x}$. L'analyse est basée sur l'hypothèse ou l'approximation selon laquelle la relation entre $\tilde{y}$ et $\tilde{x}$ peut être décrite ainsi:

$$\tilde{y} = a + b\tilde{x} + e \quad e \sim N(0, s_e^2) \quad (5.47)$$

a , b et s_e^2 étant respectivement l'ordonnée à l'origine, la pente et la variance de l'équation de régression linéaire. On admet que les résidus e sont indépendants et normalement distribués. Les estimateurs de la moyenne $M(y)$ et de la variance $S^2(y)$ des étiages annuels minimaux sur d jours sur le site partiellement jaugé sont les suivants:

$$M(y) = a + b M(x) \quad (5.48)$$



et

$$S^2(y) = b^2 S^2(x) + s_e^2 [1 - (S^2(x)/(L-1)S^2(\tilde{x}))] \quad (5.49)$$

$M(x)$ et $S^2(x)$ étant les estimateurs de la moyenne et de la variance des étiages annuels minimaux sur d jours sur le site jaugé, L le nombre de mesures du débit de base et $S^2(\tilde{x})$ la variance des débits journaliers correspondants sur le site jaugé.

L'hypothèse de base est que la relation entre les débits de base instantanés, exprimée par l'équation (5.47), est identique à la relation entre les étiages annuels minimaux sur d jours sur les deux sites. Cette hypothèse est nécessaire si l'on veut utiliser cette méthode pour estimer les étiages sur d jours pour une période de retour de T années sur le site partiellement jaugé. Si cette approximation semble raisonnable pour une valeur de d allant jusqu'à sept jours environ, elle n'est pas toujours satisfaisante pour des durées nettement plus longues. Stedinger et Thomas (1985) et Thomas et Stedinger (1991) ont étudié l'utilisation de mesures du débit de base pour déterminer les caractéristiques des étiages sur des sites partiellement jaugés des États-Unis d'Amérique.

Le débit d'étiage sur d jours pour une période de retour de T années sur le site partiellement jaugé est estimé à partir de la moyenne et de la variance fournies par les équations 5.48 et 5.49. Si on utilise une distribution à trois paramètres pour estimer le débit sur d jours pour une période de retour de T années, on suppose alors que l'asymétrie propre au site jaugé est identique à celle du site partiellement jaugé. Comme cela est précisé plus haut, le débit d'étiage sur d jours pour une période de retour de T années sur le site jaugé peut être estimé en utilisant les procédures décrites à la section 5.8.2. Stedinger et Thomas (1985) expliquent pourquoi le débit d'étiage sur d jours pour une période de retour de T années sur le site jaugé ne peut pas être simplement utilisé comme la variable indépendante dans l'équation 5.47. Le calcul des estimateurs de fréquence tels que le débit d'étiage sur d jours pour une période de retour de T années au moyen d'équations de régression selon la méthode des moindres carrés entraîne une perte de variance. En particulier, la substitution de ce débit d'étiage sur le site jaugé dans l'équation 5.47 aurait tendance à surestimer le débit correspondant sur le site partiellement jaugé. Stedinger et Thomas (1985) ont élaboré une méthode permettant d'obtenir une estimation non biaisée de la variance des débits annuels de d jours sur le site partiellement jaugé au moyen de l'équation 5.49 et des variances des débits d'étiage annuels sur d jours et les débits journaliers correspondants sur le site jaugé.

Stedinger et Thomas (1985) ont également élaboré une méthode d'estimation de l'erreur-type du débit d'étiage sur d jours pour une période de retour de T années sur des sites partiellement jaugés. Ils montrent que l'erreur-type est fonction de la corrélation entre les mesures du débit de base et les débits journaliers, du nombre de mesures du débit de base réalisées sur le site partiellement jaugé, de l'écart entre le débit d'étiage sur d jours pour une période de retour de T années sur le site jaugé et la moyenne des débits journaliers utilisée dans l'équation 5.43 et de la durée de l'enregistrement sur le site jaugé. En se basant sur 20 paires de stations de jaugeage de l'est des États-Unis d'Amérique, Stedinger et Thomas (1985) ont montré que l'on peut arriver à des erreurs-types de 30 % pour des sites partiellement jaugés quand les coefficients de corrélation ont une valeur supérieure à 0,7 environ et que l'on dispose de 15 mesures du débit de base et 25 ans de relevés sur le site jaugé. En s'appuyant sur les données de 1 300 stations de jaugeage réparties sur le territoire continental des États-Unis d'Amérique, Reilly et Kroll (2003) ont montré que la méthode fondée sur la corrélation des débits de base donnait de meilleurs résultats que les modèles de régression régionaux pour 15 des 18 grands bassins des États-Unis d'Amérique. C'est parce que la méthode de corrélation des débits de base utilise des données sur site qu'elle fournit des estimations plus précises des débits d'étiage sur d jours pour une période de retour de T années que les modèles de régression régionaux, décrits dans la section suivante.

5.8.4 Régionalisation des statistiques de fréquence des étiages

Les méthodes décrites jusqu'à présent sont applicables pour autant que l'on possède suffisamment de données pour mener une analyse de fréquence ou que des mesures du débit de base soient disponibles. Les stations concernées devraient être relativement préservées des interventions humaines et leurs relevés devraient porter sur des périodes suffisamment longues pour fournir une représentation exacte des statistiques d'étiages pour le bassin correspondant. Pour les bassins non jaugés, ces statistiques peuvent être estimées grâce aux méthodes de régionalisation ou par extraction de statistiques à partir de séries de données synthétiques produites par une modélisation statistique ou déterministe. La première méthode est très souvent utilisée pour estimer les statistiques d'étiages considérées, par exemple les débits d'étiage sur sept jours pour une période de retour de deux ans ($Q_{7,2}$) sur des sites non jaugés. Les statistiques recherchées sont obtenues par régression en fonction d'un certain nombre de variables

indépendantes ou explicatives. Ces variables représentent les caractéristiques physiques et climatiques du bassin. Ces méthodes ont été utilisées avec succès pour l'estimation des crues de projet, mais il s'est révélé beaucoup plus difficile de trouver des modèles de régression fiables pour estimer les statistiques d'étiages (Vogel et Kroll, 1992; Waltemeyer, 2002).

La régionalisation suppose généralement la délimitation de régions homogènes à l'intérieur desquelles peut s'appliquer une équation de régression. Elle correspond à une tentative de regroupement de bassins sur une base géographique ou dans un espace multivarié qui peut ne pas aboutir à des régions géographiquement contiguës, en fonction des caractéristiques physiographiques, climatiques ou hydrologiques des bassins. En général, la définition de régions homogènes donne des prévisions plus précises et des modèles physiques plus réalistes pour l'estimation statistique (Nathan et McMahon, 1992; Waltemeyer, 2002).

La composante K10.2.04 du SHOFM (analyses régionales des caractéristiques des débits) décrit des méthodes qui permettent de relier l'écoulement fluvial et les caractéristiques des bassins à l'échelon régional.

Les modèles régionaux d'étiage sont généralement exprimés sous la forme:

$$Q_{d,T} = aX_1^b X_2^c X_3^d \dots \quad (5.50)$$

$Q_{d,T}$ étant la statistique d'étiage sur d jours pour une période de récurrence de T années, X_i les caractéristiques physiographiques ou climatiques du bassin et a, b, c et d des paramètres obtenus par une analyse de régression multiple (Weisberg, 1980; Draper et Smith, 1981). Diverses statistiques d'étiage sont estimées par une analyse de fréquence stationnelle des données provenant de différentes stations de la région. Les caractéristiques physiographiques et climatiques sont tirées de cartes ou de données climatologiques (voir, par exemple, Institute of Hydrology (1980), Vogel et Kroll (1992) et Waltemeyer (2002)). Les paramètres de l'équation peuvent être calculés par la méthode des moindres carrés ordinaire, pondérée ou généralisée. Bien que la méthode des moindres carrés généralisée soit d'un maniement plus délicat que la méthode ordinaire, Vogel et Kroll (1990) ont observé, dans leur modélisation de 23 bassins du Massachusetts, que les paramètres estimés et les quotients t obtenus selon les deux méthodes étaient pratiquement identiques. L'approche la plus complexe fournit cependant des informations sur la composition de l'erreur de

prévision, ce qui permet d'attribuer l'erreur soit au modèle, soit aux mesures, soit à l'échantillonnage. Vogel et Kroll (1990) ont noté que l'erreur due au modèle était de loin la composante principale de l'erreur de prévision. Leur analyse de ces méthodes souligne l'importance d'élaborer des modèles statistiques ayant des bases physiques plus solides.

Les équations de régression régionales ayant la forme de l'équation 5.50 s'appliquent aux régions où les débits d'étiage sur d jours pour une période de retour de T années sont différents de zéro. Tasker (1991) a élaboré des méthodes d'estimation des débits d'étiage dans les régions où le débit d'étiage sur d jours pour une période de retour de T années peut être nul. Ces techniques nécessitent l'élaboration de relations régionales avec données tronquées et l'emploi d'une régression logistique pour estimer la probabilité qu'un débit d'étiage sur d jours pour une période de retour de T années soit égal à zéro.

De nombreuses caractéristiques physiographiques et climatiques ont été utilisées dans des équations de régression régionales pour estimer les statistiques d'étiage. La plupart des modèles comprennent une zone de drainage et une variable représentative des conditions climatiques, comme par exemple la précipitation annuelle moyenne. De nombreuses autres caractéristiques ont été prises en compte, comme l'altitude moyenne du bassin, la proportion de couvert forestier, la proportion de lacs et de marécages, la pente moyenne, la densité de drainage, la pente du principal chenal d'écoulement et la proportion de zones urbanisées. Comme les étiages résultent le plus souvent d'une absence prolongée de précipitations, on estime généralement que leurs caractéristiques devraient être étroitement liées aux caractéristiques géologiques et pédologiques du bassin (Institute of Hydrology, 1980; Task Committee of the Hydraulics Division, 1980).

Dans certains cas, l'introduction d'un indice géologique comme variable explicative a permis d'améliorer les relations. Ces indices ont connu un important succès et ont permis d'accroître les performances des modèles. On peut considérer que l'indice de débit de base (Institute of Hydrology, 1980), défini comme le rapport de ce qu'on nomme débit de base au débit total, reflète en partie la géologie d'un bassin. Selon Gustard et Irving (1994), un indice pédologique devrait contribuer à l'amélioration des modèles de prévision.

Une autre démarche a été explorée pour améliorer les liens entre les caractéristiques des étiages et les courbes ou coefficients de décrue pour un bassin

donné. Bingham (1982) a défini un indice de tarissement de l'écoulement fluvial, en jours par cycle logarithmique d'épuisement du débit, pour des cours d'eau jaugés de l'Alabama et du Tennessee (États-Unis d'Amérique), puis il a cartographié cet indice à partir de ses valeurs calculées aux stations de jaugeage et grâce à une carte géologique, afin d'estimer les caractéristiques d'étiage des cours d'eau non jaugés. Vogel et Kroll (1992) ont formulé un modèle conceptuel ayant la forme de l'équation 5.50, afin de relier le débit naturel d'un bassin en période de décrue aux caractéristiques de ce dernier. Ils ont procédé à une régression $Q7,10$ selon trois des cinq variables du modèle conceptuel. Ils ont ainsi découvert qu'une augmentation spectaculaire du degré d'exactitude était possible grâce à la prise en compte de ces trois variables dans le modèle de régression final. Les caractéristiques étudiées étaient l'aire de drainage, le coefficient de tarissement du débit de base et la pente moyenne du bassin. L'équation finale, bien que fiable, ne peut être utilisée directement sur un site non jaugé sans estimation du coefficient de tarissement du débit de base. Selon Vogel et Kroll, cette variable indépendante pourrait être estimée à partir de cartes qu'il resterait à établir ou être obtenue grâce à un programme modeste et ciblé de jaugeage de l'écoulement fluvial. D'après eux, le coefficient de tarissement pourrait être estimé simplement par l'observation d'un petit nombre de courbes de décrue.

D'autres études régionales d'étiages menées aux États-Unis d'Amérique ont utilisé, pour l'estimation des caractéristiques d'étiage, les caractéristiques des sols (Carpenter et Hayes, 1996) et la pente de la courbe des débits classés (Arihood et Glatfelter, 1991) comme variables explicatives. Arihood et Glatfelter (1986) ont cartographié le quotient des durées correspondant à 20 % et 90 % de dépassement dans l'Indiana pour estimer les caractéristiques d'étiage de bassins non jaugés. Les courbes des débits classés sont abordées dans la section suivante.

5.8.5 Courbes des débits classés

Les courbes des débits classés se rapportant au débit journalier indiquent la proportion de jours, en pourcentage, où le débit d'un cours d'eau a été supérieur ou égal à certaines valeurs pendant une période de relevé donnée. Elles ne fournissent cependant aucune information sur les séquences temporelles de débits à une station particulière, ni sur la probabilité de dépassement ou de non-dépassement pour une quelconque année. Malgré ces limites d'ordre temporel, les courbes des débits

classés sont utilisées de longue date pour la planification et la gestion des ressources en eau à de multiples fins. Parmi les utilisations les plus courantes de ces courbes, il convient de citer le calcul du potentiel hydroélectrique en énergie primaire et secondaire, la planification de l'irrigation et de l'alimentation en eau, les autorisations de rejets d'eaux usées et d'autres problèmes liés à la gestion de la qualité des eaux. On pourrait aussi parler du dimensionnement des stations d'épuration, des études de la sédimentation des cours d'eau et des réservoirs, du calcul des débits réservés pour la gestion des habitats aquatiques et de l'attribution des prélèvements dans les réservoirs. Par ailleurs, ces courbes représentent, sous forme graphique simple, les caractéristiques des débits d'un bassin, qu'il s'agisse des crues ou des étiages. La forme des courbes peut varier d'un bassin à l'autre et refléter ainsi leurs différences physiographiques et climatiques. Ces courbes sont également utiles pour illustrer l'incidence des interventions humaines sur les disponibilités en eau et peuvent servir de nombreux autres objectifs.

Une courbe des débits classés est habituellement établie empiriquement en calculant une série de proportions entre le nombre de jours, dans un relevé donné, où le débit du cours d'eau a été supérieur ou égal à des valeurs prédéterminées et le nombre total de jours du relevé. Ces proportions, qui sont des estimations des probabilités correspondantes, sont reportées en fonction des valeurs du débit auxquelles elles correspondent. Une courbe des débits classés tracée sur un papier de probabilité logarithmique aura grossièrement la forme d'une droite, comme on peut le voir sur la figure II.5.10. Ce type de papier permet de représenter tous les débits avec la même précision graphique, de telle sorte que les différences concernant les caractéristiques des étiages sont plus visibles. Les courbes des débits classés sont parfois établies sur une base hebdomadaire, mais elles sont généralement moins utiles que celles établies sur une base journalière.

Si les données de débit sont stationnaires, la courbe des débits classés dérivée permet d'obtenir des probabilités de dépassement à long terme pour toute la gamme des débits, ce qui constitue un instrument utile de planification. Il est avéré que les extrémités des courbes de débits classés sont sensibles au nombre d'années concernées, ce qui est une forme d'erreur d'échantillonnage. On trouvera dans la littérature (voir par exemple Searcy (1959), Institute of Hydrology (1980) et Vogel et Fennessey (1994)) de plus amples informations concernant l'établissement des courbes des débits classés.

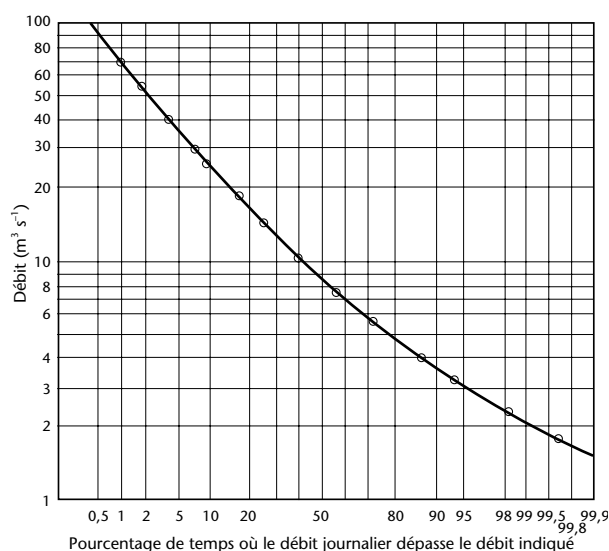


Figure II.5.10. Courbe des débits journaliers classés

Les courbes des débits classés peuvent aussi être calculées pour chaque année, la moyenne ou la médiane de ces diverses courbes annuelles servant alors à établir la courbe de référence (Vogel et Fennessey, 1994). Des intervalles de confiance et des périodes de retour peuvent ainsi être associés à la courbe des débits classés, la courbe annuelle médiane qui en résulte étant moins sensible aux périodes d'observations extrêmes qui peuvent survenir au cours de la vie d'une station.

La forme générale de la courbe, et en particulier de sa partie basse, donne des indications sur les caractéristiques physiographiques, géologiques et climatiques du bassin. En ce qui concerne l'étude des étiages, c'est la forme de la partie basse de cette courbe qui présente le plus d'intérêt. Si elle est peu pentue, cela signifie que le bassin est perméable et que la réponse du bassin aux précipitations n'est pas immédiate. Au contraire, si elle est pentue, cela signifie que le bassin est moins perméable et qu'il répondra rapidement à un apport donné d'eau de pluie. De ce fait, l'indice de débit de base d'un bassin très perméable sera probablement supérieur à celui d'un bassin moins perméable (Zaidman *et al.*, 2003).

On peut établir des relations régionales pour obtenir des estimations des débits classés sur des sites non jaugés d'une région homogène (Institute of Hydrology, 1980; Fennessey et Vogel, 1990; Ries, 1994). On peut également élaborer des modèles de régression multiple analogues à ceux évoqués pour l'estimation des statistiques d'étiage comme le $Q_{7,10}$. La variable dépendante pourrait être, par

exemple, la valeur du débit dépassé pendant 95 % du temps, soit Q_{95} (Institute of Hydrology, 1980). Les variables indépendantes de ces relations sont également analogues à celles d'autres statistiques d'étiage et devraient refléter les caractéristiques et les conditions climatiques du bassin, comme l'aire de drainage et la précipitation moyenne annuelle à long terme propres au bassin. REGFLOW, la composante K.10.2.05 du SHOFM (Régionalisation des courbes de débits classés), peut être utilisée pour estimer les courbes de débits classés. Elle peut aussi servir à relier ces courbes aux caractéristiques géomorphologiques, de sorte qu'on puisse estimer les courbes des débits classés de bassins non jaugés.

5.9

ANALYSE DE FRÉQUENCE DES DÉBITS DE CRUE [SHOFM H83, I81, K10, K15]

Dans de nombreux cas, par exemple dans la conception des réservoirs de stockage, il est nécessaire de déterminer aussi bien la fréquence du volume des crues que les débits de pointe. On peut en ce cas effectuer une analyse statistique à variables multiples des hydrogrammes de crue. Un hydrogramme de crue peut se définir grâce aux variables aléatoires suivantes:

Q_{max} , qui est le débit de pointe pendant l'épisode de crue; V , qui est le volume (en m^3) de l'onde de crue; et T , qui est la durée de l'épisode de crue.

Si on utilise un autre système de variables, on peut définir un hydrogramme de crue au moyen des séquences de débits $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ correspondant à des intervalles de temps successifs égaux pendant l'épisode de crue. L'analyse statistique des variables aléatoires (Q, V, T) ou ($Q_1, \dots, Q_n$) peut être effectuée au moyen d'une distribution de probabilités à variables multiples. On trouvera dans Cavadias (1990) quelques définitions et méthodes de calcul relatives à ces modèles probabilistes. Dans le cas des caractéristiques de crue, une transformation exponentielle ou d'autres méthodes peuvent servir à normaliser les données. Sinon, il est possible d'estimer directement la fréquence ou la probabilité d'occurrence ou de non-occurrence d'un volume de crue au cours d'une période de n jours en effectuant une analyse de fréquence des données de débit sur le site ou en employant des méthodes de régionalisation.

Le but du calcul des fréquences des crues ou des précipitations est d'établir une relation entre l'intensité d'une crue ou la hauteur de précipitation et sa fréquence ou sa probabilité d'occurrence future.

Les hypothèses fondamentales pour l'interprétation des fréquences de probabilité sont l'indépendance temporelle des éléments de l'échantillon analysé et la stationnarité du relevé. Pour les études de crues, l'utilisation de séries de dépassement incomplètes est plus problématique que pour les précipitations, car les différents pics de crue observés au cours d'une année peuvent être moins indépendants que les précipitations correspondantes. Toutefois, si le choix des valeurs supérieures à un seuil donné est effectué soigneusement, une analyse de séries de dépassement incomplètes peut se justifier. L'application d'une analyse de fréquence à une série de crues maximales annuelles (série des maximums annuels) est toutefois plus répandue.

Les séries de maximums annuels sont composées soit des maximums journaliers, soit des pointes de crue instantanées. Il est important de bien savoir de quelle série on a besoin. La relation entre ces deux séries pour une station dépend des caractéristiques physiques du bassin versant ainsi que des facteurs climatologiques à l'origine des maximums des deux événements. Pour les très petits bassins, il arrive souvent que le maximum journalier et le maximum instantané ne se produisent pas à la même date ni ne résultent des mêmes processus climatiques auxquels est soumis le bassin.

La façon la plus simple et la plus directe d'estimer la fréquence des grandes crues est donc d'utiliser les relevés disponibles sur un site donné et de les ajuster à l'une des distributions de fréquence décrites à la section 5.1 en employant une procédure d'estimation (voir section 5.5). Malheureusement, il n'existe pas forcément de relevés pour le site étudié ou ceux-ci peuvent porter sur une période trop courte pour permettre une estimation fiable des crues rares. Ainsi, l'essentiel de la discussion menée ici concerne l'utilisation des informations recueillies sur plusieurs sites pour estimer les quantiles de crue pour des sites non jaugés.

Il convient d'être prudent dans le calcul des fréquences des crues, et il importe en particulier de bien distinguer les hauteurs d'eau et les débits. De nombreuses données de hauteur d'eau peuvent se révéler hétérogènes et donc impropres à l'analyse en raison de modifications naturelles de la relation hauteur-débit au cours du temps ou d'interventions directes dans le chenal d'écoulement. La plupart du temps, il est préférable d'utiliser les débits et, si nécessaire, de convertir les résultats en fréquence des hauteurs d'eau au moyen d'une relation hauteur-débit appropriée. Dans certains cas, comme pour les hautes eaux provoquées par les embâcles, il peut être préférable d'utiliser les hauteurs d'eau

uniquement pour définir les zones inondables, car le débit n'est pas un problème.

5.9.1 Régionalisation des débits de crue

Pour un site dont la série des maximums annuels porte sur peu d'observations, il est recommandé d'estimer les quantiles de crue au moyen d'une analyse de fréquence régionale. Même lorsque l'on dispose de données sur 50 ans, il peut être très difficile de régionaliser le paramètre de forme d'une distribution. Si les relevés portent sur une période plus courte, il faut envisager de régionaliser le coefficient de variance. La nécessité du processus de régionalisation dépend cependant de l'homogénéité des régions que l'on peut délimiter et de l'exactitude relative des estimateurs stationnels, qui dépendent du coefficient de variation stationnel et du degré d'asymétrie de la distribution des crues dans la région. Les deux procédures de régionalisation les plus courantes sont la méthode de l'indice de crue et les procédures fondées sur des régressions. Fill et Stedinger (1998) ont étudié leur combinaison. Les procédures régionales s'appuient sur les données recueillies dans d'autres stations de la même région hydrologique en vue d'obtenir des estimations des caractéristiques de crue propres au site étudié. Cunnane (1988) a indiqué qu'une approche régionale pouvait aboutir à des estimations plus précises des caractéristiques de crue, même lorsque de nombreuses observations ont été effectuées sur le site d'étude. Une procédure d'analyse régionale de fréquence des crues comporte généralement les deux étapes suivantes:

- a) La délimitation de régions hydrologiquement homogènes, qui consiste à recenser les stations de comportement analogue;
- b) L'estimation régionale, qui suppose un transfert d'information des sites jaugés vers le site étudié dans la même région.

Les régions homogènes peuvent être définies de trois façons, comme le montre la figure II.5.11:

- a) Régions géographiquement contiguës;
- b) Régions géographiquement non contiguës;
- c) Voisinages, chaque station cible étant associée à sa propre région.

Les procédures d'estimation régionale des crues peuvent être définies en envisageant diverses techniques de combinaison en vue de déterminer des régions homogènes et un certain nombre de méthodes d'estimation régionale (Stedinger et Tasker, 1986; Burn, 1990; Fill et Stedinger, 1998; Pandey et Nguyen, 1999). Le Groupe de recherche en hydrologie statistique (GREHYS) (1996a, 1996b) a présenté les résultats d'une comparaison de diverses

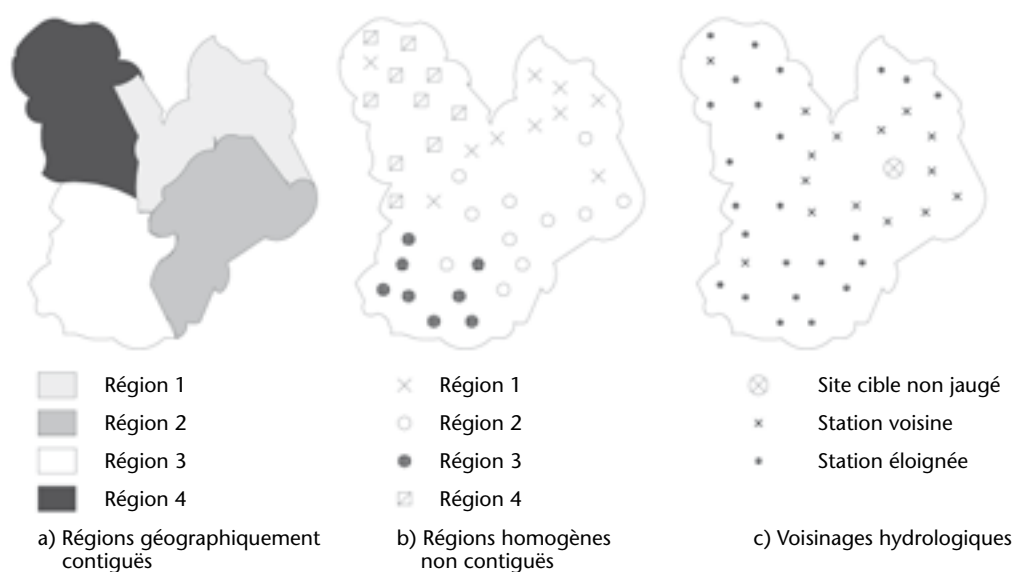


Figure II.5.11. Approches pour la délimitation de régions homogènes (Ouarda *et al.*, 2001)

procédures d'estimation régionale des crues obtenus en combinant quatre méthodes de délimitation de régions homogènes et sept méthodes d'estimation régionale. Le GREHYS (1996b) conclut que la délimitation de groupes de bassins hydrologiquement homogènes par le biais de voisinages est préférable à l'approche par régions. Les voisinages hydrologiques peuvent être déterminés par la méthode de la région d'influence (Burn, 1990) ou l'analyse de corrélation canonique (Cavadias, 1990; Ouarda *et al.*, 1998). L'estimation régionale des crues peut être faite au moyen de la méthode de l'indice de crue ou de régressions multiples.

5.9.2 Délimitation de régions homogènes

5.9.2.1 Méthode de la région d'influence

La méthode de la région d'influence (Burn, 1990) considère chaque site comme le centre de sa propre région. La détermination d'une région d'influence pour une station cible s'appuie sur la mesure d'une distance euclidienne dans un espace multidimensionnel d'attributs. L'ensemble des attributs peuvent être reliés aux caractéristiques des écoulements extrêmes des bassins. On définit une fonction de pondération pour tenir compte de l'importance relative de chaque site dans l'estimation régionale propre au site cible. Dans la méthode initiale, on utilise les attributs de l'écoulement pour définir la région d'influence, ce qui suppose que le site étudié soit jaugé. Pour les sites non jaugés, l'information climatologique et physiographique peut remplacer l'information hydrologique. Par conséquent, plusieurs versions

de la méthode de la région d'influence peuvent être envisagées, selon que le site cible est jaugé ou non et suivant l'espace des attributs. Les attributs hydrologiques qui peuvent être pris en compte sont le coefficient de variation des crues maximales et le rapport du débit maximum moyen à l'aire de drainage. La longitude, la latitude, les attributs météorologiques associés aux épisodes de crue, comme la précipitation annuelle totale moyenne ou la hauteur moyenne de neige sur le sol cinq jours avant la crue de printemps, peuvent aussi être retenus.

D_{ij} , la distance euclidienne pondérée dans l'espace des attributs entre deux sites i et j , s'exprime selon l'équation suivante:

$$D_{ij} = \sqrt{\sum_{m=1}^M \omega_m (C_m^i - C_m^j)^2} \quad (5.51)$$

M étant le nombre d'attributs considérés et C_m^i et C_m^j les valeurs normalisées de l'attribut m pour les sites i et j . La normalisation des attributs est obtenue en les divisant par leur écart-type pour la totalité des stations. L'étape suivante consiste à choisir une valeur limite ω dans D_{ij} pour définir la limite d'intégration des stations dans la région d'influence d'un site cible.

5.9.2.2 Analyse de corrélation canonique

L'analyse de corrélation canonique est une technique statistique à variables multiples permettant de réduire la dimensionnalité des problèmes de

dépendance linéaire entre deux groupes de variables. Cette méthode peut être utilisée pour identifier les sites dont le régime des crues est similaire à celui du site cible (Cavadias, 1990; Ouarda *et al.*, 1997).

Ouarda *et al.* (1997) ont montré que les méthodes de régression multiple et de l'indice de crue, associées à l'analyse de corrélation canonique, donnaient des résultats équivalents. Ouarda *et al.* (1999) ont présenté une procédure régionale automatisée et transposable, basée sur l'analyse de corrélation canonique et les régressions multiples. La méthodologie générale présentée par Ouarda *et al.* (2000) permet d'obtenir l'estimation régionale conjointe des pointes de crue et des volumes de crue. On trouvera dans Ouarda *et al.* (2001) une description plus détaillée de la méthode de corrélation canonique appliquée à l'estimation régionale des fréquences. Muirhead (1982) fait une description générale de cette méthode.

5.9.3 Méthodes d'estimation régionale des crues

La seconde étape de l'analyse régionale consiste à déduire des informations sur les crues, comme par exemple leurs quantiles, sur le site cible en utilisant les stations recensées lors de la première étape de l'analyse. On peut réaliser l'estimation régionale en employant la méthode de l'indice de crue ou la méthode de régression.

5.9.3.1 Méthode de l'indice de crue

La méthode de l'indice de crue se divise en deux grandes étapes. La première consiste à établir la courbe de fréquence sans dimension d'une région homogène à partir des analyses de fréquence concernant tous les sites. Pour rendre la courbe relative à chaque site adimensionnelle, on la divise par un indice, tel que la crue correspondant à une période de retour de 2 ou de 2,33 ans ou la moyenne. On choisit, pour les sites, les valeurs sans dimension médianes pour diverses périodes de retour. Ces valeurs sont alors reportées sur un papier de probabilité. La seconde étape consiste à établir une relation entre l'indice et les caractéristiques physiques et climatologiques du bassin grâce à un calcul de régression. L'indice et la courbe adimensionnelle associés donnent une courbe de fréquence pour n'importe quel bassin de la région.

De nombreux auteurs, comme Gabriele et Arnell (1991), ont entrepris de généraliser ces concepts initiaux et d'évaluer la pertinence des procédures utilisant l'indice de crue pour déterminer divers

quantiles de crue. Le développement des statistiques relatives aux moments de probabilité pondérés (Greenwood *et al.*, 1979) et aux L-moments (Hosking, 1990) a facilité les progrès. Le recours à des tests analytiques d'homogénéité a pu être évité par l'utilisation d'expériences de Monte-Carlo. L'homogénéité doit et peut être étendue de la pente de la courbe, qui est le coefficient de variation de l'échantillon dans l'approche de Dalrymple, à l'asymétrie et à l'aplatissement de la région considérée. Cela conduit à un assouplissement de la méthode de l'indice, qui permet aux moments d'ordre élevé des données de la région de fournir des indications sur la distribution potentielle sous-jacente. L'hétérogénéité des moments d'ordre inférieur peut être évaluée et éventuellement reliée aux caractéristiques du bassin. Hosking et Wallis (1988) ont montré que, même s'il existe une hétérogénéité et une dépendance entre sites et que la forme de la distribution régionale de fréquence des crues est mal définie, l'analyse régionale de ces fréquences est préférable à l'analyse stationnelle. Il s'est révélé que la méthode de l'indice de crue est l'une des techniques de régionalisation les plus efficaces.

5.9.3.2 Calculs de régression

Les techniques de régression servent à estimer l'intensité d'une crue se produisant en moyenne toutes les T_r années (noté Q_{TR}) au moyen des caractéristiques physiques et climatologiques du bassin. L'intensité des épisodes de crue pour diverses périodes de retour est estimée pour chaque station de jaugeage à l'aide d'une distribution choisie à l'avance sur la base d'une analyse de fréquence stationnelle. En revanche, les caractéristiques de chaque bassin sont établies à partir de cartes topographiques ou de données climatologiques. Les paramètres des équations qui relient Q_{TR} aux caractéristiques peuvent être obtenus grâce aux techniques classiques des moindres carrés, des moindres carrés pondérés ou des moindres carrés généralisés. Ces deux dernières méthodes ont servi à remédier aux lacunes liées aux hypothèses de la méthode des moindres carrés ordinaires. Les calculs de régression par la méthode des moindres carrés ordinaires ne tiennent pas compte des erreurs variables des caractéristiques de crue dues à l'inégalité de la durée des relevés aux diverses stations de jaugeage. Tasker (1980) a proposé d'employer la régression des moindres carrés pondérés, où la variance des erreurs des caractéristiques de crue observées est une fonction inverse de la durée des relevés. La méthode des moindres carrés généralisés a été proposée, car ces derniers peuvent rendre compte à la fois des différences de fiabilité et de la corrélation des caractéristiques de crue entre les sites. Au moyen d'une

simulation de Monte-Carlo, Stedinger et Tasker (1985 et 1986) ont montré que la méthode des moindres carrés généralisés permettait une meilleure estimation du degré d'exactitude des coefficients de régression et de l'erreur du modèle.

La relation régionale de fréquence de crue établie par Benson (1962) pour le nord-est des États-Unis d'Amérique s'exprime sous la forme de l'équation suivante:

$$Q_{TR} = aA^b Z^c S^d P^e D^f M^g \quad (5.52)$$

Q_{TR} étant le débit de pointe annuel pour une période de retour de T années, A l'aire de drainage, Z la pente du principal chenal d'écoulement, S le pourcentage de la superficie des retenues augmenté de 0,5 %, P l'intensité pluviométrique pour une période de retour de T années sur une certaine durée, D le nombre moyen de degrés sous le point de congélation en janvier, M un facteur orographique et a, b, c, d, e, f , et g des coefficients de régression. De nombreuses variables indépendantes ont été testées pour obtenir l'équation 5.52, et de nombreuses définitions ont aussi été testées pour chaque variable. Le but est d'obtenir des variables indépendantes qui sont physiquement reliées à la variable dépendante. Les variables indépendantes reliées aux crues à période de retour courte peuvent ne pas être opérantes pour des périodes de retour plus longues. On peut effectuer une transformation logarithmique de l'équation 5.47 afin d'obtenir un modèle linéaire additif pour les calculs de régression. D'autres transformations pourraient être appliquées aux variables indépendantes et à la variable dépendante, mais la transformation logarithmique demeure la méthode la plus répandue. Les signes et l'ordre de grandeur des coefficients du modèle doivent avoir une signification hydrologique. Par exemple, l'exposant affectant la superficie des retenues devrait être négatif en raison des effets d'amortissement des pointes de crue causés par ces retenues (lacs, réservoirs, etc.). D'autres exposants doivent être positifs, leur valeur variant avec la période de retour. Il faut veiller à ne pas prendre en compte trop de variables indépendantes dans le modèle. Les variables prises en compte dans le modèle de régression doivent être statistiquement significatives à un niveau de signification prédéterminé et communément admis (Draper et Smith, 1981).

L'équation de régression obtenue doit être évaluée afin de s'assurer qu'elle est régionalement homogène. Les erreurs résiduelles de la régression doivent être reportées sur des cartes topographiques pour contrôler visuellement la présence éventuelle de biais géographiques. Si l'existence d'un tel biais dans

l'estimation du débit de pointe annuel pour une période de retour de T années ne fait aucun doute, on peut alors appliquer le test de Wilcoxon pour les observations appariées afin de tester sa signification. Ce test permet de contrôler objectivement l'hypothèse selon laquelle la médiane des résidus dans une sous-région donnée est égale au résidu médian de la région mère pour laquelle l'équation de régression a été calculée. On peut trouver des régions homogènes différentes pour différentes périodes de retour. La région homogène pour la relation entre l'indice de crue et les caractéristiques du bassin ne doit pas coïncider forcément avec celle qui correspond aux caractéristiques de la distribution de la méthode de l'indice, telles que la pente de la courbe sans dimension.

Pratiquement, la fonction puissance est le modèle le plus couramment utilisé pour décrire la relation entre les estimations stationnelles des quantiles de crue Q_T et les caractéristiques hydrométéorologiques et celles du bassin pour la région, déterminées lors de la première étape de la procédure. Une procédure courante pour l'estimation des paramètres consiste à linéariser la relation en puissances par une transformation logarithmique, puis à estimer les paramètres du modèle de linéarisation par une technique classique des moindres carrés ordinaires. Cette procédure est donc simple, puisqu'on peut utiliser des techniques de régression linéaire multiple pour déterminer les paramètres d'un modèle non linéaire.

Un avantage des modèles d'estimation régionale par régression multiple est la souplesse dans le choix du type de distribution pour représenter les dépassements pour chaque site. La méthode d'estimation régionale fondée sur la régression peut également être appliquée en utilisant des séries de dépassement incomplètes, auquel cas on peut utiliser les distributions de Pareto généralisée, exponentielle et de Weibull. La distribution exponentielle, moins souple, est un cas particulier des distributions de Pareto généralisée et de Weibull. Dans l'approche des séries de dépassement incomplètes, on prend en compte toutes les pointes de crue supérieures à un seuil prédéterminé. Le manque d'indications détaillées pour choisir le seuil le plus approprié constitue un gros inconvénient de cette méthode, et c'est probablement l'une des raisons pour lesquelles elle est moins utilisée dans la pratique que son homologue utilisant des séries de crues annuelles. On trouvera, dans Lang *et al.* (1999), un aperçu des diverses méthodes de choix d'un seuil.

Une méthode basée sur la régression peut aussi être appliquée au moyen d'une analyse de fréquence

non paramétrique, qui ne requiert pas le choix a priori d'une distribution. Adamowski (1989) et Guo (1991) ont trouvé que les méthodes non paramétriques étaient particulièrement bien adaptées aux données de crues annuelles multimodales suivant des distributions mixtes. L'estimation de densité non paramétrique a été utilisée avec succès dans un cadre régional (GREHYS, 1996b), y compris la régression non paramétrique (Gingras *et al.*, 1995). La technique des L-moments peut également être utilisée à tous les stades de l'analyse régionale, y compris pour la délimitation et le test de régions homogènes, la détermination et le test des distributions régionales et l'estimation des quantiles (Hosking et Wallis, 1997).

5.9.4 **Approche débit-durée-fréquence stationnelle et régionale**

L'essentiel de la littérature relative à l'analyse régionale de fréquence des crues ne retient d'une crue que son débit maximal instantané ou journalier. Lorsqu'on doit concevoir un ouvrage hydraulique ou cartographier une plaine d'inondation, l'information sur les pointes de crues est certes essentielle, mais on peut souhaiter en obtenir d'autres. En fait, la sévérité d'une crue ne dépend pas seulement de la valeur de sa pointe, mais aussi de son volume et de sa durée. Il a été proposé d'adopter l'analyse débit-durée-fréquence ou QDF (Sherwood, 1994; Javelle, 2001), également connue sous les noms de crue-durée-fréquence ou débit-écart-fréquence, pour obtenir une description plus complète des épisodes de crue. L'analyse débit-durée-fréquence est analogue à l'analyse intensité-durée-fréquence communément utilisée pour les pluies (voir section 5.7 ci-dessus). Ici, des débits moyens sont calculés pour différentes durées D déterminées. Pour chaque durée, on analyse la distribution de fréquence des débits maximaux. Finalement, une formulation continue est ajustée en fonction de la période de retour T et de la durée D sur la base desquelles les débits moyens ont été calculés. Javelle *et al.* (2002) ont proposé un modèle débit-durée-fréquence convergent basé sur l'hypothèse d'une convergence des différentes distributions de débit pour les périodes de retour de courte durée. Cette formulation a été testée avec succès pour des bassins situés en France, en Martinique et au Canada.

Javelle *et al.* (2002) ont également présenté une approche débit-durée-fréquence régionale, combinant la formulation débit-durée-fréquence locale présentée par Javelle (2001) et la méthode de l'indice de crue brièvement exposée à la section 5.9.3.1, qui est couramment utilisée en analyse régionale de fréquence de crue. Ce modèle régional a été mis au point par Javelle *et al.* (2003) pour 169 bassins des

provinces du Québec et de l'Ontario et a servi à définir différents types de comportement des crues et à délimiter les régions géographiques correspondantes. Javelle *et al.* (2003) ont montré que les paramètres du modèle débit-durée-fréquence régional renseignaient sur la dynamique des crues. Contrairement à l'analyse intensité-durée-fréquence pour les précipitations, l'analyse débit-durée-fréquence demeure sous-utilisée, en dépit de son fort potentiel.

5.9.5 **Combinaison de données pour un seul site et de données régionales**

L'objectif des procédures visant à combiner l'information sur un seul site et l'information régionale est d'améliorer les estimations stationnelles fondées sur une série limitée de données pour un site en utilisant l'information issue d'autres sites. De telles procédures sont particulièrement nécessaires pour l'estimation de phénomènes hydrologiques extrêmes où la combinaison d'un nombre limité de données recueillies sur un seul site et l'inférence des queues des distributions de probabilité concourent à déstabiliser ces estimateurs. Fortin *et al.* (1998) ont présenté une approche bayésienne simple qui combine des estimations locales et régionales de quantiles, connaissant la variance d'estimation de chaque valeur estimée. Il existe aux États-Unis d'Amérique des principes directeurs pour la combinaison des valeurs estimées de quantiles pour un site obtenues par régression régionale en utilisant l'erreur type de chacune (Interagency Advisory Committee on Water Data, 1982). L'approche présentée par Kuczera (1982) et évaluée par Lettenmaier et Potter (1985) est fondée sur un modèle empirique de Bayes qui combine variance pour un site et variance régionale, et on a pu montrer qu'elle permettait une amélioration substantielle des résultats par rapport aux procédures n'utilisant que l'information concernant un seul site.

Très clairement, l'information hydrologique régionale devrait contribuer à améliorer les estimations de crue, particulièrement en ce qui concerne la forme et les caractéristiques de la queue de la distribution, qui sont difficiles à appréhender avec des ensembles limités de données stationnelles. C'est la raison pour laquelle de nombreux pays ont adopté des procédures recourant à une certaine combinaison de l'asymétrie pour un site ainsi qu'à la moyenne et à l'écart-type pour un site afin d'estimer une distribution de fréquence des crues. Dans certains cas, seule l'asymétrie est régionalisée, et l'asymétrie régionale est moyennée avec l'asymétrie pour un site. Au Royaume-Uni, la procédure

générale pour définir le risque de crue sur un site jaugé consiste à associer une procédure d'indice de crue utilisant la moyenne pour le site à une courbe d'accroissement régionale (Robson et Reed, 1999), de telle sorte que les valeurs des deux paramètres de la distribution logistique ajustée soient déterminés par des données régionales.

Il est difficile de trouver le juste équilibre entre l'utilisation de l'information régionale et des relevés sur site pour définir la courbe de fréquence. Bien entendu, moins on dispose de données sur un site, moins on peut se fier à l'estimation statistique qu'on peut en tirer et plus il faudra donner de poids à l'information régionale. L'écart-type pour un site peut aussi être pondéré par une valeur régionale (Kuczera, 1982; Lettenmaier et Potter, 1985) ou la moyenne et l'écart-type pour un site peuvent être utilisés avec un estimateur de forme régional (Lettenmaier *et al.*, 1987).

Le concept de région d'influence est indiqué pour définir l'ensemble de sites utilisés pour la mutualisation. On a le choix entre des estimateurs régionaux du coefficient de variation et de l'asymétrie basés sur différentes échelles spatiales de calcul des moyennes selon une approche hiérarchique (Gabriele et Arnell, 1991) et une régression permettant de décrire comment une courbe d'accroissement ou un paramètre de forme varie de façon continue selon les caractéristiques du bassin (Madsen et Posbjerg, 1997). Ce choix dépend de l'homogénéité ou de l'hétérogénéité de la région et d'autres caractéristiques de la distribution des crues, de la durée des relevés disponibles aux différentes stations et aussi du temps dont dispose un organisme pour déterminer et comprendre ces compromis. Stedinger et Lu (1995) illustrent certains des compromis qu'il faut faire entre le nombre de paramètres régionalisés, la durée des relevés et le nombre de stations disponibles, l'hétérogénéité régionale et les caractéristiques de distribution des crues.

5.9.6 **Analyse de fréquence des crues et variabilité climatique**

La présentation qui va suivre reprend essentiellement l'hypothèse classique selon laquelle les séries de crues sont des ensembles de variables aléatoires indépendantes et identiquement distribuées. Si ces variables ne sont pas totalement indépendantes mais présentent une corrélation minime d'une année à l'autre, l'incidence sur l'analyse et le biais des quantiles de crue estimés est relativement faible. Il est plus préoccupant de devoir faire face soit à une évolution de la distribution des crues due à l'aménagement ou à toute autre modification du

bassin, soit à ce qu'on appelle la variabilité du climat ou les changements climatiques. Chacun de ces trois phénomènes peut avoir un effet significatif sur le risque de crue dans un bassin.

Le problème le plus facile à aborder est celui des modifications d'un bassin, en particulier celles liées à l'occupation des sols, au réseau de drainage et aux caractéristiques du chenal, ou celui de la construction et de la gestion d'ouvrages de retenue. Les relevés classiques de crues maximales annuelles ne permettent alors plus de décrire correctement le risque d'inondation sous le nouveau régime. L'approche classique qui permet de rendre compte des modifications des caractéristiques du chenal d'écoulement et de la gestion d'ouvrages de retenue consiste à traiter un relevé historique de débits naturels au moyen d'un modèle hydraulique pour obtenir un relevé de débits régularisés, à partir duquel il sera possible d'effectuer une analyse de fréquence. Sinon, on peut aussi procéder à une analyse de fréquence à partir des débits naturels et établir un hydrogramme de projet de ces débits, que l'on soumettra ensuite au modèle hydraulique en faisant l'hypothèse qu'en raison du fonctionnement de l'ouvrage, la probabilité de dépassement de l'hydrogramme de projet demeurerait inchangée parce que les événements les plus et les moins importants auraient respectivement entraîné de plus fortes et de plus faibles pointes de crue en aval.

Pour les systèmes complexes comprenant plusieurs cours d'eau ou ouvrages de retenue ou pour les bassins ayant subi d'importantes modifications de l'occupation et de l'utilisation des sols, il est recommandé d'alimenter des modèles pluie-débit et hydrauliques axés sur des critères physiques avec des séries historiques ou synthétiques de hauteurs de pluie et de températures. Une telle démarche permet de décrire convenablement le fonctionnement des différents ouvrages, le réseau de drainage et les modifications des chenaux, de même que les effets probables des modifications de l'occupation et de l'utilisation des sols.

Il est difficile de traiter le problème de la variabilité du climat et du changement climatique (Jain et Lall, 2001). Le NRC (1998) fait l'observation suivante:

On a de plus en plus de preuves que le climat a changé, change et continuera de changer avec ou sans influence humaine. L'hypothèse implicite, longtemps défendue, selon laquelle nous vivrions dans un système climatique relativement stable n'est plus défendable.

Les modifications des variables hydroclimatiques selon diverses échelles de temps, qu'il s'agisse des précipitations ou des écoulements, sont maintenant bien documentées pour des sites répartis dans le monde entier (Hirschboeck *et al.*, 2000; Pilon et Yue, 2002; Pekarova *et al.*, 2003). On distingue immédiatement deux cas, correspondant respectivement à la variabilité climatique et au changement climatique.

Le premier aspect, la variabilité climatique, concerne des processus tels que le phénomène El Niño/Oscillation australe ou l'oscillation nord-atlantique, qui engendrent des variations sporadiques du risque de crue au fil du temps à l'échelle de la décennie. Si les relevés portent sur une période suffisamment longue, il est à espérer que ces phénomènes ont connu plusieurs phases, de manière à obtenir une bonne image du risque moyen à long terme. Dans le cas contraire, ces variations sont plus problématiques. Il est alors toujours indiqué d'utiliser des relevés de plus longue durée établis dans la même région pour équilibrer le relevé de courte durée. S'il existe une corrélation composite ou croisée satisfaisante entre le relevé court et les relevés plus longs dans la région, il est possible d'employer les méthodes d'augmentation des relevés décrites à la section 5.5.4 pour obtenir une description à long terme plus équilibrée du risque de crue. Toutefois, pour les petits bassins où les événements varient beaucoup d'une année à l'autre, la correction de différences notables du risque de crue entre diverses périodes par une simple augmentation des relevés n'est pas toujours très efficace, en raison de la trop faible corrélation croisée entre pointes annuelles correspondantes.

Dans une perspective opérationnelle, une possibilité consisterait à prévoir les variations du phénomène El Niño/Oscillation australe ou d'autres indices ainsi que les variations hydrologiques inexplicables, afin de pouvoir prévoir plus précisément le risque de crue pour l'année en cours et les années suivantes et orienter ainsi les activités relatives à l'eau en conséquence (Piechota et Dracup, 1999). Toutefois, aux fins de planification, ces variations à court terme sont probablement trop brèves pour influencer la conception économique des projets.

Le second problème serait un changement climatique dans un sens ou dans l'autre qui ne s'inverserait pas rapidement en une ou deux décennies. Un tel changement climatique à l'échelle de plusieurs décennies constitue un très sérieux motif d'inquiétude. Même une faible tendance à la hausse peut provoquer des augmentations substantielles de la fréquence des crues au-dessus d'un seuil déterminé,

comme cela a été montré par Porparto et Ridolfi (1998) et Olsen *et al.* (1999). Il est clair que les effets anthropiques sont désormais inévitables. La question est de savoir quelle en sera l'échéance et l'importance. Il est beaucoup plus difficile de donner des conseils à ce propos, parce qu'il n'existe pas de consensus général sur l'allure du réchauffement planétaire en raison de l'émission de gaz à effet de serre dans l'atmosphère, ni sur l'impact de ces changements sur les processus météorologiques à l'échelle de la région ou du bassin. Les modèles de la circulation générale de l'atmosphère terrestre ont permis d'anticiper certains changements possibles du climat à l'échelon local, mais leur incapacité à rendre compte des processus météorologiques actuels à l'échelle de la région ou du bassin laisse planer quelques doutes sur leur aptitude à prévoir précisément la vitesse et l'intensité des changements à venir. Les conséquences hydrologiques des différents scénarios suggérés par les modèles de la circulation générale sont malgré tout souvent utilisés pour mieux cerner ce que pourrait être l'évolution future (voir Arnell *et al.* (2001)). Cela étant, comme le souligne Arnell (2003), cette évolution résultera de la conjonction de la variabilité climatique naturelle et du changement climatique.

5.10 ESTIMATION DES CRUES DE PROJET [SHOFM K10, K15, I81, K22]

5.10.1 Généralités

La crue de projet est définie comme l'hydrogramme de crue, ou la pointe de crue instantanée, qui est retenu pour la conception d'un ouvrage hydraulique ou pour la régularisation d'un cours d'eau, compte tenu des facteurs politiques, sociaux, économiques et hydrologiques. Il s'agit de la crue maximale contre laquelle l'ouvrage est protégé. Le choix d'une crue de projet implique la détermination de critères de sécurité et l'estimation de l'intensité de la crue qui y satisfait. Le risque de dommages correspond à la probabilité d'occurrence de crues d'une plus grande ampleur que la crue de projet. Dans la définition d'une crue de projet, le point décisif est la caractéristique ou le paramètre de crue qui peut être considéré comme la cause principale des dommages éventuels. C'est au planificateur et au concepteur qu'il revient de déterminer quel est le paramètre de crue le plus pertinent pour un projet donné, et cette décision doit être fondée sur une analyse technique de la situation. On retient généralement les paramètres fondamentaux suivants:

- a) Le débit de pointe pour les passages couverts, les égouts pluviaux, les ouvertures de ponts, les

- évacuateurs, les exutoires des déversoirs et les petits barrages;
- b) Le niveau maximal pour les digues, la hauteur libre sous les ponts, le zonage des plaines d'inondation et la conception des routes et des voies ferrées dans les vallées;
- c) Le volume de crue pour le dimensionnement des réservoirs de contrôle des crues et, plus généralement, dans tous les cas où le laminage des crues par stockage d'eau peut être important, comme pour la conception des évacuateurs et de la revanche des barrages;
- d) La forme de l'hydrogramme de crue lorsque la superposition de plusieurs crues doit être envisagée, comme c'est le cas pour la protection contre les crues en aval du confluent de gros affluents ou pour la gestion des réservoirs pendant les crues.

5.10.2 Crues de projet

Les types de crues de projet ci-après sont couramment utilisés dans l'ingénierie des ressources en eau (Singh, 1992):

- a) Crue de projet d'évacuateur: terme souvent utilisé dans la conception de barrages pour déterminer la crue que cet ouvrage doit être en mesure d'évacuer pour fournir le niveau de protection désiré;
- b) Crue de construction: crue pour laquelle des précautions appropriées doivent être prises afin d'éviter l'inondation de chantiers de construction et donc l'endommagement d'un ouvrage lors de sa construction;
- c) Crue maximale probable: plus grande crue à laquelle on puisse s'attendre sur un site donné, compte tenu de tous les facteurs pertinents en matière de localisation, de météorologie, d'hydrologie et de relief (voir section 5.7). Cette crue a, par définition, une période de retour infinie et peut être choisie comme crue de projet pour éviter une catastrophe majeure;
- d) Crue de projet standard: crue résultant de la combinaison la plus défavorable des conditions météorologiques et hydrologiques qui peuvent être raisonnablement considérées comme caractéristiques de la région, à l'exclusion des combinaisons les plus rares. Cette crue de projet standard a une période de retour longue mais non spécifiée et peut être choisie comme crue de projet pour les ouvrages particulièrement importants;
- e) Crue fondée sur la fréquence: crue déterminée à l'aide d'une analyse de fréquence des débits de crue ou des données pluviométriques par l'un des moyens suivants:
 - i) Analyse de fréquence des données pluviométriques pour estimer une averse de projet

fondée sur la fréquence, convertie ensuite en crue de projet;

- ii) Analyse de fréquence des débits de crue relevés sur le site pour estimer directement la crue de projet;
- iii) Analyse de fréquence régionale pour estimer la crue de projet.

5.10.2.1 Intensité et méthodes de calcul

On peut estimer une crue de projet en transformant l'averse de projet en crue de projet, par exemple au moyen de la notion d'hydrogramme unitaire ou d'une analyse de fréquence des crues. Cette dernière requiert une série de données de débit fluvial pour le site considéré sur une période de longue durée. Si l'on ne dispose pas de telles données ou qu'on doit utiliser un hydrogramme, la crue de projet peut être estimée soit au moyen d'une analyse de fréquence des pluies associée à un modèle pluie-débit, soit à l'aide d'une méthode pluie-débit fondée sur des données, hypothétique ou empirique. L'information pluviométrique utilisée pour l'estimation de la crue de projet est appelée averse de projet et peut être classée comme précipitation maximale probable, averse de projet standard ou averse fréquentielle. Pour les ouvrages présentant un faible risque de dommages, comme les passages couverts ou les routes secondaires, la crue de projet peut être calculée selon des méthodes empiriques, compte tenu des courtes périodes de retour en jeu et de l'importance relativement modeste de ces ouvrages. En ce qui concerne les ouvrages ou projets présentant un risque important de dommages matériels uniquement, les crues de projet doivent être si possible calculées grâce à des méthodes permettant d'évaluer leur période de retour, afin de pouvoir employer des méthodes d'optimisation pour déterminer l'ampleur de la crue de projet. Lorsqu'il y a un risque de pertes en vies humaines, le but est d'assurer une protection maximale, et on adopte généralement la crue maximale probable ou la crue de projet standard comme crue de projet. Il est recommandé d'évaluer la vraisemblance de la crue maximale probable en comparant cette dernière aux pluies et aux crues observées.

Seules quelques-unes des méthodes les plus pratiques et les plus répandues de calcul des crues ont été décrites dans le présent chapitre. Il en existe beaucoup d'autres, certaines ayant été mises au point pour des régions particulières, comme celles décrites par Maidment (1993) et Kundzewicz *et al.* (1993). La méthode du GRADEX (Guillot, 1993; Ozga-Zielinski, 2002), par exemple, est fondée sur l'utilisation conjointe de relevés de précipitations et de débits. Elle suppose que l'extrémité supérieure

de la distribution des crues est proche d'une asymptote (gradient) exponentielle des pluies. Le *Flood Estimation Handbook* propose une procédure élaborée par le Centre for Ecology and Hydrology du Royaume-Uni, qui associe analyse statistique et modélisation des séries chronologiques des hauteurs de précipitation pour la simulation hydrologique du débit à l'échelle du bassin (www.nerc-wallingford.ac.uk).

5.10.2.2 Durée de vie d'un projet et critères de conception

Dans la plupart des cas où la crue de projet est déterminée en optimisant la relation entre les dommages prévus et le coût des mesures de protection, le niveau optimal résultant du risque calculé dépend, dans une certaine mesure, de la durée de la période pendant laquelle on évalue les performances du projet. Cette période, qu'on appelle durée de vie ou horizon de planification du projet, est déterminée au stade de la planification du projet sur la base des quatre intervalles de temps suivants:

- a) La vie physique, qui se termine lorsqu'un ouvrage ne peut plus physiquement remplir les fonctions pour lesquelles il a été construit;
- b) La vie économique, qui se termine lorsque les avantages supplémentaires de l'usage continu deviennent inférieurs aux coûts marginaux de fonctionnement;
- c) La période d'analyse, qui est l'intervalle de temps durant lequel un ouvrage devrait pouvoir fonctionner dans des conditions relativement prévisibles au moment de l'analyse. Toute exploitation dans un avenir lointain qui est sujet à une grande incertitude est exclue de l'analyse;
- d) L'horizon de construction, qui est atteint lorsqu'un ouvrage n'est plus en mesure de satisfaire de futures exigences et qu'il devient alors fonctionnellement obsolète.

Le niveau optimal de risque calculé, et donc la période de retour de chacun de ces intervalles de temps, peuvent être différents. Le choix définitif de la crue de projet ne peut être fait sans prendre en considération des critères quantifiables de nature politique, sociale, environnementale ou autre.

Les critères d'analyse des crues sont très souvent imposés par des dispositions réglementaires et ne sont pas négociables. Divers types de projets peuvent requérir différents types de critères en matière d'efficacité économique et de sûreté. Les critères de sécurité peuvent prendre la forme d'une période de retour, de conditions météorologiques et/ou de la crue maximale observée. La période de retour T , en années, qui doit être utilisée est souvent définie par

l'organisme compétent et peut être mise en relation avec le risque spécifié R ou la probabilité de défaillance (en pourcentage) pendant la durée de vie utile n (en années), selon l'équation suivante: $T = 1/[1 - (1 - R)^{1/n}]$ (voir section 5.10.8).

Par exemple, pour $n = 2$ et si le risque acceptable est $R = 0,02 \%$, alors $T = 99,5$ ans. Il convient d'établir une distinction entre la spécification des critères auxquels il faut satisfaire et la spécification de la méthode de calcul à utiliser pour estimer la crue de projet. Lorsque la méthode de calcul n'est pas spécifiée par la réglementation, elle doit être choisie et justifiée par le concepteur. Il est recommandé de s'assurer de l'adéquation de la conception à l'égard des conditions données et des intentions du projet.

5.10.2.3 Crues de projet pour les grands réservoirs

Les crues de projet pour la conception d'évacuateurs de grands réservoirs d'accumulation doivent être choisies avec un soin particulier, car un réservoir peut considérablement influencer le régime des crues aussi bien sur le site qu'en aval du cours d'eau.

Fondamentalement, un réservoir atténue les crues. Pour estimer cet effet d'atténuation, il faut connaître la forme originale de l'hydrogramme de crue. Lorsque l'hydrogramme n'est pas connu, on lui prête une forme hypothétique, souvent triangulaire, que l'on ajuste selon le volume de crue et le débit de pointe choisis. Pour évaluer l'effet d'atténuation des crues sur la réduction de capacité des évacuateurs et de la revanche d'un barrage, il convient de faire preuve de prudence et de ne prendre en compte que les effets qui peuvent être garantis en toutes circonstances. Ainsi, seuls les effets des évacuateurs dépourvus de vannes doivent être pris en compte. On part également du principe que tous les exutoires munis de vannes sont fermés et que le réservoir est rempli jusqu'à la crête de l'évacuateur fixe au début de la crue.

Outre l'atténuation des crues, le régime des crues en aval doit faire l'objet d'un examen attentif du point de vue des variations de l'échelonnement des pointes de crue, de l'effet des modifications de la forme des hydrogrammes de crue et des effets de l'accroissement de la capacité d'affouillement de l'eau pratiquement exempte de sédiments qui sort du réservoir par l'évacuateur sur le chenal du cours d'eau.

La structure du barrage doit également être prise en considération, car elle est fondamentale pour apprécier la vulnérabilité de l'ouvrage en cas de

débordement. La vulnérabilité est maximale pour les barrages en terre, qui peuvent être détruits par un débordement.

5.10.2.4 Crue maximale probable

La crue maximale probable se calcule à partir de la précipitation maximale probable (voir section 5.7) ou de la combinaison la plus défavorable des apports maximaux dus à la fonte des neiges (voir section 6.3.4) et aux précipitations et donne une indication sur la crue maximale à laquelle on peut raisonnablement s'attendre pour un bassin donné. Il n'est pas possible de quantifier le terme «raisonnable», ni d'attribuer une période de récurrence longue mais arbitraire à la crue maximale probable. Les concepts de précipitation maximale probable et de crue maximale probable sont sujets à controverse. Il est toutefois nécessaire d'évaluer l'incidence possible de tels événements extrêmes; c'est pourquoi des estimations numériques des crues sont requises pour les crues les plus extrêmes et sont souvent utilisées dans la pratique au stade de la conception.

La précipitation maximale probable, que l'on estime analytiquement, correspond à la plus grande hauteur de précipitation pour une durée donnée qui est physiquement plausible sur un bassin donné à une certaine période de l'année; son estimation fait intervenir la distribution temporelle de la pluie. Les concepts et les méthodes associées sont décrits par l'OMM (1986a). Le programme informatique HMRS2 de l'US Army Corps of Engineers (1985) calcule la précipitation maximale probable; ce programme peut être associé au modèle HEC-1 (voir section 5.10.2) pour déterminer la crue maximale probable. L'OMM (1969) fournit davantage de détails sur l'estimation des crues maximales (voir section 6.3.2).

Comme la pluie représente généralement la plus grande partie de l'écoulement de la crue maximale probable, il faut porter une attention particulière à la conversion de la pluie en écoulement. Cette conversion est réalisée grâce à des modèles déterministes pluie-débit, mais leur utilisation dans ce but nécessite certaines modifications destinées à prendre en compte l'intensité extrême des épisodes de pluie qui seront utilisés comme entrées. Les modifications les plus importantes sont les suivantes:

- a) L'influence sur le débit fluvial des conditions initiales d'humidité du sol et de la variation du taux d'infiltration pendant la pluie est fortement réduite par rapport à ce qu'elle est en conditions normales. De ce fait, les méthodes

perfectionnées utilisées dans la plupart des modèles pour estimer des indices d'infiltration peuvent être considérablement simplifiées. Une pratique habituelle consiste à utiliser le taux minimal d'infiltration ou le coefficient d'écoulement maximal pour un type de sol et un couvert végétal donnés pendant toute la durée de l'averse;

- b) Lorsque la transformation de la précipitation maximale se fait au moyen d'un hydrogramme unitaire, on doit se souvenir que la validité de l'hypothèse implicite de linéarité se limite aux conditions analogues à celles pour lesquelles l'hydrogramme unitaire a été établi. L'analyse des crues sur un certain nombre de bassins (Singh, 1992) a montré que les pointes de crue portées en ordonnées sur les hydrogrammes unitaires établis pour les principales crues (supérieures à 125 mm d'écoulement sur la surface du bassin) sont souvent de 25 à 50 % plus fortes que celles correspondant à des crues de moindre ampleur (25 à 50 mm d'écoulement). Il est important d'avoir à l'esprit que l'ajustement de l'hydrogramme unitaire pour le calcul de la crue maximale probable peut être influencé par la nécessité de faire une estimation prudente;
- c) Pour des bassins d'une superficie supérieure à 500 km², voire pour des bassins plus petits lorsque les différentes parties qui les composent présentent des caractéristiques d'écoulement très différentes, il est habituellement nécessaire d'établir des hydrogrammes unitaires et des crues maximales probables distincts pour les différents sous-bassins et d'obtenir la crue maximale probable pour l'ensemble du bassin en procédant à une propagation vers l'aval les diverses composantes de crue jusqu'au site du projet. Il faut se rappeler que le même positionnement des isohyètes de l'averse de projet sur le bassin, qui fournit la crue maximale si un hydrogramme unitaire unique est utilisé pour l'ensemble du bassin, ne fournit pas nécessairement la crue maximale si le bassin est divisé en plusieurs sous-bassins. Il faut donc trouver, pour chaque subdivision du bassin, un positionnement optimal de l'averse de projet, c'est-à-dire la position correspondant à la combinaison la plus défavorable des paramètres pertinents de la crue maximale probable, compte tenu des restrictions imposées par l'orographie, ainsi qu'il est indiqué dans la section 5.7. La position optimale de l'averse de projet peut être obtenue par une analyse de sensibilité.

Bien qu'on ne puisse attribuer aucune période de retour précise à la crue maximale probable, les paramètres de cette dernière devraient être comparés

aux courbes de fréquence respectives ajustées aux crues historiques, de manière à s'assurer qu'ils correspondent bien à une période de retour extrêmement longue et qu'ils n'ont jamais été égalés par aucun épisode de crue historique.

5.10.2.5 Crue de projet standard

Une crue de projet standard représente habituellement la moitié d'une crue maximale probable (Singh, 1992). Sa détermination se fonde sur des considérations semblables à celles dont on tient compte pour la crue maximale probable. On détermine habituellement la crue de projet standard en procédant à la transformation de la plus forte tempête de pluie transposée observée dans la région avoisinante du projet, plutôt qu'en procédant à la maximisation météorologique d'une tempête de pluie, comme c'est le cas pour la crue maximale probable. Malgré cela, la crue de projet standard devrait représenter un événement encore très rare et ne devrait pas être dépassée par plus d'un petit pourcentage des crues majeures survenues dans l'ensemble de la région.

5.10.3 Préparation des données

Les données de base pour déterminer les crues de projet sont les relevés rassemblés par les Services hydrologiques et météorologiques nationaux ou régionaux. Ces données se présentent sous la forme d'enregistrements de la hauteur d'eau et de mesures du débit, sur lesquels se fonde le calcul des courbes d'étalonnage. Comme l'intensité de la crue de projet dépend essentiellement des mesures des hauts débits, il faudra porter une attention particulière à l'évaluation de ces derniers et à l'extrapolation des courbes d'étalonnage.

Pour évaluer correctement le régime des crues, il est indispensable d'acquérir le maximum d'informations sur les crues historiques. L'élément de base de ce genre d'informations est le niveau critique de crue. En rassemblant des informations à ce sujet, on peut notamment prendre en considération les traces de matériaux déposés par les crues, les laisses de crue visibles sur les ponts, les constructions et les berges des cours d'eau, les faits marquants dont se souviennent les riverains de longue date, les photographies prises pendant les crues, les archives, les articles de presse et les mémoires. Les informations sur les paléocrues peuvent également être prises en compte (Viessman et Lewis, 2003).

Pour transformer en débits les niveaux de crue déterminés grâce à ces investigations, il faut effectuer des calculs hydrauliques en se fondant sur la

reconstitution des sections transversales du cours d'eau, des profils en long, de la pente de la ligne d'eau et de la rugosité du chenal. Il faut aussi tenir compte de toutes les modifications connues apportées au lit du cours d'eau (dragage, construction de digues, rectifications du chenal, etc.). Étant donné le degré d'exactitude limité de ces caractéristiques reconstituées, l'application des formules de Manning et de Chézy donne en général satisfaction pour cette sorte de calculs hydrauliques. L'analyse peut être facilitée grâce à des logiciels tels que HEC-RAS.

5.10.4 Techniques de calcul des crues de projet

Le choix des méthodes de calcul pour la détermination des crues de projet dépend du type, de la quantité et de la qualité des données hydrologiques disponibles ainsi que du type d'informations relatives à ces crues. En raison de la complexité des processus de genèse des crues, les estimations ne sont que des approximations, et il importe de comprendre les sujets connexes pour obtenir des estimations fiables. Il existe de nombreuses méthodes, et le choix est souvent subjectif et intuitif. On trouvera dans Pilgrim et Doran (1993) quelques critères pratiques de choix méthodologique et, dans Pilgrim et Cordery (1993), Bedient et Huber (2002) et Viessman et Lewis (2003), une explication détaillée de nombreuses méthodes.

Selon la disponibilité des données et les besoins en matière de conception, on distingue, parmi les méthodes d'estimation des crues de projet, les méthodes empiriques, les méthodes fondées sur la fréquence et les méthodes pluie-débit.

Pour extraire un maximum d'information de données peu nombreuses ou imprécises, il est recommandé d'appliquer plusieurs méthodes différentes, de comparer les résultats et de faire appel au bon sens de l'ingénieur pour déterminer les paramètres de conception. Une analyse de sensibilité peut être d'un grand secours pour prendre la décision finale, car elle peut montrer l'incidence d'éventuelles erreurs sur la valeur de la variable de projet.

5.10.4.1 Méthodes empiriques

Les formules empiriques de crue, exprimées sous la forme d'une courbe enveloppe de crue, peuvent donner une estimation grossière de la limite supérieure du débit pour un site donné. Un type de formule couramment utilisé exprime le débit de pointe Q ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) en fonction d'une puissance de la

superficie A (km²) du bassin (Bedient et Huber, 2002).

$$Q = CA^n \quad (5.53)$$

le coefficient C et l'exposant n variant dans des fourchettes assez larges et les valeurs à utiliser dans un cas précis étant choisies sur la base de données empiriques.

L'application de formules empiriques se limite généralement à la région pour laquelle elles ont été établies; on devrait donc s'en servir avec de grandes précautions et seulement lorsqu'une méthode plus exacte ne peut être appliquée. Un autre inconvénient des formules empiriques est la difficulté à évaluer la période de retour du débit de pointe calculé.

On peut tracer une courbe enveloppe englobant les débits de pointe maximaux observés en fonction de la superficie des bassins pour un grand nombre de stations situées dans une région météorologiquement et géomorphologiquement homogène. Une telle courbe fournit des informations utiles, particulièrement dans les cas où aucune des stations ne procure un nombre suffisant de données. Différentes tentatives ont été faites pour affiner cette méthode en traçant diverses enveloppes correspondant à différents facteurs climatiques et/ou géomorphologiques, sans pour autant que la période de retour des débits de pointe puisse être précisée. L'utilisation de telles formules fournit une estimation grossière ne donnant que l'ordre de grandeur des débits des grandes crues.

5.10.4.2 Modèles pluie-débit

Selon que la crue de projet doit être synthétisée à partir des précipitations et/ou de la fonte des neiges ou à partir d'hydrogrammes de crue connus en des points situés en amont, les modèles se classent dans les deux grandes catégories suivantes:

- Les modèles pluie-débit décrits à la section 6.3.2;
- Les modèles de propagation des débits, décrits à la section 6.3.5.

De nombreuses relations pluie-débit ont été élaborées, qui peuvent s'appliquer à n'importe quelle région ou n'importe quel bassin dans n'importe quelles conditions. Ces méthodes doivent toutefois être utilisées avec précaution, car elles ne sont qu'approximatives et empiriques. Les méthodes les plus utilisées en pratique sont la méthode de l'hydrogramme unitaire (voir section 6.3.2.3), la méthode rationnelle (voir ci-dessous), la méthode

du SCS («Soil Conservation Service», voir ci-dessous) et les modèles conceptuels (voir section 5.10.5).

5.10.4.2.1 Méthode rationnelle

L'une des plus anciennes et plus simples formules pluie-débit est la formule rationnelle, qui permet de prévoir le débit de pointe Q_p (m³ s⁻¹) au moyen de l'équation suivante:

$$Q_p = 0,278CiA \quad (5.54)$$

C étant le coefficient d'écoulement sans dimension, choisi en fonction du mode d'utilisation des sols du bassin, i l'intensité pluviométrique (mm/h) de la fréquence choisie et pour une durée égale au temps de concentration du bassin et A l'aire du bassin (km²). Cette formule est souvent utilisée pour les petites zones urbaines et pour des estimations grossières dans les zones rurales, en l'absence des données nécessaires pour d'autres méthodes. Elle est très sensible aux hypothèses sur la pluie et au choix de C . Cette méthode doit se limiter aux petites superficies; bien qu'aucune limite supérieure ne soit explicitement formulée, elle varie entre 40 et 500 hectares.

Comme elle est très utilisée en milieu urbain, la méthode rationnelle est traitée plus précisément à la section 4.7.

5.10.4.2.2 Méthode du SCS

L'ancien US Department of Agriculture Soil Conservation Service (service de conservation des sols du Ministère américain de l'agriculture), devenu le National Resource Conservation Service (service de conservation des ressources naturelles), a proposé un modèle empirique pour les dérivations d'eau de pluie, fondé sur la capacité du sol d'absorber une certaine quantité d'humidité. Sur la base d'observations de terrain, le potentiel de stockage S a été relié à un numéro de courbe CN compris entre 0 et 100, qui caractérise le type de sol, son mode d'utilisation et son degré de saturation initial, aussi appelé conditions initiales d'imbibition (*antecedent moisture condition* (AMC)). La valeur de S est définie par l'expression empirique suivante:

$$S = 25,4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \text{ (millimètres)} \quad (5.55)$$

Les valeurs de CN sont données dans le tableau II.5.8 en fonction du type de sol (A, B, C, D), du mode d'utilisation des sols, des conditions hydrologiques du bassin et des conditions initiales d'imbibition (AMC I, II, III).

Tableau II.5.8. Valeurs du paramètre de ruissellement (*runoff curve number* du *US National Resource Conservation Service*) pour divers modes d'utilisation des terres agricoles et de l'espace urbain et périurbain (AMCII, et $I_a = 0,25$) (d'après Bedient et Huber, 2002)

Mode d'utilisation des terres	Classe hydrologique du sol			
	A	B	C	D
Terre cultivée ^a				
Sans traitement de conservation	72	81	88	91
Avec traitement de conservation	62	71	78	81
Pâturage				
Mauvais état	68	79	86	89
Bon état	39	61	74	80
Prairie				
Bon état	30	58	71	78
Boisement ou forêt				
Peuplement clairsemé, faible couvert, pas de paillis	45	66	77	83
Couvert dense ^b	25	55	70	77
Espaces ouverts: pelouses, parcs, courts de golf, etc.				
Bon état: couverture herbacée $\geq 75\%$	39	61	74	80
État raisonnable: couverture herbacée = 50–75 %	49	69	79	84
Zones commerciales et d'activités (85 % d'imperméabilité)	89	92	94	95
Zones industrielles (72 % d'imperméabilité)	81	88	91	93
Zones résidentielles ^c				
Taille moyenne des parcelles % d'imperméabilisation moyen ^d				
1/8 acre ^e ou moins 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Zones de stationnement revêtues, toits, allées, etc ^f	98	98	98	98
Rues et routes				
Revêtues avec caniveaux et égouts ^f	98	98	98	98
Gravier	76	85	89	91
Terre	72	82	87	89

^a Pour une description plus détaillée des paramètres de ruissellement (*curve numbers*) correspondant à des modes d'utilisation des terres agricoles, prière de se reporter au Natural Resources Conservation Service, 1972.

^b Un couvert dense ne sert pas au pâturage et ne contient ni ordures, ni broussailles.

^c Le paramètre de ruissellement est calculé en supposant que le ruissellement provenant des maisons et des allées est dirigé vers la chaussée, un minimum d'eau provenant des toits étant dirigé vers les pelouses, où une infiltration supplémentaire peut se produire.

^d La surface perméable restante (pelouses) est considérée comme étant en bon état pour ces paramètres de ruissellement.

^e 1 acre = 0,404687 ha

^f Sous certains climats plus chauds du pays, un paramètre de ruissellement de 95 peut être utilisé.

Selon cette méthode, la hauteur de ruissellement est donnée par l'équation:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (5.56)$$

Q étant la hauteur de ruissellement, P la hauteur de pluie cumulée, I_a le détournement initial (pas de ruissellement tant que la hauteur de pluie cumulée ne dépasse pas I_a) et S le potentiel de stockage du sol.

Toutes les grandeurs sont exprimées en mm et pour des valeurs de $P > I_a$. Sur la base des données obser-

vées, le Natural Resources Conservation Service a trouvé que I_a est lié à S et qu'en moyenne, on peut admettre que $I_a = 0,2 S$. L'équation devient donc:

$$Q = \frac{(P - 0,2 S)^2}{P + 0,8 S} \quad (5.57)$$

pour $P > 0,2 S$, et $Q = 0$ quand $P \leq 0,2 S$. Comme le détournement initial est dû à l'interception, au stockage dans les dépressions de surface et à l'infiltration avant le déclenchement du ruissellement direct, la valeur de I_a peut être modifiée pour rendre compte des conditions locales.

Les sols sont classés en groupes (A, B, C et D) selon les critères suivants:

- Les sols du groupe A présentent un faible potentiel de ruissellement et un fort taux d'infiltration, supérieur à 7,6 mm/h; ils sont principalement constitués de sable et de gravier en couche épaisse et bien drainée;
- Les sols du groupe B présentent un taux d'infiltration modéré (3,8 à 7,6 mm/h); ils sont principalement constitués de sols à texture moyennement fine à moyennement grossière, comme les loess et les limons sableux;
- Les sols du groupe C présentent un faible taux d'infiltration (1,27 à 3,8 mm/h) et sont constitués de limon argileux, de limon sableux en couche mince et d'argiles;
- Les sols du groupe D présentent un fort potentiel de ruissellement et un très faible taux d'infiltration (inférieur à 1,27 mm/h); ils sont principalement constitués d'argiles gonflantes. Il peut aussi s'agir de sols saturés en permanence ou de sols peu épais surmontant un horizon imperméable.

Les valeurs de CN pour les zones urbaines et mixtes doivent être déterminées.

L'écoulement faisant suite à un épisode pluvieux particulier dépend de l'humidité du sol résultant des pluies antérieures. Les trois conditions initiales d'imbibition sont les suivantes:

- AMC I – Sol sec, mais pas au point de flétrissement permanent;
- AMC II – Conditions moyennes;
- AMC III – Fortes pluies ou faibles pluies et température basse au cours des cinq derniers jours, entraînant une saturation du sol.

Le tableau II.5.8 donne les valeurs de CN(II) pour les conditions moyennes AMC(II). Les valeurs de CN(I) et de CN(III) correspondant à AMC(I) et AMC(III) peuvent être estimées sous la forme suivante:

$$CN(I) = 4,2CN(II)/(10 - 0,058CN(II)) \quad (5.58)$$

et

$$CN(III) = 23CN(II)/(10 + 0,13CN(II)) \quad (5.59)$$

5.10.4.2.3 Hydrogramme unitaire du Soil Conservation Service

Dans la première méthode du Soil Conservation Service (SCS), l'hydrogramme était un simple triangle, comme celui de la figure II.5.12, avec une durée de pluie D (heures), un temps de montée T_R

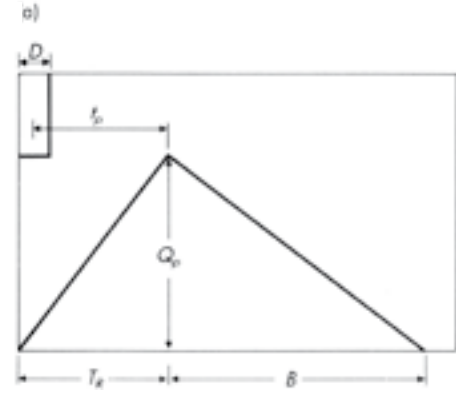


Figure II.5.12. Hydrogramme unitaire triangulaire du Soil Conservation Service (SCS)

(heures), un temps de chute B (heures) et un débit de pointe Q_p ($m^3 s^{-1}$) donné par l'équation suivante (Bedient et Huber, 2002):

$$Q_p = \frac{0,208 A Q_R}{T_R} \quad (5.60)$$

A étant la superficie du bassin versant (km^2) et Q_R la hauteur de ruissellement (mm) pour les calculs de l'hydrogramme unitaire. La figure II.5.12 montre que le temps de montée (en heures) est égal à:

$$T_R = D/2 + t_p \quad (5.61)$$

D étant la durée de la pluie (en heures) et t_p le temps de réponse entre le centre de gravité de la pluie et le moment où Q_p est atteint. Le temps de réponse t_p est estimé par l'une des formules empiriques utilisées par le SCS, telles que la formule suivante:

$$t_p = \frac{l^{0,8} (S + 1)^{0,7}}{1900 y^{0,5}} \quad (5.62)$$

l étant la distance à la frontière du bassin (en pieds), y la pente moyenne du bassin (en %) et S et CN étant tirés du tableau II.5.7. Le temps de réponse (t_p) s'applique aux valeurs de CN comprises entre 50 et 95 et aux superficies de bassin inférieures à $8 km^2$. Pour les zones urbaines, t_p doit être ajusté pour tenir compte de l'imperméabilité. Le coefficient 0,208 de l'équation 5.60 est une moyenne calculée pour de nombreux bassins. Cette valeur peut être réduite d'environ 30 % pour les bassins plats ou marécageux ou augmenté d'environ 20 % pour les bassins pentus. Lorsqu'une telle modification est apportée, l'hydrogramme unitaire doit également être ajusté en conséquence.

Une fois que Q_p et t_p ont été estimés, l'hydrogramme unitaire peut être tracé et/ou tabulé en

**Tableau II.5.9. Ordonnées de l'hydrogramme unitaire adimensionnel du
Natural Resources Conservation Service**

t/T_R	0	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0	2,4	2,8	3,4	4,6	5,0
Q/Q_p	0	0,310	0,930	0,930	0,560	0,280	0,147	0,077	0,029	0,003	0,000

utilisant l'hydrogramme unitaire adimensionnel du tableau II.5.9. Muzik et Chang (2003) ont élaboré un hydrogramme adimensionnel régional.

La méthode du SCS est largement utilisée (Bycslowski, 1996; Maidment, 1993) en raison de sa simplicité, de l'information déjà disponible sur les bassins, de son application aisée et parce qu'elle donne des résultats raisonnables. Les résultats des études comparant les prévisions et les données mesurées sont toutefois mitigés (Dingman, 2002), et la méthode doit donc être utilisée avec précaution.

5.10.5 Modèles conceptuels d'hydrogrammes de crue

Les progrès récents de l'informatique et les avancées théoriques dans le domaine de l'hydrologie ont bouleversé la façon dont sont désormais effectués habituellement les calculs. Les modèles hydrologiques permettent de vérifier des paramètres dans le temps et dans l'espace et de tirer parti des données télédéetectées et des systèmes d'information géographique. Des technologies informatiques perfectionnées comme les tableurs, les bases de données et les fonctions graphiques offrent une grande souplesse au niveau de la saisie des données.

Parmi les modèles les plus utilisés, il convient de citer:

- HEC-1, développé et mis à jour par l'US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center (www.hec.usace.army.mil). Ce modèle considère le bassin comme une série de composants hydrauliques et hydrologiques et calcule l'écoulement à partir d'averses individuelles. L'utilisateur peut choisir parmi divers sous-modèles simulant la précipitation, l'infiltration et l'écoulement ainsi que diverses techniques de propagation des écoulements. Le modèle inclut également l'analyse de la sûreté et de la défaillance des barrages, l'analyse des dommages provoqués par les crues et l'optimisation des paramètres. De toutes nouvelles améliorations consistent notamment en la prise en compte de données radar pour la pluie et en l'utilisation

d'un système d'information géographique et d'outils cartographiques (HEC-GeoRAS) pour le traitement des sorties et le maniement des données;

- SCS-TR20 (pour les bassins agricoles) et SCSTR55 (pour les bassins urbains) ont été développés et sont tenus à jour par le Natural Resources Conservation Service du Ministère américain de l'agriculture. Ce modèle combiné calcule, à l'aide d'une méthode de numéro de courbe (CN), l'hydrogramme de l'écoulement dû à une averse unique provenant de sous-bassins et acheminé par les réseaux hydrographiques et les réservoirs;
- SWMM a été développé et est géré par l'Environmental Protection Agency des États-Unis d'Amérique (www.epa.gov/cdnnrmrl/models/swmm). Ce modèle est constitué d'un module de ruissellement, d'un module de transport et d'un module de stockage et de traitement. Il simule la quantité et la qualité de l'écoulement, achemine les écoulements des collecteurs, calcule les charges hydrauliques et simule les effets des bassins de rétention et des débordements. C'est le modèle le plus complet pour traiter les écoulements urbains.

Il existe très certainement de nombreux autres modèles de bonne qualité pouvant accomplir les mêmes tâches. Le potentiel des modèles évolue très rapidement, et il est donc recommandé de rechercher l'information la plus récente sur les sites Internet des différents développeurs de modèles. On consultera avec profit les sites d'autres modèles très utilisés comme www.wallingford-software.com, www.dhi.dk, http://water.usgs.gov/software/lists/surface_water ou www.haested.com.

Tous les modèles cités ci-dessus peuvent être exécutés sur des micro-ordinateurs, et certains font l'objet d'une licence. Bredient et Huber (2002) fournissent une liste plus complète de sources Internet concernant les modèles informatiques opérationnels, mais il ne fait guère de doute que de nombreux autres modèles ont été créés depuis 2002.

5.10.6 Contribution de la fonte des neiges aux crues

Dans certaines régions du monde, les crues sont provoquées par l'association de la fonte des neiges et du ruissellement pluvial ou par la seule fonte des neiges. Parmi les facteurs influant sur la contribution de la fonte des neiges aux crues, il convient de citer la hauteur du manteau neigeux accumulé au moment de la fonte, les embâcles, le stockage dans le bassin et la période de retour de l'événement. L'établissement des hydrogrammes d'écoulement associés à la fonte des neiges requiert des équations empiriques, puisque l'on ne mesure pas directement ce phénomène.

Après que la hauteur de fonte a été estimée, elle peut être traitée comme la pluie et convertie en écoulement au moyen de l'hydrogramme unitaire ou d'une technique d'acheminement. Une telle procédure ne permet pas de calculer la probabilité d'occurrence d'une crue. On trouvera dans une publication de l'OMM (1986b) une comparaison de plusieurs modèles de l'écoulement des eaux de fonte nivale. Plusieurs modèles opérationnels comportent un module de fonte, en particulier HEC-1 (USACE, 1985).

5.10.7 Calcul des débits des systèmes de drainage urbains

L'hydrologie urbaine se préoccupe surtout de la prévision des pointes d'écoulement, des volumes et des hydrogrammes complets en tout point du réseau. La solution à ces problèmes requiert diverses techniques analytiques. Les volumes de pointe peuvent être calculés grâce à des techniques simples comme la méthode rationnelle (voir section 5.10.4.2.1), tandis que les hydrogrammes nécessitent généralement des analyses plus complètes, comme la méthode du Natural Resources Conservation Service (voir section 5.10.4.2.2) ou des modèles informatiques (voir section 5.10.2). Le drainage urbain est discuté plus en détail à la section 4.7.

5.10.8 Risque

On appelle risque de défaillance la probabilité que la crue de projet soit dépassée au moins une fois, et fiabilité la probabilité qu'elle ne le soit pas. L'une des principales préoccupations de la synthèse des crues de projet est d'évaluer les risques associés à l'occurrence de crues de plus grande ampleur que la crue de projet. La connaissance de ces risques est importante en raison de leurs conséquences sociales, environnementales et économiques, par exemple pour fixer le montant des primes d'assurance et pour les politiques de zonage ou la protec-

tion de la qualité des eaux. Comme les crues sont des phénomènes aléatoires, il est impossible de prévoir leur intensité et le moment où elles se produisent. On ne peut les évaluer que sur une base probabiliste, qui consiste à affecter une probabilité à la possibilité qu'une crue d'intensité donnée soit dépassée au cours d'une certaine période de temps. Une variable qui a une probabilité de dépassement p présente une période de retour $T = 1/p$.

On trouvera des conseils sur l'analyse de fréquence en général à la section 5.3, et sur l'analyse de fréquence des crues à la section 5.9. Une procédure détaillée d'évaluation des risques pour les aléas naturels est présentée dans la publication intitulée *Comprehensive Risk Assessment for Natural Hazards* (WMO/TD-No. 955).

La probabilité pour un événement de dépasser une intensité donnée, déduite d'un modèle de distribution des probabilités, se rapporte à chaque événement futur. Par conséquent, si on étudie une série de crues annuelles, la probabilité de dépassement p définit le risque que l'intensité donnée soit dépassée chaque année. Toutefois, il est souvent nécessaire de calculer la probabilité p_n pour qu'un événement donné, par exemple le dépassement d'une certaine pointe de crue, advienne au moins une fois en n années, par exemple au cours de la durée de vie d'un projet. Si l'hypothèse d'indépendance des crues annuelles est satisfaite, cette probabilité est la suivante:

$$p_n = 1 - (1 - p)^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (5.63)$$

T étant la période de retour. Cette mesure du risque fournit une indication plus probabiliste du risque de défaillance que celle liée à la période de retour. Il convient de noter que le risque qu'un événement se produise au moins une fois durant sa période de retour se calcule selon l'équation 5.63, avec n égal à T . Lorsque T est suffisamment grand, ce risque tend asymptotiquement vers:

$$1 - e^{-1} = 0,63 \quad (5.64)$$

D'après l'équation 5.63, il est possible d'exprimer T en fonction de n et de p_n , c'est-à-dire de calculer une période de retour telle que le risque d'occurrence de l'événement au cours d'une période de n années ait une valeur donnée p_n . Cette période de retour est appelée période de retour de projet T_d et s'exprime sous la forme:

$$T_d = 1/[1 - (1 - p_n)^{1/n}] \quad (5.65)$$

On trouvera dans le tableau II.5.10 quelques valeurs des variables T_d , n et p_n . De façon à illustrer leur utilisation, supposons que la durée de vie d'un barrage soit de 50 ans et que le concepteur veuille limiter à 10 % le risque de débordement du barrage au cours de cette période. En ce cas, n est égal à 50, p_n à 0,10 et le barrage doit donc être conçu pour résister à une crue de période de retour T_d de 475 ans, ce qui donne une probabilité de dépassement $p = 1/T_d = 0,2$ %.

Tableau II.5.10. Période de retour de projet T_d requise pour un événement dont le risque d'occurrence en n années est égal à p_n

p_n	n années			
	2	10	50	100
0,01	199,0	995,0	4 975,0	9 950,0
0,10	19,5	95,4	475,5	950,0
0,50	3,4	14,9	72,6	145,0
0,75	2,0	7,7	36,6	72,6

Bibliographie et lectures complémentaires

- Adamowski, K., 1981: Plotting formula for flood frequency, *Water Research Bulletin*, Vol. 17, No. 2.
- Adamowski, K., 1985: Nonparametric kernel estimation of flood frequencies, *Water Resources Research*, 21(11), p. 1585–1590.
- Adamowski, K., 1989: A Monte Carlo comparison of parametric and nonparametric estimation of flood frequencies, *Journal of Hydrology*, 108, p. 295–308.
- Adamowski, K., 1996: Nonparametric Estimation of Low-Flow Frequencies, *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 122, p. 46–49.
- Adamowski, K., Y. Alila et P.J. Pilon, 1996: Regional rainfall distribution for Canada, *Atmospheric Research*, 42, p. 75–88.
- Akaike, H. 1974: A New Look at the Statistical Model Identification. *IEEE transactions on automatic control*, AC-19(6), p. 716–723.
- American Society of Civil Engineers, 1996: *Hydrology Handbook*, Second Edition, ASCE Manual and Reports on Engineering Practice No. 28, New York, 784 p.
- Arihood, L.D. et D.R. Glatfelter, 1986: *Method for estimating low-flow characteristics for ungaged streams in Indiana*, US Geological Survey Open-File Report, p. 86–323.
- Arihood, L.D. et D.R. Glatfelter, 1991: *Method for estimating low-flow characteristics for ungaged streams in Indiana*, US Geological Survey Water-Supply Paper 2372, 18 p.
- Arnell, N.W., 2003: Relative effects of multi-decadal climate variability and change in the mean and variability of climate due to global warming: future streamflows in Britain, *Journal of Hydrology* 270, p. 195–213.
- Arnell, N.W., C. Liy, R. Compagnucci, L. da Cunha, K. Hanaki, C. Howe, G. Mailu, I. Shikomanov, E. Stakhiv, Hydrology and Water Resources, In: J.J. McCarthy, O. Canziani, N.A. Leary, D.J. Dokken et K.S. White (responsables de la publication), 2001: *Climate Change 2001: Impacts, Adaptations, and Vulnerability. Contribution of the Working Group II to the Third Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*, Cambridge University Press, Cambridge, p. 191–233.
- Arnell, V., P. Harremoes, M. Jensen, N.B. Johansen et J. Niemczynowicz, 1984: *Review of rainfall data application for design and analysis*, *Water Science and Techn.*, 16, p. 1–45.
- Asselin, J., T.B.M.J. Ouarda, V. Fortin et B. Bobée, 1999: *Une procédure bayésienne bivariée pour détecter un décalage de la moyenne*. INRS-Eau, Rapport de recherche R-528, 35 p.
- Bedient, P. B. et W. C. Huber, 2002: *Hydrology and Floodplain Analysis*, Prentice Hall Inc. New Jersey (États-Unis).
- Benson, M.A., 1962: Factors affecting the occurrence of floods in the south-west. US Geological Survey Water-Supply Paper 1580-D, Reston (Virginie).
- Beran, M., J.R.M. Hosking et N. Arnell, 1986: Commentaire sur "Two-Component Extreme Value Distribution for Flood Frequency Analysis", *Water Resources Research* 22(2), p. 263–266.
- Bingham, R.H., 1982: *Low-flow characteristics of Alabama streams*, US Geological Survey Water-Supply Paper 2083, 27 p.
- Bobée, B. et F. Ashkar, 1991: *The Gamma family and derived distributions applied in Hydrology*. Water Resources Publications, Littleton, CO, 203 p.
- Box, G.E.P. et G.C. Tiao, 1973: *Bayesian inference in statistical analysis*, Addison-Wesley, Reading (Massachusetts).
- Bras, R. et I. Rodriguez-Iturbe, 1985: *Random functions in hydrology*. Addison-Wesley, Reading (Massachusetts).
- Burn, D.H., 1990: Evaluation of regional flood frequency analysis with a region of influence approach. *Water Resources Research*, 26(10), p. 2257–2265.
- Byczkowski, A, 1996: *Hydrology* (en polonais), Wydawnictwo SGGW (Pologne).
- Carpenter, D.H. et D.C. Hayes, 1996: Low-flow characteristics of streams in Maryland and Delaware, US Geological Survey Water-Resources Investigations Report 94-4020, p. 113.
- Carswell, W.J. et S.V. Bond, 1980: Multiyear low flow of streams in northeastern Kansas, US Geological Survey Open-File Report 80-734, 26 p.

- Cavadias, G.S., 1990: The canonical correlation approach to regional flood estimation. In M. A. Beran, M. Brilly, A. Becker et O. Bonacci (responsables de la publication), *Proceedings of the Ljubljana Symposium on Regionalization in Hydrology*, IAHS Publ. No. 191, p. 171–178.
http://iahs.info/redbooks/a191/iahs_191_0171.pdf
- Chow, V.T., 1964: *Handbook of Applied Hydrology*. McGraw-Hill, New York.
- Chowdhury, J.U., J.R. Stedinger et L-H. Lu, 1991: Goodness-of-fit tests for regional GEV flood distributions, *Water Resources Research* 27(7), p. 1765–1776.
- Clarke, R.T., 1994: *Statistical Modelling in Hydrology*, John Wiley and Sons, Chichester (Angleterre).
- Cluckie, I.D., P.P. Ede, M.D. Owens et A.C. Bailey, 1987: Some Hydrological Aspects of Weather Radar Research in the United Kingdom, *Hydrological Sciences Journal*, 32(3) p. 329–346.
http://iahs.info/hsj/320/hsj_32_03_0329.pdf
- Cluckie, I.D. et M.L. Pessoa 1990: Dam Safety: An Evaluation of Some Procedures for Design Flood Estimation, *Hydrological Sciences Journal*, 35(5), p. 547–569.
http://iahs.info/hsj/350/hsj_35_05_0547.pdf
- Cohn, C.A., W.L. Lane et J.R. Stedinger, 2001: Confidence Intervals for EMA Flood Quantile Estimates, *Water Resources Research*, 37(6), p. 1695–1706.
- Collier, C.G., 1993: Estimating Probable Maximum Precipitation (PMP) Using a Storm Model and Remotely-sensed Data, British Hydrological Society 4th National Hydrology Symposium, Cardiff, September 13–16, *Institute of Hydrology*, p. 5.33–5.38.
- Condie, R. et L.C. Cheng, 1982: *Low Flow Frequency Analysis Program LOFLOW*, Inland Waters Directorate, Water Resources Branch, Environnement Canada.
- Condie, R. et G.A. Nix, 1975: *Modelling of low flow frequency distributions and parameter estimation, presented at the International Water Resources Symposium*, Water for Arid Lands, Téhéran (Iran), 8–9 décembre.
- Conseil national de recherches du Canada (CNRC), 1989: *Hydrology of floods in Canada: a guide to planning and design*, W.E. Watt (éditeur), Ottawa, 245 p.
- Court, A., 1961: Area-depth rainfall formulas. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 65, No. 6, June, p. 1823–1831.
- Cunnane, C., 1978: Unbiased plotting positions-A review, *Journal of Hydrology*, 37 (3/4).
- Cunnane, C. 1988: Methods and merits of regional flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 100, p. 269–290.
- Cunnane, C. 1989: *Statistical Distributions for Flood Frequency Analysis*, Operational Hydrology Report No. 33, Organisation météorologique mondiale, WMO-No. 718, Genève, Suisse.
- Dingman, S.L., 2002: *Physical Hydrology*, Prentice Hall, Inc. New Jersey (États-Unis).
- Draper, N. et Smith, H., 1981: *Applied Regression Analysis*, Second Edition, John Wiley & Sons, Toronto.
- Durrans, S.R. et Tomic, S., 2001: Comparison of Parametric Tail Estimators for Low-Flow Frequency Analysis, *Journal of the American Water Resources Association*, 37(5), p. 1203–1214.
- England, J.F. Jr., J.D. Salas et R.D. Jarrett, 2003: Comparisons of two moments-based estimators that utilize historical and paleoflood data for the log Pearson type III distribution, *Water Resources Research* 39(9).
- Fennessey, N.M. et R.M. Vogel, 1990: Regional Flow Duration Curves for Ungaged Sites in Massachusetts, *ASCE Journal of Water Resources Planning and Management*, 116(4), p. 530–549.
- Fernandez Mills, G., 1995: Principal component analysis of precipitation and rainfall regionalization in Spain, *Theoretical and Applied Climatology*, 50, p. 169–183.
- Fill, H., et J. Stedinger, 1995: L-moment and PPCC Goodness-of-Fit tests for the Gumbel Distribution and Effect of Autocorrelation, *Water Resources Research*, 31(1), p. 225–229.
- Fill, H. et J. Stedinger, 1998: Using regional regression within index flood procedures and an empirical Bayesian estimator, *Journal of Hydrology*, 210(1–4), p. 128–145.
- Fortin, V., H. Perron, J. Bernier et B. Bobée, 1998: Détermination des crues de conception, Rapport de recherche R-532, INRS-Eau, 103 p.
- Francés, F., 1998: Using the TCEV distribution function with systematic and non-systematic data in a regional flood frequency analysis, *Stochastic Hydrology and Hydraulics* 12 (4), p. 267–283.
- Frederick, R.H., V.A. Meyers et E.P. Auciello, 1977: Five-to-60-minute precipitation frequency for the eastern and central United States, NOAA Technical Memorandum NWS HYDRO-35, National Weather Service, US Dept of Commerce, Washington D.C.
- Gabriele, S. et N. Arnell, 1991: A Hierarchical Approach to Regional Flood Frequency Analysis, *Water Resources Research*, 27(6), p. 1281–1289.
- Gabriele, S. et P. Villani, 2002: The estimation of rainfall frequency in a Mediterranean environment due to extraordinary combinations of hydrological and climatic conditions, The Extremes of the Extremes: Extraordinary Floods (Proceedings of a symposium held at Reykjavik, Iceland, July 2000). IAHS Publ. No. 271, p. 45–50.
http://iahs.info/redbooks/a271/iahs_271_045.pdf
- Gingras, D., M. Alvo et K. Adamowski, 1995: Regional flood relationship by nonparametric regression, *Nordic Hydrology*, 26, p. 73–90.
- Gray, D.M., eds., 1972: Manuel des principes d'hydrologie, Comité national canadien de la décennie hydrologique internationale, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa.
<http://hydrologie.org/BIB/Gray/GRAY.htm>

- Greenwood, J.A., J.M. Landwehr, N.C., Matalas et J.R. Wallis, 1979: Probability weighted moments: definition and relation to parameters of several distributions expressible in inverse form. *Water Resources Research*, Vol. 15, No. 5, p. 1049–1054.
- GREHYS, 1996a: Presentation and review of some methods for regional flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 186(1-4), p. 63–84.
- GREHYS, 1996b: Intercomparison of flood frequency procedures for Canadian rivers. *Journal of Hydrology*, 186(1-4): 85-103. F.E. Grubbs et G. Beck (1972). Extension of sample sizes and percentage points for significance tests of outlying observations. *Technometrics*, 14(4), p. 847–854.
- Griffis, V.W., J.R. Stedinger et T.A. Cohn, 2004: LP3 Quantile Estimators with Regional Skew Information and Low Outlier Adjustments, accepted to *Water Resources Research*.
- Grygier, J.C., J.R. Stedinger et H.B. Yin, 1989: A generalized move procedure for extending correlated series, *Water Resources Research*, 25(3), p. 345–350.
- Guillot, P., 1993: The Arguments of the Gradex Method: a Logical Support to Assess Extreme Floods. Extreme Hydrological Events: Precipitation, Floods and Droughts. Proceedings of the Yokohama Symposium, IAHS Publ. No. 213. http://iahs.info/redbooks/a213/iahs_213_0287.pdf
- Guo, S.L., 1991: Nonparametric variable kernel estimation with historical floods and paleoflood information, *Water Resources Research*, 27(1), p. 91–98.
- Guo, S.L., R.K. Kachroo et R.J. Mngodo, 1996: Nonparametric Kernel Estimation of Low Flow Quantiles, *Journal of Hydrology*, 185, p. 335–348.
- Gumbel, E.J., 1958: Statistics of extremes, Columbia University Press (New York), 375 p.
- Gustard, A. et K.M. Irving, 1994: Classification of the Low Flow Response of European Soils, FRIEND: Flow Regimes from International Experimental and Network Data, IAHS Publication No. 221, p. 113–117. http://iahs.info/redbooks/a221/iahs_221_0113.pdf
- Hansen, E.M., L.C. Schreiner J.F. et Miller, 1982: Application of probable maximum precipitation estimates: United States east of the 105th meridian. Hydrometeorological Report, No. 52, US National Weather Service.
- Helsel, D.R., et R.M. Hirsch, 1992: *Statistical Methods in Water Resources*, Elsevier, NY.
- Herbst, P. H., K.B. Bredenkamp et H.M.G. Barker, 1966: A technique for the evaluation of drought from rainfall data. *Journal of Hydrology*, Vol. 4, No. 3, p. 264–272.
- Hershfield, D.M., 1961: Rainfall frequency atlas of the United States for durations from 30 minutes to 24-hours and return periods from 2 to 100 years, Technical Paper 40, US National Weather Service, Washington, D.C.
- Hershfield, D.M., 1965: Method for estimating probable maximum rainfall. *Journal of the American Waterworks Association*, Vol. 57, August, p. 965–972.
- Hirsch, R.M., 1982: A comparison of four record extension techniques, *Water Resources Research*, 18(4), p. 1081–1088.
- Hirsch, R. M, et J. R. Stedinger, 1987: Plotting positions for historical floods and their precision, *Water Resources Research*, 23(4), p. 715–727.
- Hirschboeck, K.K., L.L. Ely et R.A. Maddox, 2000: Hydroclimatology of Meteorologic Floods, Chapter 2, Inland Flood Hazards: Human, Riparian and Aquatic Communities, E.E. Wohl (responsable de la publication), Cambridge University Press, Stanford (Royaume-Uni).
- Hogg, W.D. et D.A. Carr, 1985: *Rainfall frequency atlas for Canada*, Canadian Government Publishing Centre, Ottawa, Canada.
- Hosking, J.R.M., 1990: L-moments: Analysis and estimation of distributions using linear combinations of order statistics, *Journal of Royal Statistical Society*, B, 52(2), p. 105–124.
- Hosking, J.R.M. et J.R. Wallis, 1987: Parameter and quantile estimation for the generalized Pareto distribution, *Technometrics*, 29(3), p. 339–349.
- Hosking, J.R.M. et Wallis, J.R., 1988: The effect of intersite dependence on regional flood frequency analysis. *Water Resources Research*, Vol. 24, No. 4, p. 588–600.
- Hosking, J.R.M. et J.R. Wallis, 1995: A comparison of unbiased and plotting-position estimators of L-moments, *Water Resources Research*, 31(8), p. 2019–2025.
- Hosking, J.R.M. et J.R. Wallis, 1997: Regional Frequency Analysis: An Approach Based on L-moments, Cambridge University Press.
- Hosking, J.R.M., J.R. Wallis et E.F. Wood, 1985: Estimation of the generalized extreme-value distribution by the method of probability weighted moments, *Technometrics* 27(3), p. 251–261.
- Huff, F.A. et S.A., Jr. Changnon, 1964: A model 10-inch rainstorm, *Journal of Applied Meteorology*, p. 587–599.
- Institute of Hydrology, 1980: *Low Flow Studies, Research Report*, Wallingford, Oxon (Royaume-Uni).
- Institute of Hydrology, 1999: *Flood Estimation Handbook*, CEH, Wallingford (Royaume-Uni).
- Interagency Advisory Committee on Water Data, 1982: *Guidelines for Determining Flood Flow Frequency*, Bulletin #17B, US Department of the Interior, US Geological Survey, Office of Water Data Coordination, Reston (Virginie).
- Jain, S. et U. Lall, 2001: Floods in a changing climate: Does the past represent the future? *Water Resources Research* 37(12), p. 3193–3205.

- Javelle P., 2001: *Caractérisation du régime des crues: le modèle débit-durée-fréquence convergent*. Approche locale et régionale, Thèse de doctorat. Cemagref-Lyon. Institut national polytechnique de Grenoble. 268 p.
- Javelle, P., T.B.M.J. Ouarda et B. Bobée, 2003: Flood regime definition using the flood-duration frequency approach: Application to the Provinces of Quebec and Ontario, Canada. *Hydrological Processes*. 17(18), p. 3717–3736.
- Javelle, P., T.B.M.J. Ouarda, M. Lang, B. Bobée, G. Galea et J.-M. Gresillon, 2002: Development of regional flow-duration-frequency curves based on the index-flood method, *Journal of Hydrology*. 258, p. 249–259.
- Kite, G.W., 1988: Frequency and Risk Analysis in Hydrology, *Water Resources Publication*, Littleton (Colorado).
- Kottegoda, M. et R. Rosso, 1997: *Statistics Probability, and Reliability for Civil and Environmental Engineers*, McGraw-Hill (New York).
- Kroll, C.N. et J.R. Stedinger, 1996: Estimation of Moments and Quantiles Using Censored Data, *Water Resources Research*, 32(4), p. 1005–1012.
- Kuczera, G., 1982: Combining site-specific and regional information: an empirical Bayes Approach. *Water Resources Research*, 18(2), p. 306–314.
- Kundzewicz Z.W., D. Rosbjerg, S.P. Simonowicz et K. Takeuchi, 1993: *Extreme Hydrological Events: Precipitation, Floods and Droughts*, IAHS Press, Publication No. 213.
- Landwehr, J.M., N.C. Matalas et J.R. Wallis, 1979: Probability weighted moments compared with some traditional techniques in estimating Gumbel parameters and quantiles, *Water Resources Research*, 15(5), p. 1055–1064.
- Lang, M., Ouarda, T.B.M.J. et B. Bobée, 1999: Towards operational guidelines for over-threshold modeling. *Journal of Hydrology*, 225, p. 103–117.
- Lawal, S.A. et W.E. Watt, 1996: Non-Zero Lower Limit in Low Flow Frequency Analysis? *Water Resources Bulletin*, 32(6), p. 1159–1166.
- Lettenmaier, D.P. et K.W. Potter, 1985: Testing flood frequency estimation methods using a regional flood generation model. *Water Resources Research*, Vol. 21, No. 12, p. 1903–1914.
- Lettenmaier, D.P., J.R. Wallis et E.F. Wood, 1987: Effect of regional hereogeneity on flood frequency estimation, *Water Resources Research*, 23(2), p. 313–324.
- Madsen, H., et D. Rosbjerg, 1997: Generalized least squares and empirical Bayes estimation in regional partial duration series index-flood modeling, *Water Resources Research*, 33(4), p. 771–782.
- Maidment, D. R. (directeur de la publication), 1993: *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill (New York).
- Mann, H.B. et D.R. Whitney, 1947: On the test of whether one of two random variables is stochastically larger than the other. *Annual Mathematical Statistics*, 18, p. 50–60.
- Martins, E.S. et J.R. Stedinger, 2000: Generalized Maximum Likelihood Pareto-Poisson Flood Risk Analysis for Partial Duration Series, *Water Resources Research* 37(10), p. 2559–2567, 2001.
- Martins, E.S. et J.R. Stedinger, 2001: Historical information in a GMLE-GEV Framework with Partial Duration and Annual Maximum Series, *Water Resources Research*, 37(10), p. 2551–2557.
- Matalas, N.C. et B. Jacobs, 1964: *A correlation procedure for augmenting hydrologic data*, US Geol. Prof. Paper, 434-E, E1-E7.
- Matalas, N., 1963: *Probability Distributions of Low Flows*, Professional Paper 434-A, USGS, Washington D.C.
- Miller, J.F. 1972: *Physiographically Adjusted Precipitation-frequency Maps: Distribution of Precipitation in Mountainous Areas*. WMO-No. 326 (11), p. 264–277.
- Miller, J.R., R.H. Frederick et R.J. Tracey, 1973: *Precipitation Frequency Atlas of the Western United States*, NOAA Atlas 2, National Weather Service, NOAA, US Department of Commerce, Silver Spring (Maryland).
- Moore, R., 1993: *Applications of Weather Radar Data to Hydrology and Water Resources*, WMO, Regional Association VI, (Europe), Working Group on Hydrology, 26 p.
- Morlat G., 1956: *Les lois de probabilité de Halphen*. *Revue de statistique appliquée*, 3, p. 21–43. http://archive.numdam.org/ARCHIVE/RSA/RSA_1956__4_3/RSA_1956__4_3_21_0/RSA_1956__4_3_21_0.pdf
- Muirhead, R.J., 1982: *Aspect of Multivariate Statistical Theory*. J. Wiley, 673 p.
- Muzik, I. et C. Chang, 2003: Regional dimensionless hydrograph for Alberta foothills, *Hydrological Processes*, 17, p. 3737–3747.
- Nathan, R.J. et T.A. McMahon, 1990: Practical Aspects of Low-Flow Frequency Analysis, *Water Resources Research*, 26(9), p. 2135–2141.
- Nathan, R.J. et T.A. McMahon, 1992: Estimating Low Flow Characteristics in Ungauged Catchments, *Water Resources Management*, 6, p. 85–100.
- National Research Council, 1988: *Estimating probabilities of extreme floods*, National Academy Press, Washington D.C., 141 p.
- Natural Environment Research Council, 1975: *Flood Studies Report, Volume II: Meteorological Studies*, Londres, 81 p.
- NERC, 1975: *Flood Studies Report, Vol. 1, Hydrological Studies*, Natural Environment Research Council, 27 Charing Cross Road, Londres.

- Nguyen, V-T-V., N. In-na et B. Bobée, 1989: A new plotting position formula for Pearson type III distribution, *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 115(6), p. 709–730.
- Nguyen, V-T-V., T-D. Nguyen et F. Aaskar, 2002: Regional Frequency Analysis of Extreme Rainfalls, *Water Science and Technology*, Vol. 45, No. 2, p. 75–81.
- Nguyen, V-T-V., J. Rousselle et M.B. McPherson, 1981: Evaluation of areal versus point rainfall with sparse data, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 8(2), p. 173–178.
- Niemczynowicz, J. 1982: Areal intensity-duration-frequency curves for short term rainfall events, *Nordic Hydrology*, 13(4), p. 193–204.
- NRC, 1998: Decade-to-Century-Scale Climate Variability and Change: A Science Strategy. National Resources Council, Panel on Climate Variability on Decade-to-Century Time Scales, Washington, DC: National Academy Press.
- NRCS, 1972: National Engineering Handbook, Section 4, «Hydrology», chapitre 9.
- Olsen, J.R., J.R. Stedinger, N.C. Matalas et E.Z. Stakhiv, 1999: Climate variability and flood frequency estimation for the Upper Mississippi and Lower Missouri Rivers, *Journal of the American Water Resources Association*, 35(6), p. 1509–1524.
- Organisation météorologique mondiale, 1969a: *Estimation of Maximum Floods*, WMO-No. 233, TP 126, Technical Note No. 98, Genève (Suisse).
- , 1969b: *Manual for Depth-area-duration Analysis of Storm Precipitation*, WMO-No. 237, Genève.
- , 1981: Selection of Distribution Types for Extremes of Precipitation (B. Sevruk et H. Geiger). *Operational Hydrology Report No. 15*, WMO-No. 560, Genève.
- , 1986a: *Manual for Estimation of Probable Maximum precipitation*, Second Edition, Operational Hydrology Report No. 1, WMO-No. 332, Genève, 269 p.
- , 1986b: *Intercomparison of models of snowmelt runoff*, WMO-No. 646, Operational Hydrology Rep. No. 23, Genève.
- , 1999: *Comprehensive Risk Assessment for Natural Hazards*, WMO/TD-No. 955.
http://www.wmo.int/pages/prog/drr/publications/drrPublications/TD0955_Comprehensive_Assessment_of_Natural_Hazards/WMO_TD0955e.pdf
- Ouarda, T.B.M.J., G. Boucher, P.F. Rasmussen et B. Bobée, 1997: *Regionalization of floods by canonical analysis*. In «Operational Water Management», J.C. Refsgaard and E.A. Karalis Eds., A.A. Balkema Pub. Rotterdam, p. 297–302.
- Ouarda, T.B.M.J., M. Haché et B. Bobée, 1998: *Régionalisation des événements hydrologiques extrêmes*, rapport de recherche n° R-534, INRS-Eau, Université du Québec, Ste-Foy, Canada, 181 p.
- Ouarda, T.B.M.J., M. Lang, B. Bobée, J. Bernier, P. Bois, 1999: Synthèse de modèles régionaux d'estimation de crue utilisés en France et au Québec, *Rev. Sci. Eau*, 12(1), p. 155–182.
http://www.rse.inrs.ca/art/volume12/v12n1_155.pdf
- Ouarda, T.B.M.J., M. Haché, P. Bruneau et B. Bobée, 2000: Regional flood peak and volume estimation in northern Canadian basin. *Journal of Cold Regions Engineer*, ASCE. 14(4), p. 176–191.
- Ouarda, T.B.M.J., C. Girard, G.S. Cavadias et B. Bobée. 2001: Regional flood frequency estimation with canonical correlation analysis. *Journal of Hydrology* 254, p. 157–173.
- Ozga-Zielinska, M.J. Brzezinski et B. Ozga-Zielinski, 1999: *Calculation of Design Flood for Hydraulic Structures*, Institute of Meteorology and Water Resources, No. 27 (en polonais).
- Ozga-Zielinski B., 2002: The Gradex-KC and Gradex-ZN Methods for Estimation of Maximum Floods with T-year Return Period for Cases with Short or Nonexisting Flow Observations. Monographs of Water Management Committee of the Polish Academy of Sciences, No.21 (en polonais).
- Pandey, G. R. et V.T.V. Nguyen. 1999: A comparative study of regression based methods in regional flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*. 225, p. 92–101.
- Paulson, R.W., E.B. Chase, R.S. Roberts et D.W. Moddy, 1991: National Water Summary 1988-89 – Hydrologic Events and Floods and Droughts, US Geological Survey Water.
- Pekarova, P., P. Miklanek et J. Peklar, 2003: Spatial and temporal runoff oscillation analysis of the main rivers of the world during the 19th and 20th centuries, *Journal of Hydrology*, 274, p. 62–79.
- Perreault L., B. Bobée et P.F. Rasmussen, 1999a: Halphen distribution system, I: Mathematical and statistical properties. *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE, 4(3), p. 189–199.
- Perreault L., B. Bobée et P.F. Rasmussen, 1999b: Halphen distribution system, II: Parameter and quantile estimation. *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE, 4(3), p. 200–208.
- Perreault, L., M. Haché, M. Slivitzky et B. Bobée, 1999c: Detection of changes in precipitation and runoff over eastern Canada and US using a Bayesian approach, *Stoch. Env. Resear. And Risk Assess.* 13, p. 201–216.
- Perreault, L., J. Bernier, B. Bobée et E. Parent, 2000: Bayesian change-point analysis in hydrometeorological time series, Part 1, The normal model revisited, *Journal of Hydrology*. 235, p. 221–241.
- Piechota, T.C. et J. A. Dracup, 1999: Long-range streamflow forecasting using El Nino-Southern Oscillation indicators, *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE, 4(2), p. 144–151.

- Pilgrim D.M. et I. Cordery, 1993: Flood Runoff, in Handbook of Hydrology, editor Maidment D. R., McGraw-Hill, New York.
- Pilgrim, D.H. et D.G. Doran, 1993: Practical Criteria for the Choice of Method for Estimating Extreme Design Floods, IAHS Publication No. 213, p. 227–235. http://iahs.info/redbooks/a213/iahs_213_0227.pdf
- Pilgrim, D. et Cordery, I., 1975: Rainfall temporal patterns for design floods, *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 101 (HY1), p. 81–95.
- Pilgrim, D.H., ed., 1998: *Australian Rainfall and Runoff: A Guide to Flood Estimation*, Volumes I and II, Institution of Engineers Australia (Canberra).
- Pilon, P.J. et K.D. Harvey, 1992: The Consolidated Frequency Analysis (CFA) Package. (composante HOMS I.81.2.02), Environnement Canada, Direction des ressources hydrauliques, Ottawa.
- Pilon, P.J. et S.Yue, 2002: Detecting climate-related trends in streamflow data, *Water Science and Technology*, 45(8), p. 89–104.
- Porparto, A. et L. Ridolfi, 1998: Influence of weak trends on exceedance probability, *Stochastic Hydrology and Hydraulics* 12(1), p. 1–15.
- Reilly, C.F. et C.N. Kroll, 2003: Estimation of 7-day, 10-year low-streamflow statistics using baseflow correlation, *Water Resources Research*, 39(9), 1236.
- Ries, K.G., 1994: Development and application of Generalized least squares regression models to estimate low-flow duration discharges in Massachusetts, US Geological Survey Water-Resources Investigations Report 94–4155, 33 p.
- Robson, A. et D. Reed, 1999: Flood Estimation Handbook, Volume 3, Statistical procedures for flood frequency estimation, *Institute of Hydrology*, Wallingford, Oxfordshire (Royaume-Uni).
- Rossi, F., M. Fiorentino et P. Versace, 1984: Two-Component Extreme Value Distribution for Flood Frequency Analysis, *Water Resources Research* 20(7), p. 847–856.
- Salas, J.D., E.E. Wold et R.D. Jarrett, 1994: Determination of flood characteristics using systematic, historical and paleoflood data, in G. Rossi *et al.*, *Coping with Floods*, p. 111–134, Kluwer Academic Publishers (Pays-Bas).
- Schaefer, M.G., 1990: Regional analysis of precipitation annual maxima in Washington State, *Water Resources Research*, 26(1), p. 119–131.
- Schwarz, G., 1978: Estimating the dimension of a model. *The Annals of Statistics*, 6, p. 461–464.
- Searcy, J.K., 1959: *Flow-Duration Curves*, US Geological Survey Water Supply Paper 1542-A.
- Sevruk, B., 1985: Correction of precipitation measurements: summary report, Workshop on the correction of precipitation measurements, 1^{er}–3 avril 1985, Zurich (Suisse), p. 13–23.
- Sherwood, J.M., 1994: Estimation of volume-duration-frequency relations of ungauged small urban streams in Ohio. *Water Resources Bulletin* 302, p. 261–269.
- Singh, V. P., 1992: *Elementary Hydrology*, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ 07632.
- Smakhtin, V.U., 2001: Low Flow Hydrology: A Review, *Journal of Hydrology*, 240, p. 147–186.
- Smith, J.A. 1993: *Precipitation*, in *Handbook of Hydrology*, D.R. Maidment, ed., McGraw-Hill (New York), p. 3.1–3.47.
- Stedinger, J.R. et V.R. Baker, 1987: Surface water hydrology: historical and paleoflood information, US National report to international Union of Geodesy and Geophysics, 1983–1987, *Reviews of Geophysical and Space Physics*, 25(2), p. 119–124.
- Stedinger J.R., R.M. Vogel et E. Foufoula-Georgiou, 1993: Frequency analysis of extreme events. Chapter 18 (1–66) in: *Handbook of Applied Hydrology*; D.R. Maidment (responsable de la publication) McGraw-Hill (New York).
- Stedinger, J.R. et L. Lu, 1995: Appraisal of Regional and Index Flood Quantile Estimators, *Stochastic Hydrology and Hydraulics*, 9(1), p. 49–75.
- Stedinger, J.R. et T.A. Cohn, 1986, Flood frequency analysis with historical and paleoflood information, *Water Resources Research*, 22(5), p. 785–793.
- Stedinger, J.R. et G.D. Tasker, 1985: Regional Hydrologic Analysis 1. Ordinary, Weighted, and Generalized Least Squares Compared, *Water Resources Research*, 21(9), p. 1421–1432.
- Stedinger, J.R., 1980: Fitting Log Normal Distributions to Hydrologic Data, *Water Resources Research*, 16(3), p. 481–490.
- Stedinger, J.R., G. Tasker, 1986: Regional hydrological analysis, 2, model-error estimators, estimation of sigma and log Pearson type 3 distributions. *Water Resources Research*, 22(10), p. 1487–1499.
- Stedinger, J.R. et W.O. Thomas, Jr., 1985: *Low-flow estimation using base-flow measurements*, US Geological Survey Open-File Report 85–95, 22 p.
- Task Committee of the Hydraulics Division, 1980: Characteristics of Low Flows, *ASCE Journal of the Hydraulics Division*, 106 (HY5), p. 717–737.
- Tasker, G.D., 1980: Hydrologic Regression with Weighted Least Squares, *Water Resources Research*, 16(6), p. 1107–1113.
- Tasker, G.D., 1987: A Comparison of Methods for Estimating Low Flow Characteristics of Streams, *Water Resources Bulletin*, 23(6), p. 1077–1083.
- Tasker, G.D., 1991: Estimating low-flow characteristics of streams at ungaged sites, US Geological Survey Open-File Report 91–244, Proceedings of the United States – People's Republic of China Bilateral Symposium on Droughts and Arid-Region Hydrology, September 16–20, 1991, Tucson, Arizona, p. 215–219.

- Terry, M.E. 1952: Some rank order tests which are most powerful against specific parametric alternatives. *Ann. Math. Statist.*, 23, p. 346–366.
- Thomas, W.O., 1985: A uniform technique for flood frequency analysis, *Journal of Water Resources. Planning and Management*, 111(3), p. 321–337.
- Thomas, D.M. et M.A. Benson, 1970: Generalization of Streamflow Characteristics from Drainage-Basin Characteristics, US Geological Survey Water-Supply Paper 1975, Reston (Virginie).
- Thomas, W.O., Jr. et J.R. Stedinger, 1991: Estimating low-flow characteristics at gauging stations and through the use of base-flow measurements, US Geological Survey Open-File Report 91-244, p. 197–206. US Army Corps of Engineers, 1985: HEC-1 Flood Hydrograph Package, Hydrologic Engineering Center, Davis (Californie).
- Viessman, W. et G.L. Lewis, 2003: *Introduction to Hydrology*, Prentice Hall, Pearson Education, Upper Saddle River, NJ 07458, États-Unis.
- Vogel, R. et J.R. Stedinger, 1984: Flood plain delineation in ice jam prone regions, *Journal of the Water Resources Planning and Management*, ASCE, 110(WR2), p. 206–219.
- Vogel, R.M. et N.M. Fennessey, 1994: Flow Duration Curves I: A New Interpretation and Confidence Intervals, *ASCE Journal of Water Resources Planning and Management*, 120(4), p. 485–504.
- Vogel, R.M. et N.M. Fennessey, 1995: Flow Duration Curves II: A Review of Applications in Water Resources Planning, *Water Resources Bulletin*, 31(6), p. 1029–1039.
- Vogel, R.M. et C.N. Kroll, 1989: Low-Flow Frequency Analysis Using Probability-Plot Correlation Coefficients, *ASCE Journal of Water Resources Planning and Management*, 115(3), p. 338–357.
- Vogel, R.M. et C.N. Kroll, 1990: Generalized Low-Flow Frequency Relationships for Ungaged Sites in Massachusetts, *Water Resources Bulletin*, 26(2), p. 241–253.
- Vogel, R.M. et C.N. Kroll, 1992: Regional Geohydrologic-Geomorphic Relationships for the Estimation of Low-Flow Statistics, *Water Resources Research*, 28(9), p. 2451–2458.
- Vogel, R.M., et J.R. Stedinger, 1985: Minimum variance streamflow record augmentation procedures, *Water Resources Research*, 21(5), p. 715–723.
- Vogel, R.M., et N.M. Fennessey, 1993: L-moment diagrams should replace product moment diagrams, *Water Resources Research*, 29(6), p. 1745–1752.
- Wald, A. et J. Wolfowitz, 1943: An exact test for randomness in the non-parametric case based on serial correlation. *Annual Mathematical Statistics*, 14, p. 378–388.
- Waltemeyer, S.D., 2002: Analysis of the Magnitude and Frequency of the 4-Day Annual Low Flow and Regression equations for Estimating the 4-Day, 3-Year Low-Flow Frequency at Ungaged Sites on Unregulated Streams in New Mexico, US Geological Survey, Water-Resources Investigations Report 01-4271, Albuquerque (Nouveau-Mexique).
- Wang, Q.J., 1991: The POT model described by the generalized Pareto distribution with Poisson arrival rate, *Journal of Hydrology*, 129, p. 263–280.
- Wang, Q.J., 1996: Direct sample estimators of L-moments, *Water Resources Research*, 32(12), p. 3617–3619.
- Waylen, P. et M.-K. Woo, 1982: Prediction of annual floods generated by mixed processes, *Water Resources Research*, 18(4), p. 1283–1286.
- Waylen, P.R. et M.-K. Woo, 1987: Annual Low Flows Generated by Mixed Processes, *Hydrological Sciences Journal*, 32(3), p. 371–383.
http://iahs.info/hsj/320/hysj_32_03_0371.pdf
- Weisberg, S., 1980: *Applied Linear Regression*, John Wiley & Sons, Toronto.
- Weisner, C.J., 1970: *Hydrometeorology*, Chapman & Hall (Londres).
- Wenzel, H.G., 1982: Rainfall for urban stormwater design, in *Urban Storm Water Hydrology*, D.F. Kibler, ed., Water Resources Monograph No. 7, American Geophysical Union, Washington, D.C.
- Wilks, D.S. 1993: Comparison of the three-parameter probability distributions for representing annual extreme and partial duration precipitation series, *Water Resources Research*, 29(10), p. 3543–3549.
- Wohl, E.E. (responsable de la publication), 2000: *Inland flood hazards: human, riparian and aquatic communities*, Cambridge University Press, Stanford (Royaume-Uni).
- WRC, 1967: Guidelines for Determining flood flow frequency. US Water Resources Council Hydrology Committee, Washington, D.C. Revised versions: Bulletin 15(1975) – 17(1976) – 17 A (1977) – 17B (1981).
- Yue, S., P. Pilon et G. Cavadias, 2002a: Power of the Mann-Kendall and Spearman's rho tests for detecting monotonic trends in hydrological series, *Journal of Hydrology*, 259, p. 254–271.
- Yue, S., P. Pilon, B. Phinney et G. Cavadias, 2002b: The influence of autocorrelation on the ability to detect trend in hydrological series, *Hydrological Processes*, 16, p. 1807–1829.
- Yue, S. et P. Pilon, 2004: A comparison of the power of the t test, Mann-Kendall and bootstrap tests for trend detection, *Journal of Hydrological Sciences*, 49(1), p. 21–37.
http://iahs.info/hsj/491/hysj_49_01_0021.pdf

Zaidman, M.D., V. Keller, A.R. Young et D. Cadman,
2003: Flow-Duration Frequency Behaviour of British
Rivers Based on Annual Minima Data, *Journal of
Hydrology*, 277, p. 195–213.

Zalina, M.D., Desa, M.N.M., Nguyen, V-T-V., et Amir, K.
2002: Statistical Analysis of Extreme Rainfall
Processes in Malaysia, *Water Science and Technology*,
Vol. 45, No. 2, p. 63–68.

MODÉLISATION DES SYSTÈMES HYDROLOGIQUES

De manière générale, la modélisation consiste à remplacer un objet d'étude par un objet virtuel, ou modèle, qui permet d'extraire des informations sur l'objet réel. Le modèle imite ou reproduit les aspects de l'objet que l'on considère comme importants pour l'étude en cours. Il constitue en quelque sorte une copie de travail, dont les propriétés utiles pour la formulation d'un problème sont similaires, mais non identiques, à celles de l'objet réel. Le plus grand avantage de la modélisation est de pouvoir simuler et prévoir le comportement d'un objet ou système complexe à l'aide d'un modèle plus simple et/ou plus facile à résoudre. Certains détails de l'objet réel peuvent être ignorés, car ils ne sont pas importants pour l'analyse ou parce qu'ils sont impossibles à manipuler (voir Dooge, 1973).

De nombreuses classifications des modèles ont été proposées, à commencer par la distinction entre modèles intuitifs et modèles formalisés. Les modèles formalisés peuvent être subdivisés en modèles matériels et modèles symboliques. La classe des modèles matériels (représentation d'un système réel par un autre système réel) regroupe les modèles physiques, également appelés iconiques ou sosies, tels les modèles hydrauliques d'un barrage ou d'un canal construits en laboratoire à l'échelle appropriée, et les modèles analogiques, comme les analogues électriques. Les modèles matériels présentent des propriétés similaires à celles de l'objet visé, mais leur étude est plus facile et moins coûteuse. Ils permettent de réaliser des expériences dans des conditions favorables et propices à l'observation (Singh, 1988), quand l'expérimentation sur l'objet réel est difficile, voire impossible. On peut classer les modèles symboliques en modèles verbaux, graphiques et mathématiques. Aujourd'hui ce sont les modèles mathématiques qui sont de loin les plus courants, en raison surtout des capacités de calcul offertes par les ordinateurs vendus à un prix abordable.

Dans un sens très large, la notion de modélisation mathématique des systèmes hydrologiques peut être vue comme le recours aux mathématiques pour décrire les caractéristiques de systèmes ou de processus hydrologiques. Toute utilisation d'une équation pour représenter une relation entre des variables hydrologiques, ou pour simuler la structure spatiale ou temporelle d'une seule variable, relève donc de la modélisation mathématique. Une

définition aussi large renvoie à de multiples chapitres du présent Guide, puisque n'importe quel processus hydrologique peut être décrit sous forme mathématique. Elle inclut l'analyse des séries chronologiques et la modélisation stochastique, où l'on s'attache à reproduire certaines caractéristiques statistiques des séries hydrologiques d'une variable hydrologique.

Les progrès accomplis dans le domaine de la modélisation des systèmes hydrologiques sont étroitement liés à l'apparition et au perfectionnement des ordinateurs, systèmes d'exploitation conviviaux, logiciels d'application et techniques d'acquisition de données. La généralisation des ordinateurs et la mise au point des méthodes numériques qui leur sont associées ont permis aux hydrologues d'effectuer des calculs répétitifs complexes portant sur de grandes quantités de données. La modélisation du débit des cours d'eau est devenue un élément important pour la planification et la gestion des approvisionnements en eau et des ouvrages régulateurs, ainsi que pour la prestation de services hydrologiques de prévision et d'alerte. La nature de la modélisation et le fait qu'elle soit indissociable de l'informatique rendent peu pratique l'exposition de procédés de calcul dans le présent guide. Des ouvrages de référence portant sur des aspects particuliers de la modélisation sont cités, mais il n'a jamais été question de fournir des programmes directement utilisables pour les innombrables combinaisons de modèles informatisés existants.

6.1

MODÈLES MATHÉMATIQUES

DÉTERMINISTES [SHOFM J04, J80, K22, K35, K55, L20]

Il y a bien des façons de classer les modèles mathématiques. Ainsi, un modèle est soit statique, soit dynamique. La relation entre deux variables, par exemple entre le niveau et le débit d'un cours d'eau à une section transversale et à un instant donné, peut être vue comme un modèle statique, à l'état constant, et décrite au moyen d'une équation algébrique. Au contraire, la relation quantitative entre le débit, à une section transversale et à un instant donné, et un jeu de données sur la pluie qui s'est déversée antérieurement sur le bassin aboutissant à cet endroit est un exemple de modèle dynamique

pluie-débit. Les modèles dynamiques s'expriment en général par des équations différentielles, ordinaires ou aux dérivées partielles. Il en existe plusieurs classifications de type dichotomique. Voir Singh (1988) pour une discussion sur ce thème.

La catégorie des modèles hydrologiques dynamiques est très générale et englobe un large éventail de méthodes. Il y a d'une part les méthodes purement empiriques (dites «boîtes noires»), qui n'ont pas la prétention de simuler la structure interne et ne font que mettre en correspondance les entrées et les sorties du système que constitue un bassin versant. Les réseaux de neurones artificiels sont une catégorie particulière de modèles «boîtes noires». D'autre part, des méthodes font intervenir des systèmes complexes d'équations basées sur les lois physiques et les concepts théoriques qui régissent les processus hydrologiques; on les appelle modèles hydrodynamiques (voir *Hydrological Models for Water-Resources System Design and Operation*, Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 34). Les modèles conceptuels se situent entre ces deux extrêmes. Ils consistent en une structure d'éléments conceptuels simples, par exemple des réservoirs et des chenaux linéaires ou non linéaires, qui simulent de manière approximative les processus observés dans les bassins. Qu'ils soient empiriques, conceptuels ou hydrodynamiques, ces modèles fournissent des sorties auxquelles il est impossible d'associer des probabilités d'occurrence. C'est pourquoi ils sont souvent qualifiés de déterministes.

Les modèles globaux ont des paramètres constants, qui ne varient pas dans l'espace et qui sont généralement décrits par des équations différentielles ordinaires, tandis que les paramètres des modèles répartis, qui sont décrits par des équations aux dérivées partielles, peuvent varier dans l'espace. Les modèles répartis et semi-répartis sont aujourd'hui courants, car ils utilisent les champs de données répartis obtenus par la télédétection. Les modèles linéaires sont d'utilisation commode car ils peuvent avoir des solutions analytiques et, contrairement aux modèles non linéaires, obéissent au principe de superposition. Les modèles sont dits stationnaires, c'est-à-dire invariants dans le temps, quand la relation entrée-sortie et les paramètres ne fluctuent pas au fil du temps; dans le cas contraire, ils sont non stationnaires, c'est-à-dire variants dans le temps. Les modèles peuvent être continus, et dans ce cas décrits par des équations différentielles et des intégrales, ou discrets, et alors décrits par des équations aux différences finies et des sommes.

Les relations purement empiriques ont été, et resteront, utiles dans certaines circonstances, mais elles

engendrent de sérieuses erreurs lorsqu'on y recourt relativement à des conditions non observées antérieurement. Les modèles par lesquels des concepts théoriques sont appliqués au traitement de processus hydrologiques variés et liés entre eux, à savoir les modèles à base physique, devraient être plus fiables dans ces situations, et leur application est très prometteuse sur le plan des connaissances scientifiques. Toute tentative de classement des modèles déterministes en modèles hydrodynamiques, conceptuels ou empiriques impose une décision quant à leur degré d'empirisme. La distinction entre les modèles dynamiques reste, dans une certaine mesure, arbitraire, car l'empirisme de l'un peut être la théorie de l'autre (Singh, 1988). On a néanmoins jugé convenable de suivre cette classification des modèles déterministes.

6.1.1 Modèles «boîtes noires»

Un bassin hydrographique peut être considéré comme un système dynamique dans lequel des paramètres globaux, invariants sur le bassin, transforment les entrées, précipitations et eaux de fonte nivale, en une sortie qui est l'hydrogramme à l'exutoire du bassin. Il en est de même pour un bief de cours d'eau, sauf que le débit entrant au(x) point(s) amont vient s'ajouter aux entrées. Ces systèmes peuvent être schématiquement illustrés comme à la figure II.6.1, où $P(t)$ représente les entrées et $Q(t)$ les sorties, toutes deux fonctions du temps t . Du point de vue de la théorie des systèmes dynamiques, les systèmes hydrologiques se comportent en systèmes linéaires s'ils satisfont le principe de superposition, c'est-à-dire que la réaction du système à un ensemble combiné d'entrées est égale à la somme de ses réponses aux diverses entrées considérées séparément et que les paramètres du système sont indépendants des entrées et des sorties. La prémisse voulant que l'hydrogramme en sortie d'un bassin puisse être prédit à partir d'une succession d'épisodes de précipitations et de fonte nivale suppose uniquement que la variabilité des autres entrées naturelles, comme l'évapotranspiration, est faible ou négligeable ou encore s'exprime comme une fonction connue du temps.

L'expression générale de la relation entre entrées $P(t)$ et sorties $Q(t)$ d'un système linéaire

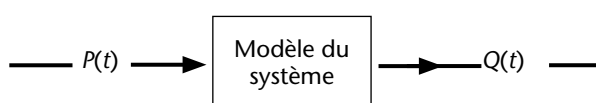


Figure II.6.1. Système boîte noire

dynamique à paramètres globaux peut s'écrire comme suit:

$$\begin{aligned} a_n(t) \frac{d^n Q}{dt^n} + a_{n-1}(t) \frac{d^{n-1} Q}{dt^{n-1}} + \dots + a_1(t) \frac{dQ}{dt} + a_0(t) Q \\ = b_n(t) \frac{d^n P}{dt^n} + b_{n-1}(t) \frac{d^{n-1} P}{dt^{n-1}} + \dots + b_1(t) \frac{dP}{dt} + b_0(t) P \end{aligned} \quad (6.1)$$

où les coefficients a_i et b_i sont les paramètres caractéristiques des propriétés du système. La résolution de l'équation 6.1, pour des conditions initiales nulles, donne:

$$Q(t) = \int_0^t h(t, \tau) P(\tau) d\tau \quad (6.2)$$

où la fonction $h(t, \tau)$ représente la réponse du système à une impulsion unique d'entrée au temps τ . Il existe de nombreuses façons de représenter les systèmes hydrologiques par des formulations comportant la fonction d'influence $h(t, \tau)$, que l'on appelle aussi réponse impulsionnelle. On peut l'exprimer par le biais des coefficients a_i et b_i de l'équation 6.1. Si ces coefficients ne varient pas en fonction du temps, c'est que le système est invariant dans le temps, et l'équation 6.2 se transforme en intégrale de Duhamel:

$$Q(t) = \int_0^t h(t - \tau) P(\tau) d\tau \quad (6.3)$$

On peut montrer que le concept de l'hydrogramme unitaire et les méthodes de propagation exposées aux sections 6.3.2.2.5 et 6.3.4.3 sont des exemples de systèmes dynamiques linéaires répondant au principe de superposition.

Les systèmes non linéaires sont ceux dans lesquels le principe de superposition n'est pas respecté. En général, la réponse d'un système paramétrique global non linéaire à une entrée s'exprime soit par une équation différentielle non linéaire ordinaire, soit par l'équation intégrale suivante:

$$\begin{aligned} Q(t) = & \int_0^t h(\tau) P(t - \tau) d\tau \\ & + \int_0^t h(\tau_1, \tau_2) P(t - \tau_1) P(t - \tau_2) d\tau_1 d\tau_2 \\ & + \dots \int_0^t \dots \int_0^t h(\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_n) P(t - \tau_1) \\ & P(t - \tau_2) \dots P(t - \tau_n) d\tau_1 d\tau_2 \dots d\tau_n \end{aligned} \quad (6.4)$$

où $h(\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_n)$ est une fonction qui exprime les caractéristiques invariantes dans le temps d'un

système physique. Elle est analogue à la fonction d'influence de l'équation 6.2. Le premier terme du second membre de l'équation 6.4 rend compte des propriétés linéaires du système, le deuxième, de ses propriétés quadratiques, le troisième, de ses propriétés cubiques, etc.

6.1.2 Réseaux de neurones artificiels

Les réseaux de neurones artificiels composent une catégorie particulière de modèles mathématiques qui sont de plus en plus employés pour résoudre divers problèmes hydrologiques. On peut se représenter cet outil de modélisation comme un ensemble d'unités de traitement du signal interconnectées, que l'on appelle neurones artificiels. Les réseaux de neurones artificiels peuvent reproduire des relations entrée-sortie complexes; ils ressemblent à l'architecture parallèle du cerveau humain, bien qu'à une échelle réduite. L'idée à l'origine du développement de ces réseaux était de simuler les fonctions de base d'un cerveau et de mettre au point un système artificiel susceptible d'accomplir des tâches intelligentes analogues. Les réseaux de neurones artificiels acquièrent un savoir par apprentissage et stockent les connaissances acquises au sein des poids de connexions interneuronales, ou poids synaptiques.

Les réseaux de neurones artificiels sont un simple assemblage de neurones individuels. Chaque unité est connectée à plusieurs unités voisines. Ce groupement est réalisé en créant des couches reliées les unes aux autres. Les connexions déterminent si un élément est en mesure d'influer sur un autre élément. Certains neurones des couches d'entrée et de sortie sont en contact avec l'extérieur. Ceux de la couche d'entrée reçoivent les signaux du milieu extérieur et ceux de la couche de sortie lui transmettent les signaux émanant du réseau (figure II.6.2). En principe, un certain nombre de couches cachées se situent entre les couches d'entrée et de sortie.

Quand la couche d'entrée reçoit un signal, ses neurones produisent une donnée qui devient une entrée pour la couche suivante du système. Le processus se poursuit jusqu'à ce que la couche de sortie transmette un signal au milieu extérieur. Une fonction d'entrée-sortie, ou fonction de transfert, devra être spécifiée pour les unités du réseau. La fonction de transfert peut être, par exemple, linéaire, de seuil ou sigmoïde. Pour construire un réseau neuronal qui accomplira une tâche précise, il faut choisir la structure du réseau, déterminer un plan de connexions entre les éléments et établir le poids des connexions, qui traduit leur force.

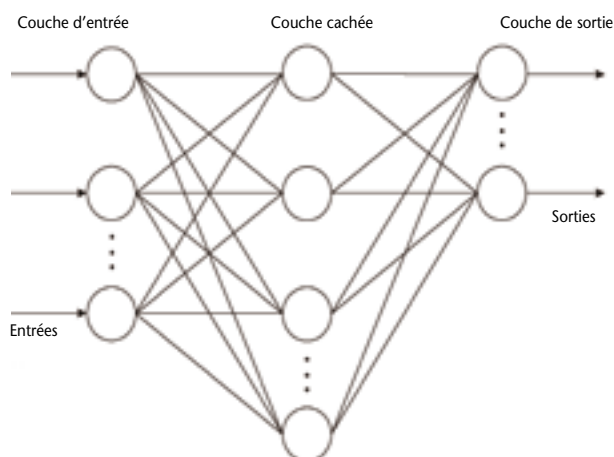


Figure II.6.2. Structure d'un réseau de neurones artificiels

La capacité d'apprentissage d'un réseau de neurones dépend de son architecture et de l'algorithme choisi pour perfectionner son fonctionnement. Diverses lois d'apprentissage sont employées à cette fin. Des algorithmes mathématiques servent à ajuster le poids des connexions. La modification de la pondération, appelée entraînement, permet au réseau d'apprendre à résoudre un problème. L'acquisition de connaissances se fait en ajustant le poids des connexions, de telle sorte que le réseau produise les résultats escomptés. Le concepteur d'un réseau de neurones artificiels doit déterminer la disposition des neurones dans les différentes couches, les connexions dans et entre les couches, la façon dont un neurone reçoit et émet un signal et le principe qui régit l'apprentissage. Établir le nombre de neurones cachés à l'intérieur du réseau est un exercice d'optimisation souvent réalisé par essais et erreurs. Un nombre excessif de neurones entraîne un surapprentissage, et la généralisation devient alors difficile.

Il existe une variété d'architectures et d'algorithmes d'apprentissage, allant des réseaux sans rétroaction, qui sont entraînés par rétropropagation, aux cartes auto-organisables pour le repérage des formes. La mise au point de réseaux de neurones artificiels est une solution rapide et souple qui s'est révélée utile dans un large éventail de circonstances. Parmi les applications en hydrologie figurent la modélisation pluie-débit (voir Minns et Hall, 1996), la propagation des écoulements (Cigizoglu, 2003) et les transports solides (Tayfur, 2002). Les réseaux neuronaux se prêtent à la prévision, car ils décèlent particulièrement bien les configurations et tendances des données.

Le principal avantage des réseaux de neurones artificiels réside dans leur capacité de représenter les

relations linéaires aussi bien que non linéaires et d'apprendre directement ces relations à partir des données modélisées. Les modèles linéaires classiques sont totalement inadaptés lorsqu'on veut modéliser des données dont certaines caractéristiques ne sont pas linéaires, ce qui est le cas de la plupart des systèmes hydrologiques. En ce début du XXI^e siècle, de multiples recherches sont menées dans le monde entier sur les réseaux neuronaux et leur application à la résolution de divers problèmes. Ces méthodes ne sont pourtant pas utilisées couramment en hydrologie. On préfère encore les technologies bien établies à ces nouveautés dont les avantages restent à démontrer. L'aspect «boîte noire» des réseaux de neurones artificiels explique également la réticence de certains hydrologues.

6.1.3 Modèles conceptuels

Les méthodes exposées dans les sections précédentes ne mettent en jeu que des concepts très généraux de la transformation des données d'entrée en hydrogramme à l'exutoire du bassin, alors que l'on dispose parfois d'informations précises sur la structure d'un système ou d'un processus. Elles ne permettent pas de résoudre les problèmes de modélisation des bassins quand il faut évaluer les effets de la variabilité et de l'évolution du climat, des changements d'affectation des terres ou de diverses activités humaines. En conséquence, une approche de la modélisation intégrant des structures de calcul basées sur divers concepts simplifiés des processus physiques de la formation de l'écoulement a été mise au point. Les modèles appartenant à cette catégorie sont dits conceptuels.

Un des aspects les plus délicats de l'application des modèles conceptuels est l'ajustement du modèle retenu à un bassin particulier. La plupart des paramètres sont déterminés par des processus itératifs, manuels ou automatiques, faisant intervenir les données historiques sur les entrées et les sorties. En raison des limites inhérentes aux données, des imperfections des modèles et des relations entre leurs paramètres, un faible accroissement du nombre de paramètres aura vraisemblablement un effet majeur, et négatif, sur les difficultés rencontrées lors de l'étalonnage. Il faut donc que le nombre de paramètres soit compatible avec la fiabilité des données d'entrée et avec l'exactitude nécessaire. En d'autres termes, les concepts contemporains présentant un intérêt théorique doivent souvent être simplifiés au profit de l'utilité.

Toute une gamme de modèles conceptuels ont été décrits (voir *Intercomparison of conceptual models used in operational hydrological forecasting* –

WMO-No. 429). Dans ces circonstances, il a semblé opportun de limiter la discussion à une brève description de trois de ces modèles, constituant un échantillon raisonnable dans le cadre du présent guide. Plusieurs modèles conceptuels font partie du Système hydrologique opérationnel à fins multiples (SHOFM) de l'OMM.

6.1.3.1 Modèle de Sacramento

Ce modèle a été mis au point par l'équipe du Centre des prévisions fluviales du Service météorologique national des États-Unis d'Amérique à Sacramento, Californie. Il met en jeu un algorithme complexe de calcul de l'humidité pour établir les volumes de plusieurs composantes de l'écoulement, alors qu'une méthode plutôt simple et largement empirique est utilisée pour convertir ces entrées en hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Le sol est traité en deux parties, une zone supérieure et une zone inférieure, chacune ayant une capacité de stockage de l'eau capillaire et de l'eau libre. L'eau capillaire est celle qui est fortement liée aux particules du sol et ne peut en être extraite que par évapotranspiration. Le modèle permet de simuler les déplacements verticaux et horizontaux de l'eau libre. Les capacités de stockage de l'eau capillaire et de l'eau libre dans chacune des zones sont spécifiées à titre de paramètres du modèle. L'eau qui entre dans une zone est ajoutée au volume d'eau capillaire stockée tant que la capacité de stockage n'est pas dépassée, et tout volume excédentaire est ajouté au volume d'eau libre stocké.

Une partie de toute précipitation rejoint immédiatement le réseau hydrographique en tant que ruissellement direct. Il s'agit de la pluie qui se déverse directement sur le réseau lui-même ou sur les surfaces imperméables adjacentes. Dans ce modèle, la superficie en cause varie dans le temps. Toute la pluie et l'eau de fonte des neiges qui n'entre pas dans l'écoulement direct pénètre dans la couche supérieure du sol. L'eau libre de cette zone se retrouve soit dans l'écoulement retardé, soit dans l'eau qui percole jusqu'à la couche inférieure. Si le taux d'apport d'humidité dans la couche supérieure est plus grand que le taux d'assèchement, l'excédent devient du ruissellement. L'eau libre de la couche inférieure se répartit entre stockage primaire (drainage lent) et stockage secondaire. La figure II.6.3 illustre les principales caractéristiques du modèle.

La percolation venant de la couche supérieure et atteignant la couche inférieure est définie par:

$$PRATE = PBASE \left[1 + ZPERC * RDC^{REXP} \right] \frac{UZFWC}{UZFWM} \quad (6.5)$$

où *PRATE* est le taux de percolation et *PBASE* le taux de percolation qui existerait si la couche inférieure était pleine et si l'approvisionnement dans la couche supérieure était illimité. Ce taux est numériquement égal au débit maximal sortant de la zone inférieure et se calcule comme la somme des capacités primaire et secondaire de stockage d'eau libre de la zone inférieure, chacune étant multipliée par son coefficient de tarissement. *RDC* est le rapport du déficit de la zone inférieure à sa capacité. Autrement dit, *RDC* est nul quand la zone inférieure est pleine et égal à 1 lorsqu'elle est vide. *ZPERC* est un paramètre du modèle qui définit la plage des valeurs du taux de percolation. Avec un approvisionnement illimité en eau libre de la zone supérieure, le taux de percolation varie de *PBASE* (zone inférieure pleine) à *PBASE* (1 + *ZPERC*) lorsque la zone inférieure est vide. *REXP* est un paramètre du modèle qui définit la forme de la courbe entre les valeurs minimales et maximales décrites ci-dessus. *UZFWC* est le volume d'eau libre dans la zone supérieure et *UZFWM* la capacité de stockage d'eau libre de la zone supérieure. Le rapport *UZFWC/UZFWM* représente la force d'entraînement de la zone supérieure. Quand cette zone est vide, il n'y a pas de percolation. Quand elle est pleine, le débit de percolation est déterminé par le déficit de la zone inférieure.

Cette équation est le mécanisme central du modèle. Elle interagit avec d'autres composantes de manière à contrôler le mouvement de l'eau dans toutes les parties du profil du sol, à la fois au-dessus et au-dessous de l'interface de percolation; en retour, elle est déterminée par les mouvements qui se manifestent dans toutes les parties du profil. Les taux d'évapotranspiration sont estimés d'après des variables météorologiques ou des observations sur bac. On peut utiliser des valeurs moyennes au jour le jour ou à long terme. Le potentiel du bassin est le produit de l'évapotranspiration météorologique par

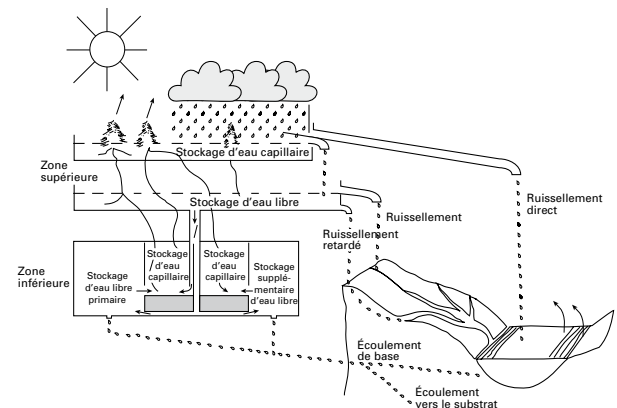


Figure II.6.3. Structure du modèle de Sacramento

un facteur fonction de la date, qui reflète l'état de la végétation. Dans le calcul de l'humidité réalisé par le modèle, les pertes par évapotranspiration, directes ou indirectes, sont soustraites du contenu des divers réservoirs ou du réseau hydrographique, ou des deux. Les pertes sont réparties suivant une hiérarchie de priorités et sont limitées par la disponibilité d'humidité ainsi que par la demande calculée.

Le mouvement de l'humidité à travers les couches de sol se fait suivant un processus continu; la vitesse d'écoulement en un point donné varie selon le taux d'alimentation en humidité et le contenu des réservoirs en cause. Ce processus est simulé par un calcul quasi linéaire. Le calcul du drainage et de la percolation pour un intervalle de temps donné repose sur l'hypothèse implicite voulant que le déplacement d'humidité pendant cet intervalle soit défini par les conditions existant au début de l'intervalle. Cette approximation n'est acceptable que si la durée de l'intervalle est relativement courte. Dans le modèle, la durée de l'intervalle dépend du volume, c'est-à-dire que l'intervalle est choisi de manière qu'il n'y ait pas plus de cinq millimètres d'eau en jeu à chaque exécution de la boucle de calcul.

Cinq composantes de l'écoulement sont calculées par le modèle. Les trois composantes supérieures (écoulement direct, écoulement de surface et écoulement retardé) sont totalisées et transformées au moyen d'un hydrogramme unitaire (section 6.3.2.2.5). Les deux composantes provenant de la zone inférieure, écoulements de base primaire et secondaire, sont additionnées directement à l'hydrogramme en sortie issu des trois autres composantes. Un calcul de propagation de l'hydrogramme résultant est aussi prévu avec des coefficients de propagation variables.

Le modèle de Sacramento est la composante J04.3.01 du SHOFM.

6.1.3.2 Modèle à réservoirs

Ce modèle a été mis au point à l'Institut national de recherche sur les sciences de la Terre et la prévention des catastrophes de Tokyo au Japon (Sugawara *et al.*, 1974). Comme son nom l'indique, les couches du sol sont représentées par un ensemble de réservoirs empilés les uns sur les autres (voir la figure II.6.4 a)). On suppose que toute l'eau de pluie et de fonte nivale entre dans le réservoir supérieur; chaque réservoir possède un orifice dans sa partie inférieure et un ou deux sur le côté à une certaine distance au-dessus du fond. L'eau qui quitte un réservoir quelconque par son orifice du fond passe dans le réservoir inférieur suivant, sauf dans le cas

du réservoir le plus bas dont toutes les sorties par le bas sont perdues pour le système. L'eau qui quitte un réservoir quelconque par un orifice latéral (écoulement latéral) se retrouve comme entrée dans le réseau hydrographique. Le nombre de réservoirs et la taille et la position des orifices de sortie sont les paramètres du modèle.

Ce schéma représente bien le processus pluie-débit dans les régions humides, mais pour les zones arides et semi-arides, des dispositions plus complexes sont nécessaires, comme le montre la figure II.6.4 b). Si des périodes sèches prolongées caractérisent une région, deux ensembles de réservoirs comme celui décrit ci-dessus, ou plus, sont disposés en parallèle. Pour chaque ensemble, les écoulements par le bas se font de la même manière que dans le modèle simple. Chaque réservoir de chaque ensemble contribue, par son écoulement latéral, à l'alimentation du réservoir correspondant de l'ensemble voisin, sauf que tous les écoulements latéraux des réservoirs du dernier ensemble vont directement dans le réseau hydrographique. De plus, l'écoulement latéral (orifice du haut) du réservoir supérieur de chaque ensemble alimente directement le réseau hydrographique. Chaque ensemble est considéré comme représentant une zone du bassin, le plus bas correspondant à la zone la plus proche des cours d'eau. Lorsque les variations saisonnières font évoluer les conditions climatiques vers la sécheresse, la zone avoisinant les cours d'eau peut rester relativement humide après que celle qui en est la plus éloignée s'est asséchée. Les auteurs du modèle ne prétendent pas que

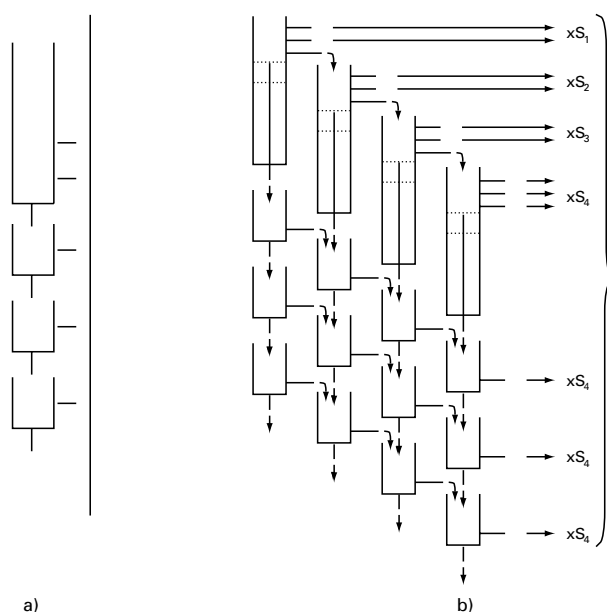


Figure II.6.4. Modèle à réservoirs

la représentation au moyen de réservoirs est parfaitement conforme à la réalité, mais plutôt que la configuration des réservoirs est une approximation qui présente quelque analogie avec la méthode des différences finies. En outre, les formulations mathématiques qui définissent l'écoulement de l'eau dans les réservoirs ressemblent aux concepts de l'hydrologie classique.

Le modèle permet de distinguer l'eau captive (humidité du sol) et l'eau libre qui s'écoule vers le bas ou à l'horizontale. Il prévoit également que l'eau libre comble, par capillarité, le déficit en humidité du sol. Le modèle calcule les pertes par évapotranspiration dans le bassin selon l'évaporation quotidienne mesurée ou estimée, l'état des réserves et un ordre de priorité pour les différents éléments de stockage.

Le calcul de base pour un réservoir comprend une fonction de vidange définie par:

$$\frac{dx}{dt} = \alpha x \quad (6.6)$$

où x est le contenu du réservoir et t le temps. Le débit sortant, dans un intervalle de temps fini Δt , est alors égal à $[1 - e^{-\alpha \Delta t}]x$. La quantité $[1 - e^{-\alpha \Delta t}]$ est calculée pour chaque orifice de sortie d'après la valeur de α et l'intervalle de temps spécifié.

Pour chaque intervalle de temps, les calculs sont effectués dans l'ordre suivant:

- a) Pour le réservoir supérieur:
 - i) Soustraction de l'évapotranspiration;
 - ii) Transfert d'eau libre en humidité du sol;
 - iii) Addition de la pluie et de l'eau de fonte nivale;
 - iv) Calcul et soustraction de l'apport au réseau hydrographique (écoulement latéral) et de la percolation (écoulement vers le bas) à partir du contenu en eau libre;
- b) Pour un des réservoirs inférieurs:
 - i) Soustraction de l'évapotranspiration, en respectant les priorités;
 - ii) Transfert d'eau libre en humidité du sol;
 - iii) Addition de la percolation en provenance du réservoir situé immédiatement au-dessus;
 - iv) Calcul et soustraction de l'apport au réseau hydrographique (écoulement latéral) et de la percolation (écoulement vers le bas) à partir du contenu en eau libre.

L'apport au réseau hydrographique est constitué des sorties obtenues lors de la phase de calcul de l'humidité par le modèle. L'hydrogramme à

l'exutoire est produit en propageant cet apport d'après l'hypothèse:

$$Q = KS^2 \quad (6.7)$$

où Q est le débit sortant, S le stockage dans le cours d'eau et la constante K un paramètre supplémentaire du modèle. On impose que dQ/dS soit inférieur ou égal à 1 pour éviter que le débit sortant dépasse le volume stocké dans le cours d'eau. Une caractéristique intéressante du modèle à réservoirs est la possibilité de modifier réellement sa structure en changeant les valeurs des paramètres.

Le modèle à réservoirs est la composante J04.1.01 du SHOFM.

6.1.3.3 Modèle HBV

Le modèle HBV a été élaboré par Bergstrom (1992, 1995) à l'Institut suédois de météorologie et d'hydrologie. Ce modèle conceptuel de bassin versant convertit les données sur les précipitations, la température de l'air et l'évapotranspiration potentielle en valeurs de la fonte nivale (le cas échéant) et en valeurs de l'écoulement fluvial et/ou du débit entrant dans les réservoirs. Ayant été modifié à maintes reprises, il en existe des variantes dans un certain nombre de pays.

Le modèle décrit le bilan hydrologique général de la façon suivante:

$$P - E - Q = \frac{d}{dt} [SP + SM + UZ + LZ + VL] \quad (6.8)$$

où P désigne les précipitations, E l'évapotranspiration, Q l'écoulement, SP le manteau neigeux, SM l'humidité du sol, UZ la zone supérieure des eaux souterraines, LZ la zone inférieure des eaux souterraines et VL le volume des lacs.

Le modèle HBV peut être considéré comme un modèle semi-réparti permettant de diviser le bassin versant en sous-bassins et de créer des zones d'altitude. Il comprend des sous-programmes pour l'interpolation météorologique, l'accumulation et la fonte de neige, l'évapotranspiration, le calcul de l'humidité du sol, la formation de l'écoulement et, enfin, la propagation par les cours d'eau et les lacs. Les bassins au relief très accidenté sont divisés en zones d'altitude, lesquelles peuvent être divisées à leur tour en zones de végétation, par exemple zones boisées ou non boisées.

Le sous-programme standard de la fonte de neige repose sur la méthode des degrés-jours, en fonction de la température de l'air. La fonte est également

répartie selon les zones d'altitude et le gradient vertical de température; elle est modélisée de façon différente dans les forêts et dans les espaces découverts. L'une des hypothèses est que le manteau neigeux retient l'eau de fonte aussi longtemps que le volume de celle-ci ne dépasse pas une certaine capacité de rétention de la neige. Lorsque la température passe sous la valeur seuil, l'eau de fonte gèle à nouveau progressivement.

Le modèle HBV tient compte de l'humidité du sol par une modification de la méthode à réservoirs, en ce sens qu'il suppose une distribution statistique des capacités de stockage dans le bassin. C'est là que réside le principal contrôle de la formation de l'écoulement. L'évapotranspiration potentielle est ramenée aux valeurs réelles parallèlement à un assèchement du sol dans le modèle; elle se produit dans les lacs seulement lorsqu'ils ne sont pas gelés. Les conditions de gel sont modélisées par un simple sous-programme de pondération de la température de l'air, ce qui introduit un décalage entre la température de l'air et celle des lacs.

Le sous-programme de formation de l'écoulement est la fonction de réponse qui transforme l'excédent d'eau dans la zone d'humidité du sol en écoulement. Il prend en considération les effets des précipitations directes et de l'évaporation à partir des lacs, des cours d'eau et d'autres zones humides. La fonction consiste en un réservoir supérieur non linéaire et un réservoir inférieur linéaire produisant les composantes rapide et lente (écoulement de base) de l'hydrogramme. Les lacs peuvent également être modélisés explicitement de telle sorte que la propagation des niveaux soit effectuée dans les lacs situés à l'exutoire d'un sous-bassin. La division en sous-modèles, définis par les exutoires des principaux lacs, est donc très importante pour déterminer la dynamique de l'écoulement produit. La propagation dans les cours d'eau entre les sous-bassins peut être décrite par la méthode de Muskingum (voir, par exemple, Shaw, 1994) ou par de simples déphasages.

Une réévaluation poussée du modèle, réalisée dans les années 1990, a produit la version HBV-96 (Lindström *et al.*, 1997). L'objectif était de pouvoir utiliser plus facilement des données réparties dans l'espace, de renforcer les bases physiques du modèle et d'améliorer ses performances. Cette réévaluation a conduit à modifier la description des processus, l'étalement automatique et l'interpolation optimale des précipitations et de la température grâce à une méthode géostatistique. L'ensemble des changements apportés a amélioré sensiblement les performances. La possibilité d'accroître la résolution

spatiale est également nécessaire pour la future intégration de données de terrain réparties dans l'espace. L'affinement du modèle a résulté davantage de la modification du traitement des données d'entrée et du nouveau sous-programme d'étalement automatique que des modifications visant la description des processus.

Les données à introduire dans le modèle HBV sont les précipitations (hauteurs journalières), la température de l'air (moyennes journalières) et les estimations de l'évapotranspiration potentielle. Le modèle standard utilise les données mensuelles de l'évapotranspiration potentielle moyenne à longue échéance, basée généralement sur la formule de Penman et corrigée en fonction des anomalies de température (Lindström et Bergström, 1992). Il est également possible de calculer des valeurs quotidiennes proportionnelles à la température de l'air, mais avec des coefficients de proportionnalité mensuels. Les dernières versions du modèle HBV peuvent être exécutées avec des données de résolution temporelle plus fine (données horaires).

Quoique le sous-programme d'étalement automatique ne fasse pas partie du modèle en tant que tel, il en est une composante essentielle. La méthode d'étalement automatique mise au point par Lindström (1997) permet d'utiliser différents critères pour divers paramètres ou de combiner les critères. L'opération requiert généralement de trois à cinq années de relevés simultanés de l'écoulement fluvial et des conditions météorologiques. Si l'on ne dispose pas de relevés de l'écoulement fluvial, il est parfois possible d'estimer ces paramètres à partir des caractéristiques connues du bassin.

Le champ d'application du modèle HBV est vaste et comprend la conception d'évacuateurs (Bergström *et al.*, 1992; Lindström et Harlin, 1982), l'évaluation des ressources en eau, l'estimation de la charge en nutriments (OMM, 2003) et l'étude du changement climatique (Bergström *et al.*, 2001). On s'en sert depuis peu pour la cartographie hydrologique de pays entiers, comme cela a été fait en Norvège (Beldring *et al.*, 2003) et en Suède (SNA, 1995). Le modèle HBV est la composante J04.2.02 du SHOFM. Pour de plus amples informations, voir le site <http://www.smhi.se/sgn0106/if/hydrologi/hbv.htm>.

6.1.4 Modèles répartis

La modélisation mathématique en hydrologie a longtemps été dominée par les modèles globaux à paramètres constants, représentant un bassin versant complet. Plusieurs modèles répartis et semi-répartis ont cependant été développés récemment.

Leur formulation vise à suivre de plus près les processus hydrologiques; ils permettent ainsi d'intégrer plusieurs variables météorologiques et paramètres des bassins versants. Ils fournissent un ensemble de données synthétiques sur les débits, les caractéristiques de la qualité de l'eau et les vitesses de recharge des nappes souterraines. Les entrées sont essentiellement des données sur les hauteurs de pluie, mais il peut être tenu compte des chutes de neige, des températures, du rayonnement, de l'évapotranspiration potentielle, etc. Les modèles mis au point pour des bassins urbains peuvent renfermer une description du réseau de drainage. Les modèles destinés aux zones rurales peuvent comprendre des hydrogrammes unitaires, des courbes de répartition des surfaces isochrones ou des sous-programmes de propagation.

Pour diverses raisons, les modèles répartis à base physique sont encore loin d'être exploités à leur pleine capacité (Refsgaard et Abbott, 1996). Ils requièrent une grande quantité de données qui souvent n'existent pas ou ne sont pas disponibles. La télédétection opérationnelle n'est toujours pas très répandue, sauf pour la couverture neigeuse et l'utilisation des sols ou la végétation.

Peu de paramètres d'un modèle réparti à base physique peuvent être mesurés sur le terrain, et l'étalonnage est une tâche d'optimisation difficile. De plus, les descriptions plus pertinentes et complexes sont rarement introduites car elles exigeraient davantage de paramètres, qu'il faudrait identifier. Cette simplification rend parfois la base physique du modèle moins rigoureuse.

Comme l'a noté Beven (1996), les modèles répartis à base physique utilisent des équations de petite échelle en prenant pour hypothèse que le changement d'échelle peut être compensé par l'introduction de valeurs des paramètres appropriées. Toutefois, les équations à base physique de petite échelle ne s'accommodent pas très bien d'une augmentation d'échelle dans un système hétérogène. Beven (1996) entrevoit une solution dans une approche qui reconnaît les limites de la modélisation, par exemple dans un cadre d'incertitude. Les paramètres dépendants de l'échelle pourraient être basés sur un modèle statistique de l'hétérogénéité. De façon générale, réaliser une bonne paramétrisation agrégée n'est pas chose aisée.

Les modèles répartis offrent la possibilité d'utiliser au mieux toute l'information répartie concernant les processus physiques en jeu dans les bassins versants. Le Système hydrologique européen (DHI, 1985), exemple de modèle hydrodynamique réparti,

est présenté à la figure II.6.5. Il a été mis au point d'après les équations aux dérivées partielles décrivant les processus physiques dans un bassin: interception, évapotranspiration, ruissellement et écoulement dans les chenaux, déplacement de l'eau dans les zones saturées et non saturées et fonte nivale.

Le processus d'interception est représenté par une variante du modèle de Rutter qui fournit une vitesse de modification de la quantité d'eau stockée sur le couvert:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = Q - K e^b (C - S) \quad (6.9)$$

où:
$$Q = \begin{cases} P_1 P_2 (P - E_p C / S) & \text{lorsque } C < S \\ P_1 P_2 (P - E_p) & \text{lorsque } C \geq S \end{cases}$$

et où C est l'épaisseur réelle d'eau sur le couvert, S est la capacité de stockage du couvert, P est l'intensité de la pluie, P_1 est, en plan, la proportion du sol cachée par la végétation, P_2 est le rapport entre la surface foliaire totale et la surface du sol couverte par la végétation, E_p est le taux d'évaporation potentielle, K et b sont des paramètres de drainage et t est le temps.

Pour la prévision des taux d'évapotranspiration réelle, on utilise l'équation de Penman-Monteith:

$$E_a = \frac{\Delta R_n \frac{\varphi C_p v_e}{r_a}}{\lambda \left[\Delta + \gamma (17 \gamma_s / r_a) \right]} \quad (6.10)$$

où φ est la masse volumique de l'air, λ la chaleur latente de vaporisation de l'eau, E_a le taux d'évapotranspiration réelle, R_n le rayonnement net moins

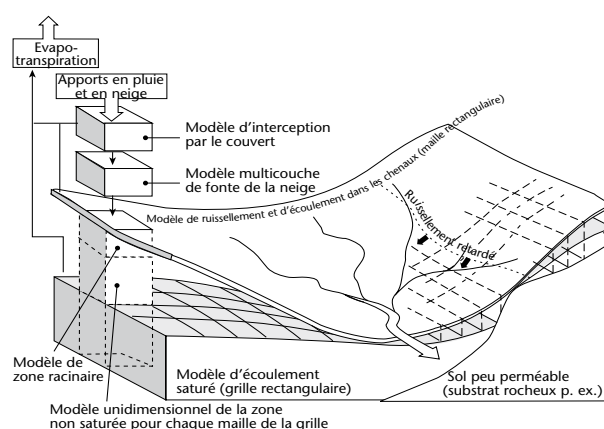


Figure II.6.5. Structure du système hydrologique européen

le flux d'énergie dans le sol, Δ_x la pente de la courbe de l'humidité spécifique/température, C_p la chaleur spécifique de l'air à pression atmosphérique constante, v_e le déficit en tension de vapeur de l'air, r_a la résistance aérodynamique au transport de vapeur d'eau, γ_s la résistance du couvert au transport de vapeur d'eau et γ la constante psychrométrique.

Le processus d'interception est modélisé sous la forme d'une capacité de stockage qui doit être épuisée pour que l'eau ruisselle le long des troncs jusqu'au sol. La taille de la capacité de stockage, I_{max} , dépend du type de végétation et de son stade de développement, déterminé par l'indice de surface foliaire, LAI . Donc:

$$I_{max} = C_{int} \times LAI \quad (6.11)$$

où C_{int} est un coefficient d'interception qui définit la capacité de stockage propre à la végétation. Il est souvent de l'ordre de 0,05 mm, mais l'étalonnage peut permettre d'obtenir une valeur plus précise. La superficie du feuillage par unité de surface au sol est donnée par l'indice de surface foliaire. Des fonctions généralisées de cet indice, variant dans le temps, ont été établies pour différentes cultures. Lorsqu'il utilise l'outil de modélisation MIKE SHE, l'utilisateur doit donc spécifier la variation temporelle de l'indice de surface foliaire pour chaque catégorie de culture pendant les périodes de végétation à simuler. Les conditions climatiques variant d'une année à l'autre, un décalage des courbes de l'indice de surface foliaire dans le temps peut s'avérer nécessaire, mais, en principe, la forme de la courbe ne sera pas modifiée. En règle générale, l'indice de surface foliaire varie entre 0 et 7. Si la quantité d'eau interceptée sur les feuilles est suffisante, l'évaporation par le couvert est égale à l'évapotranspiration potentielle, c'est-à-dire:

$$E_{can} = \min I_{max} E_p \Delta t \quad (6.12)$$

où E_{can} est l'évaporation par le couvert, E_p le taux d'évapotranspiration potentielle et Δt le pas de temps de la simulation.

L'eau accumulée à la surface du sol réagit à la pesanteur en s'écoulant suivant la pente jusqu'au réseau des chenaux, par lesquels elle est ensuite acheminée à l'exutoire du bassin. Les deux phénomènes sont décrits par des équations de l'écoulement non permanent à surface libre basées sur les principes physiques de la conservation de la quantité de mouvement et de la masse (DHI, 1985).

Dans le mode le plus exhaustif, l'écoulement dans la zone non saturée peut être calculé au moyen de l'équation de Richards:

$$C = \frac{\partial \Psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial Z} \left(K \frac{\partial \Psi}{\partial Z} \right) + \frac{\partial K}{\partial Z} + S \quad (6.13)$$

où Ψ est la pression hydrostatique, t la variable temps, Z la coordonnée verticale (positive vers le haut), $C = \partial \Theta / \partial \Psi$ la capacité de rétention d'eau du sol, Θ la teneur volumétrique en humidité, K la conductivité hydraulique et S un terme source/puits.

La vitesse d'infiltration dans le sol est déterminée par les conditions à la limite supérieure, qui passent des conditions contrôlées par le flux à des conditions contrôlées par le sol (saturation) et vice-versa. La limite inférieure est habituellement le niveau de la surface de la nappe phréatique. L'équation décrivant l'écoulement dans la zone saturée est l'équation non linéaire de Boussinesq:

$$S = \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x H \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y H \frac{\partial h}{\partial y} \right) + R \quad (6.14)$$

où S est le débit spécifique, h est le niveau de la surface de la nappe phréatique, K_x et K_y sont les conductivités hydrauliques dans des conditions de saturation dans les directions x et y , H est l'épaisseur saturée, t est la variable temps, x et y sont les coordonnées spatiales horizontales et R est un terme pour l'alimentation/débit instantané.

On résout l'équation 6.14 par approximation avec un ensemble d'équations aux différences finies, c'est-à-dire en appliquant la loi de Darcy combinée avec l'équation de conservation de la masse pour chaque nœud de calcul. Pour un nœud i à l'intérieur de la surface du modèle, le débit total entrant R provenant des nœuds voisins et des sources/puits, entre le temps n et le temps $n+1$, s'exprime comme suit:

$$R = \sum q_z^{n+1} + \sum q_x^{n+1} + R H_i \Delta x^2 \quad (6.15)$$

où le premier terme du second membre est le débit volumique dans la direction verticale, le second terme est le débit volumique dans les directions horizontales, R est le débit volumique par unité de volume de tous les puits et sources, Δx est la résolution spatiale dans la direction horizontale et H_i est soit la hauteur saturée pour les nappes libres, soit l'épaisseur de l'aquifère pour les nappes captives.

La composante eau de fonte nivale du SHE représente une tentative de modéliser les flux d'énergie

et de masse à l'intérieur d'un stock nival en tenant compte des modifications de sa structure. Deux équations semi-empiriques complètent l'ensemble des relations nécessaires pour définir les distributions de la température et de la teneur en eau. Des équations empiriques sont également utilisées pour définir les propriétés hydrauliques et thermiques de la neige en matière de structure, de teneur en eau et de température.

Plusieurs systèmes sont liés au modèle SHE, dont MIKE SHE, SHETRAN et SHESED récemment mis au point. Les descriptions de base des processus présents dans la première version du SHE se retrouvent dans MIKE SHE. Ce dernier progiciel (Storm et Refsgaard, 1996), plus étendu que le SHE, a eu de nombreuses applications concrètes, par exemple: simulation des écoulements, transport de solutés, planification de l'irrigation, contrôle de la salinité et gestion.

6.1.5 Évaluation des paramètres

Des méthodes générales d'évaluation ou d'identification des paramètres, parfois appelées techniques d'étalonnage de modèle, ont été mises au point pour un large éventail de systèmes dynamiques. L'expérience montre que l'efficacité de ces méthodes dépend de l'existence d'informations adéquates sur les caractéristiques du système et sur la forme de la fonction d'influence, ou réponse impulsionnelle. Il existe deux grandes méthodes d'étalonnage.

Dans la première méthode, le modèle mathématique est combiné aux données afin d'obtenir les coefficients inconnus, qui sont les paramètres du système. Une telle tâche est généralement difficile, car elle relève de la résolution des problèmes mathématiques inverses mal posés. L'inversion de matrice est parfois nécessaire dans les cas linéaires. Les solutions peuvent être très sensibles à l'inexactitude des données. Elles ont tendance à être instables et multiples. L'optimum trouvé par le logiciel peut être un optimum local et non global.

La seconde méthode consiste à essayer diverses combinaisons de valeurs des paramètres pour trouver la valeur minimale ou maximale d'un critère d'optimisation choisi. Un certain nombre de stratégies ont été mises au point par les spécialistes des mathématiques appliquées afin de minimiser la masse de calcul exigée par l'optimisation de la valeur des paramètres. Parmi les stratégies utilisées en hydrologie figure la méthode du gradient. Le critère d'analyse est un facteur décisif

dans la recherche d'une solution adéquate. Un certain nombre de critères élaborés et présentés dans le cadre de projets réalisés par l'OMM (OMM, 1986; 1987; 1991a) conviennent de manière générale.

Il est recommandé d'observer les principes ci-après lors de la détermination des paramètres de modèles hydrologiques conceptuels complexes comportant plusieurs composantes:

- a) Mettre à l'épreuve séparément les composantes du modèle en utilisant toute l'information expérimentale et scientifique. Il est bien connu que la détermination globale de tous les paramètres d'un modèle par optimisation peut produire des valeurs non réalistes, qui excèdent même parfois les plages physiques possibles. C'est le cas lorsque certaines composantes du modèle renferment des erreurs systématiques ultérieurement corrigées à l'intérieur même du modèle. En vue d'éviter ces problèmes, il est recommandé de déterminer séparément, et non globalement, les paramètres des modèles conceptuels complexes pour chacune des composantes de base;
- b) Utiliser, pour l'étalonnage des modèles, des données couvrant un intervalle d'une durée minimale de trois ans et utiliser, pour la vérification, un autre intervalle de durée analogue. Selon une telle méthode d'échantillon fractionné, les intervalles servant à l'étalonnage et à la vérification devraient être choisis de manière à représenter différentes conditions favorables à la production d'écoulement, par exemple les crues engendrées par des chutes de pluie, les crues résultant des processus de fonte nivale et les étiages;
- c) Dans le cas de bassins dont le régime hydrologique subit des influences anthropiques, il est recommandé d'étalonner le modèle en fonction du régime naturel d'écoulement. Les valeurs de certains paramètres peuvent ensuite être modifiées pour tenir compte des influences anthropiques. La validation des paramètres du modèle devrait être effectuée pour une période représentative qui n'est pas influencée par les activités humaines.

Les paramètres des modèles hydrodynamiques représentent les caractéristiques du bassin, par exemple la rugosité des pentes et du lit des cours d'eau et la conductivité hydraulique et la porosité des sols. Étant donné leur base physique, tous ces paramètres devraient être déterminés par des mesures sur le terrain et non par optimisation, mais ce n'est pas toujours possible.

6.1.6 Choix d'un modèle

Outre les progiciels développés en Europe et en Amérique du Nord, on utilise de plus en plus de produits élaborés dans d'autres régions du monde. Ainsi, deux modèles mis au point en Afrique du Sud ont obtenu une reconnaissance internationale. Le système de modélisation agrohydrologique ACRU (Unité de recherche sur les bassins agricoles), qui a été élaboré par Schulze à l'Université du Natal dès le début des années 1970, est un modèle conceptuel physique intégré à fins multiples qui simule l'écoulement fluvial, les sédiments et le rendement des cultures. Le modèle pluie-débit de Pitman, à pas de temps mensuel, a été couramment employé en Afrique australe pour la planification stratégique globale des ressources en eau (voir Hughes et Metzler, 1998). Récemment, Hughes (2004a) a ajouté au modèle de Pitman deux composantes, apport et écoulement souterrain, répondant ainsi au besoin urgent d'un outil de modélisation qui intègre les eaux superficielles et les eaux souterraines et qui puisse être appliqué à des bassins d'échelle diverse en Afrique australe.

Le choix d'un modèle ne se limite bien sûr pas à ceux décrits ci-dessus. Les instituts de recherche et les sociétés de production de logiciels offrent de multiples systèmes. Il est souvent difficile de déterminer les avantages et inconvénients relatifs des modèles proposés à des fins opérationnelles. Le choix effectué dans une situation donnée a des incidences sur la planification, la mise en valeur et la gestion des ressources en eau, sur les activités de prévision hydrologique et sur l'orientation des recherches futures en modélisation. Certains facteurs et critères à prendre en considération lors du choix d'un modèle sont énumérés ci-après:

- a) L'objectif général de la modélisation: prévision hydrologique, évaluation des influences anthropiques sur le régime hydrologique naturel ou estimation de l'impact du changement climatique;
- b) Le type d'objet à modéliser: petit bassin versant, aquifère, bief de cours d'eau, réservoir ou grand bassin hydrographique;
- c) L'élément hydrologique à modéliser: crues, débits journaliers moyens, débits mensuels moyens, niveaux de la nappe, qualité de l'eau, etc.;
- d) Les caractéristiques climatiques et physiographiques du bassin versant;
- e) Les données dont on dispose (types, durée des relevés et qualité) et celles dont on a besoin pour l'étalonnage et l'exploitation des modèles;
- f) La simplicité du modèle, tant du point de vue de la complexité hydrologique que de son usage pratique;

- g) La nécessité éventuelle de transposer les paramètres de modèles de bassins plus petits à des bassins plus grands;
- h) La possibilité d'ajuster facilement le modèle, en fonction de l'évolution des conditions hydro-météorologiques.

Des renseignements et conseils utiles sur le choix et l'application des modèles conceptuels dans diverses situations hydrologiques sont présentés dans la documentation qui accompagne divers projets menés à bien par l'OMM depuis les années 1970, par exemple:

- a) Comparaison des modèles conceptuels utilisés en prévision hydrologique opérationnelle (OMM, 1987);
- b) Comparaison de modèles de l'écoulement de l'eau de fonte nivale (OMM, 1986);
- c) Comparaison simulée en temps réel de modèles hydrologiques (OMM, 1991a).

Les établissements de recherche scientifique et les sociétés commerciales ont mis au point de nombreux progiciels hydrologiques destinés aux ordinateurs personnels et stations de travail utilisant MS Windows, UNIX et LINUX. Beaucoup comportent une interface pour les systèmes d'information géographique.

Les modèles hydrologiques qui font partie du SHOFM sont regroupés en sections. La section J, intitulée «Modèles de prévision hydrologique», renferme les modèles destinés en premier lieu à la prévision opérationnelle de divers éléments hydrologiques. On trouvera dans la sous-section J04, «Prévision des débits à partir de données hydrométéorologiques», la description des modèles de Sacramento, à réservoirs et HBV présentés dans les paragraphes 6.1.3.1 à 6.1.3.3.

Au moment de la rédaction du présent guide, les autres composantes de cette sous-section portent les numéros J04.1.04 – Modèle d'écoulement de fonte de neige (SRM), J04.1.05 – Modèles ISO de fonction des débits entrants – stockages – débits sortants, J04.2.01 – Un modèle conceptuel de bassin pour la prévision des crues, J04.3.03 – Modèle d'accumulation et d'ablation de la neige (NWSRFS-SNOW-17) et J04.3.07 – Système linéaire synthétique sous contraintes (SCLS).

La sous-section J15, «Modèles combinés de prévision du débit et de calcul de la propagation de l'onde de crue», comprend les composantes J15.2.01 – Synthèse des débits et régulation des réservoirs (SSARR) et J15.3.01 – Programme de calibration manuel (NWSRFS-MCP3).

D'autres modèles sont regroupés dans la section K, intitulée «Analyses hydrologiques pour la planification et la conception des ouvrages et des systèmes de mise en valeur des ressources en eau». Par exemple, le modèle K15.3.02 – Modèle de crue de rupture de barrage (DAMBRK) se trouve dans la sous-section K15, «Etudes des crues sur des sites précis». La sous-section K22, «Modèles de simulation pluie-débit», présente les composantes K22.2.02 – Système de modélisation hydrologique (HEC-HMS), K22.2.10 – Modèle du ruissellement des eaux de pluie (HYRROM), K22.2.11 – PC IHACRES - Hydrogrammes unitaires et composantes de l'écoulement à partir de données de pluie, d'évaporation et de débit, K22.2.12 – Modèle pluie-débit non linéaire (URBS) et K22.3.01 – Modèle de gestion des averses (SWMM). Dans la sous-section K35, «Simulation de l'écoulement en chenal et calcul de la propagation de l'onde de crue», se trouvent les composantes K35.1.05 – Solution numérique de la méthode non linéaire de Muskingum, K35.2.09 – Hydrologie d'inondations internes (HEC-IFH), K35.3.06 – Système d'analyse de rivière (HEC-RAS), K35.2.06 – Modèle de calcul de profils d'eau de surface (WSPRO), K35.3.13 – Modèle d'écoulement dynamique en réseau (BRANCH) et K35.3.14 – Modèle d'écoulement d'un système unidimensionnel de canaux à surface libre basé sur une analogie avec la diffusion (DAFLOW). La sous-section K55, «Etudes de la qualité de l'eau» décrit les composantes suivantes: K55.2.04 – Modèle de transport pour un système unidimensionnel de canaux à surface libre (BLTM), K55.2.06 – Modélisation des coliformes fécaux dans les écoulements, K55.3.04 – Modèle mathématique à deux dimensions de la distribution de la salinité dans les estuaires et K55.3.07 – PC-QUASAR simulation de la qualité en rivière.

La section L est intitulée «Eaux souterraines». Sa sous-section L20, «Modèles de simulation des aquifères», présente les composantes L20.2.04 – Modèle modulaire d'écoulement des eaux souterraines en différences finies (MODFLOW), L20.3.05 – Un modèle d'écoulement en zone non saturée surmontant une nappe peu profonde (MUST), L20.3.13 – Progiciel complet pour la modélisation de l'écoulement des eaux souterraines (TRIWACO), L20.3.07 – Lignes de courant et temps de transit basés sur des solutions analytiques (AQ-AS), L20.3.10 – Calcul analytique du rabattement des eaux souterraines (AQ-AP), L20.3.11 – Modèle de simulation d'aquifère, L20.3.12 – SGMP simulation du comportement de la surface libre dans les systèmes d'eaux souterraines et L20.3.14 – MICRO-FEM: Modélisation multicouche en éléments finis de l'écoulement des eaux souterraines en régime permanent ou transitoire.

6.2

ANALYSE DES SÉRIES CHRONOLOGIQUES ET ANALYSE SPATIALE

Beaucoup de données hydrologiques se présentent sous la forme de séries chronologiques découlant de l'observation d'une variable en un lieu. L'étude d'une seule série chronologique permet de connaître la structure de corrélation temporelle de cette variable en un point. Si la station mesure plusieurs paramètres, on peut analyser les corrélations croisées des séries chronologiques de plusieurs variables en un même lieu. En prenant les séries chronologiques d'une même variable en différents points de l'espace, on peut explorer son champ spatio-temporel et examiner les corrélations croisées de ses séries chronologiques en différents points. Il est alors possible d'interpréter la structure temporelle et/ou spatio-temporelle des processus hydrologiques et d'utiliser cette information pour produire des débits synthétiques et élargir le champ des données, par exemple pour combler les lacunes et procéder à une extrapolation.

Les séries chronologiques sont continues si les valeurs ont été enregistrées en continu, discrètes si les valeurs ont été échantillonnées à des intervalles de temps discrets, qu'ils soient réguliers ou non, et enfin quantifiées si chaque valeur de la série chronologique est l'intégrale d'une variable sur un intervalle de temps donné. Les séries chronologiques continues peuvent être analysées dans le domaine temporel ou dans le domaine opérationnel, grâce notamment aux transformées de Fourier ou de Laplace, ce qui peut être commode dans certains cas précis.

Il est important, quand on étudie des séries chronologiques, de choisir des intervalles de temps appropriés. Les données peuvent être horaires, journalières, mensuelles ou annuelles; pour une étude particulière, il faut parfois prendre l'intervalle fixé par l'acquisition des données ou un intervalle plus long, qui requiert l'agrégation des données, ou plus court, qui requiert la désagrégation des données, ce qui n'est pas sans effet sur les caractéristiques de la série. Une série de débits horaires présentera sans doute des valeurs étroitement corrélées, tandis que le coefficient de corrélation pourra approcher de zéro avec une série de valeurs annuelles.

De nombreux documents traitent de l'analyse des séries chronologiques, dont la monumentale monographie de Box et Jenkins (1970). On peut se référer à Salas (1992) pour les applications hydrologiques. La plupart des progiciels statistiques généraux comprennent des éléments d'analyse des séries

chronologiques. On abordera brièvement ici les problèmes pratiques qui se posent dans ce domaine en ce qui concerne la simulation stochastique et la détection de changements dans les relevés hydrologiques.

6.2.1 Simulation stochastique des séries chronologiques en hydrologie

Les modèles stochastiques sont du type «boîte noire», et leurs paramètres sont estimés selon les propriétés statistiques des séries chronologiques d'observations. Les méthodes stochastiques ont été introduites en hydrologie à l'occasion de la conception des réservoirs. Les volumes d'écoulement annuels ou mensuels sont suffisamment détaillés à cette fin, mais la capacité du réservoir doit refléter la probabilité d'occurrence de séquences d'écoulement critiques qui peuvent être évaluées au mieux d'après un ensemble de séquences d'écoulement. Chaque séquence doit couvrir un grand nombre d'années; il devrait être impossible de la distinguer du relevé historique par ses caractéristiques statistiques pertinentes. Les propriétés statistiques du relevé historique à conserver sont de la plus haute importance lors du choix d'un modèle stochastique. La modélisation devient beaucoup plus difficile s'il faut produire des séquences d'écoulement simultanées pour deux emplacements de réservoirs ou davantage dans un bassin, parce qu'il est impératif de préserver les intercorrélations. La modélisation stochastique a également été appliquée à l'établissement de limites de confiance pour les prévisions de débit en temps réel. Ces applications ne seront pas approfondies ici. La conception et le fonctionnement des réservoirs de stockage sont étudiés dans la section 4.2.

6.2.1.1 Modèles markoviens de premier ordre

Un grand nombre de modèles de simulation des volumes d'écoulement mensuels, saisonniers ou annuels s'appuient sur une structure de Markov du premier ordre, c'est-à-dire que l'écoulement au cours de n'importe quelle période est déterminé par celui de la période précédente, auquel s'ajoute une impulsion aléatoire. Un modèle de ce type appliqué à l'écoulement annuel peut s'exprimer comme suit:

$$Q_i = \bar{Q}_j + \rho_j \frac{\sigma_j}{\sigma_{j-1}} (Q_{i-1} - \bar{Q}_{j-1}) + \varepsilon_i \sigma_j \sqrt{1 - \rho_j^2} \quad (6.16)$$

où Q_i est l'écoulement du $i^{\text{ème}}$ terme de la série dont les termes sont numérotés consécutivement à partir de 1 quel que soit le mois ou l'année, j est le mois

dans lequel tombe le $i^{\text{ème}}$ terme de la série, $\bar{Q}_j$ est l'écoulement moyen pour le mois j , σ_j est l'écart type pour le mois j , ρ_j est le coefficient d'autocorrélation entre $\bar{Q}_j$ et Q_{j-1} et ε_i est une variable aléatoire tirée d'une distribution appropriée, de moyenne zéro, de variance unité et non autocorrélée.

L'équation 6.16 convient également pour les écoulements saisonniers ($j = 1, 2, 3, 4$) et annuels ($j = 1$). Dans ce dernier cas, l'équation devient:

$$Q_i = \bar{Q}_j + \rho (Q_{i-1} - \bar{Q}_{j-1}) + \varepsilon_i \sigma \sqrt{1 - \rho^2} \quad (6.17)$$

On suppose que les valeurs de $\bar{Q} \sigma$ et ρ , estimées à partir des relevés historiques, sont applicables à l'objectif visé, et il suffit simplement de choisir une valeur initiale de Q_{i-1} pour simuler une série de la longueur voulue. Les méthodes de Monte-Carlo sont habituellement utilisées, les valeurs de la variable aléatoire étant produites par ordinateur. En principe, la mise au point et l'exploitation des modèles décrits par l'équation 6.16 sont assez simples et directes. Plusieurs aspects doivent néanmoins faire l'objet d'un examen soigné, et certaines décisions peuvent être critiques pour le problème particulier à l'étude:

- a) Quelle est la distribution de la variable aléatoire?
- b) La variance doit-elle être corrigée de l'effet d'autocorrélation, le cas échéant?
- c) Quelle est le degré d'exactitude de la valeur calculée de l'autocorrélation?

6.2.1.2 Modèles autorégressifs à moyenne mobile ARMA

Le groupe des modèles ARMA, mis au point par Box et Jenkins (Box et Jenkins, 1970; Hipe *et al.*, 1977), constitue un important prolongement des modèles stochastiques.

Il en existe trois types: les modèles autorégressifs (AR), les modèles à moyenne mobile (MA) et les modèles mixtes (ARMA). Le plus général (ARMA), d'ordre p et q , et le modèle à moyenne mobile (MA), d'ordre q , prennent respectivement les formes:

$$x_i = \phi_1 x_{i-1} + \phi_2 x_{i-2} + \dots + \phi_p x_{i-p} + \varepsilon_i - \theta_1 \varepsilon_{i-1} - \dots - \theta_q \varepsilon_{i-q} \quad (6.18)$$

$$x_i = \varepsilon_i - \theta_1 \varepsilon_{i-1} - \dots - \theta_q \varepsilon_{i-q} \quad (6.19)$$

où x_i est l'écart de la $i^{\text{ème}}$ observation à la moyenne de la série, ϕ_1 et θ_1 sont les paramètres à estimer et ε_i est une variable aléatoire, telle qu'elle a été définie plus haut (section 6.2.2.1).

Une méthode systématique a été mise au point pour l'ajustement des modèles ARMA (Box et Jenkins, 1970):

- a) Identification: Le corrélogramme des séries étudiées est comparé avec les fonctions d'auto-corrélation de divers modèles ARMA pour choisir le type et l'ordre du modèle qui conviennent le mieux;
- b) Estimation: Les paramètres du modèle sont estimés (Salas, 1992) par la méthode des moments, la méthode de vraisemblance maximale ou la méthode des moindres carrés, selon laquelle sont retenues les estimations qui minimisent la somme des carrés des résidus;
- c) Contrôle: Le caractère aléatoire des résidus est vérifié afin de confirmer la congruité du modèle retenu.

Les modèles autorégressifs à moyenne mobile sont utilisés pour obtenir des séquences d'écoulement synthétiques par des méthodes de Monte-Carlo de la manière exposée plus haut. Soulignons que les méthodes stochastiques de production de données doivent être appliquées avec prudence et en examinant minutieusement les caractéristiques des relevés importants pour le projet à l'étude.

6.2.1.3 Modèles du bruit fractionnel gaussien et du processus en ligne brisée

La découverte, par Hurst (1951), du fait que les relevés géophysiques de très longue durée présentent des caractéristiques non conformes à celles des processus stationnaires de Markov a conduit à mettre au point deux modèles stochastiques qui peuvent accepter des composantes de persistance à long terme ou de basse fréquence. Le premier est le modèle du bruit fractionnel gaussien (Mandelbrot et Wallis, 1968). Il consiste en un processus autosimilaire aléatoire caractérisé par une fonction de densité spectrale qui accentue l'importance des très basses fréquences typiques du phénomène de Hurst. Il a également été montré qu'un modèle à longue mémoire du processus en ligne brisée permet de tenir compte du phénomène de Hurst (Rodriguez-Iturbe *et al.*, 1972; Mejia *et al.*, 1972).

Les résultats de Hurst n'indiquent pas nécessairement une persistance à très long terme; en outre, certaines variantes des modèles ARMA permettent de simuler des effets substantiels des basses fréquences. La non-stationnarité de la valeur moyenne du processus pourrait également expliquer les caractéristiques relevées par Hurst lors de l'analyse des relevés de longue durée, qu'elles résultent du changement climatique, d'activités humaines ou d'une simple absence d'homogénéité dans les séries de données.

6.2.2 Détection de changements dans les relevés hydrologiques

6.2.2.1 Introduction

La détection de changements dans les longues séries chronologiques de données hydrologiques revêt une grande importance sur le plan scientifique et technique. Elle est fondamentale pour planifier les futures ressources en eau et la maîtrise des crues. Si des changements interviennent dans les systèmes hydrologiques, les procédures suivies pour concevoir divers ouvrages, tels que réservoirs, barrages et digues, doivent être revues, faute de quoi les systèmes seraient surdimensionnés, et coûteraient donc plus que nécessaire, ou sous-dimensionnés, et ne rempliraient pas correctement leur fonction.

Les activités menées au titre du Programme climatique mondial-Eau (OMM, 1988) ont conduit à formuler des recommandations générales au sujet des méthodes servant à déceler des changements dans les données hydrologiques. Ces recommandations sont présentées par Cavadias (OMM, 1992) et Kundzewicz et Robson (OMM, 2000, 2004). Nous nous appuyons ici sur les deux dernières références bibliographiques, que l'on pourra consulter pour plus de détails sur les différents éléments de la démarche.

6.2.2.2 Introduction aux tests statistiques destinés à détecter des changements

Les données d'une série chronologique peuvent changer graduellement (tendance), brusquement (variation discrète) ou de manière plus complexe. De tels changements ont une incidence sur la moyenne, la médiane, la variance, l'autocorrélation et d'autres aspects des données.

Avant d'effectuer un test statistique, il faut définir l'hypothèse nulle et l'hypothèse alternative qui décrivent l'objet de la recherche. Par exemple, pour vérifier si la moyenne d'une série présente une tendance, l'hypothèse nulle sera qu'il n'y a pas de changement dans la moyenne et l'hypothèse alternative, que la moyenne augmente ou diminue au fil du temps. Quand on réalise un test, on suppose au départ que l'hypothèse nulle est vraie. L'étape suivante consiste à s'assurer que les données concordent avec cette hypothèse. Si elles ne concordent pas, l'hypothèse nulle est rejetée.

Pour comparer l'hypothèse nulle et l'hypothèse alternative, on choisit une statistique de test, dont la pertinence est évaluée sur la base des éléments probants disponibles. La statistique de test est une

simple valeur numérique calculée à partir de la série de données considérée. Une bonne statistique met en évidence la différence entre les deux hypothèses. Un exemple simple est le gradient de régression linéaire, que l'on peut utiliser pour rechercher une tendance dans la moyenne. S'il n'y a pas de tendance (hypothèse nulle), le gradient de régression devrait être proche de zéro. Si la tendance est marquée (hypothèse alternative), la valeur de ce gradient devrait être très nettement positive, pour une tendance ascendante, ou négative, pour une tendance descendante.

Le niveau de signification indique si la statistique de test diffère de manière significative de la plage des valeurs qui seraient associées à l'hypothèse nulle. C'est la probabilité qu'un test détecte une tendance quand il n'y en a pas, ce que l'on désigne par erreur de type I. Une erreur de type II consiste à accepter l'hypothèse nulle – absence de tendance –, alors que l'hypothèse alternative – présence d'une tendance – est vraie. La puissance d'un test est la probabilité de déceler une tendance lorsqu'il y en a une. On préférera les tests puissants qui présentent une faible probabilité d'erreur de type II.

Il est toujours nécessaire d'examiner les postulats. Les tests classiques reposent sur un certain nombre ou la totalité des postulats suivants: une forme définie de distribution, en supposant par exemple que les données sont distribuées normalement; la constance de la distribution, c'est-à-dire que tous les points de données présentent une même distribution et qu'il n'y a donc pas de variations saisonnières ou cycliques; et enfin l'indépendance. Ce dernier postulat n'est pas satisfait s'il existe une autocorrélation, à savoir une corrélation entre deux valeurs temporelles consécutives. On parle aussi de corrélation sérielle ou de corrélation temporelle ou encore, dans le cas d'une étude portant sur plusieurs sites, de corrélation spatiale, c'est-à-dire de corrélation entre les sites.

Si les postulats d'un test statistique ne sont pas satisfaits, les résultats risquent d'être dénués de sens, dans la mesure où les estimations du niveau de signification seront entachées de graves erreurs. Comme les données hydrologiques comportent souvent des anomalies marquées, les tests fondés sur l'hypothèse d'une distribution normale des données sont inadaptés. Certaines données hydrologiques présentent aussi une autocorrélation et/ou une corrélation spatiale, et leurs valeurs ne sont donc pas indépendantes. Cela peut nuire à la détection d'une tendance dans les séries chronologiques (Yue *et al.*, 2003). La saisonnalité contrevient aussi au postulat de constance de la distribution. La

puissance des tests dépend de la taille des échantillons, de la variabilité des séries chronologiques, de l'ampleur de la caractéristique à tester, telle une tendance, de la nature de la distribution et de l'asymétrie de la série chronologique. Yue *et al.* (2002) et Yue et Pilon (2004) ont analysé la puissance des tests de corrélation de Mann-Kendall et de Spearman.

Les principales étapes d'un test statistique sont les suivantes:

- Déterminer les types de séries ou de variables à tester selon les buts de l'étude, par exemple moyennes mensuelles, valeurs maximales annuelles ou données désaisonnalisées;
- Préciser les types de changements à examiner (tendance/variation discrète);
- Vérifier les postulats, en procédant par exemple à une analyse exploratoire des données;
- Choisir un ou, de préférence, plusieurs tests/statistiques de test appropriés pour chaque type de changement;
- Choisir une méthode appropriée d'évaluation des niveaux de signification;
- Évaluer les niveaux de signification;
- Étudier et interpréter les résultats.

On peut considérer que le choix d'un test statistique comprend deux parties: choisir la statistique de test et choisir la méthode de détermination du niveau de signification de cette statistique. Il est ainsi possible de distinguer la manière de choisir une statistique de test et la manière d'évaluer le niveau de signification.

6.2.2.3 Tests non paramétriques

Il existe de multiples façons de rechercher une tendance ou d'autres changements dans une série de données hydrologiques. Certaines méthodes, dites non paramétriques, ne partent pas de postulats sur la nature de la distribution correspondant aux données; il n'est pas nécessaire, par exemple, de supposer que les données sont normalement distribuées. Les tests ci-après sont non paramétriques:

- Tests de rangs. Ils utilisent les rangs des valeurs au lieu des valeurs elles-mêmes. Une donnée a le rang r si elle est la $r^{\text{ième}}$ plus grande valeur d'un ensemble. La plupart des tests de rangs supposent que les données sont indépendantes et distribuées de manière identique. Ils présentent deux avantages, la robustesse et la facilité d'emploi, mais sont généralement moins puissants que les tests paramétriques.
- Tests de transformation en scores normaux. Un grand nombre de tests visant à déceler des changements partent du postulat de normalité.

Ils ne conviennent donc pas à l'étude directe des données hydrologiques, puisque ces dernières présentent rarement une distribution normale. On peut toutefois les utiliser si l'on transforme les données au préalable, de telle manière que la série soit normalement distribuée. Cette méthode s'apparente à l'emploi des rangs mais, au lieu de remplacer une donnée par son rang r , on la remplace par la valeur type qu'aurait la $r^{\text{ième}}$ plus grande valeur d'un échantillon de données normales (le $r^{\text{ième}}$ score normal). L'avantage est que les données de départ n'ont pas à être distribuées normalement et que le test est assez robuste relativement aux valeurs extrêmes. L'inconvénient est que les statistiques qui mesurent le changement, tel le gradient de la régression, ne sont pas faciles à interpréter. En règle générale, les tests de scores normaux sont légèrement plus puissants que les tests de rangs équivalents.

- c) Tests de rééchantillonnage. Ces méthodes, présentées ci-dessous, s'appuient sur les données pour déterminer la signification d'une statistique de test.

6.2.2.4 Présentation des méthodes de rééchantillonnage

Les méthodes de rééchantillonnage (permutation et autoamorçage) permettent d'estimer avec fiabilité le niveau de signification d'une statistique de test. Elles sont souples, adaptables à une vaste gamme de catégories de données, dont les données autocorrélées et saisonnalisées, et assez puissantes. Ces méthodes sont très utiles pour tester les données hydrologiques, car peu de postulats doivent être satisfaits quant aux données, bien qu'il s'agisse de tests puissants. Leur souplesse rend possible l'estimation des niveaux de signification de tout choix raisonnable de statistiques de test. Elles permettent d'adapter les tests classiques aux séries hydrologiques grâce à une méthode robuste d'appréciation de la signification.

L'idée à l'origine des méthodes de rééchantillonnage est très simple. Imaginons que l'on veuille savoir si une série de données présente une tendance: le gradient de la régression est une statistique possible. S'il n'y a pas de tendance dans les données (hypothèse nulle), l'ordre des valeurs des données n'a pas grande importance. Réarranger, ou permuter, les éléments de la série ne devrait pas modifier le gradient de façon significative. Dans la technique de permutation, les données sont remaniées de multiples fois. La statistique de test est recalculée après chaque permutation. À l'issue du processus, la statistique de test initiale est comparée

aux valeurs obtenues. Si elle diffère nettement de la plupart des valeurs obtenues, cela indique que l'ordre des données influe sur le gradient de la régression et qu'il y a bel et bien une tendance. Si la statistique initiale se situe à peu près au centre des valeurs obtenues, on peut raisonnablement penser que l'hypothèse nulle est correcte puisque l'ordre des données n'a pas d'importance; rien n'indique donc qu'il y ait une tendance. En d'autres termes, si un observateur ou, en l'occurrence, le test statistique peut différencier les données originales des données rééchantillonnées ou permutées, on considère que les observations ne corroborent pas l'hypothèse nulle.

Les méthodes d'autoamorçage («bootstrap») et de permutation sont deux méthodes de rééchantillonnage différentes. Dans les techniques de permutation (échantillonnage sans remplacement), les données sont simplement réordonnées, ce qui signifie que les éléments de la série originale n'apparaissent qu'une seule fois dans chaque série rééchantillonnée. Selon les techniques d'autoamorçage, la série initiale est échantillonnée avec remplacement pour donner une nouvelle série comportant le même nombre d'éléments que la série de départ. La série produite peut contenir plusieurs fois certaines valeurs de la série originale, tandis que d'autres valeurs peuvent être totalement absentes. Dans les deux cas, la série produite a la même distribution que la série empirique. En général, les méthodes d'autoamorçage sont plus souples que les méthodes de permutation et donc applicables dans une plus large gamme de circonstances.

La stratégie de rééchantillonnage la plus simple consiste à permuter ou à remplacer des éléments individuels, comme on l'a vu ci-dessus. Ce n'est possible que si l'on peut supposer que les données sont indépendantes et non saisonnalisées. Si les données présentent une structure d'autocorrélation, de saisonnalité ou autre, les séries issues du rééchantillonnage devraient reproduire cette structure. Une façon simple d'y parvenir est de permuter ou de remplacer les données par blocs. Pour une série de données mensuelles qui s'étendent sur 40 ans, par exemple, on pourrait considérer les données comme 40 blocs d'une année. Chaque bloc est déplacé dans sa totalité, sans modification, afin de conserver les dépendances temporelles et saisonnières propres à chaque année. On réordonne les 40 blocs de nombreuses fois. Ainsi, les séries rééchantillonnées conservent la saisonnalité originale. De façon analogue, les blocs peuvent être contraints de reproduire l'autocorrélation des données. Il est important de choisir judicieusement la taille des blocs.

De nombreux tests non paramétriques, les tests de rangs par exemple, partent du postulat d'indépendance. Si ce dernier ne se vérifie pas, ce qui est souvent le cas avec les données hydrologiques, il est recommandé d'extraire les statistiques de test et d'évaluer la signification au moyen des méthodes d'autoamorçage ou de permutation par blocs, plutôt que de recourir aux formules classiques susceptibles d'entraîner des erreurs grossières. Ces méthodes sont utiles quand il existe une dépendance spatiale à l'intérieur d'un jeu de données multisites qui doit être testé globalement. Dans ce cas, les blocs sont généralement constitués par les données de tous les sites qui ont été relevées

pendant un même intervalle de temps (voir, par exemple, Robson *et al.*, 1998).

6.2.2.5 Tests et statistiques de test courants

Le tableau II.6.1 récapitule les tests paramétriques et non paramétriques qui sont couramment employés pour déceler des changements et indique leurs propriétés essentielles et leurs postulats. Ces tests sont présentés sous leur forme standard, c'est-à-dire sans rééchantillonnage, mais chacun d'eux peut facilement être transformé en test de rééchantillonnage. Pour cela, on calcule la statistique de test, mais le niveau de signification est obtenu par

Tableau II.6.1. Comparaison entre les tests paramétriques et non paramétriques de détection du changement, leurs propriétés et les hypothèses adoptées (d'après Kundzewicz et Robson, 2004)

<i>Nom du test</i>	<i>Objet du test</i>	<i>Propriétés et hypothèses adoptées</i>
Tests de variation discrète		
Test du point d'inflexion de la médiane/test de Pettitt	Détecte une variation de la médiane d'une série sans savoir à quel moment précis elle a lieu	Puissant test de rangs, robuste pour détecter les changements de forme de la distribution
Test de Mann-Whitney/test de la somme des rangs	Détecte des différences entre deux groupes d'échantillons indépendants; ce test est fondé sur la statistique du test de Mann-Kendall	Test fondé sur les rangs
Test non paramétrique de la somme cumulée maximale (CUSUM)	Compare des observations successives avec la médiane de la série, en prenant comme statistique la somme cumulée maximale des signes de l'écart par rapport à la médiane	Test fondé sur les rangs
Test de Kruskal-Wallis	Vérifie l'égalité des moyennes des sous-périodes	Test fondé sur les rangs
Déviation cumulée et autres tests des sommes cumulées	Porte sur les sommes cumulées rééchelonnées des écarts par rapport à la moyenne	Test paramétrique, hypothèse de distribution normale
Test <i>t</i> de Student	Vérifie si deux échantillons ont des moyennes différentes; ce test suppose une distribution normale des données et la connaissance du moment où se produit le changement	Test paramétrique standard, hypothèse de distribution normale
Test du rapport de vraisemblance de Worsley	Peut être utilisé lorsque le moment du changement est inconnu	Similaire au test <i>t</i> de Student, hypothèse de distribution normale
Tests de tendance		
Coefficient de corrélation ρ de Spearman	Mesure la corrélation entre le temps et la série de rangs	Test fondé sur les rangs
Coefficient tau de Kendall/test de Mann-Kendall	Similaire au test de Spearman, mais utilise une mesure différente de la corrélation avec un analogue non paramétrique	Test fondé sur les rangs (des tests étendus prenant en compte la saisonnalité existent, par exemple, Hirsch et Slack (1984)) et autocorrélation
Régression linéaire	Utilise le gradient de régression comme statistique de test	L'un des tests de tendance les plus courants, hypothèse de distribution normale

Note: Tous les tests se fondent sur l'hypothèse que les données ont des distributions identiques et sont indépendantes.

la méthode de rééchantillonnage décrite plus haut. Le tableau II.6.2 donne des indications pour le choix des tests.

Précisons que, si l'on doit recourir aux techniques de rééchantillonnage, il est possible de définir de nouvelles statistiques de test pour un type de changement particulier; il n'est pas nécessaire de prendre les statistiques de test propres à des tests connus. La possibilité d'élaborer des statistiques de test personnalisées offre une grande souplesse quant à ce qui peut être testé et au but poursuivi.

Lors de l'interprétation des résultats, il ne faut pas perdre de vue qu'aucun test statistique n'est parfait, même si tous les postulats sont vérifiés, d'où la recommandation d'effectuer des tests différents. Si plusieurs tests donnent des résultats significatifs, le changement apparaît de manière plus évidente, sauf si les tests sont très similaires, auquel cas la multiplicité des résultats significatifs ne renforce pas la preuve.

Il est important d'examiner les résultats parallèlement aux graphiques des données et aux informations les plus complètes possibles sur l'historique des données. Si, par exemple, les résultats d'un test de tendance et d'un test de variation discrète sont tous deux positifs, d'autres informations sont nécessaires pour déterminer quel résultat rend le mieux compte du changement. Si des recherches historiques révèlent qu'un barrage a été construit au cours de la période visée et que cela concorde avec le tracé des données, on peut raisonnablement conclure que le barrage a causé une variation discrète.

Il importe de tenter de connaître la cause d'un changement significatif mis en lumière par un test. Le chercheur s'intéresse peut-être à la détection du changement climatique, mais une multitude d'autres explications possibles doivent être

examinées (Kundzewicz et Robson, 2004). Il est bon de rechercher, dans les résultats, des configurations suggérant une structure particulière, telle une configuration régionale dans les tendances.

6.2.3 Analyse spatiale en hydrologie

Les variables hydrologiques peuvent former un champ spatio-temporel aléatoire, par exemple un jeu de séries chronologiques des valeurs prises par une variable pour un certain nombre d'instruments de mesure. Un champ spatial décrit les observations discrètes d'une variable effectuées au même instant en différents points de l'espace ou les données de télédétection couvrant une superficie entière. Les aspects spatiaux des champs aléatoires sont importants en hydrologie, qu'il s'agisse de la hauteur de pluie, du niveau de la nappe ou de la teneur en éléments chimiques des eaux souterraines.

La géostatistique est un ensemble de techniques statistiques qui servent à estimer les grandeurs qui varient dans l'espace. Elle se prête bien à l'analyse des champs aléatoires spatiaux, comme les précipitations ou la qualité des eaux souterraines, et s'applique donc à un éventail de problèmes hydrologiques (voir Kitanidis, 1992). La géostatistique permet de résoudre divers problèmes pratiques d'une importance considérable en hydrologie. Elle peut servir à l'interpolation, par exemple pour estimer une valeur en un point non jaugé à partir des observations effectuées par plusieurs instruments de mesure voisins, ou à tracer une carte d'isohypses au moyen de données peu abondantes provenant de points irrégulièrement espacés. Elle permet de résoudre des problèmes d'agrégation en estimant les surfaces d'après des observations ponctuelles, comme c'est le cas pour déterminer les précipitations moyennes spatiales à partir de mesures ponctuelles. Elle peut faciliter la conception de réseaux de surveillance, par exemple leur extension optimale ou, hélas plus souvent, leur réduction optimale. Ces applications visent à

Tableau II.6.2. Choix d'un test

<i>Cas</i>	<i>Quel test choisir?</i>
a) Les données suivent une distribution normale et sont indépendantes.	Caractéristiques très inhabituelles pour les données hydrologiques. Si le cas se présente, n'importe lequel des tests présentés dans le tableau II.6.1 peut être utilisé.
b) Les données ne suivent pas une distribution normale, mais sont indépendantes et exemptes de saisonnalité.	N'importe quel test non paramétrique convient. Les tests basés sur l'hypothèse de normalité peuvent aussi être utilisés, à condition de procéder d'abord à une transformation en rangs ou scores normaux ou de choisir une statistique de test pertinente et d'en évaluer la signification par les techniques de rééchantillonnage.
c) Les données ne suivent pas une distribution normale et ne sont pas indépendantes ou présentent une saisonnalité.	Les données ne satisfont les hypothèses d'aucun des tests présentés plus haut. Il est nécessaire d'extraire la statistique et d'évaluer les niveaux de signification par les méthodes de permutation ou d'autoamorçage par blocs.

répondre à la question suivante: comment réduire un réseau en minimisant la perte d'information. Il est possible, si l'on combine la géostatistique et les modèles de transport ou d'écoulement souterrain, de résoudre le problème inverse de l'identification des paramètres, en déterminant par exemple la transmissivité sur la base des charges hydrauliques observées.

Le principal problème de la technique de krigeage géostatistique peut s'énoncer comme suit: recherche du meilleur estimateur linéaire sans biais d'une grandeur en un point x_0 non mesuré, à partir des observations $z(x_1), z(x_2), \dots, z(x_n)$ effectuées aux points $x_1, x_2, \dots, x_n$:

$$Z(x_0) = \sum_{i=1}^n \lambda_i z(x_i) \quad (6.20)$$

où $Z(x_0)$ est l'estimateur de $z(x_0)$ et λ_i le coefficient de pondération.

En vertu de l'hypothèse dite intrinsèque, il est possible d'exprimer la variance d'estimation à l'aide d'une équation mathématique contenant les coefficients de pondération de l'équation 6.20 et les valeurs d'un semi-variogramme. On recherche les jeux de coefficients de pondération qui fournissent une estimation optimale, en ce sens que la variance d'estimation est minimale. Le krigeage présente le grand avantage de donner la valeur estimée tout en évaluant la variance d'estimation. Cette technique a été mise au point pour l'industrie minière, où les observations sont rares, car coûteuses, et où l'utilisation optimale des connaissances disponibles est primordiale.

La géostatistique est aujourd'hui un élément important de la modélisation répartie faisant appel aux systèmes d'information géographique et une option dans les progiciels d'interpolation.

6.3 MODÉLISATION DES SYSTÈMES ET DES PROCESSUS HYDROLOGIQUES [SHOFM J04, K22, K35, K55, L20, L30]

6.3.1 Introduction

Le cycle hydrologique se rapporte à la circulation de l'eau sur le globe. Il est constitué d'un certain nombre de flux entre différents réservoirs. Les précipitations liquides et solides, l'infiltration, le ruissellement, la fonte de la neige, l'écoulement des cours d'eau et l'évapotranspiration font partie des flux. L'atmosphère, la surface terrestre (dépressions, mares et étangs, lacs, cours d'eau, etc.), la végéta-

tion, le sol, les aquifères et le manteau neigeux sont au nombre des réservoirs.

Tous les systèmes et processus hydrologiques sont décrits par des équations mathématiques. Certaines d'entre elles découlent des lois physiques rigoureuses de la conservation de la masse et de la quantité de mouvement, d'autres sont de nature conceptuelle ou du type «boîte noire». On trouvera dans Eagleson (1970) une récapitulation complète des équations mathématiques utilisées en hydrologie dynamique. Cette section en donne quelques exemples concernant les relations pluie-débit, la propagation des écoulements, les eaux souterraines, la qualité de l'eau, la neige et la glace.

La modélisation hydrologique contribue de plus en plus à l'élaboration de modèles intégrés. Outre la simulation des écoulements, les modèles intégrés rendent compte de l'érosion du sol, des matières solides dans les cours d'eau et du rendement des cultures; des liens sont également tissés avec d'autres disciplines telles que l'écohydrologie, l'évaluation des impacts climatiques et la gestion des ressources en eau.

6.3.2 Relations entre les chutes de pluie et l'écoulement

6.3.2.1 Généralités

Les relations pluie-débit servent principalement à la conception, la prévision et l'évaluation. Lorsque les données sur les débits sont inexistantes, ou insuffisantes pour une interprétation fiable, ces relations sont très utiles car elles permettent d'obtenir de l'information sur les débits à partir des relevés de précipitations. Puisque les données sur les précipitations sont relativement simples et peu coûteuses à recueillir, elles sont souvent plus abondantes que les données sur les débits. Si une relation étroite entre les chutes de pluie et l'écoulement est établie pour un bassin versant, elle peut être combinée avec les données sur les précipitations, par exemple pour fournir des estimations plus fiables de la fréquence des débits élevés qu'une relation régionale entre les crues (voir le chapitre 5) ou qu'une extrapolation basée sur les rares données de débits provenant du bassin en cause.

En règle générale, les relations pluie-débit sont établies en deux étapes distinctes: la détermination du volume de l'écoulement résultant d'un volume donné de pluie pendant un intervalle donné et la distribution du volume de l'écoulement en fonction du temps. La première étape est nécessaire parce que la pluie se répartit entre l'évapotranspiration,

l'infiltration et l'écoulement (voir le chapitre 4 du volume I). La deuxième étape est requise pour tenir compte du temps de parcours et de l'atténuation de l'onde de l'écoulement produit par la chute de pluie.

6.3.2.2 Volumes de l'écoulement

6.3.2.2.1 Indice des précipitations antécédentes

Cette méthode, mise au point surtout pour la prévision fluviale, est appliquée à une gamme étendue de bassins hydrographiques dans des conditions très variées. La détermination de l'indice des précipitations antécédentes pour un bassin versant particulier exige des données d'observation sur les précipitations et l'écoulement pendant un intervalle de temps donné. L'indice est défini comme suit:

$$I_t = I_0 k^t + \sum P_i k^{t(i)} \quad (6.21)$$

où I_0 est la valeur initiale de l'indice, k un facteur de décroissance, t l'intervalle sur lequel porte le calcul, P_i le nombre de précipitations quotidiennes qui se sont produites pendant l'intervalle et $t(i)$ le nombre de jours écoulés depuis chaque journée pluvieuse.

Il est souvent pratique d'utiliser des formes simplifiées de l'indice des précipitations antécédentes. Si une ou plusieurs variables n'ont qu'une influence négligeable dans certains bassins versants, il est possible d'en réduire le nombre. La méthode générale reste cependant la même dans tous les cas.

Les effets de la couverture végétale, du type de sol et d'autres caractéristiques importantes du bassin versant, ainsi que l'époque de l'année, se reflètent dans le facteur de décrue. L'époque de l'année est exprimée sous la forme d'une famille de courbes représentant la tendance saisonnière du rayonnement solaire, de l'état de la végétation et des autres facteurs qui influent sur l'évaporation et la transpiration dans le bassin. L'indice des précipitations antécédentes est une expression de l'humidité dans le bassin et de la rétention d'humidité par le sol.

La figure II.6.6 montre l'évolution de l'indice des précipitations antécédentes pour un facteur de décrue quotidien de 0,90. L'indice peut être calculé d'après les précipitations moyennes sur plusieurs stations ou séparément pour chaque station d'un bassin versant, ce qui est préférable dans la plupart des cas.

La méthode d'estimation du volume de l'écoulement d'après la hauteur de pluie et l'indice des

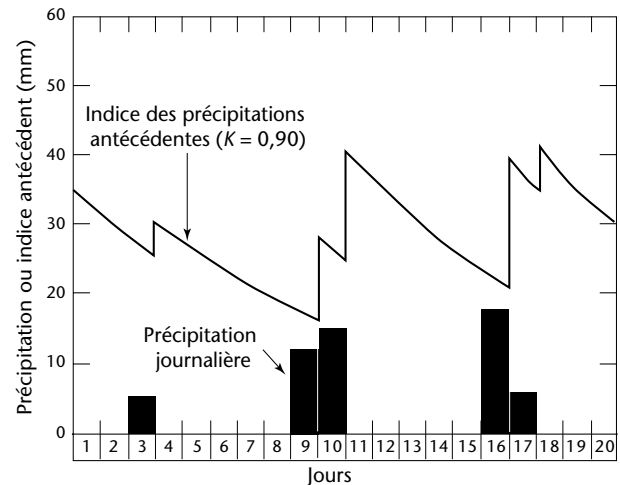


Figure II.6.6. Indice des précipitations antécédentes

précipitations antécédentes est illustrée à la figure II.6.7, où les lignes tiretées et les flèches montrent la manière d'utiliser le diagramme. Partant d'une valeur de 22 mm pour l'indice des précipitations antécédentes, la ligne fléchée en tirets longs conduit au mois de juillet, puis descend jusqu'à une perturbation d'une durée de 24 heures avant d'être prolongée vers la droite jusqu'à une hauteur de pluie supposée de 40 mm, pour enfin remonter vers un écoulement d'une hauteur moyenne de 16 mm sur le bassin.

Si l'averse hypothétique donnée dans l'exemple précédent s'était produite en février, les autres conditions restant les mêmes, le rôle joué par la précipitation antécédente de 22 mm aurait été différent. En février, par opposition à ce qui se passe en juillet, la même quantité d'eau fournie par une précipitation antécédente aurait presque saturé le sol parce que la végétation est en sommeil et que l'évapotranspiration est moins grande en hiver. On peut le constater sur le diagramme en suivant le tiret court fléché: on voit que l'écoulement produit par une pluie de 40 mm serait de 30 mm dans ce second exemple, soit près de deux fois plus qu'en juillet.

Une attention particulière doit être portée aux terrains gelés et aux accumulations de neige quand on estime les conditions antécédentes d'humidité. Pour les terrains gelés, on utilise couramment la courbe d'époque de l'année qui fournit l'écoulement maximal. L'effet de la neige sur le sol est mieux exprimé en termes de quantité et de vitesse de fonte qu'en termes d'accumulation totale. La section 6.3.5 traite de la fonte de la neige.

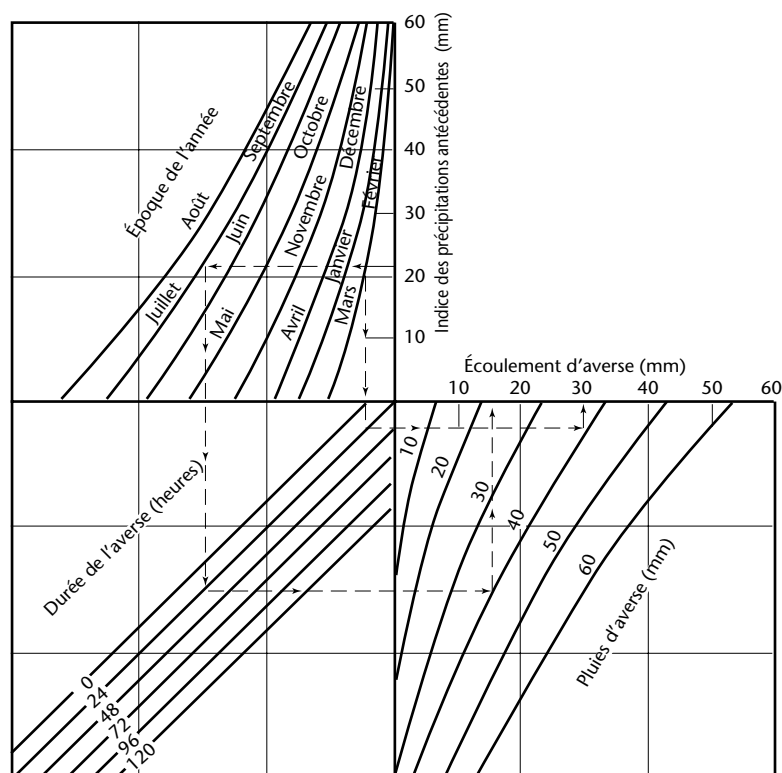


Figure II.6.7. Utilisation de l'indice des précipitations antécédentes pour l'estimation de l'écoulement dû à la pluie

6.3.2.2.2 L'écoulement de base initial comme indice du volume de l'écoulement

Dans les régions humides, où les cours d'eau sont rarement à sec, l'écoulement de base, c'est-à-dire le débit assuré par les eaux souterraines au début d'une averse, est souvent utilisé comme indice des conditions initiales dans un bassin. Un exemple de cette relation est présenté à la figure II.6.8. Ce débit reflète les conditions existantes pour la zone entière. Dans certaines régions, on a constaté qu'il était nécessaire de faire varier cette relation en fonction

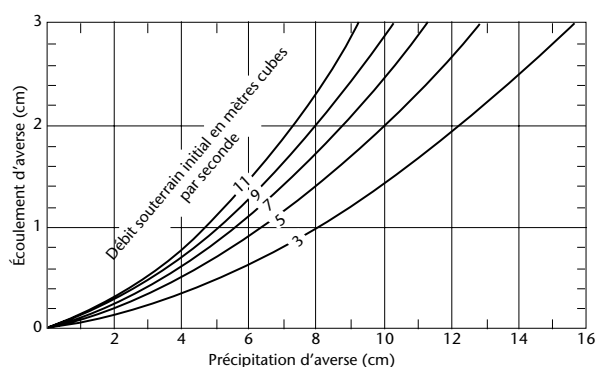


Figure II.6.8. Utilisation de l'écoulement de base initial comme indice de la relation pluie-écoulement

de la saison. Une méthode courante consiste à établir une relation pour l'hiver et une autre pour l'été, ce qui pose l'inévitable problème des averses se produisant entre ces saisons. La solution consiste habituellement à faire une estimation de l'écoulement basée sur chacune des deux courbes, puis à effectuer des interpolations.

L'utilisation du débit initial des eaux souterraines comme indice des conditions d'écoulement est en principe limitée aux petits bassins versants où la concentration s'effectue rapidement. Pendant une saison pluvieuse sur de plus grandes étendues, une montée sur l'hydrogramme aura tendance à se superposer à la précédente, ce qui rend particulièrement difficile la détermination convenable du débit initial des eaux souterraines. Une pratique courante consiste à déterminer les débits initiaux des eaux souterraines pour de petits bassins, puis de les appliquer aux zones avoisinantes qui présentent des caractéristiques hydrologiques similaires.

6.3.2.2.3 Méthodes de calcul de l'humidité

Le déficit en humidité du sol est sans doute le facteur crucial dans la relation entre la pluie et l'écoulement. Il serait très utile de pouvoir estimer facilement le déficit initial du sol en humidité dans

une région, variable qui pourrait permettre d'établir une corrélation entre la pluie d'orage et l'écoulement résultant. Les instruments servant à mesurer l'humidité du sol pour un profil spécifique sont aujourd'hui d'utilisation assez simple; toutefois, vu la grande diversité des profils de sol et des conditions d'humidité, même dans un petit bassin, les mesures ponctuelles de l'humidité du sol ont une valeur discutable pour l'application à une relation pluie-débit.

Une approche plus prometteuse consiste à utiliser une méthode de comptabilité spatiale qui fournit des valeurs de l'humidité du sol pour l'ensemble d'une région. Dans une telle approche, les précipitations forment le débit entrant, tandis que le débit sortant est composé de l'écoulement qui quitte la région dans les chenaux des cours d'eau, auquel s'ajoute l'évapotranspiration dans l'atmosphère depuis le sol et la couverture végétale. L'estimation des précipitations sur la région en cause renvoie au problème habituel de l'établissement de moyennes spatiales à partir de valeurs ponctuelles. L'écoulement sortant peut être déterminé d'après les relevés des débits. Le problème est alors de faire correspondre l'écoulement à l'averse particulière qui en a été la cause (voir la section 6.3.2). La différence, volume de pluie moins volume de l'écoulement, est la quantité d'eau qui reste dans la région, à savoir la réalimentation (R_c).

La mesure directe du troisième élément, l'évapotranspiration, est extrêmement difficile. La plupart des méthodes employées pour calculer l'humidité du sol sont basées sur le principe voulant que l'évapotranspiration réelle soit liée par une relation simple à l'évapotranspiration potentielle ET_p et au déficit en humidité du sol.

La prise en compte de l'humidité du sol peut se faire simplement en attribuant une capacité S au profil de sol dans toute la région. Le déficit en humidité du sol, DU_s , est ensuite déterminé par l'équation suivante:

$$DU_s(t+1) = \begin{cases} 0 & \text{si } DU_s(t) - R_c + ET \leq 0 \\ DU_s(t) - R_c + ET & \text{si } 0 < DU_s(t) - R_c + ET < S \\ S & \text{si } DU_s(t) - R_c + ET \geq S \end{cases} \quad (6.22)$$

où $DU_s(t)$ est le déficit en humidité du sol au temps t et $DU_s(t+1)$ sa valeur à l'intervalle de temps suivant. R_c est la réalimentation résultant des précipitations et/ou de la fonte de la neige et ET est

l'évapotranspiration qui se produit entre les temps t et $t+1$. Le déficit en humidité du sol varie entre les limites 0 et S .

Cette approche est rendue plus réaliste en multipliant l'évapotranspiration par le rapport $(S - DU_s(t))/S$, ce qui tient compte du fait que l'évapotranspiration réelle diminue à mesure que l'approvisionnement en humidité disponible dans le profil du sol diminue.

Une autre modification possible consiste à séparer le profil du sol en horizons. Selon cette approche, il ne peut y avoir aucune perte d'humidité par la couche inférieure avant que toute trace d'humidité ait disparu de la couche supérieure et, inversement, il ne peut y avoir aucune alimentation de la couche inférieure sans débordement de la couche supérieure.

Les valeurs calculées de l'humidité du sol peuvent être appliquées à la relation entre la pluie et l'écoulement en mettant en relation l'écoulement Q et le débit par l'équation ci-après:

$$Q = cQ_U + (1 - c)Q_L \quad (6.23)$$

où c est une constante, Q_U est l'écoulement calculé provenant de la couche supérieure et Q_L celui qui provient de la couche inférieure.

6.3.2.2.4 Répartition de l'écoulement dans le temps

Un calcul d'étalement temporel jusqu'à l'exutoire du bassin doit être exécuté pour tenir compte du temps de parcours et de l'atténuation du volume d'eau déversé sur un bassin versant. Cette étape s'accomplit le plus souvent à l'aide d'un hydrogramme unitaire décrivant la répartition dans le temps de l'écoulement qui quitte le bassin. L'hydrogramme unitaire est régi par le principe de conservation de la masse, comme suit:

$$V = \int Q(t) dt \quad (6.24)$$

où $Q(t)$ est le débit instantané, t le temps et V le volume d'écoulement. La fonction $Q(t)$ définit une courbe dont la forme représente correctement les caractéristiques du bassin. Pour comparer les hydrogrammes de différents bassins et faciliter la préparation d'hydrogrammes synthétiques, on a élaboré des modèles déterministes qui mettent en relation les caractéristiques des hydrogrammes avec les données hydrologiques et météorologiques. Ces modèles sont décrits ci-après.

6.3.2.2.5 Hydrogramme unitaire

L'hydrogramme unitaire pour un bassin versant est défini comme l'hydrogramme de débit résultant d'une unité de pluie efficace répartie uniformément sur le bassin versant à une vitesse uniforme pendant un intervalle spécifié. Dans la pratique, l'hydrogramme unitaire est considéré comme invariant dans le temps. On suppose en outre que les volumes de ruissellement qui sont différents du volume unitaire produisent des hydrogrammes qui sont proportionnels à l'hydrogramme unitaire.

6.3.2.2.6 Construction d'un hydrogramme à partir des relevés de débit

Il est nécessaire de décomposer un hydrogramme en ses composantes pertinentes quand on veut déterminer le volume d'écoulement provenant d'une averse donnée. L'une de ces composantes est l'écoulement ou le ruissellement direct afférent à une averse particulière. Le débit qui persiste après les contributions antérieures à l'écoulement est une autre composante majeure, et l'écoulement produit par les averses antérieures qui est retardé par son passage dans le sol en est une troisième. Une partie de cette troisième composante correspond à l'écoulement retardé, c'est-à-dire à l'eau qui passe très rapidement dans le sol et qui souvent est incluse dans l'écoulement direct. Quelques-uns des plus récents modèles conceptuels conçus pour la simulation continue de l'écoulement calculent séparément ces trois composantes.

Ce type d'analyse ne permet pas d'identifier chacune des composantes par l'examen de l'hydrogramme observé. Avec les méthodes moins complexes qui identifient seulement deux composantes, il est possible de séparer les composantes de l'hydrogramme observé et d'évaluer leur ordre de grandeur. Dans l'exemple ci-après, l'écoulement direct comprend à la fois l'écoulement superficiel et l'écoulement retardé.

L'une des façons les plus simples de décomposer un hydrogramme en ses éléments essentiels est illustrée à la figure II.6.9. Le débit de base a été extrapolé jusqu'à l'instant du débit maximal (segment AB) en prolongeant la courbe d'après son allure immédiatement avant le début de la crue. Depuis le point B, on tire une ligne droite qui coupe l'hydrogramme au point C, fixé ultérieurement dans le temps. Le nombre de jours entre B et C est en grande partie déterminé par la taille du bassin; il est souvent égal à $(A/2)^{0,2}$, où A est la superficie du bassin en kilomètres carrés.

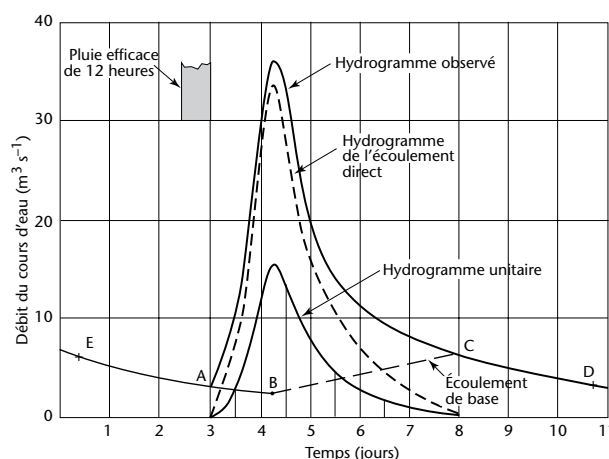


Figure II.6.9. Analyse d'un hydrogramme

Plusieurs méthodes sont couramment utilisées pour séparer les composantes des hydrogrammes. Ce qui importe toutefois plus que la méthode, c'est l'emploi de la même méthode dans l'application que dans le travail d'analyse.

On peut déterminer par la méthode ci-après l'écoulement total correspondant à une averse ou à une période pluvieuse. Dans la figure II.6.9, l'aire située sous l'hydrogramme entre les temps A et D correspond à l'écoulement d'averse parce que le point initial et le point terminal représentent les mêmes conditions de tarissement et par conséquent un même emmagasinement.

La figure II.6.9 illustre les étapes essentielles que comporte l'établissement d'un hydrogramme unitaire de l'écoulement direct à partir des données d'observation. Ces étapes peuvent être menées à bien soit par des méthodes graphiques, soit par des calculs numériques. L'hydrogramme de l'écoulement direct correspond à l'écoulement excédentaire par rapport à la ligne ABC. Le volume de l'écoulement direct est obtenu en mesurant la surface comprise sous l'hydrogramme. Si l'on ne dispose pas d'un planimètre, une méthode pratique consiste à compter les carrés d'une grille. Dans l'exemple hypothétique présenté, on trouve que le volume de l'écoulement direct s'élève à 4 320 000 m³. Pour une superficie supposée du bassin de 200 km², ce volume correspond à une lame d'eau d'une hauteur moyenne de 2,16 cm. Il faut diviser chaque ordonnée de l'hydrogramme de l'écoulement direct par 2,16 afin d'obtenir l'hydrogramme unitaire. La courbe ainsi déterminée a la forme de l'hydrogramme qui correspondrait à une lame d'écoulement direct d'une hauteur moyenne de 1,0 cm sur le bassin versant, c'est-à-dire l'hydrogramme unitaire.

Dans les relevés de certains bassins, il est parfois difficile de trouver des averses unitaires ou isolées qui produisent des crues sans perturbation par des averses secondaires. L'établissement d'un hydrogramme unitaire est alors plus complexe. En pareil cas, on peut supposer un hydrogramme unitaire initial, reconstituer les hydrogrammes de l'écoulement direct pour plusieurs averses, d'après les augmentations estimées de l'écoulement, puis améliorer l'hydrogramme unitaire par approximations successives en fonction des résultats obtenus. La méthode de reconstitution est illustrée à la figure II.6.10. L'équation utilisée est la suivante:

$$q_n + Q_n U_1 + Q_{n-1} U_2 + Q_{n-2} U_3 + \dots + Q_{n-i+1} U_i + \dots + Q_1 U_n \quad (6.25)$$

où q_n représente le débit de ruissellement direct au moment n , U_i la $i^{\text{ème}}$ ordonnée de l'hydrogramme unitaire et Q_{n-i+1} le volume d'écoulement direct pendant l'intervalle de temps i . Cette équation peut aussi servir de modèle de régression pour obtenir l'hydrogramme unitaire par la méthode des moindres carrés.

On utilise d'ordinaire des pas de temps de six heures pour les bassins versants de 200 à 2 000 km², mais des intervalles plus courts peuvent être choisis afin d'accroître l'exactitude. C'est parfois nécessaire également avec les plus petits bassins. Les intervalles doivent être assez courts pour bien définir la forme de l'hydrogramme et permettre de faire des prévisions avant qu'un laps de temps trop important ne se soit écoulé. Pour les bassins de plus de 2 000 km², on peut utiliser des hydrogrammes

unitaires basés sur des intervalles plus longs mais, en principe, des hydrogrammes unitaires doivent être établis pour les sous-bassins, puis combinés entre eux par propagation.

Comme le laissent prévoir les considérations d'hydraulique fluviale, les hydrogrammes unitaires tendent à être de plus en plus pointus avec l'ampleur de l'écoulement. Dans la pratique, on peut donc utiliser, pour un bassin donné, un ensemble d'hydrogrammes unitaires présentant des maximums plus accusés dans les cas où l'écoulement est fort et des maximums moins accusés dans les cas où l'écoulement est faible. On se contente souvent de deux catégories d'hydrogrammes.

Ce sont l'étude et l'expérience qui développent les aptitudes dans ce domaine. Pour connaître d'autres méthodes ou les affinements apportés, on pourra consulter les ouvrages et manuels d'organismes qui utilisent couramment les hydrogrammes unitaires.

6.3.2.2.7 Hydrogrammes unitaires synthétiques

Les hydrogrammes unitaires synthétiques sont utiles lorsqu'on élabore des plans de construction ou d'exploitation sur des cours d'eau non jaugés, ce qui est une situation fréquente (Dodge, 1973). Snyder a mis au point une méthode couramment employée pour établir un hydrogramme unitaire: un grand nombre de bassins et d'hydrogrammes unitaires ont été analysés afin de dégager des relations entre la forme de l'hydrogramme unitaire et les caractéristiques physiques objectives du bassin versant.

Les paramètres importants de la forme d'un hydrogramme unitaire sont l'aplatissement, la longueur de la base et le temps de réponse du bassin, qui peut être défini de diverses manières mais qui, dans le cas présent, correspond à l'intervalle de temps entre le centre de gravité de la chute de pluie et le maximum de l'hydrogramme. Dans la méthode de Snyder, le temps de réponse t_p d'un bassin est exprimé en heures par la formule:

$$t_p = C_1 (l_c)^n \quad (6.26)$$

où C_1 est un coefficient empirique servant à la conversion des unités, l est la longueur du cours d'eau principal en kilomètres, l_c est la distance en kilomètres séparant le centre de gravité du bassin de son exutoire et n est un exposant déterminé empiriquement.

Afin de caractériser la forme plus ou moins pointue de l'hydrogramme unitaire, on utilise une durée

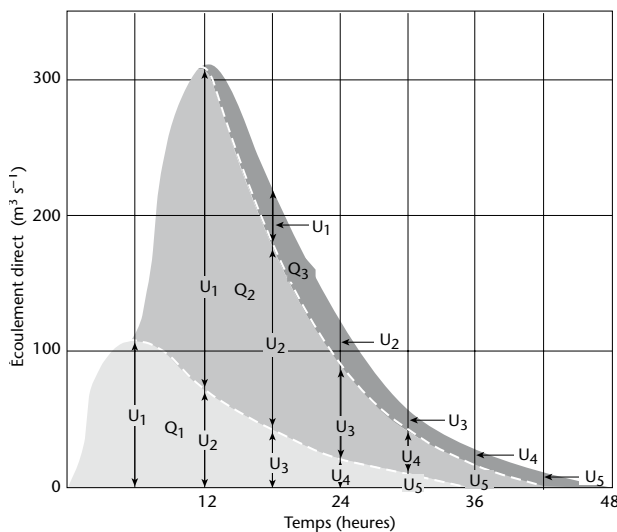


Figure II.6.10. Reconstitution d'un hydrogramme de l'écoulement direct

normalisée des précipitations égale à t_p/C_2 , où C_2 est déterminé de façon empirique. Pour des averses de cette durée:

$$Q_p = C_3 A / t_p \quad (6.27)$$

où Q_p est la vitesse de pointe de l'écoulement en mètres cubes par seconde, C_3 est une constante empirique, A est la superficie du bassin en kilomètres carrés et t_p , le temps de réponse, est exprimé en heures. La base de temps T_b en jours est fournie par:

$$T_b = d + C_4 t_p \quad (6.28)$$

Les constantes d et C_4 sont déterminées par la méthode servant à séparer le débit de base de l'écoulement direct.

Pour les averses de durées T_R autres que la durée normalisée, le temps de réponse t_c correspondant est donné par:

$$t_c = t_p + f(T_R) \quad (6.29)$$

où $f(T_R)$ est une fonction de la durée.

Les coefficients de Snyder ont été calculés pour des cours d'eau des Appalaches, aux États-Unis d'Amérique. La méthode générale s'est révélée applicable à d'autres régions, mais il faut sans doute utiliser des coefficients différents lorsque les conditions topographiques, géologiques et climatiques ne sont pas les mêmes.

Rodriguez-Iturbe et Valdes (1979) ont défini une méthode à base physique pour la synthèse d'un hydrogramme unitaire instantané à l'aide des lois empiriques de la géomorphologie et des caractéristiques climatiques. Ils ont proposé l'hydrogramme unitaire instantané géomorphologique, rebaptisé «géomorphoclimatique». Par ailleurs, ils ont développé des équations pour la valeur de pointe et le temps de montée de l'hydrogramme en question, comme fonctions du rapport de confluence, du rapport de longueur, du rapport de surface, de la longueur du cours d'eau d'ordre le plus élevé et de la vitesse d'écoulement.

6.3.2.2.8 Conversion de la durée d'un hydrogramme unitaire

Il est rare que l'on observe une chute de pluie de durée unitaire qui présente toutes les caractéristiques voulues. Les variations de la pluviosité dans l'espace et dans le temps donnent des hydrogrammes différents, même si les quantités ou les durées totales sont identiques. Il faut donc faire la

moyenne de plusieurs hydrogrammes unitaires pour obtenir un hydrogramme unitaire général.

Une façon de généraliser un hydrogramme unitaire consiste à comparer des hydrogrammes unitaires correspondant à des durées différentes. Un hydrogramme portant sur t heures est ajouté à lui-même avec un décalage de t heures; si les valeurs inscrites en ordonnées sont ensuite divisées par 2, on obtient un hydrogramme unitaire pour $2t$ heures. Des transformations de ce genre s'expliquent d'elles-mêmes.

Une application élargie de cette façon simple de manipuler les hydrogrammes unitaires porte le nom de méthode de sommation ou de la courbe en S. La courbe en S est l'hydrogramme que donnerait une série illimitée d'accroissements de l'écoulement de 1 cm en t heures. Elle est établie en ajoutant les uns aux autres les hydrogrammes unitaires d'un ensemble, chacun étant décalé de T heures par rapport au précédent. Si le temps de base adopté pour l'hydrogramme unitaire est de T heures, une pluie ininterrompue produisant un écoulement direct de 1 cm en t heures engendrerait après T heures un débit constant. Il faudrait donc T/t heures pour obtenir une courbe en S correspondant à un écoulement constant.

On peut tracer une courbe en S de manière numérique plutôt que graphique. Un hydrogramme unitaire pour une durée quelconque t peut s'établir en construisant une courbe en S décalée de t heures, puis en obtenant les ordonnées pour des courbes en S décalées et non décalées. Ces ordonnées sont multipliées par le rapport de la durée de l'hydrogramme unitaire original sur t heures afin de déterminer le volume unitaire.

L'hydrogramme unitaire instantané est un hydrogramme dont l'unité de temps t est infiniment petite. Il permet, au moyen d'une courbe en S, de tracer un hydrogramme unitaire pour t heures.

6.3.2.2.9 Méthode des isochrones

La méthode des isochrones traduit l'un des premiers concepts de l'écoulement depuis un bassin versant. L'écoulement qui provient de différentes parties d'un bassin rejoint un point donné du cours d'eau à des moments différents. Les premières gouttes qui quittent le bassin lors de la montée de l'eau dans un cours d'eau proviennent des parties du bassin les plus proches de l'exutoire. Par la suite, l'eau provient de plus vastes étendues dans le centre du bassin et, enfin, des parties les plus éloignées de l'exutoire. Le bassin est ainsi divisé en zones dont les eaux de ruissellement se présentent successivement au

point de mesure choisi. Les lignes qui séparent ces zones sont dites isochrones (figure II.6.11 a)). La répartition des surfaces isochrones sur un bassin donné est supposée la même pour tous les hydrogrammes de crue.

Pour calculer cette répartition, on doit déterminer ou supposer un temps de parcours moyen ou une vitesse moyenne de l'écoulement. Les lignes isochrones sont tracées sur une carte du bassin en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le cours d'eau ou du temps de parcours moyen. On calcule ensuite la superficie de chaque zone à l'aide d'un planimètre, et les valeurs sont portées sur un graphique en regard du décalage correspondant (figure II.6.11 b)).

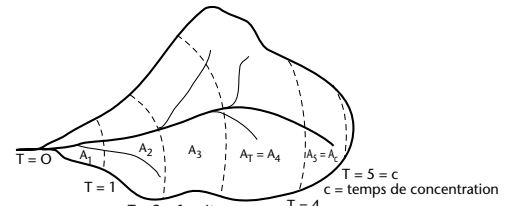
La distribution des surfaces isochrones est représentative de l'hydrogramme correspondant à une pluie uniforme de durée unitaire t , la différence de temps entre deux isochrones. S'il y a plusieurs périodes de pluie, chacune donnant des volumes d'écoulement variables sur les différentes zones, on obtient:

$$Q_t \Delta t = A_1 V_t + A_2 V_{t-1} + A_3 V_{t-2} + \dots + A_c V_{t-c+1} \quad (6.30)$$

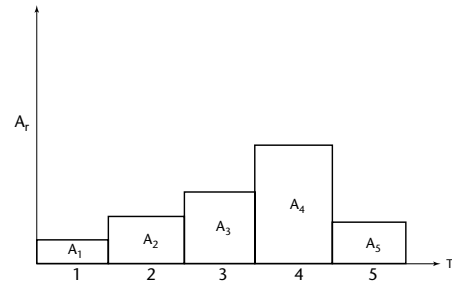
où Q_t est le débit moyen pendant l'intervalle Δt finissant au temps t , A est l'ordonnée de l'hydrogramme pour cet intervalle et V_t est l'écoulement pour la zone pendant le même intervalle. Il faut s'assurer que les unités sont uniformes. Un calcul de l'hydrogramme résultant pour trois intervalles d'écoulement uniforme sur un bassin est illustré à la figure II.6.11 c).

L'hydrogramme obtenu reflète les caractéristiques du temps de réponse du bassin. Puisque l'hydrogramme réel subit l'effet d'emménagement dans les chenaux, l'hydrogramme donné par l'équation 6.30 doit être acheminé en tenant compte de l'emménagement. On peut utiliser pour ce faire l'une des nombreuses méthodes exposées dans la documentation. Deux d'entre elles sont décrites dans la section 6.3.5. Il est généralement bon de modifier les isochrones et les paramètres de propagation par essais et erreurs afin d'obtenir la combinaison qui permet le mieux de simuler les hydrogrammes observés.

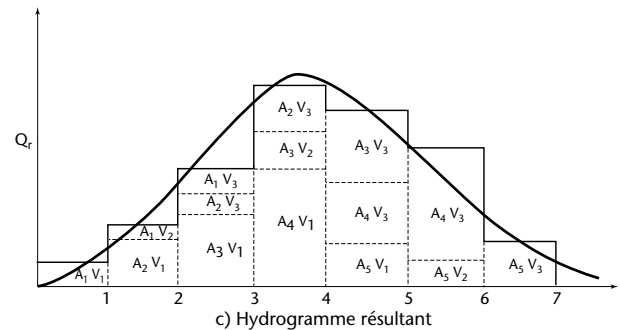
La méthode des isochrones permet de tenir compte de la distribution non uniforme des précipitations lorsque le bassin renferme assez de pluviomètres pour déterminer avec fiabilité la configuration des chutes de pluie. C'est un avantage par rapport à l'hydrogramme unitaire décrit plus haut.



a) Carte du bassin avec isochrones



b) Distribution des surfaces isochrones



c) Hydrogramme résultant

Figure II.6.11. Méthode des isochrones

6.3.3

Modélisation des eaux souterraines

6.3.3.1

Considérations d'ordre général

Les eaux souterraines constituent une source d'approvisionnement de plus en plus importante en raison du tarissement des eaux de surface sous l'effet des prélèvements et de la pollution.

Comme les eaux souterraines sont dissimulées et mal définies, la protection et la gestion de ces ressources sont coûteuses et difficiles sur le plan scientifique. On manque en effet de données et de connaissances sur leur emplacement, leur qualité et leur nature. Il faut donc construire des scénarios représentatifs afin d'évaluer leur étendue, leur volume et leur qualité, potentiels et réels, pour pouvoir les mettre en valeur, les gérer et les préserver. La présente section récapitule les connaissances scientifiques et les méthodes employées en modélisation hydrogéologique, dans un contexte pratique dont les éléments principaux sont le traitement, le développement, le contrôle et la protection.

6.3.3.2 Élaboration d'un modèle conceptuel

Il est nécessaire, pour simuler correctement un régime hydrogéologique, de reproduire un grand nombre de caractéristiques à l'aide d'un modèle dont les éléments peuvent être représentés de diverses manières (Bear, 1980, 1988).

Le type et les caractéristiques d'un modèle conceptuel vont dépendre de l'échelle, du temps et des ressources – données, compétences techniques, personnel, moyens de calcul – affectées au projet, ainsi que de la qualité du processus décisionnel, des risques professionnels et du cadre législatif et réglementaire en place.

La modélisation conceptuelle est un processus continu et cyclique; il est donc opportun d'adopter une approche progressive qui va du général au particulier, s'il y a lieu. Les hypothèses incluses dans un modèle conceptuel doivent tenir compte des points présentés ci-dessous.

6.3.3.3 Élaboration d'un modèle mathématique

Les composantes suivantes font partie des éléments essentiels du modèle:

- Définition de la géométrie des surfaces qui délimitent le domaine étudié;
- Équations exprimant le bilan des constituants, par exemple la masse des fluides, la masse des éléments chimiques et l'énergie;
- Équations de flux reliant les flux des constituants aux variables du problème;
- Équations constitutives définissant le comportement des diverses phases et espèces chimiques en cause, par exemple le lien de dépendance entre la densité et la viscosité, d'une part, et la pression, la température et la concentration des solutés, d'autre part;
- Sources et puits, souvent appelés fonctions de forçage, des constituants.

Pour ce qui est de la modélisation, les réglages portent entre autres sur les états suivants:

- Conditions initiales qui décrivent l'état connu du système au moment initial choisi;
- Conditions aux limites qui décrivent l'interaction du domaine étudié avec son environnement, hors du domaine délimité, à travers leurs frontières communes.

Si un nouveau modèle numérique, et le code qui lui est associé, doit servir à résoudre le modèle mathématique employé, il convient de procéder à une vérification rigoureuse de son adéquation par le

biais d'applications antérieures qui ont donné de bons résultats. Quand c'est possible, des scénarios comparatifs devraient être exécutés en utilisant différents codes.

Les eaux souterraines sont régies, dans leur régime, par les conditions géologiques et climatiques; elles sont exploitées par l'homme pour répondre à ses besoins, alors que les besoins de l'environnement sont satisfaits par le bilan résiduel. Une série de recherches et de tests doivent être entrepris pour déterminer la présence, l'étendue et la variabilité des ressources disponibles. Ces analyses font appel à de nombreuses disciplines des sciences de la Terre, dont l'hydrométéorologie, l'hydrologie, la pédologie, la géomorphologie, la pétrologie, la géologie et la chimie de l'eau.

Les eaux souterraines font partie du système de circulation terrestre appelé cycle hydrologique, où les formations aquifères font office de voies de passage et de réservoirs de stockage. L'eau pénètre dans ces formations à partir de la surface ou de masses d'eau superficielles, elle chemine lentement sur des distances variables puis revient en surface sous l'action de l'écoulement naturel, de la végétation ou de l'homme. La capacité de stockage des réservoirs souterrains et la lenteur des écoulements expliquent l'existence de sources importantes et largement réparties dans l'espace. L'émergence des eaux souterraines dans les cours d'eau régularise les débits quand l'écoulement de surface est faible ou nul. De même, l'eau pompée dans les puits représente, pendant une grande partie de l'année, l'unique source d'approvisionnement dans de nombreuses régions arides.

L'eau descend dans la zone non saturée du sol sous l'action de la gravité; en présence d'une zone saturée, elle se déplace dans une direction imposée par les conditions hydrauliques. Les précipitations, les cours d'eau, les lacs et les réservoirs sont les principales sources de réalimentation naturelle. L'émergence des eaux souterraines constitue la décharge qui, de manière naturelle, se fait essentiellement dans les masses d'eau superficielles, telles que cours d'eau, lacs et océans, et par écoulement direct en surface (source). Les eaux souterraines situées à faible profondeur peuvent retourner directement dans l'atmosphère par évaporation à partir du sol et par transpiration végétale. Le pompage à partir de puits est le principal mode de décharge artificielle.

Les eaux souterraines se trouvent dans des formations géologiques perméables, appelées aquifères, dont la structure facilite l'écoulement dans des conditions naturelles. Les aquicludes sont des formations imperméables qui empêchent la circulation de

l'eau. La portion d'une masse rocheuse ou d'un sol qui n'est pas occupée par une matière minérale solide peut être envahie par l'eau (Todd, 2005). Ces espaces, appelés vides, interstices, pores ou espaces poreux, sont caractérisés par leur taille, leur forme, leur irrégularité et leur répartition. Les interstices primaires, qui ont été créés par les processus à l'origine des formations géologiques, se trouvent dans les roches sédimentaires et ignées. Les interstices secondaires sont apparus après la formation de la roche; ils comprennent les joints, les fractures et les cavités de dissolution. La porosité d'une roche ou d'un sol est une mesure de ses interstices, qui s'exprime par le pourcentage de vides par rapport au volume total. Si a est la porosité, alors:

$$a = 100w/V \quad (6.31)$$

où w est le volume d'eau nécessaire pour remplir ou saturer la totalité de l'espace poral et V est le volume total de roche ou de sol.

La porosité peut se situer entre 0 et 50 % selon la forme et la disposition des particules individuelles, la distribution granulométrique et le degré de compaction ou de cimentation.

Les phénomènes d'écoulement et de transport souterrains peuvent être reproduits de diverses façons, par exemple:

- Une représentation physique au moyen d'un modèle à l'échelle composant un milieu dans lequel un fluide est introduit et suivi par des instruments de mesure de la charge et de la pression;

- Une représentation électrique où la charge, l'écoulement et la conductivité correspondent à la tension, au courant et à la résistance;
- Une représentation mathématique à l'aide d'un ensemble d'algorithmes qui décrivent les principaux processus;
- Une analyse stochastique destinée à caractériser la modélisation de l'écoulement et du transport sous la surface.

En pratique, la plupart des modèles actuellement utilisés relèvent des types c) et d). S'agissant des phénomènes de transport liés à la pollution des eaux souterraines lorsque deux ou trois phases sont présentes, le recours aux modèles mathématiques est indispensable en raison de la complexité des scénarios qui doivent être reproduits et analysés.

À l'état naturel, la circulation des eaux souterraines est régie par les principes hydrauliques classiques. L'écoulement dans les aquifères peut être décrit au moyen de la loi formulée par Darcy en 1856, qui stipule que le débit à travers un milieu poreux est proportionnel à la perte de charge et inversement proportionnel à la longueur du trajet. Sous sa forme générale, la loi de Darcy s'exprime comme suit:

$$Q = KA \, dh/dL \quad (6.32)$$

où Q est le débit, K le coefficient de perméabilité (parfois appelé conductivité hydraulique) et dh/dL le gradient hydraulique. Cette relation est illustrée à la figure II.6.12.

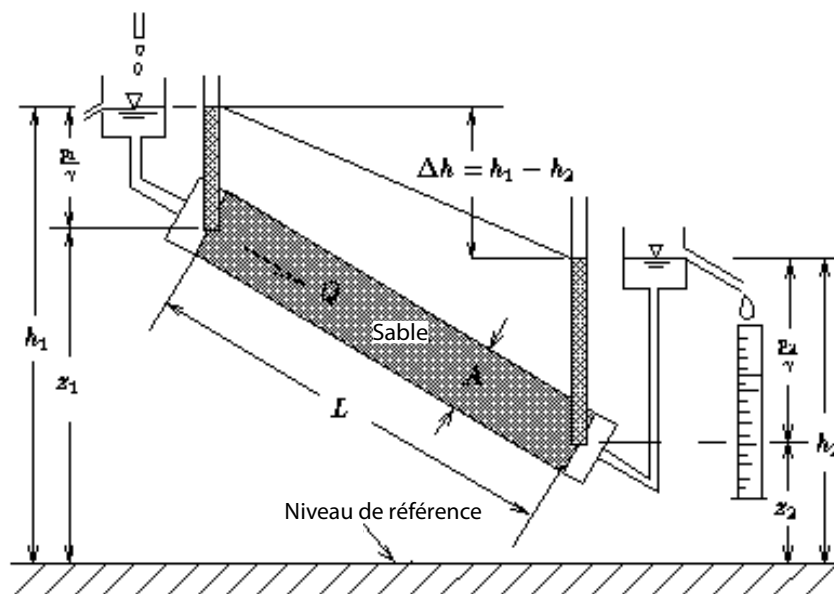


Figure II.6.12. Représentation de l'expérience de Darcy

Si on prend les notations de cette figure, la loi de Darcy prend la forme:

$$Q = K A \frac{h_1 - h_2}{L} \quad (6.33)$$

où h (de dimension $[L]$) est la charge hydraulique:

$$h = z + \frac{p}{\rho g} \quad (6.34)$$

où z est l'altitude du point auquel la charge hydraulique est mesurée au-dessus d'un niveau de référence, p et ρ sont respectivement la pression et la masse volumique du fluide et g est l'accélération de la pesanteur.

Le coefficient de perméabilité K peut s'exprimer comme suit:

$$K = k \frac{\rho g}{\mu} = \frac{k g}{\nu} \quad (6.35)$$

où g est l'accélération de la pesanteur et k (de dimension $[L^2]$) est la perméabilité, ou la perméabilité intrinsèque, du milieu poreux. Ce coefficient dépend uniquement de la configuration de l'espace poral.

L'écoulement souterrain, un aspect important de l'hydrogéologie, repose sur les principes régissant l'écoulement des fluides en milieu poreux. Il ne saurait être convenablement décrit dans le cadre de ce bref aperçu, et son analyse exige une connaissance approfondie de la mécanique des fluides. Précisons toutefois que les principales distinctions établies concernent la nature dimensionnelle de l'écoulement, sa variation dans le temps, les frontières de la région ou du domaine étudié et les propriétés du milieu et du fluide.

6.3.3.4 Options opérationnelles

Plusieurs options se présentent lors de la conception d'un modèle:

- La dimensionnalité du modèle (une, deux ou trois dimensions);
- Le comportement en régime permanent ou en fonction du temps;
- Le nombre et la nature des phases des fluides et les espèces chimiques en cause;
- La possibilité de changement de phase et d'échange d'espèces chimiques entre phases adjacentes;
- Le régime d'écoulement des fluides, par exemple laminaire ou non laminaire;
- L'existence de conditions non isothermes et leurs effets sur les propriétés des solides et

des fluides et sur les processus chimiques et biologiques;

- Les variables d'état pertinentes et les superficies ou volumes sur lesquels doivent être relevées leurs moyennes.

Dans la nature, tous les écoulements souterrains sont plus ou moins tridimensionnels; la difficulté à résoudre le problème posé dépendra précisément de la mesure dans laquelle les trois dimensions sont présentes. Il est pratiquement impossible, toutefois, d'analyser un problème d'écoulement naturel en trois dimensions s'il ne peut être ramené à un problème bidimensionnel qui suppose une certaine symétrie. La plupart des solutions sont donc élaborées en supposant que les problèmes analysés sont bidimensionnels ou présentent des éléments particuliers de symétrie.

En général, l'écoulement des eaux souterraines est évalué quantitativement à partir des valeurs connues de la vitesse, pression, masse volumique et température de l'eau qui traverse une formation géologique. Il arrive fréquemment que l'on ne connaisse pas ces grandeurs, qui peuvent fluctuer dans le temps et dans l'espace. Si les variables inconnues ou dépendantes sont uniquement fonction de l'espace, on part de l'hypothèse que l'écoulement est permanent; si elles sont également fonction du temps, on considère que l'écoulement est variable ou non permanent.

L'écoulement dans l'espace poral rempli d'eau – l'aquifère – dépend des surfaces qui délimitent le milieu. Si les limites ne varient ni dans le temps ni dans l'espace quel que soit le régime d'écoulement, l'aquifère est dit captif. Si l'aquifère possède une surface libre qui varie avec l'écoulement, il est dit libre.

L'écoulement dans l'aquifère est déterminé par la nature, les propriétés et l'isotropie du milieu. Un milieu est isotrope si ses propriétés en un point sont les mêmes dans toutes les directions relativement à ce point; il est anisotrope dans le cas contraire. On considère que le milieu est hétérogène si sa nature, ses propriétés ou les conditions d'isotropie varient d'un point à un autre, et homogène si sa nature, ses propriétés et les conditions d'isotropie ou d'anisotropie sont constantes dans l'ensemble du milieu.

Une autre distinction est celle établie entre régime saturé et régime non saturé. Le régime est saturé si les vides du milieu sont totalement remplis d'eau dans la phase de l'écoulement principal, et non saturé dans le cas contraire. La percolation profonde

des eaux souterraines se fait toujours en régime saturé, alors qu'il existe une zone non saturée au-dessus du milieu saturé, en l'absence de strate sus-jacente imperméable. La limite entre ces deux zones est appelée surface libre ou phréatique. La zone non saturée, qui est occupée par de l'eau et par de l'air, est appelée zone d'aération. Elle comprend une couche supérieure (zone d'évapotranspiration), une couche intermédiaire et une couche inférieure (zone capillaire).

La zone d'évapotranspiration n'est pas saturée s'il existe un déficit en eau du sol, à moins que de grands volumes d'eau y pénètrent à la suite de pluies prolongées. Elle part de la surface du sol et traverse la zone racinaire; son épaisseur dépend du type de sol et de la végétation.

Les trois principales propriétés hydrauliques d'un aquifère sont la porosité, qui détermine son volume de stockage, la porosité efficace, qui régit le volume qu'il produit par drainage naturel ou par pompage, et la perméabilité, qui conditionne la vitesse de l'écoulement à travers lui.

Plusieurs façons de modéliser les eaux souterraines ont été décrites. Les plus courantes sont les méthodes à base physique qui découlent des principes rigoureux de l'écoulement en milieu poreux, mais on utilise aussi des modèles conceptuels, et même des modèles «boîte noire».

Les mathématiques de l'écoulement et du transport en milieu poreux saturé et non saturé sont assez complexes. Il existe diverses équations à base physique, pour différentes hypothèses, et des simplifications pour certaines configurations, dont les aquifères captifs, semi-captifs et libres. On trouvera dans Eagleson (1970) une revue des approches à base physique. Voir aussi Maidment (1992).

Le processus de l'écoulement souterrain est déterminé par des équations aux dérivées partielles non linéaires à trois dimensions, exprimant la conservation de la masse, ou continuité, la conservation de la quantité de mouvement et une équation d'état. Si on suppose négligeable la compressibilité de l'eau et du milieu poreux, l'écoulement laminaire isotherme variable, sans source ni puits d'eau, peut être décrit par l'équation aux dérivées partielles suivante (voir Eagleson, 1970):

$$W + S_s \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (6.36)$$

où h est la charge piézométrique, K_x , K_y et K_z sont les coefficients de conductivité hydraulique ($K_x = K_y = K_z = K$ en milieu isotrope), W est un terme général pour les puits et sources d'eau et S_s est la capacité spécifique de stockage. Dans le cas d'un écoulement en saturation variable, les coefficients de conductivité hydraulique en milieu non saturé et la capacité spécifique de stockage de l'humidité sont fonction de la teneur en humidité.

Il est possible, à partir de l'équation 6.51, de formuler une équation qui décrit les processus de transport dans les eaux souterraines. L'équation advection-dispersion du transport est utilisée pour simuler les aspects qualitatifs de l'écoulement souterrain, tels que le transport de solutés, qu'ils soient réactifs ou conservatifs.

De robustes équations aux dérivées partielles de l'écoulement et du transport des eaux souterraines forment un ensemble de modèles répartis dans lesquels la solution est généralement obtenue par les techniques des différences finies ou des éléments finis. Anderson *et al.* (1992) ont fait le point sur les logiciels servant à résoudre les problèmes relatifs aux eaux souterraines. Parmi les programmes inclus dans le SHOFM, la composante L20.2.04 est un modèle modulaire d'écoulement des eaux souterraines en différences finies (MODFLOW). Ce progiciel souple, mis au point par le Service géologique des États-Unis d'Amérique, a de nombreuses applications dans le monde entier.

Le modèle MODFLOW (McDonald et Harbaugh, 1988) simule l'écoulement souterrain dans un milieu poreux en trois dimensions, ainsi que l'écoulement en deux dimensions. On a donné au programme et à la documentation une structure modulaire afin de rendre plus facile la compréhension et, si nécessaire, la modification du programme. Ce dernier est constitué d'une série de modules qui peuvent être choisis selon le problème à résoudre. Il existe des modules pour la résolution des équations, les cours d'eau, la recharge, le pompage et l'évapotranspiration. Le domaine d'application du modèle inclut l'écoulement en régime permanent et non permanent, l'écoulement dans les aquifères captifs, semi-captifs et libres, ainsi qu'un certain nombre de problèmes particuliers tels l'écoulement des sources ou l'écoulement dans un puits. Les puits, les rivières, les drains, l'évapotranspiration et la recharge peuvent être simulés; ils sont représentés comme des termes sources dépendant de la charge ou des termes puits dans lesquels la charge extérieure au modèle est spécifiée par l'utilisateur. MODFLOW peut servir à étudier les interactions des eaux souterraines et

des eaux de surface, par exemple l'écoulement vers les cours d'eau et les lacs à pénétration partielle. Il faut introduire les paramètres hydrauliques de l'aquifère, les conditions aux limites, les conditions initiales et les contraintes. Les entrées se font à partir d'un fichier en format texte où les données sont disposées dans un ordre et selon un format déterminé; elles doivent correspondre au maillage choisi. La sortie principale du modèle est la charge hydraulique à chaque maille du modèle. De plus, un bilan hydrologique est établi, et le flux qui traverse chaque maille du modèle peut être sauvegardé sur disque dans un fichier. MODFLOW est probablement le modèle de simulation des eaux souterraines le plus utilisé dans le monde.

Le progiciel MODFLOW est conçu pour des hydrogéologues expérimentés. Des programmes utiles de pré-traitement et de post-traitement facilitent la tâche de l'utilisateur.

6.3.3.5 Planification

La première étape – tout à fait essentielle – d'un projet de modélisation des eaux souterraines consiste à préciser le but poursuivi. Dans le cas de projets d'envergure, cela exige parfois de réaliser une étude exploratoire des besoins, une analyse des objectifs et un examen des études antérieures et des données disponibles. Il convient, outre la détermination des objectifs et des grandes tâches à accomplir, d'énoncer les principaux résultats attendus.

La planification comprend également le recensement des informations que le modèle devra fournir pour faciliter le processus décisionnel et des données dont on dispose ou qui devront être recueillies par un programme de suivi. De plus, il est indispensable de faire le point sur les ressources (compétences techniques, personnel qualifié, instruments de mesure, données de terrain, ordinateurs, etc.) qui seront nécessaires pour élaborer et exploiter le modèle dans les limites du budget. Cela englobe la capacité de comprendre et de décrire les processus qui surviennent, ainsi que les données requises pour valider le modèle et déterminer les valeurs numériques de ses coefficients. Il faut également se pencher sur le cadre juridique et réglementaire local qui concerne le cas étudié, afin que les résultats du modèle soient suffisamment robustes, complets et détaillés pour satisfaire aux études minutieuses ultérieures.

Il est recommandé qu'une équipe de gestion regroupant les parties prenantes soit chargée d'orienter le projet, d'examiner les résultats intermédiaires, de résoudre les divergences et de parvenir à un accord

sur l'acceptabilité de chaque étape du développement du modèle.

Une fois les objectifs du projet arrêtés, un plan en plusieurs étapes doit être établi compte tenu de l'étendue des incertitudes, des coûts assez élevés et de la tâche plutôt longue qu'implique la modélisation des eaux souterraines. Des lignes directrices ont été élaborées (Environment Agency, 2002) sur les différentes étapes à prévoir dans une telle entreprise (voir la figure II.6.13).

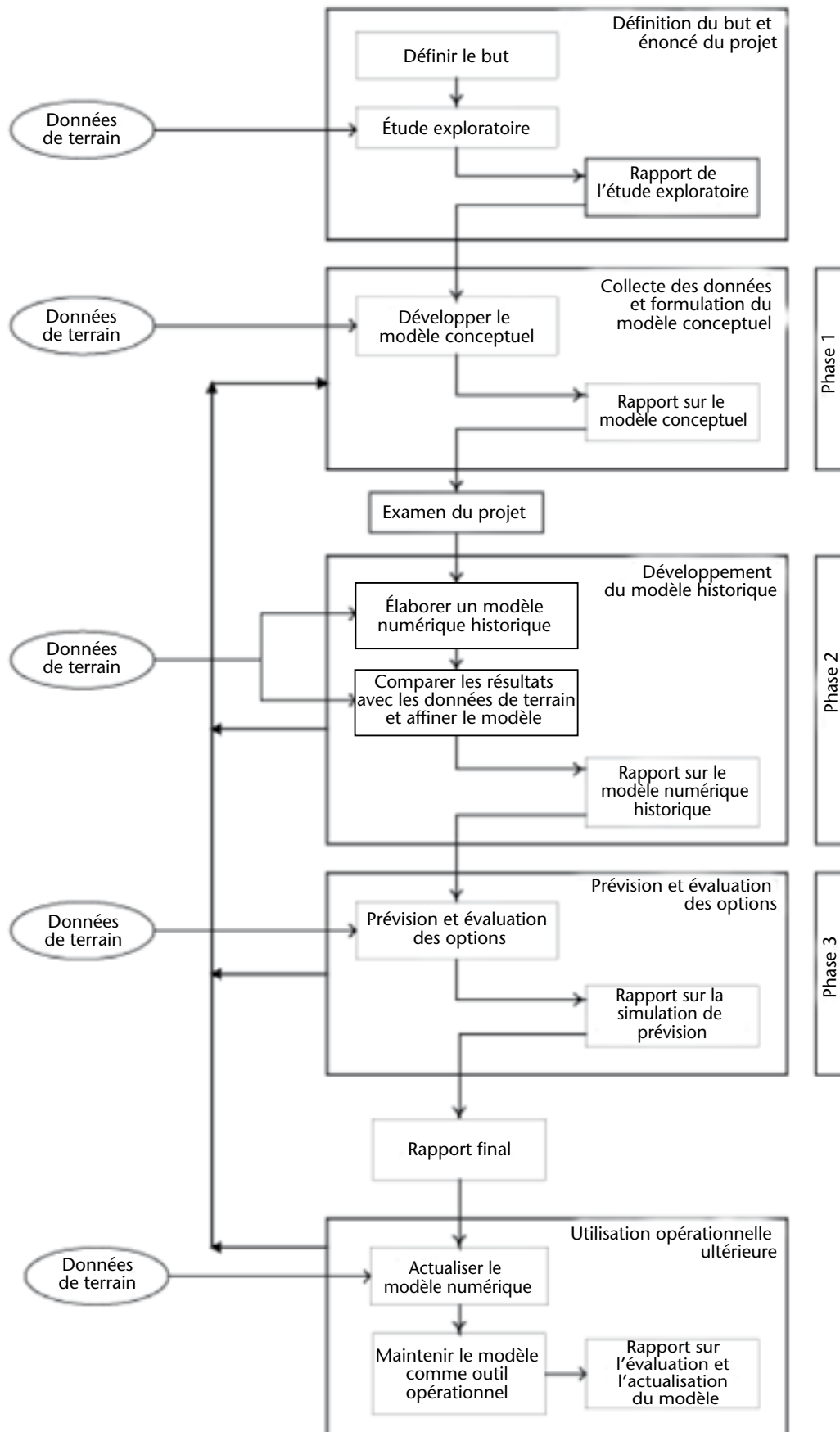
La démarche illustrée ci-dessus comprend un système d'aide à la décision qui passe de l'étude exploratoire à un modèle conceptuel, un modèle historique, puis un modèle prédictif qui pourra être affiné avec des données opérationnelles. Ces dispositions visent à atteindre les objectifs, analyser les options, voir les conséquences des choix, évaluer les résultats, choisir la meilleure solution et mettre en place un système de suivi.

6.3.4 Modèles de la fonte nivale

La fonte de la neige est semblable aux précipitations, dans la mesure où elle accroît l'infiltration et l'écoulement, si ce n'est du retard pris dans la couverture neigeuse. L'eau de fonte est la principale source d'alimentation des réservoirs, cours d'eau, lacs et aquifères dans certaines régions. Elle est une composante importante du ruissellement en zone montagneuse, représentant souvent plus de 50 % de l'écoulement total, chiffre qui atteint 95 % dans certains bassins de montagne.

Les mesures courantes des variations de l'équivalent en eau de la couche de neige ne caractérisent pas la fonte de manière satisfaisante, surtout parce qu'elles sont sujettes à des erreurs systématiques d'observation et d'échantillonnage. Deux autres raisons, impérieuses, militent pour l'estimation plutôt que l'observation. La première concerne la prévision des débits des cours d'eau, où il est intéressant de prévoir les causes de la fonte plutôt que d'attendre simplement la fonte elle-même. La deuxième, qui vaut particulièrement pour la conception et la planification, est la nécessité d'extrapoler des vitesses de fonte extrêmes à partir des processus physiques. La fonte nivale fait partie de plusieurs modèles hydrologiques, comme l'a montré la brève récapitulation des composantes du SHOFM à la section 6.1.6.

En principe, un modèle conceptuel d'écoulement nival combine un programme d'accumulation et d'ablation de la neige avec un modèle pluie-débit. Ce modèle composite de prévision peut s'utiliser dans toutes les conditions climatiques tout au long

Figure II.6.13. Processus de modélisation des eaux souterraines (*Environment Agency, 2002*)

de l'année. Il existe aussi des modèles d'écoulement destinés spécialement à la période de fonte printanière. La fonte de la neige est, dans tous les cas, induite par le bilan énergétique. La conservation de l'énergie impose que le changement de température de la neige soit en équilibre avec les flux d'énergie entrant ou quittant le stock neigeux. La conservation de la masse à l'intérieur de la couverture neigeuse peut être décrite par la simple équation de continuité suivante:

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (6.37)$$

Les entrées sont les précipitations, la condensation et l'eau qui gèle en surface, les sorties sont la sublimation et le ruissellement, toutes valeurs exprimées généralement en millimètres d'eau. Des modifications de la masse du stock neigeux résultent également de la chasse-neige élevée, de la sublimation et de l'accumulation (Pomeroy et Brun, 2001), et les chutes de neige qui parviennent au sol dépendent de l'interception par la couverture végétale, qui entraîne parfois une perte importante de masse. Une certaine quantité de neige interceptée par les arbres peut être soufflée par le vent et revenir au sol, mais la plus grande partie sera sublimée et n'alimentera pas le manteau neigeux (pour plus de détails sur l'interception de la neige par la canopée, voir Hedstrom et Pomeroy, 1998).

Vu cette complexité, des méthodes conceptuelles ont été élaborées afin de décrire les propriétés physiques de la neige et sa fonte à l'échelle d'un bassin versant. Ce sont notamment les courbes d'ablation du couvert neigeux et les modèles de fonte à indice de température, qui sont utilisés dans de nombreux systèmes de modélisation hydrologique opérationnels pour décrire et prévoir la réponse hydrologique des bassins enneigés.

6.3.4.1 Méthodes d'estimation de l'écoulement basées sur des indices

Beaucoup de modèles de prévision de l'écoulement de fonte à moyenne ou à longue échéance utilisent des méthodes basées sur des indices statistiques. Les données dont on dispose sur les précipitations et le manteau neigeux dans les montagnes ne permettent pas, en règle générale, de déterminer la quantité de neige au sol, mais constituent plutôt un indice de cette valeur. C'est pour cette raison que les relations entre l'écoulement saisonnier et l'indice d'accumulation de la neige sont de nature statistique. Bien que convenant à des fins prévisionnelles, il est rare qu'on puisse les utiliser pour établir un bilan hydrologique.

La fiabilité de la prévision à longue échéance dépend grandement du degré de fidélité avec lequel l'indice d'accumulation de neige représente les conditions réelles. Cinq autres facteurs au moins peuvent exercer une certaine influence sur le ruissellement et, par suite, sur la corrélation entre l'écoulement et l'indice d'accumulation. Ce sont:

- a) La réserve antécédente d'eaux souterraines;
- b) La hauteur de précipitation entre le dernier relevé nivométrique et la date d'établissement de la prévision;
- c) La hauteur de précipitation durant la saison de la fonte ou pendant la période sur laquelle porte la prévision;
- d) La quantité de neige sublimée entre le dernier relevé nivométrique et la date d'établissement de la prévision;
- e) La quantité de neige sublimée durant la saison de la fonte ou pendant la période sur laquelle porte la prévision.

Dans les bassins où l'écoulement de base à partir des aquifères représente une part importante de l'écoulement total et varie considérablement d'une année à l'autre, il est possible d'accroître l'exactitude de la corrélation en intégrant les conditions antérieures des eaux souterraines.

Il existe deux façons de tenir compte des précipitations:

- a) En combinant l'indice de précipitations avec celui de l'accumulation de neige ou en utilisant la somme de ces deux indices comme paramètre unique;
- b) En se servant de l'indice de précipitations comme variable supplémentaire.

Lors de la mise au point des procédures, l'introduction des précipitations subséquentes dans les relations de ruissellement permet de prendre en considération leur influence dans l'établissement des relations statistiques.

Si les ressources financières le permettent, des relevés nivométriques devraient être effectués plusieurs fois au cours de l'hiver dans les montagnes, de manière à connaître l'évolution de l'accumulation de neige. Le dernier relevé est généralement réalisé à la fin de la période d'accumulation, juste avant le début de la fonte printanière. Ce sont les données de ce dernier relevé qu'on utilise pour calculer l'indice d'accumulation.

Les cheminements nivométriques situés à diverses altitudes fournissent les données nécessaires pour établir la relation entre l'équivalent en eau de la neige et l'altitude, $w = f(z)$. La relation est différente

chaque année. Quand les données observées sont insuffisantes pour tracer des graphiques de la relation $w = f(z)$, il est possible d'utiliser la corrélation multiple entre l'écoulement et l'équivalent en eau de la neige à chaque point d'observation. Les données tirées des cheminements nivométriques peuvent être introduites dans les modèles statistiques de prévision de l'écoulement.

En règle générale, le meilleur indice de l'eau disponible pour former un écoulement à partir des zones montagneuses est obtenu en combinant les données pluviométriques et nivométriques, ce qui peut être réalisé par des méthodes statistiques.

6.3.4.2 Modèles conceptuels de l'écoulement de fonte nivale

Divers algorithmes représentant la physique d'un stock neigeux qui fond permettent d'estimer l'écoulement dans un bassin. De bien des façons, la neige qui fond est traitée comme la pluie et pénètre dans le sol selon un certain nombre d'algorithmes d'infiltration. La plupart des modèles de l'écoulement de fonte nivale se composent d'un modèle de fonte et d'un modèle de transformation. Le premier détermine l'eau à l'état liquide dans le manteau neigeux qui peut s'écouler, le deuxième convertit l'eau liquide à la surface du sol en écoulement à l'exutoire du bassin (Donald *et al.*, 1995). Les modèles de fonte et de transformation peuvent être globaux ou répartis. Les modèles globaux définissent les caractéristiques physiques et hydrologiques du bassin versant à partir d'un seul ensemble de valeurs des paramètres. Dans les modèles répartis, on tente de tenir compte de la variabilité spatiale en divisant le bassin en sous-bassins, pour chacun desquels on calcule séparément l'écoulement de fonte nivale à l'aide d'un jeu de paramètres correspondant au sous-bassin. Les modèles de fonte incluent généralement une représentation de la couverture neigeuse qui va d'un simple stock monocouche (voir, par exemple, Anderson, 1973) à un stock conceptuel multicouche, comme celui de Brun *et al.* (1992). Cette représentation influe sur le moment de l'écoulement de fonte, étant donné la capacité que présente la couverture neigeuse de retenir l'eau.

De nombreux modèles opérationnels de l'écoulement de fonte nivale utilisent, sous une forme ou une autre, un indice de température ou une méthode des degrés-jours pour déterminer quand la neige fond et à quelle quantité d'eau de fonte on doit s'attendre pendant une période donnée. Les modèles d'accumulation et d'ablation de la neige utilisent la température et les précipitations pour

figurer l'accumulation de la neige, la température de l'air étant le seul indice qui traduit les facteurs agissant sur les échanges d'énergie à travers l'interface neige-air. Ce dernier aspect est souvent modélisé par la méthode des degrés-jours, qui prend la température de l'air comme indice des écoulements libérés par le manteau neigeux. La méthode des degrés-jours ne tient pas compte explicitement des processus responsables de la différence entre l'écoulement et la fonte, à savoir le regel dû à un déficit thermique et la rétention et transmission de l'eau à l'état liquide. On peut voir à la figure II.6.14 un organigramme du modèle mis au point par Anderson (1973). Les mesures du manteau neigeux, tirées des relevés nivométriques ou d'observations ponctuelles, constituent une source supplémentaire

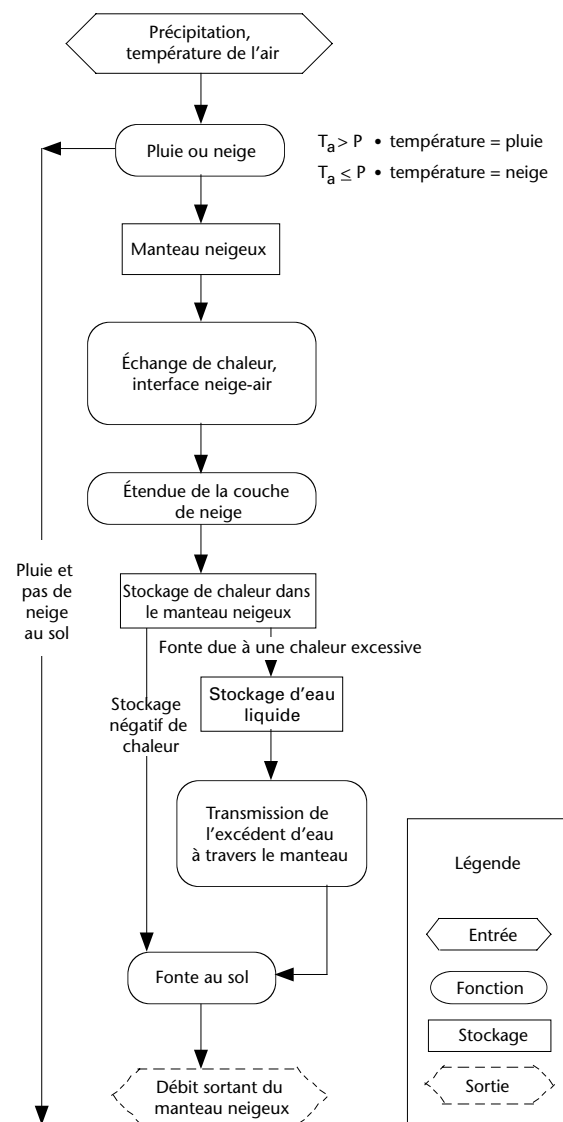


Figure II.6.14. Organigramme d'un modèle d'accumulation et d'ablation de la neige

d'information permettant d'améliorer les prévisions des volumes saisonniers élaborées à partir de modèles conceptuels qui n'utilisent comme entrées que les températures et les précipitations (Todini *et al.*, 1978).

6.3.4.3 Extension de la prévision de l'écoulement fluvial

Les modèles conceptuels ne peuvent simuler l'écoulement nival que pendant la période pour laquelle on dispose de données d'entrée. Pour les conditions futures, il faut utiliser une prévision des précipitations et des températures découlant d'une analyse statistique ou stochastique ou de prévisions étendues fournies par un modèle de prévision numérique du temps. La distribution de l'écoulement saisonnier ne peut être anticipée de façon satisfaisante que si on tient compte des conditions météorologiques à venir.

Quant aux méthodes de prévision basées sur des indices et des statistiques, on peut les mettre en œuvre en prenant, pour le reste de la saison, les indices calculés sur des relevés anciens de précipitations et de température. Si on utilise des modèles conceptuels, on peut simuler, au moyen des données climatologiques relevées sur un grand nombre d'années, en général 20 ans ou plus, les séquences d'écoulement répondant aux conditions spécifiques de chacune des années. À partir de ces simulations, il est possible de construire des courbes de distribution de probabilités pour n'importe quelle période future et pour une caractéristique hydrologique donnée, par exemple débit de pointe, volume ou débit spécifique (Twed *et al.*, 1977). Ceci suppose, bien sûr, que les séquences historiques sont représentatives de ce que l'on peut attendre dans les années à venir.

6.3.4.4 Données d'entrée

Les données introduites dans les modèles conceptuels, que ces derniers soient du type physique ou basés sur des indices, sont des mesures de précipitations et/ou des mesures de l'équivalent en eau de la couche de neige. Avec les modèles à base physique, il est conseillé de corriger les mesures de précipitations de leurs erreurs systématiques (voir la section 3.3.6 du volume I), de façon que les données d'entrée soient aussi représentatives que possible de la valeur moyenne réelle des précipitations et/ou du stock de neige. Dans les régions montagneuses, où le manteau neigeux dépend beaucoup de l'altitude, les observations recueillies aux stations météorologiques sont souvent influencées par l'environnement local, dont le

vent, la pente et la morphologie générale; elles doivent être corrigées pour mieux représenter les conditions météorologiques moyennes quand on les utilise pour simuler l'état du manteau neigeux. En pratique, l'évaluation de la couche de neige et les mesures directes des précipitations se complètent mutuellement.

La distribution spatiale du manteau neigeux est souvent mieux décrite par les courbes d'ablation qui montrent la proportion de la surface couverte par le stock nival au fur et à mesure qu'augmente son épaisseur moyenne. Les modèles hydrologiques globaux, tel le National Weather Service River Forecast System – NWSRFS (Anderson, 1973), emploient communément les relations des courbes d'ablation à l'échelle d'un bassin pour décrire la distribution du manteau neigeux en période de fonte. Ces relations sont difficiles à établir et exigent un étalonnage pour chaque bassin. La représentation la plus simple est une couche uniforme, d'épaisseur constante, recouvrant tout le sol. Pour obtenir une estimation raisonnable de toute l'eau disponible dans le manteau neigeux, il faut connaître la distribution spatiale de celui-ci dans et entre les unités spatiales d'un bassin. La distribution à l'intérieur d'un type d'unité spatiale peut alors être récapitulée sous la forme d'une courbe de distribution spatiale. Cette dernière est la synthèse de l'enneigement d'un bassin à un instant donné. Des programmes d'échantillonnage intensifs sont nécessaires pour obtenir les jeux de données permettant de quantifier la répartition de la neige par des courbes de distribution spatiale.

Comme il n'est pas vraiment possible de modéliser physiquement la répartition de la couverture de neige, une solution judicieuse consiste à établir des relations statistiques ou empiriques de distribution à partir de considérations physiographiques et relatives à la couverture végétale. C'est ce que l'on fait en utilisant les courbes d'ablation du manteau neigeux. Rango *et al.* (1983) ont présenté une courbe d'ablation dans laquelle le pourcentage de surface enneigée est porté en ordonnée et le temps en abscisse, offrant une approche conceptuelle de la compréhension de la fonte nivale dans un bassin.

6.3.4.5 Théorie de la fonte de neige en un point déterminé

Une façon rationnelle d'aborder la question de l'évaluation de la fonte repose sur un bilan énergétique qui tient compte des modes importants d'échange de chaleur. La chaleur est transmise à la neige par le rayonnement solaire, le rayonnement net de grandes longueurs d'onde, le transfert de la

chaleur convective de l'atmosphère et l'échange de chaleur latente de vaporisation par condensation dans l'atmosphère; un apport relativement faible de chaleur est dû à la pluie, et des quantités généralement négligeables proviennent du terrain sous-jacent.

On peut, à partir de l'équation du bilan énergétique, déterminer la quantité d'énergie disponible pour la fonte, Q_m , qui sera directement transformée en volume de fonte pour une unité cubique de neige:

$$Q_m = Q_n + Q_h + Q_e + Q_g + Q_a - dS_i/dt \quad (6.38)$$

où les flux d'énergie (par unité de surface) sont les suivants: Q_n est le rayonnement net de grandes longueurs d'onde, Q_h le transfert de chaleur sensible dû à l'écart de température entre la surface et l'atmosphère, Q_e le flux de chaleur latente dû à la variation de la vapeur d'eau (dégagement de chaleur par condensation ou élimination par sublimation ou évaporation), Q_g la conduction de chaleur à partir du terrain sous-jacent, Q_a l'advection de chaleur (pluie) et S_i la chaleur stockée par le manteau neigeux.

Une couche de neige en fusion renferme d'ordinaire 2 à 5 % en masse d'eau liquide, mais elle peut en contenir jusqu'à 10 % pendant de courtes périodes au cours desquelles la vitesse de fonte dépasse la capacité de transmission. Il arrive donc que la quantité totale d'eau libérée par la couche de neige dépasse légèrement la quantité de neige fondue sous l'effet des conditions météorologiques. En pratique, l'eau déjà fondue qui est ainsi libérée est prise en compte de manière implicite dans les constantes empiriques, qui sont par conséquent entachées d'incertitudes.

Le rayonnement solaire absorbé varie suivant la latitude, la saison, l'heure, les conditions atmosphériques, le couvert forestier, la pente, l'orientation de la surface et la réflectivité de la neige. Les effets de la latitude, de la saison, de l'heure et des conditions atmosphériques sont inclus dans les observations du rayonnement solaire, qui doivent habituellement être interpolées en raison du caractère peu dense des réseaux de stations d'observation. Ils peuvent également être calculés sur une base journalière globale grâce à des formules ou des graphiques qui expriment le rayonnement solaire en fonction de la nébulosité, de l'époque de l'année et de la latitude.

Les effets du couvert forestier sur la transmission du rayonnement solaire sont importants; dans certains

contextes expérimentaux, ils ont été exprimés par un facteur empirique mettant en relation le coefficient de transmission et la densité de la voûte forestière. En général, le couvert forestier ainsi que l'orientation et l'inclinaison de la pente sont représentés par des facteurs constants, déterminés de façon empirique pour un bassin versant donné.

La réflectivité de la surface de la neige évolue entre 90 % pour la neige fraîche et 40 % environ pour la vieille neige à gros grains qui est d'ordinaire recouverte, en fin de saison, d'une fine couche de débris sombres, tels que matières organiques ou poussières minérales apportées par le vent. Vers la fin du printemps aux latitudes moyennes, une couche de neige de faible réflectivité située dans une région non boisée absorbe souvent un rayonnement solaire suffisant pour faire fondre 50 mm d'équivalent en eau par jour.

L'échange radiatif aux grandes longueurs d'onde est la différence entre le rayonnement émanant de la surface de la neige et le rayonnement incident venant des nuages, des arbres et de l'atmosphère. Avec un plafond bas de nuages denses ou un couvert forestier dense dont la température est supérieure à 0 °C, l'échange constitue un gain pour la neige. Le rayonnement de grandes longueurs d'onde provenant de l'atmosphère, en l'absence de nuages ou de couverture forestière, est largement fonction de la température de l'air et presque toujours inférieur aux pertes par rayonnement de la neige. Le bilan de l'échange radiatif aux grandes longueurs d'onde varie couramment entre un gain de chaleur qui peut produire jusqu'à 20 mm d'eau de fonte par jour et une perte équivalant à 20 mm par jour.

Les principaux facteurs de l'échange convectif de chaleur sensible sont le gradient de température dans l'atmosphère située immédiatement au-dessus de la couche de neige et l'intensité du mélange par turbulence, exprimée par la vitesse horizontale du vent.

Les facteurs de l'échange de chaleur dû à la condensation sont essentiellement le gradient de la tension de vapeur et l'intensité du mélange par turbulence, qui peut être indiquée par la vitesse du vent. Le bilan de l'échange combiné de chaleur sensible et latente du fait du mélange par turbulence varie d'un gain de chaleur équivalant à plus de 100 mm de fonte par jour à une perte correspondant à 2 ou 3 millimètres. La raison pour laquelle le gain potentiel est tellement supérieur au déficit potentiel est que les gradients de température et de tension de vapeur pour un gain de chaleur peuvent être très élevés et que la température de la neige est limitée à

0 °C, tandis que les températures et tensions de vapeur de l'air très basses qui accompagnent une perte de chaleur abaissent de manière correspondante la température superficielle de la neige, et réduisent ainsi les gradients. Il est possible de calculer le gain apporté par une pluie chaude d'après la chaleur latente de fusion de la glace (80 cal g⁻¹) contenue dans la neige et la température de la pluie, que l'on peut souvent assimiler à la température de l'air lue sur le thermomètre mouillé. Les calculs montrent qu'il faut une pluie exceptionnellement forte – au moins 120 mm à une température de 16 °C – pour que la fonte de la neige atteigne 25 mm par jour.

La vitesse de conduction de chaleur du sol vers une couche de neige fraîche peut être élevée pendant un court laps de temps, mais le gradient géothermique habituel et le gradient de température après le retour à un état d'équilibre produisent moins de 1 mm de fonte par jour.

Les vitesses de fonte indiquées ci-dessus pour les divers modes d'échange de chaleur ne s'ajoutent pas les unes aux autres. Ainsi, les conditions nécessaires à un échange turbulent maximal sont réunies en cas de tempête et non lorsque le rayonnement solaire est à son maximum. De nombreuses formules ont été publiées sur les divers modes d'échange de chaleur en fonction d'éléments observables. Deux publications de l'OMM (1986, 1992b) renferment de plus amples informations à ce propos: *Intercomparison of Models of Snowmelt Runoff*, Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 23 (WMO-No. 646) et *Snow Cover Measurements and Areal Assessment of Precipitation and Soil Moisture*, Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 35 (WMO-No. 749).

Il est extrêmement difficile, dans la meilleure des hypothèses, et pratiquement inutile si l'on ne dispose pas d'instruments perfectionnés, d'intégrer une fonction rationnelle de la fonte nivale dans un bassin versant hétérogène de quelque importance. L'estimation de la quantité fondue ou de la vitesse de fonte repose sur la prise en compte du bilan hydrique, en plus du bilan thermique. En l'absence de pluie, l'échange radiatif est relativement important; il en résulte que les effets, d'ailleurs rarement mesurés, de la réflectivité de la neige et de la densité de la couverture forestière sont importants. Pendant les périodes de forte pluie, la vitesse de fonte et la quantité de neige fondue peuvent ne pas excéder l'erreur d'estimation du volume et des effets de la pluie. Durant les averses accompagnées d'un mélange par turbulence prononcé et de nuages bas et lourds, le rayonnement solaire de

courtes longueurs d'onde est assez faible et les principales sources de chaleur sont le rayonnement de grandes longueurs d'onde, la convection et la condensation. Comme il est difficile de distinguer la part de la pluie de celle de la fonte, cette question relève largement du domaine théorique, et l'évaluation empirique n'y joue qu'un très petit rôle (US Army Corps of Engineers, 1960). Le rayonnement solaire quotidien, pour une latitude et une période de l'année données, dépend de la nébulosité locale, laquelle fait l'objet d'observations subjectives et clairsemées qui visent rarement à déterminer la transmissivité. Il est, de plus, problématique de calculer la superficie active ou utile de la neige.

Cette superficie peut être définie comme la superficie sur laquelle la neige fond ou sur laquelle l'eau de fonte de la neige atteint effectivement le sol. Quelle que soit la définition adoptée, cette superficie présente des variations diurnes. Si le cycle journalier comprend un intervalle de gel nocturne, le stockage de chaleur et d'humidité doit être pris en considération. Au début de la période de fonte, il faut une certaine chaleur pour que la température de la neige s'élève à 0 °C et que la quantité de neige fondue atteigne la capacité de rétention d'eau de la couche neigeuse. Cette chaleur est relativement faible par rapport à la chaleur totale nécessaire pour faire fondre la couche de neige.

La façon la plus courante d'évaluer la fonte sur tout un bassin consiste à utiliser les facteurs de degrés-jours. Les données sur la température sont habituellement disponibles, et il est généralement possible de connaître les variations de la température dans un bassin versant, tant pour déterminer les fonctions degrés-jours que pour en faire l'application. La méthode des degrés-jours repose sur deux principes fondamentaux. Premièrement, la température de l'air à proximité de la neige est, dans l'ensemble, une intégration physique des mêmes modes d'échange de chaleur que ceux qui provoquent la fonte de la neige. Deuxièmement, chacun des modes d'échange de chaleur peut être mis en relation avec la température de l'air, sauf pendant les périodes de vents anormaux. Par exemple, la température minimale quotidienne de l'air est fortement liée à la température du point de rosée, qui détermine le gradient de tension de vapeur pour la fonte par condensation. La température quotidienne maximale, ou l'amplitude maximale de la variation de la température, est un indice du rayonnement solaire. À l'intérieur de la plage de ses valeurs habituelles, le rayonnement de grandes longueurs d'onde peut s'exprimer sous forme d'une fonction linéaire de la température de l'air.

On a tenté de pondérer de diverses façons les maximums et les minimums quotidiens de température et de prendre une base différente de 0 °C pour les degrés-jours. On a également divisé la journée en tranches de temps plus courtes afin d'utiliser des facteurs degrés-heures. Néanmoins, en raison du cycle diurne de l'échange de chaleur et de la fonte, la journée constitue l'unité logique et commode de mesure de la fonte de la neige, et la base habituelle des degrés-jours est le 0 °C, généralement considéré comme la moyenne quotidienne des températures maximales et minimales de l'air. Le tableau II.6.3 présente les valeurs moyennes du rapport entre la fonte ponctuelle de la neige et le nombre de degrés-jours pour diverses régions montagneuses des latitudes moyennes en Amérique du Nord, exprimées en millimètres de fonte. Le nombre de degrés-jours est calculé d'après la moyenne des températures maximales et minimales au-dessus de la base de 0 °C. Les valeurs individuelles peuvent s'écarter considérablement de ces moyennes.

Tableau II.6.3. Facteurs degrés-jours (mm °C⁻¹) pour les régions montagneuses d'Amérique du Nord

Mois	Modérément boisées	Partiellement boisées	Non boisées
Avril	2	3	4
Mai	3	4	6
Juin	4	6	7

Des facteurs degrés-jours similaires pour les plaines des latitudes moyennes de l'ancienne Union des républiques socialistes soviétiques sont présentés au tableau II.6.4.

Tableau II.6.4. Facteurs degrés-jours pour les plaines de l'ex-URSS

Type de couvert	Facteurs degrés-jours (mm °C ⁻¹)
Régions non boisées	5
Résineux clairsemés et feuillus de densité moyenne	3-4
Forêts de densité moyenne de résineux et forêts denses d'essences mixtes	1,7-1,8
Forêts denses de résineux	1,4-1,5

Si la couche de neige est mince, le stockage d'eau de fonte et son temps de passage à travers la couche sont d'ordinaire peu importants par rapport au stockage et au temps de passage à travers la couche superficielle du sol, ainsi que par rapport aux

incertitudes que comporte l'estimation de la quantité de neige fondue elle-même. Le temps requis pour le drainage de l'eau dans une couche de neige est d'environ une heure, à majorer d'une heure par tranche de 50 cm d'épaisseur.

Les variations spatiales de la vitesse de fonte et de la distribution et la diminution de la superficie enneigée pendant une période de fonte sont liées à des caractéristiques relativement permanentes du bassin versant, telles que la topographie et la répartition du couvert végétal. Par conséquent, la vitesse de fonte dans un bassin reflète une tendance assez uniforme dans la superficie de la zone d'apport et l'état de la neige pendant la période de fonte. Cette tendance influe sur l'allure des courbes en S définies de façon empirique, comme celles de la figure II.6.15. En raison de la variabilité de l'épaisseur de neige et de la vitesse de fonte, une partie de la neige se transforme en eau avant le reste. Ainsi, la vitesse moyenne de fonte par unité de surface est faible au début de la période visée et augmente au fur et à mesure que la superficie concernée s'accroît. Vers la fin, la pente des courbes de la figure II.6.15 diminue, parce que la superficie sur laquelle la neige fond se restreint. Les parties les plus abruptes des courbes correspondent aux moments où la fonte s'est établie sur une grande superficie. La proportionnalité des vitesses de fonte par rapport aux quantités initiales de neige est principalement liée au fait que plus la neige est abondante, plus la superficie d'apport est étendue. La pente des sections les plus abruptes des courbes de la figure II.6.15 correspond aux valeurs des tableaux II.6.3 et II.6.4.

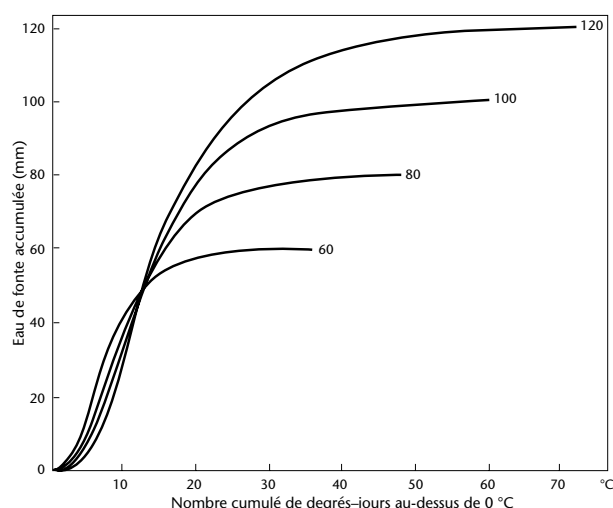


Figure II.6.15. Relation caractéristique entre la fonte de la neige et le nombre de degrés-jours dans un bassin versant pour différentes valeurs d'équivalent en eau initial

Les pertes par évaporation à partir de la couche de neige sont négligeables pendant les brèves périodes de fonte; elles peuvent être plus que compensées par la condensation en surface. On peut estimer l'évaporation au moyen d'équations de la condensation à la surface de la neige. Il est difficile de mesurer l'évaporation sur une couche de neige ou de glace, et les résultats ne sont probablement guère plus précis que ceux obtenus par le calcul de l'évaporation en général. En hiver, l'évaporation à partir d'une surface de neige type se situe entre 0 et 20 mm par mois. En période de fonte, la condensation tend à dominer et peut atteindre 10 mm de condensat par jour.

Dans les régions montagneuses où s'accumulent de grandes quantités de neige, où la saison de fonte dure plusieurs mois et où les conditions varient considérablement avec l'altitude, les courbes illustrées à la figure II.6.15 sont d'une fiabilité limitée. L'évaporation peut être importante pendant les longues périodes de chaleur. Au cours de la saison de fonte, des levés aériens ou autres successifs montrent l'évolution de l'enneigement, et on se livre à l'interprétation des observations météorologiques pour exprimer les variations de la vitesse de fonte en fonction de l'altitude. L'apport en eau de fonte nivale devrait être déterminé par zone d'altitude. En outre, dans le cas des fortes accumulations de neige en montagne, une attention particulière doit être portée à la rétention de neige fondue dans le manteau.

Des facteurs degrés-jours plus élevés que les facteurs moyens doivent être utilisés lorsque la vitesse du vent ou l'humidité sont exceptionnellement élevées.

6.3.4.6 Estimation des débits dus à la fonte nivale

La détermination de l'écoulement total produit par la fonte de la neige dans les bassins situés à basse altitude peut se faire par des études du bilan hydrologique. Ces dernières permettent d'estimer au début de la période l'écoulement total issu de la fonte. Toutefois, on a souvent besoin des valeurs de l'apport quotidien en eau de fonte pour calculer les hydrogrammes. Les facteurs ci-après devraient être pris en considération lors de l'estimation de ces valeurs:

- a) L'apport de chaleur sur la couverture neigeuse;
- b) La capacité de rétention d'eau de la couverture neigeuse;
- c) La superficie recouverte de neige;
- d) La capacité de rétention d'eau du bassin.

6.3.4.7 Précipitation maximale probable et fonte nivale

Dans les bassins très étendus aux latitudes élevées, la fonte de la neige peut se substituer à la pluie en tant que cause première de la crue maximale probable. Le volume de l'écoulement de crue et sa distribution temporelle sont alors basés sur l'estimation de la fonte de neige résultant des valeurs maximales estimées de la température, du vent, du point de rosée et de l'insolation, par des moyens analogues à la maximalisation des hauteurs de précipitation d'averse.

Il est plus courant aux latitudes moyennes que la pluie soit le facteur principal de la crue maximale probable, la fonte nivale venant augmenter l'hydrogramme maximal. On ajoute ensuite à la hauteur de précipitation maximisée une quantité d'eau de fonte correspondant aux conditions synoptiques estimées accompagnant l'averse maximalisée.

Dans certains bassins, seule une analyse détaillée permettra de dire si la crue maximale probable résultera d'une averse combinée à la fonte de neige en saison froide ou d'une pluie d'été peut-être plus intense, mais dont on ne peut s'attendre logiquement à ce qu'elle se combine à la fonte de neige.

6.3.4.7.1 Accumulation maximale probable de neige

La contribution de l'eau de fonte à la crue maximale probable dépendra de la vitesse maximale de fonte et de l'équivalent en eau de la couche de neige disponible. L'équivalent en eau de la couche de neige est la hauteur de la lame d'eau qui résulterait de la fonte; elle dépend aussi bien de la densité de la neige que de son épaisseur. Diverses méthodes ont été employées pour estimer l'accumulation maximale probable de neige. Les plus courantes sont les suivantes:

- a) Méthode saisonnière partielle – Les plus fortes accumulations de neige relevées au cours de chaque mois ou période de deux semaines, selon la fréquence des observations, sont combinées sans tenir compte de l'année d'observation, afin d'obtenir par synthèse une année de très fortes chutes de neige. Cette méthode peut être utilisée pour des périodes plus courtes telles qu'une semaine ou quatre jours, si des relevés convenables sont disponibles;
- b) Maximisation des chutes de neige – On détermine le rapport entre la teneur maximale en humidité de l'air dans la zone d'étude, au moment de l'année où se produit une chute de neige, et la teneur réelle en humidité de celle-ci.

La quantité de neige résultant de la perturbation est multipliée par ce rapport afin de maximiser la chute de neige imputable à la tempête. La maximisation de la teneur en humidité de l'air doit se limiter à une valeur produisant de la neige et non de la pluie;

- c) Méthodes statistiques – Une analyse des fréquences est réalisée à partir des relevés des hauteurs de pluie et de neige afin de déterminer les valeurs correspondant à diverses périodes de retour. Les analyses portent sur trois types de données: hauteur des précipitations à la station, hauteur de neige tombée dans le bassin et équivalent en eau de la neige au sol.

6.3.4.7.2 *Évaluation de la fonte nivale*

La fonte de la neige étant sujette à des variations spatio-temporelles complexes dans la plupart des bassins versants, en raison des différences de pente, de morphologie générale, de couverture forestière et de hauteur de la couche de neige, on recourt souvent à la méthode des degrés-jours pour résoudre le problème que pose l'estimation de la quantité d'eau provenant de la fonte nivale dans un bassin versant. Les nombres maximaux de degrés-jours peuvent être estimés d'après les relevés des températures dans le bassin versant ou à proximité, et appliqués à l'estimation de l'accumulation maximale probable de neige afin d'estimer l'écoulement pendant la crue maximale probable.

Pour les conditions correspondant au maximum probable, on détermine une température de l'air et une vitesse du vent conformes à la situation synoptique pour l'averse génératrice de la hauteur de précipitation maximale probable, et on suppose que l'épaisseur de la couche de neige est optimale. On entend par là:

- a) Que la couche de neige présente un équivalent en eau tout juste suffisant pour fondre totalement pendant la perturbation;
- b) Que la couche de neige qui fond renferme une quantité maximale d'eau à l'état liquide;
- c) Que l'équivalent en eau de la couverture de neige est réparti de telle sorte qu'il est maximal là où la fonte est maximale, cas différent de la situation habituelle dans laquelle l'équivalent en eau de la couche de neige augmente avec l'altitude.

6.3.4.8 *Écoulement lors de courts intervalles de fonte*

Dans les plaines, où les hausses de débit sont relativement faibles et les périodes de fonte brèves, l'écoulement peut être évalué en intégrant la fonte

de neige, estimée par des méthodes comme celles décrites plus haut, dans une relation pluie-débit (voir la section 6.3.2). On doit parfois faire en sorte que la relation reflète un pourcentage d'écoulement plus élevé parce que la couverture nivale ou le temps froid a limité les pertes par évapotranspiration avant la période de fonte. Dans les bassins versants de montagne, où la couche de neige est épaisse et où la saison de fonte dure plusieurs mois, les méthodes couramment utilisées pour estimer l'écoulement résultant de brèves averses ne conviennent pas toujours. L'écoulement issu de la fonte survenue pendant une journée particulière s'étale souvent sur une longue période et chevauche les apports de nombreux autres jours. De plus, les pertes par évapotranspiration, qui peuvent être négligées dans le cas d'épisodes pluvieux, sont importantes pendant une saison de fonte de longue durée. Une façon d'estimer l'écoulement produit par la fonte au jour le jour consiste à estimer d'abord le volume saisonnier de l'écoulement, puis à distribuer ce volume conformément aux vitesses quotidiennes locales de fonte observées ou estimées (sections 6.3.4.6 et 6.3.4.7), aux caractéristiques de stockage du bassin, à la superficie sur laquelle la neige fond et à l'évapotranspiration saisonnière. Il peut être tenu compte du stockage dans le bassin et du retard de l'écoulement par la propagation dans un réseau analogue de réservoirs dont les constantes sont déterminées empiriquement d'après les données historiques du bassin. Lorsque le bassin est tellement petit que les apports diurnes en eau de fonte ne sont pas amortis par le stockage, on utilise les apports sur six heures plutôt que sur une journée ou on introduit une distribution diurne caractéristique dans la méthode de propagation.

6.3.4.9 *Analyse de l'écoulement de fonte nivale au moyen de la télédétection*

L'étude de l'écoulement produit par la fonte de neige a emprunté deux directions: une approche empirique et une approche de modélisation déterministe. Le choix entre les deux dépend à la fois des données disponibles pour quantifier le stock neigeux et du degré de détail que doivent présenter les résultats. Pour estimer avec exactitude l'écoulement dû à la fonte, les hydrologues doivent considérer la surface enneigée (S), l'équivalent en eau de la neige (SWE) et diverses conditions ou propriétés de la couche de neige, comme l'épaisseur, la densité, la taille des particules et la présence d'eau liquide (Engman et Gurney, 1991). La diminution progressive de la surface enneigée est un trait caractéristique du manteau neigeux saisonnier. Quelle que soit la méthode choisie pour effectuer des simulations journalières de l'écoulement de fonte (selon

une approche empirique basée sur des données historiques ou une approche déterministe), il n'est pas nécessaire de connaître l'accumulation initiale de neige sous forme d'équivalent en eau; il suffit de connaître chaque jour la superficie du bassin enneigée (OMM, 1994).

L'écoulement et la superficie enneigée sont liés par une relation très étroite dans de nombreux bassins (Engman et Gurney, 1991). Il faut cependant déterminer l'équivalent en eau pour les prévisions opérationnelles de l'écoulement (OMM, 1994). La télédétection procure des données utiles pour prévoir l'écoulement de fonte nivale (Engman et Gurney, 1991). Ostrem *et al.* (1991) ont mis au point une façon de mesurer la neige restante et de prévoir le volume de l'écoulement de fonte dans un certain nombre de bassins norvégiens de haute montagne, à partir des données de l'Administration américaine pour les océans et l'atmosphère (NOAA) et de celles transmises par le satellite d'observation télévisuelle à infrarouge (TIROS). Beaucoup de grandes entreprises d'hydroélectricité utilisent, en conditions d'exploitation, les cartes des superficies enneigées établies grâce au radiomètre perfectionné à très haute résolution (AVHRR) de la NOAA pour planifier leur production d'énergie hydroélectrique (Andersen, 1991).

Les techniques de télédétection aux bandes de longueurs d'onde appropriées permettent dans une certaine mesure d'estimer plusieurs caractéristiques de la couche de neige, telles que la taille des particules, l'albédo, la stratification, la température en surface et la température du manteau neigeux. Il est ainsi possible de déterminer assez précisément le moment où la neige présente les conditions voulues pour que l'eau de fonte passe de la surface aux couches inférieures (mûrissement) et, finalement, s'écoule à la base du manteau neigeux (Rango, 1993). La première méthode empirique d'estimation de l'écoulement de fonte nivale au moyen de la télédétection a été élaborée par Rango *et al.* (1977); ils ont introduit des données satellitaires d'enneigement dans les modèles de régression empiriques développés pour les rivières Indus et Kaboul de l'Himalaya. Plus tard, Martinec et Rango (1987) et Rango et van Katwijk (1990) ont établi des courbes modifiées d'ablation de la couverture neigeuse pour le modèle de prévision de l'écoulement de fonte nivale dans le bassin du Rio Grande à partir des données d'équivalent en eau de la neige et de température obtenues par télédétection.

En règle générale, la télédétection est très efficace dans les régions montagneuses, surtout pour

cartographier la couverture de neige, à condition que le couvert forestier ne soit pas très dense.

Les nouveaux modèles mis au point pour exploiter les données de télédétection amélioreront également les prévisions en hydrologie nivale. De plus, l'intégration des valeurs obtenues par le biais de la télédétection, des modèles numériques de terrain et des systèmes d'information géographique permet de combiner objectivement et systématiquement différents types de données (Engman et Gurney, 1991). Les modèles numériques de terrain servent à normaliser l'imagerie en considérant l'élévation solaire et la pente, la morphologie générale et l'altitude du terrain (Baumgartner, 1988; Millar *et al.*, 1982). Grâce aux systèmes d'information géographique, il est possible d'associer les masques de végétation et l'imagerie satellitaire (Keller, 1987).

6.3.5 Propagation des écoulements

Les écoulements en provenance des parties amont du bassin se dirigent vers l'aval comme une onde dont la forme aux différentes stations peut être calculée par une technique appelée calcul de propagation des crues. Le stockage et d'autres effets ont tendance à amortir cette onde. Les irrégularités des chenaux et les apports des affluents sont autant de complications inhérentes au phénomène. Un grand nombre de méthodes permettent d'étudier la propagation des ondes de crue dans les réservoirs ou les chenaux.

6.3.5.1 Méthodes hydrodynamiques

Les recherches ont élargi sensiblement notre compréhension des processus physiques en jeu dans le cycle naturel de l'eau. Par ailleurs, tous genres de données sur les conditions météorologiques et hydrologiques peuvent être traités rapidement grâce aux technologies d'acquisition continue et d'intégration dans le temps et dans l'espace combinées aux ordinateurs modernes. Ces différents progrès ont contribué à affiner un troisième type de modélisation, la modélisation hydrodynamique.

Les modèles hydrodynamiques reposent sur l'intégration numérique des équations de conservation de la quantité de mouvement et de la masse qui décrivent les processus physiques dans les bassins. Puisque les modèles hydrodynamiques sont basés sur les lois de la physique régissant les processus étudiés, l'extrapolation au-delà des plages d'étalonnage est plus fiable qu'avec les modèles conceptuels. La propagation dynamique complète, qui tient compte des effets d'accélération de l'écoulement et

de la pente de la surface de l'eau, permet de déterminer avec exactitude les écoulements et les hauteurs de la surface de l'eau dans les situations d'écoulement variable suivantes:

- Déplacement d'eau vers l'amont par des vagues similaires à celles produites par l'action des marées ou les ondes de tempête en mer;
- Effets de remous d'exhaussement produits par les apports de réservoirs ou d'affluents en aval;
- Ondes de crue caractéristiques des cours d'eau dont la pente du lit est faible (moins de 0,05 %);
- Ondes à front raide causées par des lâchures contrôlées aux réservoirs ou par la rupture d'un barrage.

La propagation dynamique est généralement basée sur les équations hydrodynamiques unidimensionnelles de l'écoulement variable appelées équations de Saint-Venant. Ces équations sont généralement exprimées sous la forme d'équations de conservation:

Continuité:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial s_c (A + A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (6.39)$$

Conservation de la quantité de mouvement:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial (s_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial (\beta Q^2/A)}{\partial x} \\ & + gA \left(\frac{\partial h}{\partial t} + S_f + S_{ec} \right) - qv_x + W_f B = 0 \end{aligned} \quad (6.40)$$

dans laquelle:

$$S_f = \frac{n^2 Q}{A^2 R^{4/3}} \quad (6.41)$$

où Q est le débit, A est la superficie active en section transversale, A_0 est la superficie inactive ou du culot en section transversale, s_m est un coefficient de sinuosité pondérée par la profondeur, S_{ec} est la pente d'expansion-contraction, β est le coefficient de quantité de mouvement pour une distribution non uniforme de la vitesse dans la section transversale, $W_f B$ est l'effet de résistance du vent à la surface de l'eau, h est la hauteur de la surface de l'eau, v_x est la vitesse de l'apport latéral dans la direction x du cours d'eau, B est la largeur au sommet de la superficie active en section transversale, n est le coefficient de rugosité de Manning et R est le rayon hydraulique; les autres symboles sont tels que définis plus haut, excepté pour:

$$S_{ec} = \frac{K_{ec} \Delta (Q/A)^2}{2 g \Delta x} \quad (6.42)$$

où K_{ec} est le coefficient d'expansion et de contraction, $\Delta (Q/A)^2$ représentant la différence du terme $(Q/A)^2$ entre deux sections transversales adjacentes séparées par une distance Δx .

Il n'existe pas de solution analytique à l'ensemble complet d'équations 6.39 à 6.41. Les techniques numériques de résolution de ces équations pour les cours d'eau à l'état naturel peuvent être classées en deux grandes catégories: la méthode des caractéristiques, peu utilisée aujourd'hui, et les méthodes aux différences finies sur des schémas explicites ou implicites, beaucoup plus courantes. Les méthodes aux différences finies transforment les équations aux dérivées partielles 6.39 et 6.40 en un jeu d'équations algébriques. Les techniques explicites résolvent ces équations séquentiellement, à chaque section transversale, bief de calcul et à un moment donné, alors que les techniques implicites les résolvent simultanément pour tous les biefs de calcul à un moment donné.

Des avantages et des inconvénients sont associés aux diverses méthodes de résolution. Parmi les facteurs à considérer figurent la stabilité et la convergence numériques, le temps de calcul, la capacité de stockage des ordinateurs et le degré de complexité informatique et mathématique. L'application de certaines méthodes exige de modifier la forme des équations 6.39 et 6.40.

En règle générale, les méthodes implicites aux différences finies sont plus complexes, mais plus efficaces, que les méthodes explicites pour le calcul d'écoulements variables d'une durée de plusieurs jours. Des intervalles de temps beaucoup plus grands peuvent être utilisés avec les méthodes implicites. Les méthodes explicites sont simples, mais perturbées par des problèmes de stabilité numérique à moins que l'intervalle de temps ne soit convenablement choisi. Ces limites et d'autres devraient être parfaitement comprises avant de choisir une technique particulière de résolution pour la mise au point d'une méthode de prévision par propagation dynamique ou avant de choisir une technique existante de propagation dynamique pour une application particulière.

La détermination du paramètre de rugosité dans le terme S_f exprimant la perte de charge par frottement dans l'équation 6.40, est un élément déterminant dans l'application de la propagation dynamique en situation réelle de prévision. Ce paramètre varie souvent en fonction de l'écoulement ou de l'altitude, ainsi qu'en fonction de la distance le long du cours d'eau. Une détermination préalable, par essais et erreurs, de la relation entre le

Les constantes K et x sont déduites de manière empirique des données relatives au débit dans un bief particulier. On peut les déterminer en portant sur un graphique la valeur S en fonction de $xI + (1-x)Q$ pour différentes valeurs de x . La meilleure valeur de x est celle pour laquelle les données s'approchent le plus d'une courbe univoque.

$$Q_{j+1} = C_1 I_{j+1} + C_2 I_j + C_3 Q_j \quad (6.46)$$

où C_1 , C_2 et C_3 sont des fonctions des paramètres de Muskingum K et x , ainsi que de l'intervalle de temps Δt . La somme des constantes est égale à un.

b) La méthode du bief spécifique proposée par Kalinin et Miljukov (1958) est basée sur la relation linéaire volume stocké-débit:

$$Q = K S \quad (6.47)$$

où K est la constante de stockage égale au temps de parcours dans le bief. Cette équation s'applique à des biefs de longueur spécifique L approximativement égale à:

$$L = \frac{Q}{Z \frac{\partial Q}{\partial h}} \quad (6.48)$$

où Z est la pente de la surface de l'eau et $\partial Q / \partial h$ la tangente à la courbe hauteur-débit. Si un bief de cours d'eau se compose de plusieurs biefs spécifiques, les calculs sont effectués successivement d'un bief à l'autre vers l'aval. Le débit calculé pour le point aval d'un bief est pris comme débit entrant au deuxième bief et ainsi de suite.

Dans le cas des biefs de grande longueur pour lesquels on ne dispose pas des données voulues pour déterminer le nombre de biefs spécifiques, la formule ci-après, exprimant la transformation du débit par un réseau de réservoirs linéaires identiques, peut être utilisée:

$$Q(t) = I_0 \frac{\Delta t}{K^N (N-1)!} t^{N-1} e^{-t/K} \quad (6.49)$$

où N est le nombre de réservoirs ou de biefs caractéristiques, K est le temps de parcours dans un bief caractéristique, I_0 est le débit entrant dans le premier bief caractéristique et t est le temps. Les paramètres K et N sont déterminés par approximations successives ou optimisation.

6.3.5.3 Propagation en présence de réservoirs

La présence d'un réservoir se traduit par un débit de pointe inférieur à ce qu'il aurait été en son absence,

car le passage d'une crue à travers un réservoir présente quelques différences avec celui d'une crue dans un chenal.

La vitesse de l'onde de crue dans un réservoir étant plus grande que dans un chenal, le retard du débit de pointe en sortie sur le débit de pointe en entrée n'entraîne pas nécessairement un retard par rapport à ce qu'aurait été le débit de pointe sans le réservoir. Qui plus est, la présence d'un réservoir peut empirer les conditions de crue en aval, malgré l'effet d'atténuation des débits de pointe. Le débit de pointe atténué pourrait se retrouver en phase avec les débits de pointe d'affluents qui sont normalement décalés. C'est pourquoi la construction de réservoirs ne doit pas être considérée automatiquement comme un facteur d'amélioration des conditions de crue en aval. Les conditions hydrologiques et hydrauliques qui résulteront du projet devraient être étudiées avec soin.

6.3.5.4 Rupture d'un barrage

La rupture d'un barrage provoque une crue éclair catastrophique et l'eau qui s'engouffre dans la brèche inonde la vallée en aval. Un barrage peut être artificiel ou formé par un embâcle ou de débris divers. Il est courant que le débit consécutif à la rupture soit plusieurs fois supérieur à la plus forte crue jamais observée sur le cours d'eau en question. On ne sait pas très bien comment se rompent les barrages, qu'ils soient artificiels ou naturels. Il s'ensuit que la prévision en temps réel des crues dues à un tel événement se limite presque toujours aux cas où la rupture a été effectivement observée. Différentes formes de rupture peuvent être anticipées dans les calculs lorsqu'on examine les conséquences pour les aménagements situés en aval (zonage et plans d'évacuation).

Les premières études de ce problème supposaient une destruction instantanée du barrage et simplifiaient les conditions en aval. Plus récemment, les ingénieurs ont cherché à aborder la question en supposant un hydrogramme résultant de forme triangulaire basé sur l'équation de Schocklitsch ou une équation analogue de l'écoulement maximal, soit:

$$Q_m = \frac{8}{27} W_d \sqrt{g Y_0^3} \quad (6.50)$$

où g est l'accélération de la pesanteur, W_d la largeur de la brèche et Y_0 la hauteur de l'eau derrière le barrage. En utilisant l'équation 6.50 et en adoptant un coefficient de récession empirique, on simule la propagation de l'hydrogramme synthétique le long de la vallée par une méthode de

propagation hydrologique. Une approche plus réaliste (voir la section 6.3.4.2) fait appel à la propagation dynamique pour simuler la propagation d'une onde de crue relativement importante qui évolue rapidement. On y tient compte explicitement des barrages situés plus bas, du stockage dans les zones inondées, des remblais routiers situés en aval et des pertes de charge dues aux contractions et aux élargissements.

Le temps étant un facteur essentiel dans la prévision des crues dues à la rupture de barrages, les techniques opérationnelles doivent être assorties d'un système de calcul efficace. Plus importantes encore sont les données requises pour mettre en œuvre la méthode de prévision. Si on doit se servir d'une méthode de propagation dynamique, il faut réduire autant que possible le nombre de profils en travers dont on a besoin pour la phase de la prévision concernant la propagation, et faire en sorte que les fichiers de données et de programmes soient disponibles aussitôt que nécessaire.

6.3.6 Modélisation d'autres phénomènes

6.3.6.1 Modélisation du transport solide

Les modèles employés prévoient la vitesse et la direction du transport des matériaux en fonction des élévations de la surface de l'eau ou des vitesses déterminées par un modèle hydrodynamique (voir la section 6.3.4.2), partie essentielle d'un modèle de transport solide basé sur la résolution numérique des équations de continuité et de la quantité de mouvement de Saint-Venant.

L'érosion, l'entraînement, le transport et le dépôt sont les processus de base du transport solide. Les matériaux qui se trouvent sur le lit d'un cours d'eau sont immobiles aussi longtemps que les forces présentes dans le champ d'écoulement sont inférieures à la valeur seuil de la contrainte de cisaillement qui entraîne l'érosion. Lorsque cette valeur est atteinte, les matériaux commencent à se déplacer en sautant, roulant et glissant. Ils forment la charge de fond. Plusieurs chercheurs ont établi des relations dans lesquelles cette charge est une fonction de la contrainte de cisaillement de fond et du diamètre des particules. Il s'agit des fonctions de transport solide, qui s'appliquent surtout aux matériaux pulvérulents (voir la section 4.8.6).

La vitesse de sédimentation des particules doit être calculée pour plusieurs fonctions de transport des matériaux pulvérulents.

$$\omega_f = F \sqrt{dg(G-1)} \quad (6.51)$$

où:

$$F = \left[\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gd^3(G-1)} \right]^{1/2} - \left[\frac{36\nu^2}{gd^3(G-1)} \right]^{1/2} \quad (6.52)$$

pour des particules dont le diamètre d est compris entre 0,0625 mm et 1 mm. Pour les particules plus grosses, $F = 0,79$. Dans les équations ci-dessus, ω_f est la vitesse de chute des matériaux, g est l'accélération de la pesanteur, G est la densité des matériaux et ν est la viscosité cinématique de l'eau.

Il est possible d'utiliser plusieurs fonctions avec la plupart des modèles de transport solide, car aucune fonction universelle ne saurait s'appliquer à tous les matériaux et à toutes les conditions d'écoulement. La plupart de ces fonctions ont été élaborées pour calculer la charge de fond totale sans décomposition en tranches granulométriques. Certains modèles de transport appliquent ces fonctions à différentes tranches afin de tenir compte de la distribution granulométrique dans la charge de fond; ils peuvent également simuler des processus de mélange des matériaux de fond, et donc des effets de cuirassement.

L'essentiel des matériaux sont transportés en suspension. Les calculs de la charge en suspension prennent en compte le retard spatio-temporel de la réponse du transport à la modification des conditions hydrauliques locales. Les matériaux cohérents restent en suspension tant que la force de cisaillement de fond excède la valeur critique de dépôt. Ces matériaux tendent à se séparer en unités de faible densité, phénomène qui dépend fortement de la nature du matériau, de la concentration d'ions dans l'eau et des conditions de l'écoulement, ainsi que de la vitesse de sédimentation qui n'est plus fonction de la taille des particules. On tient compte de l'agrégation en fixant des vitesses de sédimentation dans les modèles. De manière générale, le dépôt et l'érosion de matériaux cohérents ne surviennent pas en même temps, mais la structure des lits de sédiments change au cours du temps et en fonction des surcharges.

L'élévation du lit ne peut présenter un changement net que si la vitesse d'érosion et la vitesse de sédimentation sont différentes; il s'agit là de deux processus continus et indépendants. Il est possible de déterminer la modification du niveau du lit par une équation de continuité. Celle-ci repose sur l'hypothèse que les variations du volume des matériaux en suspension sont nettement inférieures aux variations du volume de la charge de fond, ce qui est généralement vrai dans le cas de simulations à long terme en régime permanent. L'équation de

conservation de la masse pour les matériaux se réduit alors à:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + \varepsilon \frac{\partial A_d}{\partial t} - q_s = 0 \quad (6.53)$$

où ε est le volume de matériaux dans une unité de volume de la couche du lit (1 moins la porosité), A_d est le volume de la charge de fond par unité de longueur, Q_s est le débit solide en volume et q_s est l'apport latéral de matériaux par unité de longueur.

Certains modèles morphologiques et de transport solide, comme MIKE 21C, intègrent les écoulements tourbillonnaires afin de simuler les affouillements aux méandres et aux confluences, ainsi que la formation de bancs de rive convexe et de bancs alternés. Ils comportent des grilles de calcul curvilignes qui sont bien adaptées à la modélisation de la morphologie des cours d'eau. L'érosion des berges est prise en compte à chaque pas de temps de calcul, et les matériaux érodés sont inclus dans la solution de l'équation de continuité. Le recul des berges sous l'effet de l'érosion est modélisé par le déplacement de la grille curviligne adaptative.

On trouvera d'autres informations sur la modélisation des sédiments dans la section 4.8.6.

6.3.6.2 Modélisation de la qualité de l'eau

La gestion de la qualité de l'eau des étendues d'eau naturelles et artificielles est une tâche complexe qui exige le suivi de la qualité de l'eau, l'interprétation des données de surveillance relativement aux facteurs en cause et la prévision des changements futurs sous l'angle des solutions à envisager. Les modèles de la qualité de l'eau peuvent grandement faciliter la résolution de ces problèmes. Ils permettent d'établir des prévisions d'après:

- Un ensemble de données d'entrée sur les apports polluants;
- Les conditions météorologiques et environnementales initiales;
- Les caractéristiques hydrauliques et hydrologiques des formations aquatiques et l'utilisation des terres dans le bassin versant;
- L'évolution dans l'espace et/ou dans le temps de certains paramètres de la qualité de l'eau dans la formation aquatique pour laquelle on envisage diverses modalités de gestion.

Les modèles de qualité de l'eau sont fréquemment mis en relation avec des modèles hydrauliques et hydrologiques.

Les modèles mathématiques de la qualité de l'eau peuvent être classés selon la typologie générale (voir la section 6.1) et selon les critères suivants:

- Les paramètres de qualité étudiés: modèles univariés ou multivariés;
- Le type de paramètres modélisés: variables physiques conservatrices (p. ex. sel) ou non (p. ex. température), variables chimiques non conservatrices (p. ex. oxygène dissous) ou variables biologiques non conservatrices (p. ex. bactéries coliformes).

Le modèle le plus couramment utilisé pour décrire le transport de polluants dans les cours d'eau est le modèle unidimensionnel basé sur l'équation d'advection et de dispersion:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} = D_L \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (6.54)$$

où c est la concentration du polluant, u la vitesse moyenne de l'eau, D le coefficient de dispersion longitudinale, t le temps et x la distance.

Le coefficient de dispersion longitudinale est calculé à l'aide de l'équation de Fisher:

$$D_L = \frac{0,07 u'^2 l^2}{\varepsilon_z} \quad (6.55)$$

où u'^2 est l'écart à la moyenne de la section transversale, l la distance entre le courant de vitesse maximale et la berge la plus éloignée et ε_z le coefficient de mélange transversal.

Pour appliquer ce modèle au transport de polluants dans un cours d'eau, on divise celui-ci en biefs (de plusieurs kilomètres chacun), à l'intérieur desquels la vitesse de l'eau est considérée comme constante. La vitesse de l'eau à l'intérieur de chaque bief est calculée au moyen d'un modèle hydraulique ou hydrologique (voir la section 6.3.4).

Les modèles de la qualité de l'eau peuvent être utilisés à plusieurs fins, dont la conception de réseaux de surveillance dans le temps et dans l'espace, l'interprétation des données obtenues en rapport avec les facteurs qui déterminent la qualité de l'eau, la mise en relation avec d'autres modèles de pollution environnementale (air, sols) et avec des modèles écologiques, l'évaluation des tendances avec ou sans mesures de dépollution et la prévision de l'heure d'arrivée d'un polluant et du profil de concentration le long du cours d'eau.

Les modèles de la qualité de l'eau ont été appliqués avec plus ou moins de succès à la solution de

problèmes de gestion dans de nombreux pays (Biswas, 1981). Par exemple, un modèle relativement simple a été utilisé pour étudier l'effet de transferts d'eau à grande échelle de la Severn à la Tamise, au Royaume-Uni. Il a servi à évaluer les conséquences de ces transferts sur la concentration d'un certain nombre de substances présentes en quantités constantes ou presque constantes. L'écoulement était séparé selon sa provenance (ruissellement de surface, écoulement retardé et écoulement de base), et des relations étaient établies entre les concentrations des déterminants visés et les apports en eau et leurs variations pour chaque source. Les résultats de la simulation étaient assez proches des valeurs relevées.

L'analyse de l'effet que l'élimination de la demande biochimique par les usines d'épuration a sur la concentration d'oxygène dissous dans l'eau de la rivière Thames en Ontario, Canada, est un autre exemple d'application pratique d'un modèle de la qualité de l'eau à des fins de gestion. Les résultats indiquent que l'obtention de concentrations d'oxygène dissous conformes au critère de qualité de l'eau, par élimination de la demande biochimique, est possible en un point, alors qu'elle serait très difficile en un autre point. La publication intitulée *Hydrological Aspects of Accidental Pollution of Water Bodies* (WMO-No. 754) présente un examen approfondi de l'application d'un certain nombre de modèles à des cours d'eau fortement pollués en Allemagne, en France, au Royaume-Uni, en Pologne, au Canada et aux États-Unis d'Amérique.

Les modèles de qualité de l'eau sont également utilisés pour calculer la propagation de la pollution en cas de déversements accidentels, comme c'est le cas pour le Rhin depuis 1989. Bien que la plupart des modèles susmentionnés visent principalement les polluants d'origine industrielle et municipale, certains s'intéressent également aux sources diffuses de pollution, telles les activités forestières et agricoles ou les résidences non reliées à un réseau d'égout.

Le modèle SWAT (outil d'évaluation des sols et de l'eau) est l'un des plus utilisés. Il permet de simuler le devenir des fertilisants et des pesticides provenant de sources diffuses, notamment l'agriculture. Ce modèle à l'échelle d'un bassin versant a été mis au point par Arnold *et al.* pour le Service de recherche agricole du Ministère américain de l'agriculture, dans le but de prévoir l'incidence des pratiques de gestion des terres sur l'eau, les sédiments et les rejets chimiques d'origine agricole (Arnold *et al.*, 1993). Il combine d'importants

éléments de nature physique et semi-empirique et peut être qualifié de modèle de processus. Le modèle requiert donc des informations spécifiques sur les conditions météorologiques, les propriétés des sols, la topographie, la végétation et les pratiques de gestion des terres dans le bassin versant. À partir de ces données, il modélise directement les processus physiques associés à l'écoulement de l'eau, aux mouvements des sédiments, à la croissance des cultures, au cycle nutritif et à d'autres processus. Il s'agit d'un modèle en temps continu qui n'est pas conçu pour simuler en détail des événements particuliers comme les crues à l'échelle horaire.

L'objectif est de prévoir avec assez d'exactitude les effets des décisions de gestion sur l'eau, les matériaux transportés et les apports de fertilisants et de pesticides dans de grands bassins non jaugés. Le modèle SWAT inclut les composantes suivantes: conditions météorologiques, ruissellement, rejets, percolation, évapotranspiration, pertes en cours de transport, stockage dans les étangs et réservoirs, croissance des cultures et irrigation, écoulement souterrain, propagation dans les biefs, charge en fertilisants et pesticides et transfert d'eau. Des interfaces ont été élaborées pour Windows (Visual Basic), GRASS et ArcView. Le modèle SWAT a été abondamment validé. Pour plus d'informations, consulter le site <http://www.brc.tamus.edu/swat>.

Un certain nombre de modèles constituent une suite de SWAT. Par exemple, SWIM (modèle intégré du sol et de l'eau) a été développé par Krysanova *et al.* (1998, 2000) pour évaluer les répercussions de l'évolution du climat et du changement d'affectation des terres dans les bassins hydrographiques de moyenne et grande étendue ainsi qu'à l'échelle régionale. Il comprend un schéma de désagrégation à trois niveaux allant jusqu'aux hydrotopes, plusieurs modules modifiés (propagation dans les cours d'eau, forêts, etc.) et de nouveaux modules pour les analyses d'impact (générateur de cultures, interpolation des données climatologiques, ajustement de la photosynthèse et de la transpiration à de plus fortes concentrations de CO₂, rétention des matières nutritives et cycle du carbone).

Une multitude de modèles simulent le déplacement des éléments chimiques dans les formations aquifères. Certains ont été mis au point pour analyser une situation particulière, d'autres sont associés à des modèles d'écoulement, comme le MT3D lié à MODFLOW.

Dans le cas des eaux souterraines, la modélisation de la qualité de l'eau exige de comprendre le régime d'écoulement de l'aquifère. À moins de connaître

le débit et la direction de l'écoulement souterrain et leur variabilité, il serait vain de tenter de modéliser des variations chimiques complexes. Néanmoins, la compréhension des processus chimiques en jeu et de la distribution spatiale des constituants, qu'ils soient d'origine naturelle ou humaine, peut fournir des informations intéressantes sur l'écoulement à l'intérieur de l'aquifère. Les deux processus peuvent donc se compléter pour faciliter l'étalonnage global.

6.3.6.3 Modélisation de la formation de la glace

Des glaces flottantes commencent à se former sur un cours d'eau lorsque la température de la couche supérieure de l'eau atteint 0 °C. En général, la température est encore positive sous la surface. La prévision de la date d'apparition de la glace va donc consister à calculer les échanges de chaleur à la surface de l'eau qui abaisseront la température de la couche superficielle à 0 °C.

La prévision de la température de l'eau se fait en résolvant, par approximations successives, l'équation du bilan thermique, en considérant les paramètres qui agissent sur les pertes de chaleur. Ces pertes à partir de la surface de l'eau sont fonction de la température de l'air, de la vitesse du vent et des mouvements de l'eau. Sous sa forme la plus générale, l'équation du bilan thermique à l'interface air-eau pour un certain intervalle de temps s'écrit:

$$\alpha (\bar{\theta}_w - \theta_{sw}) + Q = 0 \quad (6.56)$$

où $\bar{\theta}_w$ est la température moyenne de la masse d'eau, θ_{sw} est la température de l'eau en surface (en °K), α est le coefficient de transfert de chaleur de la masse d'eau à l'interface air-eau (en W/m² °K) et Q est la perte de chaleur à la surface de l'eau (en W/m²).

Les techniques modernes de prévision à courte échéance du moment où se forme la glace sur un cours d'eau reposent sur la méthode mise au point par Hydrometeoizdat (1989). Elle est fondée sur l'inégalité entre les deux flux de chaleur:

$$\alpha_n T_{wn} \leq -Q_m^* \text{ ou } T_{wn} \leq -\frac{Q_m^*}{\alpha_n} \quad (6.57)$$

où T_{wn} est la température moyenne de l'eau, α_n est le coefficient de production de chaleur de la masse d'eau considérée, Q_m^* est la perte de chaleur à travers l'interface air-eau et n rend compte de la durée pendant laquelle l'inégalité s'applique. Le

calcul de α_n , T_{wn} et Q_m^* implique que l'on connaisse plusieurs variables météorologiques et hydrologiques. La méthode peut être utilisée si l'on dispose de prévisions de la température de l'air plusieurs jours à l'avance. Son exactitude est conditionnée essentiellement par les erreurs de prévision de la température de l'air.

La condition nécessaire à la prise en glace est l'accumulation d'une quantité suffisante de glaces flottantes alliée à un transfert massif de chaleur, si bien que la prise des blocs entre eux soit capable de résister à la force du courant. Elle s'exprime par la formule empirique:

$$(Q_a)_c = -6,5 v^2 \left(\frac{b}{\sum Q_a} \right)^{0,8} \quad (6.58)$$

où $(Q_a)_c$ est la température moyenne quotidienne critique (la plus élevée possible) de l'air le jour du gel, v est la vitesse moyenne du courant dans le bief, b est la largeur du cours d'eau et $\sum Q_a$ est la somme des températures moyennes quotidiennes depuis le jour de l'apparition des glaces (Buzin *et al.*). On répète le calcul avec les températures moyennes prévues pour chaque jour successif jusqu'à ce que la température moyenne quotidienne de l'air tombe sous le point critique $(Q_a)_c$, calculé par l'équation 6.58. Lorsque le point critique est atteint, on prévoit la formation d'une couche de glace.

Il est rare, dans la pratique, que l'on utilise la version complète du modèle de formation d'une couche de glace, y compris un ajustement simplifié touchant à l'emplacement et aux données hydro-météorologiques. En règle générale, l'élaboration et l'application d'un modèle sont réalisées de manière à répondre aux exigences de l'utilisateur. Les programmes de gestion des eaux en conditions hivernales devraient être basés sur des prévisions et comptes rendus pertinents. Un réseau de mesure hydrologique adapté à la formation de la glace, exploité en fonction des besoins de la prévision, doit être mis en oeuvre selon ces principes.

En outre, les gestionnaires des ressources en eau doivent transmettre régulièrement des informations aux centres de prévision. Il est important, pour la production hydroélectrique, de savoir quand commencera à se former une grande quantité de frazil et de bouillie de glace. Des formules empiriques fondées sur une variante simplifiée de la méthode théorique sont généralement développées dans ce but. Les coefficients empiriques sont le plus souvent représentés sous la forme de nomogrammes comme celui de la figure II.6.16.

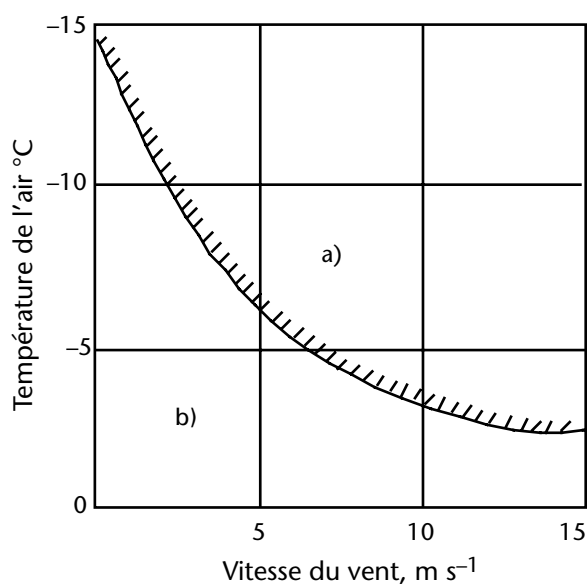


Figure II.6.16. Prédiction de formation de frazil:
a) bouillie possible; b) pas de bouillie

La prévision à courte échéance de l'état des glaces s'appuie sur la connaissance des relations physiques ou statistiques qui sont nécessaires à la formation de la glace (Hydrometeoizdat, 1989). L'interprétation physique de ces relations repose sur les théories relatives aux processus qui gouvernent le refroidissement d'une masse d'eau dans les lacs naturels. Ces équations servent à déterminer une valeur limite ou critique de la température de l'air (ou la somme des températures négatives de l'air) qui, lorsqu'elle est dépassée, entraîne la formation d'une couche de glace sur une masse d'eau. Comme les conditions du gel d'un réservoir dépendent de la chaleur contenue dans la masse d'eau, la température critique de l'air est déterminée au moyen d'une relation empirique entre cette valeur et les paramètres de l'apport d'eau déduits du niveau ou du débit.

6.3.6.4 Modélisation de l'épaisseur de la glace

Outre la date d'apparition de la glace et de la formation d'une couche de glace, divers types de prévisions des phénomènes glaciaux automnaux sont émis. La prévision de l'épaisseur de la glace est basée sur le calcul des pertes thermiques. L'épaississement de la couche de glace, qui se fait surtout à partir de la surface inférieure, est déterminé par le niveau d'énergie dans la colonne d'eau. L'épaississement peut aussi survenir par le haut, lorsque l'eau de fonte de la neige située au-dessus de la couche de glace gèle. L'eau de fonte s'accompagne souvent de pluie. Cela peut

provoquer un apport d'eau supplémentaire sur la glace en raison de l'élévation de la pression qui s'exerce sur elle. La prévision de l'épaisseur de la glace s'appuie sur l'estimation de la différence entre l'apport de chaleur provenant de la colonne d'eau vers la surface inférieure de la glace et la perte de chaleur vers l'atmosphère à travers la surface de la glace. Une perte de chaleur provoquera un accroissement de l'épaisseur de glace égal à:

$$\Delta h_{\text{glace}} = \frac{\sum_1^t B_i \sum_1^t C_i}{L_{\text{glace}} \rho_{\text{glace}}} \quad (6.59)$$

où Δh_{glace} est l'accroissement de l'épaisseur de glace en centimètres, $\sum_1^t B_i$ est le flux de chaleur vers l'atmosphère à partir de la surface supérieure de la couche de neige-glace, $\sum_1^t C_i$ est l'apport de chaleur vers la surface inférieure de la couche de glace, L_{glace} est la chaleur spécifique de formation de la glace et ρ_{glace} est la densité de la glace.

On trouvera dans les publications scientifiques les formules employées pour calculer et prévoir l'épaisseur de glace dans diverses conditions de formation de la couche de glace.

6.3.6.5 Modélisation de la dislocation de la glace

L'une des techniques de prévision de la date de dislocation de la glace est basée sur l'estimation de la somme critique des degrés-jours de température positive de l'air qui est nécessaire pour provoquer la débâcle dans le bief étudié. Pour déterminer cette somme, on considère la relation entre la débâcle et la somme des degrés-jours négatifs au cours de la période hivernale. Il faut disposer de prévisions de la température de l'air quelques jours à l'avance pour prévoir la date de dislocation par cette méthode. On obtient la date de la débâcle en calculant la somme des degrés-jours et en la comparant à la valeur critique, en fonction des températures de l'air prévues quelques jours à l'avance.

La prévision de la réduction de l'épaisseur de glace et de la résistance à la traction de la couche de glace, comme la prévision de la débâcle dans les cours d'eau et de la libération des réservoirs, est réalisée avec des modèles de destruction de la couche de glace, tels ceux présentés dans Hydrometeoizdat (1989), ou avec le modèle de Bulatov. Ce dernier est une méthode de prévision de la date de débâcle dans les cours d'eau qui a été élaborée au moyen d'une équation généralisée, ce qui permet de réaliser

des prévisions à moyenne échéance (dix jours). Il est possible de prévoir la débâcle n'importe où, y compris dans les cours d'eau pour lesquels on dispose de peu de données (Borsch *et al.*, 1987).

6.3.6.5.1 *Dislocation de la glace dans les réservoirs*

La libération d'un réservoir est le résultat de la fonte de la glace et de la diminution graduelle de sa compacité. Sous l'action du vent, des blocs de taille variée commencent à bouger. La condition de cette dérive s'exprime par une inégalité de la forme:

$$\varphi d_g^{1/2} \leq CU^2 \quad (6.60)$$

où φ est la compacité de la glace fondante (contrainte de flexion relative), d_g l'épaisseur de la glace en centimètres, U la vitesse maximale du vent sur une période de 24 heures en $m\ s^{-1}$ et C un coefficient empirique qui dépend de la vitesse du vent et qui est constant pour un réservoir donné. On a établi que la valeur de C était de 0,018 pour un certain nombre de réservoirs de la Communauté des États indépendants. La compacité φ de la glace et son épaisseur d_g lorsque la glace commence à dériver se calculent à partir d'éléments météorologiques, en utilisant les équations du bilan thermique. L'application de cette méthode est décrite en détail dans Hydrometeoizdat (1989).

6.3.6.5.2 *Dislocation de la glace dans les cours d'eau*

La prévision de la débâcle repose sur des modèles qui déterminent la condition nécessaire à la rupture de la couche de glace à partir de son épaisseur et de sa compacité, ainsi que de la force tractrice du courant. Quand les forces de résistance deviennent égales ou inférieures aux forces d'entraînement, la couche de glace se disloque et les blocs partent à la dérive.

La condition de la débâcle s'exprime par la relation:

$$\varphi d_g \leq f(H, \Delta H) \quad (6.61)$$

où φd_g (produit de la contrainte relative de la glace fondante par l'épaisseur) mesure la compacité de la couche de glace au moment de la débâcle, tandis que H et ΔH représentent la force tractrice du courant. H est la hauteur du niveau d'eau au moment de la débâcle (reflétant le débit et la vitesse du courant), tandis que ΔH est l'élévation, jusqu'au moment de la débâcle, du niveau d'eau au-dessus du niveau d'hiver minimum H_3 , qui équivaut numériquement à $\Delta H = H - H_3$. Comme H et ΔH

sont liés dans la plupart des cas, il suffit de considérer une de ces variables dans l'équation 6.61. Leurs valeurs sont calculées d'après les données réelles et prévues quelques jours avant la débâcle. Une approximation de l'équation peut s'exprimer sous la forme:

$$\varphi d_g \leq a + b (\Delta H)^2 \quad (6.62)$$

où a et b sont des coefficients empiriques.

Une méthodologie fondée sur une équation généralisée a été établie pour prévoir la date de la débâcle dans les cours d'eau qui ne sont pas jaugés ou lorsque les périodes d'observation sont courtes:

$$(\varphi d_g)_{b-i} / (\varphi d_g)_N \leq [1 - e^{-(i+1)(Q_{b-i})/(Q_b)_N}] \quad (6.63)$$

$$(Q_{b-i}) / (Q_b)_N + 0,005i + 0,25$$

où $(\varphi d_g)_N$ est la durabilité relative moyenne de la glace le jour de la débâcle, $(\varphi d_g)_{b-i}$ est la durabilité relative de la glace pendant i jours avant la débâcle, Q_{b-i} est le débit pendant i jours avant la débâcle et $(Q_b)_N$ est le débit moyen le jour de la débâcle. Les calculs et les prévisions de $(\varphi d_g)_N$, $(Q_b)_N$ et d_g sont effectués à l'aide de cartes, nomogrammes et tableaux élaborés à cet effet (Borsch et Silantjeva, 1987).

Le modèle de la débâcle peut fournir d'autres produits de prévision particuliers, dont la prévision des charges maximales admissibles sur la glace ou les prévisions destinées aux brise-glace.

6.4 DÉFIS DE LA MODÉLISATION

6.4.1 Disponibilité et exactitude des données d'entrée

L'un des défis de la modélisation, qui renvoie aux bassins non jaugés, est l'amélioration de la disponibilité et de l'exactitude des données. Cela comprend les séries chronologiques de données d'entrée, telles que la pluie ou l'évaporation, les séries chronologiques servant à étalonner ou à valider les résultats, comme le débit, le niveau de la nappe ou la qualité de l'eau, et l'information utilisée pour estimer les valeurs des paramètres. Les modèles hydrologiques ne deviendront de véritables outils opérationnels de gestion des ressources en eau que si l'on dispose de l'information nécessaire pour les appliquer avec profit. Le recours à l'imagerie satellitaire traitée dans le cadre des projets de recherche sur la modélisation est effectif depuis plusieurs années, et il

existe d'ores et déjà des exemples d'emploi à des fins opérationnelles. L'utilisation de ces techniques par les organismes de gestion des ressources en eau pourrait être beaucoup plus étendue, surtout dans les pays en développement où les observations au sol sont insuffisantes.

De plus en plus de jeux de données mondiaux ou quasi mondiaux issus de l'imagerie satellitaire sont disponibles et accessibles. Ils portent sur une large gamme de paramètres relativement stables, comme la topographie ou la couverture végétale (d'Herbès et Valentin, 1997), mais incluent aussi des séries chronologiques de paramètres variables tels que la température (Xiang et Smith, 1997), l'évapotranspiration (Kite et Droogers, 2000), l'humidité du sol (Valentijn *et al.*, 2001) et les précipitations (OMM/PMRC, 1986). Une grande partie de ces informations pourraient combler certaines lacunes et être introduites dans les modèles d'estimation des ressources en eau. Plusieurs aspects pratiques doivent toutefois être examinés si l'on veut utiliser de tels produits avec succès et en toute confiance:

- a) Des modèles hydrologiques, ajustés au moyen d'observations historiques, peuvent déjà être utilisés;
- b) Les relevés de données satellitaires sont d'une durée relativement courte;
- c) On devrait, en principe, utiliser conjointement des données satellitaires et des données d'observation; les rapports entre ces deux sources doivent être compris et quantifiés;
- d) Les gestionnaires des ressources en eau des pays en développement devraient pouvoir accéder aux données;
- e) Les techniques permettant d'exploiter pleinement les données ne devraient pas être trop complexes ou trop difficiles à maîtriser, car les pays en développement disposent rarement de ressources importantes pour l'analyse et le traitement.

L'un des grands défis de la modélisation hydrologique sera d'élargir l'emploi opérationnel de ces techniques. Il faut donc s'assurer que les résultats sont aussi exacts et représentatifs que possible. À tout le moins, il est essentiel de comprendre les limites et les marges d'erreur des résultats des modèles, de telle sorte que les décisions concernant la mise en valeur des ressources en eau reposent sur une information adéquate. La section qui suit renvoie à l'un des objectifs de l'initiative de l'Association internationale des sciences hydrologiques intitulée «Décennie sur les prévisions en bassins non jaugés: réduire l'incertitude prédictive». Lorsque les modèles sont utilisés en conditions d'exploitation, il est important de réduire les

incertitudes, mais aussi de quantifier celles-ci grâce à une solide connaissance de l'exactitude des données d'entrée.

6.4.2 Bassins non jaugés

Le jaugeage des bassins versants est inexistant ou inadéquat dans de nombreuses régions, situation aggravée par la disparition de réseaux d'observation. Parallèlement, les ressources en eau sont menacées par la poussée démographique et la hausse constante de la consommation par habitant. Alors que la production de données diminue, le besoin de données augmente. Les spécialistes de l'hydrologie et des ressources en eau font face à un immense défi: parvenir à évaluer et gérer les ressources sans disposer de toutes les données nécessaires.

On perçoit depuis longtemps l'importance d'avoir des techniques applicables aux bassins non jaugés. La formule rationnelle du XIX^e siècle, fondée sur le concept de coefficient de ruissellement, annonçait dans un certain sens la régionalisation. L'extrapolation depuis les sites jaugés vers les sites non jaugés a été pratique courante. Le présent chapitre en contient plusieurs exemples. Les hydrogrammes unitaires synthétiques et les hydrogrammes unitaires géomorphoclimatiques évoqués à la section 6.3.2.2.5 permettent de tracer un hydrogramme concernant des régions pour lesquelles on dispose de peu ou pas de données sur la pluie et le débit. Dans la section 6.2.3, des éléments de géostatistique sont présentés pour estimer la valeur d'une variable en un lieu non jaugé grâce aux valeurs relevées ailleurs.

Le *Flood Estimation Handbook* publié en 1999, qui a remplacé le *Flood Studies Report* et ses suppléments, décrit la régionalisation menée à l'échelle nationale au Royaume-Uni. Le manuel expose les principes de la régionalisation des paramètres de modèles et de l'extrapolation des bassins jaugés vers les bassins non jaugés. Il y est recommandé d'estimer les fréquences de crue par une analyse statistique des débits de pointe, des maximums annuels ou des dépassements de seuil, ou par la relation pluie-débit si on dispose de séries chronologiques suffisamment longues. Bien que les données de crue établies sur le site même soient de loin préférables, elles peuvent provenir d'un site voisin, d'un bassin donneur, d'un bassin semblable ou d'un bassin analogue s'il n'existe pas de bassin donneur à proximité. L'estimation de la crue indicatrice – crue annuelle médiane – en l'absence de données sur les pointes de crue peut se faire à partir de descripteurs du bassin. Des analyses groupées sont parfois nécessaires

pour estimer la courbe d'accroissement, suivant la longueur des relevés de jaugeage ou la période visée (crue centennale ou décennale, par exemple). La dernière possibilité consiste à estimer les paramètres d'un modèle pluie-débit à partir des seuls descripteurs du bassin.

L'Association internationale des sciences hydrologiques, qui a lancé la Décennie sur les prévisions en bassins non jaugés (2003–2012), s'efforce de renforcer la capacité d'établir des prévisions pour les bassins non jaugés (Sivapalan *et al.*, 2003). Il faut espérer que la Décennie permettra de réduire l'incertitude des prévisions et d'élaborer de nouvelles théories fondées sur la mise à l'échelle et à plusieurs échelles, l'approche des systèmes complexes, la dynamique non linéaire et les relations éco-hydrologiques. Cela ne sera possible que si l'on élargit la plage et l'échelle des observations qui servent à estimer les variables hydrologiques. L'initiative présente un intérêt considérable pour l'hydrologie opérationnelle et on espère que, d'ici son terme, elle fera sensiblement progresser les techniques applicables aux bassins non jaugés.

6.4.3 Couplage de modèles

Le souci grandissant de gérer les ressources en eau de façon intégrée rend souvent nécessaire l'emploi de plusieurs modèles pour résoudre certains problèmes pratiques. Citons l'utilisation conjointe de modèles de quantité et de qualité des eaux avec des modèles de systèmes et des modèles d'incidence économique. Un autre exemple est le recours à des modèles climatiques pour obtenir les données météorologiques qui sont introduites dans les modèles hydrologiques de bassins. Autrefois, on modélisait séparément et séquentiellement les différents processus, les sorties d'un modèle devenant les entrées du suivant. Cette façon de faire risque de négliger les nombreuses rétroactions en jeu dans les systèmes naturels complexes. Il est préférable d'exécuter les modèles en parallèle, en couplant les liens entre les processus à chaque pas de temps et en intégrant des mécanismes de rétroaction. Si l'on suit les méthodes classiques, il faut combiner tous les algorithmes des différents modèles dans un modèle unique, ce qui représente une tâche énorme et empêche de choisir des approches de modélisation adaptées à chaque application. Le couplage peut être facilité en créant des cadres de modélisation qui regroupent la gestion des données, les outils de visualisation des systèmes d'information géographique et les liaisons entre modèles dans un progiciel unique englobant plusieurs modèles. Il existe plusieurs systèmes de ce type dans le monde, tous mis au point à des fins

particulières. On en trouvera des exemples dans Hughes (2004b) et sur le site <http://www.epa.gov/waterscience/basins/bsnsdocs.html>.

Une innovation récente, l'Interface de modélisation ouverte (OpenMI, voir le site <http://www.harmonit.org>), tente de lier, sur une base spatiale et temporelle, les modèles de différents processus hydrologiques et, par conséquent, de simuler les interactions des processus. L'objectif est de simplifier la liaison des modèles qui tournent en parallèle et fonctionnent selon des échelles spatiales et temporelles différentes, grâce à un transfert direct des données entre eux. Il est probable qu'un grand nombre de modèles actuels seront d'ici peu compatibles avec l'OpenMI.

Bibliographie et lectures complémentaires

- Andersen, T., 1991: AVHRR data for snow mapping in Norway. *Proceedings of the 5th AVHRR Data Users Meeting*, Tromsø, Norvège.
- Anderson, E.A., 1973: National Weather Service River Forecast System: Snow Accumulation and Ablation Model, Programs and Test Data. NOAA NWSHYDRO Technical Memorandum 17.
- Anderson, M.P., D.S. Ward, E.G. Lappala et T.A. Prickett, 1992: *Computer models for subsurface water*. In: *Handbook of Hydrology*, D.R. Maidment (responsable de la publication), McGraw-Hill, Chapitre 22, p. 1–34.
- Arnold, J.G., P.M. Allen et G. Bernhardt, 1993: A comprehensive surface-groundwater flow model. *Journal of Hydrology*, N° 142, p. 47–69.
- Baumgartner, M.F., 1988: Snowmelt runoff simulation based on snow cover mapping using digital Landsat-MSS and NOAA/AVHRR data, USDA-ARS. *Hydrology Lab. Tech. Rep.*
- Bear, J., 1980: *Hydraulics of Groundwater*. New York, NY: McGraw-Hill College, 1980. ISBN: 0070041709.
- Bear, Jacob, 1988: *Dynamics of Fluids in Porous Media*. New York, NY: Dover Publications, 1988. ISBN: 0486656756.
- Beldring, S., K. Engeland, L.A. Roald, N.R. Saelthun et A. Voks, 2003: Estimation of parameters in a distributed precipitation – runoff model for Norway. *Hydrology and Earth System Sciences*, Volume 7, N° 3, p. 304–316.
- Bergström, S., 1992: *The HBV model – its structure and applications*. SMHI Reports RH, N° 4, Norrköping, Suède.
- , 1995: The HBV model. In: *Computer Models of Watershed Hydrology*, V.P. Singh (responsable de la publication), *Water Resources Publications*, Colorado, États-Unis d'Amérique, 443, 476.

- Bergström, S., J. Harlin et G. Lindström, 1992: Spillway design floods in Sweden. I: New guidelines. *Hydrological Sciences Journal*, Volume 37, N° 5, p. 505–519.
- Bergström, S., B. Carlsson, M. Gardelin, G. Lindström, A. Pettersson et M. Rummukainen, 2001: Climate change impacts on runoff in Sweden – assessments by global climate models, dynamical downscaling and hydrological modelling. *Climate Research*, Volume 16, N° 2, p. 101–112.
- Beven, K.J., 1996: A discussion of distributed hydrological modelling. In: Distributed Hydrological Modelling, M.B. Abbott et J. Ch. Refsgaard (responsables de la publication), *Water Science and Technology Library*, Volume 22, Kluwer, Dordrecht, p. 255–278.
- Biswas, A.K. (responsable de la publication), 1981: *Models for Water Quality Management*. McGraw-Hill, New York.
- Borsch S.V. et T.P. Silantjeva, 1987: Method of the short-term and medium-term forecast of opening of the rivers on the basis of the generalized dependence. The methodical instructions. Moscou, Hydrometeorological Center of the Union of Soviet Socialist Republics. p. 28.
- Box, G.E.P. et G.M. Jenkins, 1970: *Time Series Analysis, Forecasting and Control*. San Francisco, Holden-Day.
- Brun, E., P. David, M. Sudak et G. Brunot, 1992: A numerical Model to Simulate snow-cover stratigraphy for operational avalanche forecasting. *Journal of Glaciology*, Volume 38, N° 128, p. 13–22.
- Carroll, S.S., G.N. Day et T.R. Carroll, 1993: Incorporating airborne data into spatial model used to estimate snow water equivalent, Geographic Information Systems and Water Resources. *Journal of the American Water Resources Association*, mars, p. 259–264.
- Cigizoglu, H.K., 2003: Estimation, forecasting and extrapolation of river flows by artificial neural networks. *Hydrological Science Journal*, Volume 48, N° 3, p. 349–361.
- D'Herbès, J.M. et C. Valentin, 1997: Land surface conditions of the Niamey region: ecological and hydrological implications. *Journal of Hydrology*, N° 188–189, p. 18–42.
- DeWeist, J.M., 1965: *Geohydrology*. John Wiley & Sons, 366 p.
- DHI (Danish Hydraulic Institute), 1985: *Introduction to the SHE-European Hydrologic System*. Horsholm.
- Domenico, Patrick A. et W. Scgwartz Franklin, 1998: *Physical and Chemical Hydrogeology*. New York, NY: John Wiley & Sons Inc., 1998. ISBN: 0471597627.
- Donald J.R., E.D. Soulis, N. Kouwen et A. Pietroniro, 1995: A land cover-based snow cover representation for distributed hydrologic models. *Water Resources Research*, Volume 31, N° 4, p. 995–1009.
- Dooge, J.C.I., 1973: Linear theory of hydrologic systems. *Technical Bulletin No. 1468*, Agricultural Research Service, United States Department of Agriculture, Washington D.C.
- Eagleson, P.S., 1970: *Dynamic Hydrology*. New York McGraw-Hill.
- Engman, E.T. et R.J. Gurney, 1991: *Remote-sensing in hydrology*. Londres, Chapman and Hill, 225 p.
- Environment Agency, 2002: *Groundwater Resources Modelling*, Guidance Notes and Template Project Brief. R & D Guidance Notes W213, juin 2002.
- Fetter, C. W., 1998: *Contaminant Hydrogeology*. Deuxième édition, Upper Saddle, NJ, Prentice Hall. ISBN: 0137512155.
- Freeze, Alan R. et A. Cherry John, 1979: *Groundwater*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall. ISBN: 0133653129.
- Hedstrom N.R. et J.W. Pomeroy, 1998: Measurements and modelling of snow interception in the boreal forest. *Hydrological Processes*, Volume 12, N° 10–11, p. 1611–1625.4.
- Hillel, Daniel, 1980: *Fundamentals of Soil Physics*. New York, NY, Academic Press, 1980. ISBN: 0123485606.
- Hipel, K.W., A.L. McLeod et W.C. Lennox, 1977: Advances in Box-Jenkins modelling. Part I: Model construction. *Water Resources Research*, N° 13, p. 567–575.
- Hirsch, R.M. et J.R. Slack, 1984: A nonparametric trend test for seasonal data with serial dependence. *Water Resources Research*, p. 727–782.
- Hughes, D.A., 2004a: Incorporating groundwater recharge and discharge functions into an existing monthly rainfall-runoff model. *Hydrological Science Journal*, Volume 49, N° 2, p. 297–311.
- Hughes, D.A. (responsable de la publication), 20004b: SPATSIM, an integrating framework for ecological reserve determination and implementation. Water Research Commission Report No. TT 245/04, États-Unis d'Amérique.
- Hughes, D.A. et W. Metzler, 1998: Assessment of three monthly rainfall-runoff models for estimating the water resource yield of semiarid catchments in Namibia, *Hydrological Science Journal*, Volume 43, N° 2, p. 283–297.
- Hurst, H.E., 1951: Long-term storage capacity of reservoirs. *Transactions, American Society of Civil Engineers*, N° 16, p. 770.
- Hydrometeoizdat, 1989: *Guide on the hydrological forecasts*. The ice forecasts. N° 3, Leningrad, Hydrometeoizdat, p. 168 (en russe).
- Institute of Hydrology, 1999: *Flood Estimation Handbook (FEH)*. Cinq volumes, Wallingford, Oxfordshire, Royaume-Uni.
- Kalinin, G.P. et P.I. Miljukov, 1958: *Approximate methods for computing unsteady movement of water masses*. *Transactions, Central Forecasting Institute*, N° 66 (en russe).

- Keller, M., 1987: Ausaperungskartierung mit Landsat-MSS Daten zur Erfassung oekologische Einflussgrößen in Gebirge. Remote-sensing Series, N° 10, thèse de doctorat, Université de Zurich.
- Kitanidis, P.K., 1992: Analysis of Macrodispersion through Volume-Averaging: Moment Equations. *Stochastic Hydrology and Hydraulics*, N° 6, p. 5–25.
- Kite, G.W. et P. Droogers, 2000: Comparing evapotranspiration estimates from satellites, hydrological models and field data. *Journal of Hydrology*, Volume 229, N° 1–2, p. 3–18.
- Krysanova, V., D.I. Müller-Wohlfeil et A. Becker, 1998: Development and test of a spatially distributed hydrological/water quality model for mesoscale watersheds. *Ecological Modelling*, N° 106, p. 261–289.
- Krysanova, V., E. Wechsung, J. Arnold, R. Srinivasan et J. Williams, 2000: SWIM (Soil and Water Integrated Model). User Manual. PIK Report 69, Potsdam Institute for Climate Impact Research.
- Kundzewicz, Z.W. et A. Robson, 2004: Change detection in hydrological records – a review of the methodology. *Hydrological Science Journal*, Volume 49, N° 1, p. 7–19.
- Leaf, C.F. et G.E. Brink, 1973: *Hydrologic simulation model of Colorado subalpine forest*. US Forest Service, Res.Pap. RM-107, Fort Collins, CO.
- Leavesley, G.H. et L.G. Stannard, 1990: Application of remotely sensed data on a distributed parameter-watershed model. *Proceedings of the Workshop on Applications of Remote-sensing in Hydrology*, G.W. Kite et A. Wankiewicz (responsables de la publication), National Hydrology Research Institute, Saskatoon, Saskatchewan, Canada.
- Lindström, G., 1997: A simple automatic calibration routine for the HBV model. *Nordic Hydrology*, Volume 28, N° 3, p. 153–168.
- Lindström, G. et J. Harlin, 1992: Spillway design floods in Sweden. II: Applications and sensitivity analysis. *Hydrological Science Journal*, Volume 37, N° 5, p. 521–539.
- Lindström, G. et S. Bergström, 1992: Improving the HBV and PULSE-models by use of temperature anomalies. *Vanneti Norden*, Volume 25, N° 1, p. 16–23.
- Lindström, G., B. Johansson, M. Persson, M. Gardelin et S. Bergström, 1997: Development and test of the distributed HBV-96 model. *Journal of Hydrology*, N° 201, p. 272–288.
- Maidment, D. R., 1992: *Handbook of Hydrology*. New York, McGraw-Hill.
- Mandelbrot, B.B. et J.R. Wallis, 1968: Noah, Joseph, and operational hydrology. *Water Resources Research*, Volume 4, N° 5, p. 909–918. Disponible à l'adresse http://www.math.yale.edu/mandelbrot/web_pdfs/051noahJoseph.pdf.
- Marks, D., 1988: Climate, energy exchange and snow-melt on Emerald Lake watershed, Sierra Nevada. Thèse de doctorat non publiée, University of California, Santa Barbara, CA, 149 p.
- Marsily, Ghislain De., 1986: *Quantitative Hydrogeology: Groundwater Hydrology for Engineers*. Orlando, FL, Academic Press, 1986. ISBN: 0122089162.
- Martinez, J. et A. Rango, 1987: Interpretation and utilization of areal snow cover data from satellites. *Annual Glaciology*, N° 9, p. 166–169.
- McDonald, M.G. et A.W. Harbaugh, 1988: A modular three-dimensional finite-difference groundwater flow model: US Geological Survey. *Techniques of Water Resources Investigations*, Tome 6, Chapitre A1, 586 p.
- Mejia, J.M., I. Rodriguez-Iturbe et D.R. Dawdy, 1972: Streamflow simulation, (2) The broken line process as a potential model for hydrologic simulation. *Water Resources Research*, Volume 8, N° 4, p. 931–941.
- Miller, W.A., M.B. Shasby, W.G. Rhode et G.R. Johnson, 1982: *Developing in-place data bases by incorporating digital terrain data into the Landsat classification process*. In-Place Resource Inventories: principles and practices, Proc. Workshop, 4–14 août 1981, University of Maine, Orono, sous le parrainage de l'American Society of Photogrammetry.
- Minns, A.W. et M.J. Hall, 1996: Artificial neural networks as rainfall-runoff models. *Hydrological Science Journal*, Volume 41, N° 3, p. 399–417.
- Organisation météorologique mondiale, 1986: *Intercomparison of Models of Snowmelt Runoff*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 23, WMO-No. 646, Genève.
- , 1987: *Intercomparison of Conceptual Models Used in Operational Hydrological Forecasting*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 7, WMO-No. 429, Genève.
- , 1988: *Analysing Long Time Series of Hydrological Data with respect to climate variability and change*. WCAP-3, WMO/TD-No. 224, Genève.
- , 1990: *Hydrological Models for Water-Resources System Design and Operation*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 34, Genève.
- , 1991a: *Simulated Real-time Intercomparison of Hydrological Models*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 38, WMO-No. 779, Genève.
- , 1991b: *Hydrological Aspects of Accidental Pollution of Water Bodies*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 37, WMO-No. 754, Genève.
- , 1992a: *A study of current approaches to modelling of hydrological times series with respect to climatic variability and change*. G. Cavadias, Programme climatologique mondial – Eau, Projet A2, WCASP-23, WMO/TD-No. 534, Genève.
- , 1992b: *Snow Cover Measurements and Areal Assessment of Precipitation and Soil Moisture*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 35, WMO-No. 749, Genève.
- , 1994: *Applications of remote-sensing by satellite, radar and other methods to hydrology*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 39, WMO-No. 804, Genève.

- , 2000: *Detecting Trend and Other Changes in Hydrological Data*. Z.W. Kundzewicz et A. Robson (responsables de la publication), Programme climatologique mondial – Eau, WCDMP-45, WMO/TD-No. 1013, Genève.
- , 2003: *Integration and Coupling of Hydrological Models with Water Quality Models: Applications in Europe*. B. Arheimer et J. Olsson, WMO Technical Report in Hydrology and Water Resources No. 75, WMO/TD-No. 1174, Genève.
- /PMRC, 1986: *Report of the Workshop on Global Large Scale Precipitation Datasets for the World Climate Research Programme*. WCP-111, WMO/TD-No. 94, OMM, Genève, 45 p.
- Ostrem, G., T. Anderson et H. Odegaard, 1991: Operational use of satellite data for snow inventory and runoff forecast. *Satellite Hydrology, American Water Resources Association*, Minneapolis, MN, p. 230–234.
- Pomeroy J.W. et E. Brun, 2001: Physical Properties of Snow. In: *Snow Ecology: An Interdisciplinary Examination of Snow-covered Ecosystems*, H.G. Jones, J.W. Pomeroy, D.A. Walker et R.W. Hoham (responsables de la publication), Cambridge University Press, Cambridge, p. 45–126.
- Price, Michael, 1985: *Introducing Groundwater*. George Allen & Unwin: Londres, Royaume-Uni, 1985. 195 p.
- Rango, A., 1993: Snow hydrology processes and remote-sensing, *Hydrological Processes*, N° 7, p. 121–138.
- Rango, A. et van Katwijk. 1990: Development and testing of a snowmelt-runoff forecasting technique. *Water Resources Bulletin*, N° 26, p. 135–144.
- Rango, A., V.V. Salomonson et J.L. Foster, 1977: Seasonal streamflow estimation in the Himalayan region employing meteorological satellite snow cover observations. *Water Resources Research*, N° 13, p. 109–112.
- Refsgaard, J.C. et M.B. Abbott, 1996: The role of distributed modelling in water resources management. In: *Distributed Hydrological Modelling*, M.B. Abbott et J. Ch. Refsgaard (responsables de la publication), *Water Science and Technology Library*, Volume 22, Kluwer, Dordrecht.
- Robson, A.J., T.A. Jones et D.W. Reed, 1998: A study of national trend and variation in United Kingdom floods. *International Journal of Climatology*, N° 8, p. 165–182.
- Rodriguez-Iturbe, I. et B. Valdes, 1979: The geomorphologic structure of hydrologic response. *Water Resources Research*, Volume 15, N° 6, p. 1409–1420.
- Rodriguez-Iturbe, I., J.M. Mejia et D.R. Dawdy, 1972: Streamflow simulation, (1) A new look at Markovian models, fractional Gaussian noise, and crossing theory. *Water Resources Research*, Volume 8, N° 4, p. 921–930.
- Sahimi, Muhammad, 1995: *Flow and Transport in Porous Media and Fractured Rock*. Weinheim, Allemagne: Wiley-VCH Verlag GmbH, 1995. ISBN: 3527292608.
- Salas, J.D., 1992: Analysis and modelling of hydrological time series. In: *Handbook of Hydrology*, D.R. Maidment (responsable de la publication), Chapitre 19, Mc Graw-Hill, p. 1–72.
- Scheidegger, Adrian, 1960: *The Physics of Flow through Porous Media*. University of Toronto Press.
- Shaw, E.M., 1994: *Hydrology in Practice*. Troisième édition, Londres, Chapman and Hall.
- Singh, V.P., 1988: *Hydrologic Systems*. Rainfall-Runoff Modeling, Volume I, Englewood Cliffs, Prentice Hall.
- Sivapalan, M., K. Takeuchi, S. Franks, D. Schertzer, P.E. O'Connell, V.K. Gupta, J.J. McDonnell, J.W. Pomeroy, S. Uhlenbrook, E. Zehe et V. Lakshmi, 2003: IAHS Science Decade on Prediction in Ungauged Basins (PUB), 2003-2012: Shaping an exciting future for the hydrological sciences. *Hydrological Science Journal*, Volume 48, N° 6, p. 857–880.
- SNA, 1995: *Climate, Lakes and Rivers*, The National Atlas of Sweden. Almqvist and Wiksell International, Stockholm.
- Storm, B. et A. Refsgaard, 1996: Distributed physically based modelling of the entire land phase of the hydrological cycle. In: *Distributed Hydrological Modelling*, M.B. Abbott et J.Ch. Refsgaard (responsables de la publication), *Water Science and Technology Library*, Volume 22, Kluwer, Dordrecht.
- Sugawara, M., E. Ozaki, L. Watanabe et S. Katsuyama, 1974: *Tank Model and its Application to Bird Creek, Wollombi Brook, Bikin River, Kitsu River, Sanaga River and Nam Mune*. Research Note of the National Research Center for Disaster Prevention, Science and Technology Agency, Tokyo, Japon.
- Tayfur, G., 2002: Artificial neural networks for sheet sediment transport. *Hydrological Science Journal*, Volume 47, N° 6, p. 879–892.
- Todd, David Keith, 1980: *Groundwater Hydrology*. New York, NY. John Wiley & Sons Inc. ISBN: 047187616X.
- Todini, E. et J.R. Wallis, 1978: A Real-time Rainfall Runoff Model for an On-line Flood Warning System. AGU Chapman Conference on applications of kalman filtering theory and techniques to hydrology, hydraulics and water resources, Pittsburgh, Pennsylvanie, 22–24 mai 1978.
- Twedt, T.M., J.C. Schaake et E.L. Peck, 1977: National Weather Service extended streamflow prediction. Proceedings of the western snow conference, Albuquerque, Nouveau-Mexique, 19–21 avril 1977.
- US Army Corps of Engineers, 1960: *Runoff from Snowmelt*. Engineer Manual 1110-2-1406, US Department of the Army, Washington D.C.

- US Environmental Protection Agency, 1989: EPA *Groundwater Handbook*. Rockville, Maryland, Government Institutes, Inc., 212 p.
- Valentijn R.N.P., R. Hoeben, N.E.C. Verhoest et E.P. De Troch, 2001: The importance of the spatial patterns of remotely sensed soil moisture in the improvement of discharge predictions for small-scale basins through data assimilation. *Journal of Hydrology*, Volume 251, N° 1–2, p. 88–102.
- Walton, W., 1970: *Groundwater Resource Evaluation*. McGraw-Hill, 664 p.
- Xiang, X. et E.A. Smith, 1997: Feasibility of simultaneous surface temperature-emissivity retrieval using SSM/I measurements from HAPEX-Sahel. *Journal of Hydrology*, Volume 188–189, p. 330–360.
- Yue, S. et P. Pilon, 2004: A comparison of the power of the t test, Mann-Kendall and bootstrap tests for trend detection. *Hydrological Science Journal*, Volume 49, N° 1, p. 21–37.
- Yue, S., P. Pilon et B. Phinney, 2003: Canadian streamflow trend detection: impacts of serial and cross-correlation. *Hydrological Science Journal*, Volume 48, N° 1, p. 51–63.
- Yue, S., P. Pilon et G. Cavadias, 2002: Power of the Mann-Kendall and Spearman's rho tests for detecting monotonic trends in hydrological series. *Journal of Hydrology*, N° 259, p. 254–271.
-

PRÉVISION HYDROLOGIQUE

7.1 INTRODUCTION À LA PRÉVISION HYDROLOGIQUE [SHOFM J]

7.1.1 Objet

Une prévision hydrologique est une estimation de l'état futur d'un phénomène relatif à l'eau. Les prévisions sont indispensables au bon fonctionnement des ouvrages hydrauliques et à l'atténuation des effets de catastrophes naturelles telles que les crues ou les sécheresses. Elles sont de plus en plus importantes pour assurer la gestion intégrée des ressources en eau et réduire les dégâts provoqués par les inondations.

La description et l'anticipation de l'état futur des ressources en eau peuvent être classées selon leur portée temporelle. La prévision de diverses variables (débit, hauteur, vitesse, etc.) concerne une période plus ou moins longue. Le Règlement technique propose la classification suivante:

- a) Prévisions hydrologiques à courte échéance, lorsque la période visée n'excède pas 2 jours;
- b) Prévisions hydrologiques à moyenne échéance, lorsque la période visée va de 2 à 10 jours;
- c) Prévisions hydrologiques à longue échéance, lorsque la période visée excède 10 jours.

Cette partie du guide traite de l'importance et de la nécessité de mettre en place un programme de prévision hydrologique de bout en bout. La section 7.1.5 présente les techniques de communication qui sont mises en œuvre pour recueillir les données et transmettre les prévisions et avis essentiels aux utilisateurs. La section 7.2 décrit les données nécessaires à la prévision et la section 7.3 fait le point sur les différentes techniques de prévision, des simples modèles fondés sur les indices aux robustes systèmes de prévision hydrologique. Une place particulière est faite à la prévision des crues éclair (section 7.4) et de la fonte nivale (section 7.6) en raison du peu de textes d'orientation publiés sur ces sujets. La prévision de la demande en eau est brièvement abordée à la section 7.5. Il est uniquement question dans ce chapitre des prévisions portant sur le volume d'eau.

7.1.2 Production des prévisions hydrologiques

Un Service de prévision hydrologique est formé de prévisionnistes expérimentés qui exploitent des

données historiques et des données en temps réel obtenues par radar, satellite ou *in situ*; ils disposent pour cela de matériels et de logiciels de communication, de modèles ou systèmes de modélisation hydrologique, de modèles météorologiques, de produits ou entrées de modèles et de matériel informatique. Il existe bien des façons d'organiser un centre de prévision, mais certains éléments sont indispensables pour procurer des services fiables qui répondent aux attentes diverses des utilisateurs.

Le concept opérationnel d'un Service de prévision hydrologique détermine la manière dont sont menées les activités au jour le jour et lorsque surviennent des conditions particulières. Cela englobe les points suivants:

- a) Mission et mandat de l'organisme;
- b) Utilisateurs et produits ou services requis;
- c) Délais de diffusion;
- d) Mode d'organisation du Service;
- e) Réseau de collecte de données hydrométéorologiques et son fonctionnement;
- f) Liens entre les hydrologues et le bureau de prévision météorologique;
- g) Matériels et logiciels de communication permettant de recevoir les données et informations et de diffuser les prévisions;
- h) Modalités de production des prévisions;
- i) Politiques et procédures d'exploitation normalisées qui sont suivies pour observer les meilleures pratiques pendant l'activité normale et en situation d'urgence;
- j) Politique de sensibilisation, par l'information et la formation des décideurs, du personnel d'intervention d'urgence et de la population en général.

Les futurs utilisateurs doivent pouvoir consulter des exemples de produits offerts.

La mission et le mandat du Service de prévision hydrologique doivent être clairement énoncés. Il importe que la loi ne désigne qu'une seule source officielle de prévisions et d'alertes, faute de quoi des informations contradictoires pourraient créer une confusion et réduire l'efficacité de l'action engagée.

Les principaux utilisateurs des bulletins et avis sont les organismes de gestion des situations d'urgence ou de protection civile à l'échelon national, régional et local, les médias, le secteur agricole, l'industrie,

les entreprises hydroélectriques, les gestionnaires de la maîtrise des crues, les sociétés de transport par eau, les services municipaux d'approvisionnement en eau et le public. Les données, prévisions et alertes à leur fournir varient selon le cas. Il est essentiel que l'hydrologue comprenne les attentes des utilisateurs, afin d'adapter les données et les produits de prévision en conséquence. De nombreux secteurs d'une économie nationale, tels que les transports, la gestion des situations d'urgence, l'agriculture, l'énergie et l'approvisionnement en eau, ont des besoins précis. Pour servir au mieux les intérêts de la collectivité, le Service de prévision hydrologique doit connaître ces besoins et fournir des données, prévisions et produits qui y répondent. Les utilisateurs particulièrement exigeants, telles les entreprises hydroélectriques, doivent disposer de données, prévisions, hydrogrammes et analyses hydrométéorologiques pour appuyer la production d'électricité, tandis que les services de gestion des situations d'urgence ont besoin de prévisions et d'alertes plus simples, mais très urgentes.

Le réseau, qui comprend des limnimètres, des pluviomètres et les stations météorologiques associées, doit être défini en fonction des données disponibles provenant de toutes les sources, dont les produits de réseaux radar et de satellites. Il faut toutefois s'assurer de la disponibilité constante de tels produits avant de les inclure dans l'activité régulière du Service national de prévision hydrologique. Une étroite collaboration entre le Service de prévision météorologique et le Service de prévision hydrologique est cruciale. Le concept opérationnel doit définir la procédure ou le système d'acquisition des données et prévisions et d'analyse nécessaires à l'établissement des prévisions hydrologiques. Les matériels et logiciels de communication qui font partie des systèmes de prévision des crues dépendent de l'infrastructure en place dans le pays. Les systèmes modernes de transmission de données, comme les satellites et Internet, offrent cependant une diversité de choix qui devrait être mise à profit.

Il est important d'évaluer le personnel requis, tel le nombre de techniciens et de cadres nécessaire pour faire fonctionner le centre au jour le jour et en situation d'urgence. On déterminera également leurs rôles et responsabilités, leurs horaires de travail ainsi que la formation continue exigée des prévisionnistes.

Les programmes de prévision hydrologique doivent être fiables et conçus de manière à bien fonctionner pendant les crues les plus graves. C'est à l'occasion d'inondations importantes, étendues et/ou soudaines qu'un programme de prévision hydrologique

est le plus utile. Les ressources sont souvent soumises à des pressions accrues lors d'événements extrêmes comme les crues. La gestion du centre pendant de tels phénomènes doit être soigneusement planifiée. Ces situations se traduisent en général par une augmentation du flux de données et des besoins en personnel, car davantage de produits doivent être fournis à un plus grand nombre d'utilisateurs dans des délais extrêmement brefs. Il est alors nécessaire de multiplier les heures de fonctionnement pour répondre à la demande de services.

Pendant le fonctionnement normal du Service de prévision hydrologique, le personnel réunit des données et vérifie leur qualité, reçoit et analyse les prévisions météorologiques, exploite les modèles hydrologiques et les systèmes de prévision, évalue les conditions hydrologiques présentes et futures et établit des prévisions à l'intention des utilisateurs. Durant le temps qui n'est pas consacré aux prévisions, les hydrologues mettent à jour les courbes d'étalonnage et d'autres données, évaluent les performances opérationnelles, ajustent les modèles et cherchent à améliorer l'exactitude et la rapidité de production des prévisions.

La fiabilité du matériel, des logiciels et de l'alimentation électrique n'est jamais parfaite, même en disposant de bons programmes de maintenance. Un Service de prévision hydrologique doit mettre en place des procédures de sauvegarde, afin de garantir le bon déroulement de toutes ses activités: collecte des données, exploitation du système de prévision, y compris données, matériel et logiciels d'appoint, diffusion des prévisions et recours à d'autres moyens de communication, alimentation électrique sans coupure et générateurs de secours, aménagement d'un autre site d'opération au cas où le centre lui-même viendrait à être endommagé.

Il est indispensable de mettre en place un solide programme de maintenance pour assurer le bon fonctionnement du Service. Cela peut se révéler coûteux, en particulier si le réseau est étendu et d'accès difficile. Tout le matériel et les logiciels doivent être entretenus régulièrement, faute de quoi le système pourrait ne pas fonctionner au moment où on en a le plus besoin. Dans certains pays, le Service de prévision hydrologique compte un administrateur chargé de la maintenance du système de communication et de prévision.

7.1.3 **Systèmes de prévision hydrologique de bout en bout**

Les systèmes actuels sont abordables et puissants. Leur utilité pratique dépend en général de la formation

des hydrologues qui les emploient. Ils permettent de prévoir les crues qui surviennent en quelques heures, aussi bien que l'évolution probable des conditions plusieurs mois à l'avance dans les grands bassins.

La mise sur pied d'un programme de prévision et d'alerte hydrologiques viable à l'intention des populations vulnérables exige des données météorologiques et hydrologiques, des outils de prévision et des prévisionnistes qualifiés. Un tel programme doit ménager un délai suffisant pour que les populations établies dans les zones inondables aient le temps de réagir. Dans le cas des crues, le délai est parfois crucial pour limiter les pertes matérielles et humaines. Les prévisions doivent être assez exactes pour susciter la confiance, de telle sorte que les personnes menacées et les utilisateurs prennent des mesures efficaces en cas d'alerte. Dans le cas contraire, la crédibilité s'en trouve affectée et la réaction est inappropriée.

L'expérience montre qu'un système de prévision hydrologique et d'intervention de bout en bout (voir la figure II.7.1) doit comporter les étapes ci-après et que ces dernières doivent être coordonnées pour réduire les dégâts causés par les crues:

- Collecte et transmission des données;
- Prévision hydrologique et élaboration des produits de prévision;
- Diffusion des prévisions aux utilisateurs;
- Aide à la décision;
- Prise de mesures par les utilisateurs.

Les liens entre les composantes technologiques d'un système de prévision hydrologique de bout en bout intégré peuvent être illustrés par une chaîne aux multiples maillons. Chaque maillon doit remplir parfaitement sa fonction pour être utile aux utilisateurs ou aux populations vulnérables. Comme dans une chaîne, en cas de défaillance d'un maillon,

le système tout entier s'effondre. Autrement dit, même si l'on parvient à produire une prévision de crue parfaite, le système ne remplira pas sa fonction escomptée si la population vulnérable ne peut en prendre connaissance ou s'il est impossible de prendre des mesures préventives.

7.1.4 Incertitude et prévisions probabilistes

En général, l'objectif premier d'une prévision hydrologique est d'offrir un délai d'échéance maximal et de présenter une exactitude suffisante pour que les utilisateurs soient en mesure de limiter les pertes ou d'optimiser les décisions en matière de gestion des ressources en eau. Toutes les prévisions contiennent une part d'incertitude, problème grandement atténué par le recours aux ensembles. L'incertitude associée à la prévision hydrologique commence avec la météorologie. Comme tous les modèles atmosphériques d'échelle moyenne tentent de modéliser une atmosphère essentiellement chaotique, la météorologie est considérée depuis quelques années comme la première source d'incertitude. Mais les paramètres et la structure des modèles hydrologiques contribuent aussi à l'incertitude et aux erreurs qui entachent les prévisions. L'adéquation des données est souvent le point le plus faible. Si l'on utilise seulement des données d'observation, les délais d'échéance risquent d'être trop courts pour que la prévision soit vraiment utile. Il est possible de prolonger le délai d'échéance des prévisions de débit de quelques jours à plusieurs semaines en couplant les modèles hydrologiques avec les prévisions météorologiques issues de modèles de prévision numérique du temps à l'échelle régionale et mondiale et en tenant compte des conditions climatiques locales. Si le couplage de modèles peut effectivement allonger le délai de prévision, il accroît cependant l'incertitude.

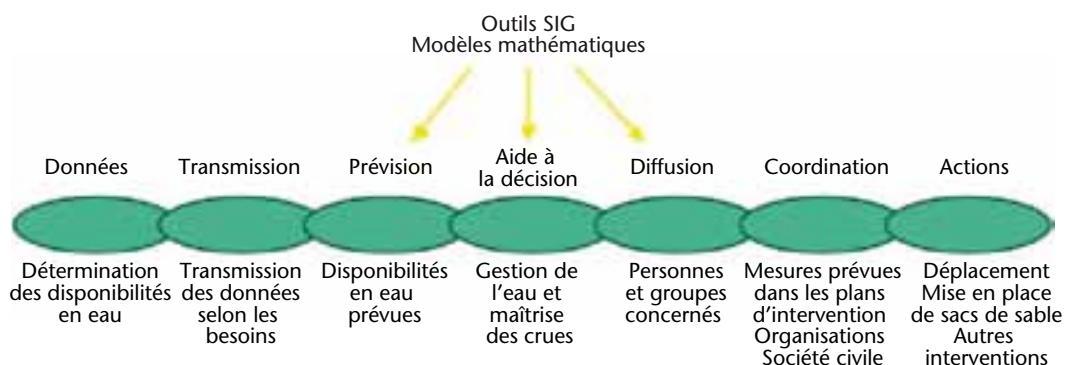


Figure II.7.1. Système intégré de prévision des crues, d'alerte et d'intervention dans le cadre de la gestion intégrée des ressources en eau: une chaîne critique d'événements et d'actions

Les prévisions climatologiques ou saisonnières facilitent désormais la gestion des ressources en eau et la réduction des risques d'inondation. Les phénomènes extrêmes sont mis en corrélation avec des modifications majeures des régimes de la circulation atmosphérique et océanique. Lorsque de telles configurations sont décelées, on peut prévoir un renforcement ou une atténuation de l'activité orageuse, information utile pour affiner les mesures d'intervention et accroître le degré de préparation des services de prévision.

Lorsque la probabilité que survienne une crue extrême est supérieure à la normale, certaines actions peuvent être engagées avant l'événement lui-même, par exemple la constitution de réserves de sacs de sable, de vivres et d'eau potable ou le déplacement des biens et récoltes de grande valeur situés en zone inondable. C'est aussi l'occasion de sensibiliser la population aux risques, en indiquant les actions qui peuvent être prises par chacun, et de réaliser des exercices de simulation afin de vérifier le degré de préparation. Dans certains cas, des mesures d'urgence telles que l'érection de digues de protection temporaires peuvent être justifiées. L'augmentation de la puissance de calcul des ordinateurs a récemment permis d'augmenter la résolution spatiale des modèles atmosphériques globaux et régionaux. On a atteint, par exemple, une résolution de l'ordre du kilomètre pour les modèles locaux non hydrostatiques. Certains processus d'échelle moindre, comme la convection ou l'accentuation orographique, sont également modélisés de manière plus efficace.

La prévision de probabilité ne doit pas être confondue avec l'erreur de prévision. Cette dernière est inhérente au modèle et aux données; elle résulte de l'inadéquation du modèle et des erreurs de données. La meilleure façon de les distinguer est peut-être de considérer la prévision de probabilité comme une expression des divers résultats possibles compte tenu des conditions qui peuvent prévaloir avant la date de la prévision, tandis que l'erreur de prévision est une conséquence totalement indésirable des lacunes de la science prévisionnelle et des données.

La principale façon de prendre directement en compte l'incertitude a été de perturber les conditions initiales des équations non linéaires aux dérivées partielles qui décrivent l'atmosphère, par le biais de systèmes convectifs de méso-échelle. La plupart des méthodes courantes ne sont cependant pas optimales et reposent encore sur le choix judicieux du prévisionniste. Le filtrage Kalman d'ensemble est largement employé pour la propagation et la

description de l'incertitude des prévisions. Le Centre européen pour les prévisions météorologiques à moyen terme (<http://www.ecmwf.int>) et d'autres organismes internationaux se penchent depuis quelques années sur l'utilisation d'ensembles basés sur des systèmes convectifs de méso-échelle; une vaste expérience de comparaison des prévisions hydrologiques d'ensemble a été lancée en 2005. Bien que cette approche soit effectivement prometteuse, elle n'est pas encore validée, et il reste beaucoup à faire pour mettre au point des procédures de propagation de l'incertitude au sein des systèmes de modèles complexes.

7.1.5 **Diffusion des prévisions et des alertes**

Les prévisions perdent de leur valeur avec le temps. Si les données et les prévisions sont envoyées rapidement aux utilisateurs, ceux-ci ont davantage de temps pour réagir, ce qui contribue à sauver des vies, à atténuer les dommages matériels et à améliorer la gestion des ouvrages hydrauliques. La diffusion des prévisions et des alertes aux populations menacées d'inondation est souvent un maillon faible de la chaîne complète. Les grands progrès accomplis dans les moyens de communication permettent aujourd'hui de transmettre sans délai des données, prévisions et informations sur de grandes distances et vers des lieux isolés.

Les produits hydrologiques fournis par un Service de prévision peuvent être divisés en deux grandes catégories: les prévisions journalières normales et les prévisions urgentes exceptionnelles. De nombreux utilisateurs ont besoin de recevoir chaque jour, automatiquement, des données et des prévisions sous la forme de bulletins hydrologiques. L'information transmise concerne généralement les principaux cours d'eau, les réservoirs et les autres formations aquatiques importantes de la région. Les bulletins quotidiens varient dans leur structure et comprennent souvent des informations sur les valeurs et les tendances des niveaux et des débits, la température de l'eau, le stockage et le débit des réservoirs, les précipitations, les prévisions hydrologiques et, le cas échéant, l'état des glaces. Un exemple en est donné à la figure II.7.2.

De nombreux produits hydrologiques réguliers sont établis en fonction des besoins des utilisateurs. Les prévisions de l'approvisionnement en eau et les résumés des débits peuvent être publiés toutes les semaines ou tous les mois. Ces résumés comportent souvent des figures et des données concernant les principaux emplacements des bassins fluviaux, y compris des prévisions pour les

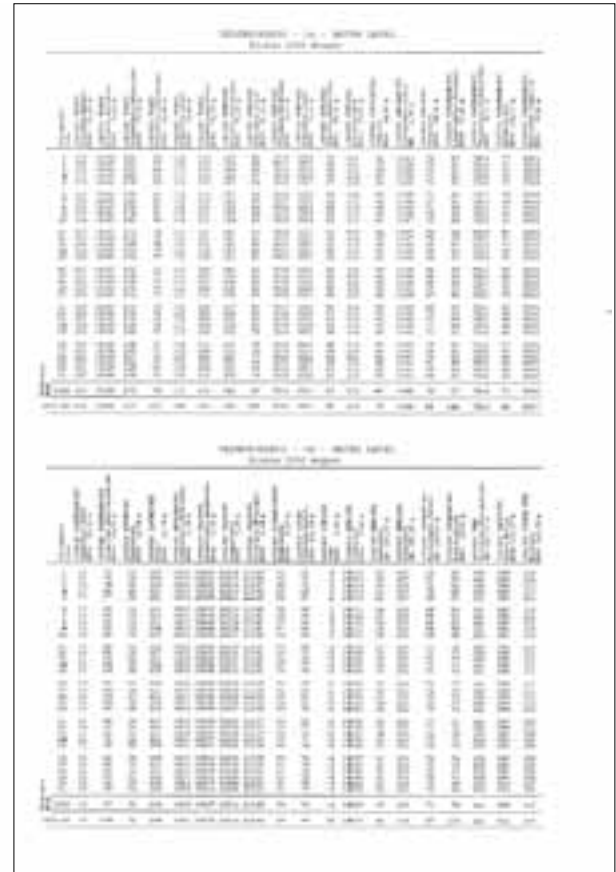
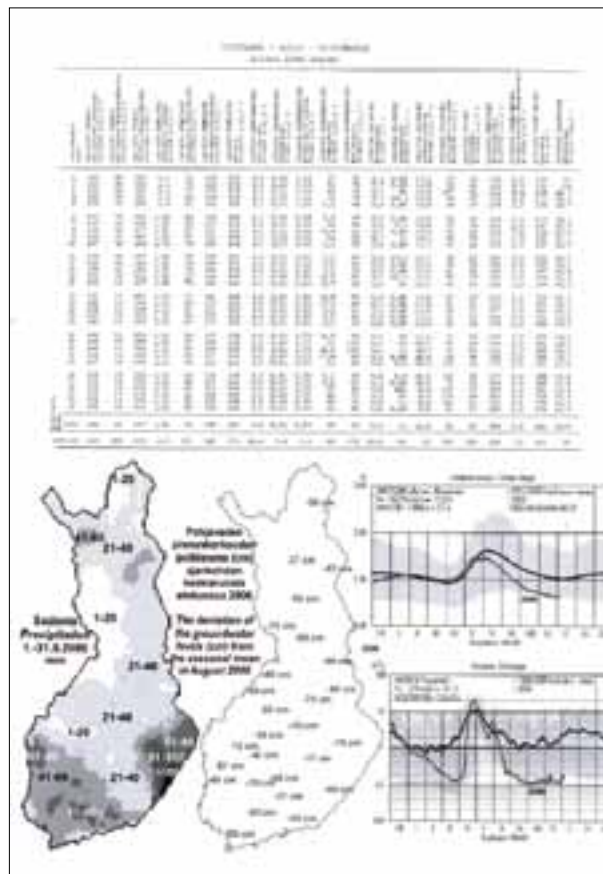


Figure II.7.2. Exemple de bulletin hydrologique (Institut finlandais de l'environnement)

semaines, les mois ou les saisons à venir. La diffusion des produits réguliers doit être aussi large que possible, car toute une gamme d'utilisateurs peuvent en tirer profit. En outre, cela accroît la valeur des services dispensés et le nombre de bénéficiaires, condition de leur pérennité.

Le réseau Internet est le meilleur moyen de diffuser l'information. Bien que les limitations de la bande passante restreignent les communications dans de nombreux pays en développement, l'accessibilité et l'utilisation progressent. Les Services de prévision hydrologique peuvent inclure ce réseau dans leur stratégie de diffusion. Les autres moyens de communication sont les médias, la radiodiffusion continue et la télécopie.

S'agissant des produits de prévision et d'alerte concernant des événements extrêmes de moyenne échéance, les données d'entrée doivent être traitées rapidement et les prévisions doivent être établies et diffusées à l'intention des populations menacées assez tôt pour permettre le déclenchement des opérations destinées à réduire au minimum les effets. Les Services de prévision hydrologique doivent recourir à tous les moyens de communication disponibles pour atteindre les populations visées. On utilise couramment des lignes de transmission directes, les satellites, la radio et les réseaux terrestres pour joindre les centres d'intervention d'urgence et les stations de radio et de télévision.

En cas de risque d'inondation ou d'autres situations d'urgence, les messages d'alerte doivent indiquer clairement le genre de menace hydrologique,

l'emplacement de l'événement prévu (cours d'eau concernés), l'ampleur probable du phénomène (niveau de la pointe de crue à des endroits stratégiques), le moment où devrait survenir la pointe de crue et, si possible, le moment où le niveau du cours d'eau devrait repasser sous les seuils d'alerte ou de danger. Il est opportun d'inclure les autres détails dont on peut disposer, par exemple les parties de l'infrastructure qui risquent d'être touchées. Grâce à ces informations, les équipes d'intervention d'urgence peuvent savoir où procéder aux évacuations et à la fermeture de routes. Les produits d'alerte doivent être mis à jour et transmis aux médias et aux responsables des mesures d'urgence au fur et à mesure que de nouvelles données et informations sont disponibles.

Des produits de prévision hautement visuels ont été élaborés grâce au couplage des modèles hydrologiques avec des jeux de données d'information géographique qui ne cessent de s'enrichir. Cette nouvelle catégorie de produits montre les zones inondées selon les modèles qui ont été couplés aux données de modèles numériques de terrain à haute résolution. En associant ces données aux cotes des cours d'eau calculées par les modèles, les aires inondées peuvent être superposées à des cartes numériques détaillées de l'infrastructure afin de visualiser les effets à un emplacement donné. Un exemple de carte d'inondation apparaît à la figure II.7.3.

7.1.6 Aide à la décision

Les organismes chargés de gérer les ressources en eau utilisent des outils d'aide à la décision afin de



Figure II.7.3. Carte des inondations prévues à Tegucigalpa, Honduras, lors du passage de l'ouragan *Mitch*

fournir des indications utiles pour l'exploitation des ouvrages. Les prévisions sont nécessaires pour planifier l'utilisation de l'eau, qu'il s'agisse de la production d'électricité, de l'approvisionnement ou de l'irrigation. Les gestionnaires risquent de prendre des mesures aux conséquences fâcheuses s'ils ne tiennent pas compte des volumes qui seront disponibles dans le futur. Au contraire, ils peuvent gérer les systèmes de distribution de façon à mieux répondre à la demande et à minimiser les risques de conflit quand ils s'appuient sur des prévisions hydrologiques.

Les crues causent moins de dégâts lorsque les collectivités et les pays investissent dans la préparation aux crues et la planification des interventions avant qu'un événement ne se produise. Les services d'urgence doivent établir des plans d'action qui précisent le rôle des diverses organisations nationales, provinciales et locales relativement à la protection des personnes et des biens. Ce maillon de la chaîne comprend la définition des voies d'évacuation, la sensibilisation de la population aux risques d'inondation, la définition des procédures d'intervention et la formation des personnels bien avant qu'une crue survienne.

Une prévision de crue parfaite n'a aucun intérêt si rien n'est fait pour réduire les pertes. Dans un processus de bout en bout, les données et prévisions doivent être produites aussi rapidement que possible afin que les utilisateurs aient le temps de réagir. Le temps est un facteur crucial en cas de crue, et en particulier de crue éclair. Il importe de connaître les besoins et de savoir à quoi servent les prévisions. Les utilisateurs sont très divers, depuis les services d'intervention nationaux jusqu'aux autorités locales, et leurs rôles et besoins diffèrent en matière d'intervention et de réduction des pertes. Il est indispensable qu'ils comprennent la prévision ou le message d'alerte afin de pouvoir prendre les mesures voulues.

7.1.7 **Coopération avec le Service météorologique national**

Bien qu'un seul Service regroupe la météorologie et l'hydrologie dans certains pays, ces deux domaines sont généralement distincts. Ils dépendent même rarement du même ministère ou de la même instance gouvernementale. La fourniture de bonnes prévisions météorologiques, particulièrement en ce qui concerne les précipitations intenses, est fondamentale pour la prévision et l'alerte de crue. Par conséquent, il est important d'instaurer une étroite coopération entre le Service météorologique national et le Service de prévision des crues.

Les prévisions météorologiques généralisées ne sont pas très utiles aux hydrologues. Le développement de la coopération devrait donc débiter par l'analyse des éléments susceptibles d'être améliorés dans l'information météorologique et la détermination de la structure qu'elle pourrait avoir afin de répondre aux besoins de la prévision hydrologique. Il s'agira surtout d'affiner l'information sur les précipitations prévues, en matière de volume (prévision quantitative des précipitations), de période d'occurrence et de distribution spatiale. Les produits de prévision courants sont les suivants:

- a) Prévisions quotidiennes concernant la pluie, la température et le temps pour les prochaines 24 à 48 heures et un aperçu pour les 3 à 5 jours suivants;
- b) Prévisions d'un événement particulier, surtout dans le cas d'un phénomène intense (forte pluie, chute de neige ou coup de vent, par exemple) qui a des conséquences sur le plan hydrologique. Y devraient figurer de bonnes informations quantitatives et spatiales, 12 à 36 heures à l'avance;
- c) Prévisions de l'évolution probable sur plusieurs semaines ou plusieurs mois ou pour une saison particulière. Elles sont utiles à la planification, surtout dans le cas des sécheresses et de la fin des sécheresses. Certains Services météorologiques nationaux, tels que ceux de l'Afrique du Sud, de l'Australie et de la Papouasie-Nouvelle-Guinée, fournissent des prévisions de l'activité El Niño là où l'on sait qu'elle a une influence directe sur le temps.

Le Service météorologique national et le Service hydrologique doivent s'entendre sur la forme et le contenu des produits de prévision et d'alerte. On y parvient généralement de manière évolutive ou itérative au fil du temps.

Il est également bon que le Service hydrologique dispose d'autres produits météorologiques. Les plus courants sont les images satellite et les données fournies par les radars météorologiques. L'information est transmise par des canaux spécialisés, dont la fiabilité est supérieure à celle des réseaux publics ou d'Internet. Un mécanisme direct de transmission des données par le Service météorologique national devrait garantir une mise à jour automatique, par exemple toutes les 3 à 6 heures pour les images satellite et toutes les 5 à 10 minutes pour les balayages radar. Le personnel du Service hydrologique pourra ainsi procéder à sa propre évaluation des conditions météorologiques présentes et de leur évolution immédiate. Il est important que le personnel soit formé pour ce faire; le Service météorologique national a un rôle important à jouer en la matière,

par la fourniture de cours d'initiation et de mise à niveau.

Les arrangements et mécanismes évoqués ci-dessus devraient faire l'objet d'un accord officiel définissant la qualité du service procuré, en matière de délai de fourniture et d'exactitude des prévisions. L'accord devrait également préciser les frais afférents. Les deux parties pourront ainsi apprécier les coûts et les avantages économiques de la prestation du service et l'utilité de ce dernier sur le plan de la gestion des impacts.

7.2 **DONNÉES NÉCESSAIRES À LA PRÉVISION HYDROLOGIQUE**

7.2.1 **Généralités**

Les données dont on a besoin pour prévoir un phénomène hydrologique dépendent de nombreux facteurs:

- a) Le but et le type de prévision;
- b) Les caractéristiques du bassin;
- c) Le modèle de prévision employé;
- d) Le degré d'exactitude que doit présenter la prévision;
- e) Les contraintes économiques imposées.

Les besoins en données varient énormément selon le but de la prévision. La gestion d'un réservoir exige d'anticiper les apports sur de courts intervalles de temps et de connaître le volume d'eau susceptible d'alimenter l'écoulement à la suite d'une crue particulière. Le niveau de larges cours d'eau au régime lent peut facilement être estimé en effectuant des mesures aux stations situées en amont; les données d'entrée sont alors les niveaux mesurés à deux ou trois stations sur le cours d'eau principal ou ses affluents. Pour les petits cours d'eau à crues soudaines, les données sur les précipitations sont pratiquement indispensables, à moins de pouvoir relever les niveaux et débits à intervalles assez rapprochés.

Diverses considérations, que nous aborderons plus loin, interviennent dans le choix du modèle prévisionnel. Le volume des données d'entrée nécessaires à l'étalonnage et aux prévisions opérationnelles diffère sensiblement d'un modèle à l'autre. Par exemple, pour un simple modèle de corrélation des échelles, qui peut convenir dans le cas de grands cours d'eau, il suffit parfois de connaître le niveau d'eau à deux ou trois stations en amont. Un modèle de bassin assez complet exige cependant plusieurs autres données.

Bien que l'exactitude des prévisions soit primordiale, les contraintes budgétaires, l'importance relative de la prévision et le but visé peuvent inciter à modérer cette exigence; il est alors possible de choisir un modèle nécessitant moins de données. Une grande exactitude reste indispensable pour les prévisions relatives à des sites stratégiques, par exemple à proximité de zones très peuplées ou particulièrement sensibles.

Outre le type de données à utiliser aux fins de prévision, la fréquence de collecte, la durée des relevés et la qualité des données doivent être soigneusement examinées lors de la conception de tout système de prévision des crues. Il faut prendre garde à ce qu'il n'y ait pas de biais entre les données utilisées pour élaborer la méthode de prévision ou étalonner les modèles et les données servant à la prévision opérationnelle.

De façon générale, la disponibilité et la qualité des données nécessaires à la prévision s'améliorent. Le nombre de stations automatiques et de radars augmente, tandis que de nouveaux satellites et algorithmes d'estimation des pluies produisent de meilleures données d'entrée pour les méthodes et systèmes de prévision. La maintenance des plates-formes de collecte et du système de communication est essentielle à la fiabilité des prévisions hydrologiques.

7.2.2 **Données nécessaires à l'établissement du système de prévision**

Comme on l'a vu dans la section précédente, aucune prévision hydrologique réaliste ne peut être faite sans données, lesquelles peuvent être:

- a) Physiographiques;
- b) Hydrologiques;
- c) Hydrométéorologiques;

L'étalonnage et la visualisation des états et des sorties du modèle exigent des données liées à des systèmes d'information géographique (SIG). Il s'agit d'informations très diverses sur la couverture terrestre, tels les sols, la géologie, la végétation et les cotes altimétriques des modèles numériques de terrain. Les performances du système de prévision hydrologique dépendent de la qualité et de la quantité des données historiques et des données SIG servant à estimer les paramètres.

La prévision hydrologique repose largement sur les données concernant les niveaux dans les cours d'eau, dont le débit, le niveau de la nappe, la qualité de l'eau et la charge solide, ainsi que sur les données hydrométéorologiques relatives à l'évaporation, la

température, l'humidité, la pluie et autres formes de précipitations, comme la neige ou la grêle. Tout ou partie de ces données peuvent être nécessaires lors de la mise au point du modèle ou de son exploitation, selon le modèle employé. Depuis une dizaine d'années, les bases de données et les logiciels de traitement associés sont couplés avec les modèles hydrologiques pour créer des systèmes de prévision hydrologique qui exploitent des données hydrologiques et/ou météorologiques et traitent celles qui sont destinées aux modèles hydrologiques. On analyse ensuite les résultats de ces derniers pour prévoir les écoulements fluviaux, y compris les crues et les étiages.

La prévision des crues requiert avant tout un réseau hydrométéorologique adapté. Les performances opérationnelles du réseau constituent généralement le maillon faible d'un système intégré. La prévision des crues et des sécheresses, en particulier, exige de disposer au minimum de bonnes données sur les précipitations et les débits. Si la fonte nivale intervient, il est également important de connaître l'équivalent en eau et l'étendue de la couche de neige, ainsi que la température de l'air. Lors de la mise en place d'un système de prévision hydrologique, il importe donc de se poser les questions suivantes:

- a) Les réseaux pluviométriques et débitmétriques sont-ils suffisants pour échantillonner l'intensité et la distribution spatiale des pluies ainsi que la variation de l'écoulement dans le bassin?
- b) Les stations hydrométriques fonctionnent-elles correctement et fournissent-elles des données exactes sur le niveau d'eau et le débit?
- c) Les données sont-elles transmises de manière fiable entre les stations de mesure et le centre de prévision?
- d) Quelle est la fréquence des observations et quel est le délai de transmission au centre de prévision?
- e) Les données sont-elles transmises aux utilisateurs quand ils en ont besoin pour prendre des décisions?
- f) Les données sont-elles archivées pour une utilisation future?
- g) Les données sont-elles recueillies en respectant les normes établies, l'équipement est-il correctement entretenu et étalonné et la qualité des données est-elle contrôlée?

La première chose à faire est d'analyser le réseau existant. On dresse pour cela un inventaire, présenté sous forme graphique, des sites de surveillance, paramètres mesurés, capteurs, enregistreurs, appareils de télémessure et autres caractéristiques. Dans le cas de bassins peu accidentés, les sites de mesure

des bassins voisins sont également répertoriés, car les données recueillies à ces stations peuvent s'avérer fort utiles. Une étude devrait être menée pour recenser les sous-bassins similaires du point de vue hydrologique ou météorologique. L'objectif premier est de mettre à profit les réseaux hydrométéorologiques qui présentent un intérêt pour le bassin, qu'ils soient exploités par des services gouvernementaux ou privés. Il est souhaitable, à certains égards, que le réseau serve plusieurs fins, car il bénéficiera probablement d'un meilleur soutien financier.

L'adéquation des réseaux peut s'apprécier à l'aune des besoins en matière de prévision. Les modifications nécessaires doivent être notées, par exemple la mise en place de nouveaux débitmètres, pluviomètres ou autres capteurs dans le bassin supérieur ou l'installation d'équipement supplémentaire de télémétrie. Il peut s'avérer que les stations du réseau ne puissent fournir des mesures du débit ou d'autres variables dans des conditions extrêmes. Des aménagements sont parfois nécessaires. La maintenance et la gestion du réseau peuvent faire l'objet d'accords entre plusieurs organismes.

Les sources de données sont multiples, allant des observations manuelles *in situ* aux plates-formes automatiques et aux systèmes de télédétection. Les systèmes automatisés sont constitués de capteurs météorologiques et hydrologiques, d'un émetteur radio ou d'un ordinateur (enregistreur de données) et d'une liaison descendante ou d'un site qui reçoit et traite les données en vue de leur exploitation. Il existe de nombreux types de systèmes de données hydrométéorologiques automatiques dotés de techniques d'émission en visibilité directe, par satellite ou impulsion météorique. La transmission rapide de l'information est cruciale, car elle permet aux parties prenantes et aux multiples utilisateurs d'y accéder instantanément par liaison directe et/ou par Internet. Le radar, quoique coûteux, est un outil très répandu et très puissant pour estimer les précipitations sur de vastes étendues. Le recours aux satellites à orbite géostationnaire ou à défilement pour élaborer de très nombreux produits météorologiques et hydrologiques progresse rapidement. Les données de télédétection peuvent aujourd'hui servir à estimer les précipitations, l'étendue de la surface enneigée, le type de couverture végétale, les modes d'utilisation des sols, l'évapotranspiration et l'humidité des sols ainsi qu'à délimiter les zones inondées.

Le volume I du présent guide décrit les instruments à employer pour recueillir, traiter, stocker et diffuser les données hydrologiques et connexes.

7.2.3 Données nécessaires à l'exploitation

Les paramètres de base qui régissent les processus hydrologiques et l'écoulement sont les conditions initiales et les facteurs ultérieurs. Les conditions initiales sont les conditions qui existent au moment où la prévision est établie; elles peuvent être calculées ou estimées à partir de données hydrométéorologiques passées et présentes. Les facteurs ultérieurs sont les éléments qui ont une incidence sur la prévision hydrologique après le moment présent. On peut avancer que les questions les plus difficiles en matière de gestion des ressources surgissent lors d'événements extrêmes dans le temps (périodes de crue et de sécheresse) et dans l'espace (régions arides, semi-arides et tropicales, zones côtières).

Un choix fondamental est celui du pas de temps qui permettra de prévoir convenablement une crue à un endroit donné. Si le pas de temps est de six heures, les données doivent être recueillies toutes les trois heures ou plus fréquemment. Dans bien des cas, l'adjonction de quelques stations automatiques à un réseau d'observations manuelles permet d'obtenir un réseau opérationnel adéquat. L'utilisation d'un volume croissant de données est parfois nécessaire pour améliorer l'efficacité du modèle, ce qui augmente presque toujours les coûts. C'est un facteur fondamental qui commande le choix de l'observation, de la collecte et de l'analyse des données destinées à l'élaboration d'un modèle et à la prévision opérationnelle des crues. Plus de données signifient davantage de dépenses, de temps consacré à la collecte et à l'analyse et de main-d'œuvre, entre autres choses. Le rapport coût-efficacité du modèle, relativement à son exactitude et aux retombées que l'on peut en attendre, doit faire l'objet d'un examen attentif lorsqu'on détermine le volume de données nécessaires.

La télédétection contribue de manière notable à la collecte d'informations et de données à jour, dans le temps comme dans l'espace. Ces techniques sont cruciales pour les évaluations spatiales, en particulier pour estimer les précipitations et l'humidité du sol. Elles élargissent les capacités de prévision saisonnière, contribuent au développement de la prévision des ondes de tempête, des sécheresses et des étiages et aident à améliorer la gestion des risques.

L'expansion rapide du réseau Internet dans le monde n'a pas seulement offert un excellent moyen de diffuser des données et des prévisions hydrologiques à une large palette d'utilisateurs; elle a aussi créé une riche source de données, de prévisions et

d'informations utiles aux Services météorologiques et hydrologiques. Le réseau Internet fournit une information précieuse aux Services de prévision hydrologique. Ceux-ci peuvent y trouver des modèles météorologiques et hydrologiques, des textes traitant de la prévision hydrologique, des données issues de systèmes d'information géographique, des produits de prévision météorologique en temps réel à l'échelle du globe, des données hydrométéorologiques et des informations sur la prévision hydrologique. Un grand volume de données, logiciels et documents sont disponibles, et leur nombre croît chaque jour. Quelques adresses de sites sont fournies à titre d'exemple à la fin du présent chapitre.

7.3 MÉTHODES DE PRÉVISION [SHOFM J04, J10, J15, J80]

7.3.1 Modèles de prévision des crues

La reconnaissance de la variabilité du climat et de son incidence sur la gravité, la fréquence et l'impact des crues et des sécheresses a accru, ces dernières années, l'importance accordée aux prévisions. La présente section traite des bases mathématiques et des méthodes hydrologiques qui composent un système de prévision. Il y est aussi brièvement fait mention des critères à considérer dans le choix des méthodes et la détermination des paramètres. Les sections 7.4 à 7.6 donnent des exemples de l'application de ces composantes dans des cas particuliers.

La prévision des crues est axée sur la rapidité et l'exactitude. Établir une prévision est une course contre la montre. À l'évidence, les modèles employés doivent être fiables et simples, permettre d'émettre les alertes suffisamment tôt et offrir le degré d'exactitude voulu. Le choix d'un modèle dépend des facteurs suivants: quantité de données disponibles, complexité des processus hydrologiques à modéliser, fiabilité, exactitude et délai désirés, type et fréquence des crues escomptées et besoins des utilisateurs.

Un modèle complet, comportant des fonctions très détaillées qui allongent le délai d'alerte et augmentent le degré d'exactitude, risque d'exiger des données extrêmement complexes. Il se peut que toutes les données d'entrée d'un modèle ne soient pas disponibles en temps réel. D'un point de vue pratique, un modèle de prévision de crue devrait satisfaire aux critères suivants:

- a) Produire des prévisions fiables assez tôt;

- b) Présenter un degré d'exactitude raisonnable;
- c) Exiger des données qui sont disponibles dans le respect des budgets alloués, que ce soit pour l'étalonnage ou pour l'exploitation;
- d) Comporter des fonctions aisément compréhensibles;
- e) Être assez simple pour qu'un personnel moyennement formé puisse le faire fonctionner.

En fait, le choix ne devrait pas se porter sur un seul modèle. Il est toujours souhaitable d'étalonner le plus de modèles possible, en accompagnant chacun d'eux d'une note exposant en détail leurs performances dans différentes conditions. Les modèles doivent être appliqués selon les conditions pour lesquelles ils ont été conçus.

L'exploitation de modèles complets, plutôt complexes, requiert souvent des capacités de calcul comme celles qu'offrent des ordinateurs d'une puissance convenable, dont on ne dispose pas dans bien des cas. C'est parfois le personnel expérimenté qui fait défaut. Il arrive aussi que ces machines ne puissent être utilisées en raison de problèmes récurrents, telles des pannes de courant. Il faut donc élaborer à la fois des modèles informatisés détaillés et des modèles simples. On utilisera le modèle informatisé dans la pratique courante et, en cas d'urgence, on se rabattra sur des techniques classiques, généralement plus simples.

Ayant choisi plusieurs modèles, il est souhaitable de les étalonner dans différentes conditions. Par exemple, on peut étalonner un modèle sur la base d'un réseau suffisamment étendu et, parallèlement, l'ajuster pour un réseau restreint, advenant une défaillance des observations et de la transmission en temps réel de certaines données. Il sera ainsi possible de faire fonctionner le modèle même dans des situations d'urgence où les données de toutes les stations ne sont pas disponibles. Dans ce cas, des jeux de paramètres différents doivent être adoptés en fonction des conditions.

7.3.2 Méthodes de prévision des crues

Les méthodes de prévision des crues peuvent être classées selon l'approche analytique ayant servi à mettre au point le modèle de prévision, comme suit:

- a) Méthodes basées sur une approche statistique;
- b) Méthodes basées sur un mécanisme de formation et de propagation des crues.

Il était courant autrefois d'utiliser des relations mathématiques établies grâce aux données historiques et aux analyses statistiques, par exemple les

relations d'échelle à échelle simples, les relations d'échelle à échelle enrichies de quelques paramètres et les relations entre les précipitations et les pointes de crue. Ces éléments, qui sont faciles à définir, constituent très souvent le point de départ de la mise en place d'un système de prévision des crues. L'utilisation de réseaux de neurones artificiels pour prévoir les débits de crue est une autre technique de modélisation qui se répand depuis quelques années.

De plus en plus de procédures de prévision s'appuient sur une description assez complète des processus hydrologiques et hydrauliques fondamentaux. Lorsqu'ils doivent prévoir les débits et les hauteurs le long de cours d'eau, les hydrologues utilisent souvent des modèles pluie-débit couplés à des modèles de propagation fluviale. Si les précipitations se font sous forme de neige, on applique des modèles de fonte nivale. La précision et la complexité des modèles varient, allant des simples modèles d'indice de paramètres antécédents aux modèles conceptuels à paramètres multiples ou aux modèles de processus. Grâce aux progrès de la télé-métrie et à l'élargissement des moyens de calcul, les modèles de prévision sont maintenant plus souples sur le plan de la fourniture d'information et de l'intégration en temps réel de nouvelles données et expériences.

Il existe une grande diversité à l'intérieur de ces catégories de base, en raison essentiellement de la manière dont sont paramétrés les processus hydrologiques. Les modèles simples reposent sur une relation statistique pluie-débit combinée à une équation de propagation, d'autres présentent un degré de complexité beaucoup plus élevé.

Les modèles hydrologiques sont globaux, semi-répartis ou répartis. Ils sont déclenchés par un événement ou continus; les premiers ne sont capables d'estimer qu'un événement singulier, par exemple la pointe de crue résultant d'une averse, les deuxièmes peuvent prévoir l'hydrogramme complet d'une crue sur un intervalle de temps spécifié. Les facteurs à prendre en considération lors du choix de modèles comprennent les éléments suivants:

- a) Les objectifs et exigences de la prévision;
- b) Le degré d'exactitude requis;
- c) Les données disponibles;
- d) Les moyens opérationnels en place;
- e) L'existence d'un personnel qualifié pour la mise au point et l'exploitation du modèle;
- f) La possibilité de mettre à niveau le modèle.

La compréhension et les performances des modèles ont considérablement progressé depuis vingt ans.

Néanmoins, les résultats obtenus varient selon les caractéristiques des bassins modélisés, la disponibilité des données servant à l'étalonnage, l'expérience des hydrologues opérationnels et leur compréhension du système. Il existe une multitude de modèles pouvant servir à prévoir les crues, tant dans le domaine public que dans le commerce. Il en est largement question dans le chapitre 6 du présent guide.

7.3.2.1 Méthode statistique

Le coefficient de corrélation mesure le degré de dépendance entre deux variables; cet outil mathématique se trouve au cœur de nombreuses analyses hydrologiques. La régression est une extension du concept de corrélation, qui fournit les équations permettant d'estimer la variable à laquelle on s'intéresse, par exemple les basses eaux saisonnières, à partir d'une ou de plusieurs variables observées de façon courante, tel le niveau maximal des nappes en hiver (voir Draper et Smith, 1966).

La formule qui donne le coefficient de corrélation r entre n paires de valeurs de x et de y est:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (7.1)$$

où
$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad \text{et} \quad \bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$$

L'absence de corrélation n'implique pas une absence de dépendance, car r n'évalue que la dépendance linéaire; en conséquence, une relation curvilinéaire étroite ne se traduit pas forcément par une valeur élevée de r . Inversement, l'existence d'une corrélation entre deux variables n'implique pas qu'elles sont liées par une relation de cause à effet. Un simple nuage de points des deux variables auxquelles on s'intéresse correspond à une corrélation graphique, ce qui est à la base de la méthode de prévision de la hauteur des pointes de crue (voir la vérification des prévisions à la section 7.3.4).

Lorsque x ou y ont la structure d'une série chronologique, en particulier s'il existe une tendance, il faut procéder à l'élimination de cette structure avant d'entreprendre les calculs de corrélation et interpréter avec précaution les résultats. Les techniques applicables aux séries chronologiques peuvent être employées (voir la section 7.5.3) lorsque les valeurs antérieures d'une variable, par exemple le débit, servent à prévoir la valeur que prendra la même variable à un moment donné.

Les équations de régression ont également de nombreuses applications en hydrologie. Elles ont la forme générale:

$$Y = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2 + b_3 X_3 + \dots \quad (7.2)$$

où X renvoie aux variables observées, Y est la valeur de la variable faisant l'objet de la prévision et b est le coefficient de régression estimé d'après les valeurs observées de Y et de X . Les variables X peuvent représenter les hauteurs ou les débits en amont, les précipitations, les conditions relatives au bassin, les températures ou les pluies au cours d'une saison. La variable Y peut être une hauteur d'eau maximale ou minimale. Le coefficient de corrélation multiple mesure le degré d'explication contenu dans la relation. Une autre mesure de l'ajustement, l'erreur standard d'estimation, se base sur l'écart type de la distance du jeu d'étalonnage à la courbe de régression. Tous les textes traitant de statistique générale exposent la théorie de ces méthodes.

Les combinaisons linéaires des variables explicatives ne sont pas toujours satisfaisantes, ce qui oblige à normaliser Y ou X . Une méthode efficace transforme Y en Y_T en utilisant les relations:

$$\begin{aligned} Y_T &= (Y^T - 1)/T & \text{si } T \neq 0 \\ Y_T &= \ln(Y) & \text{si } T = 0 \end{aligned} \quad (7.3)$$

qui englobent les transformations exponentielles, logarithmiques et harmoniques sur une échelle continue de T . On peut trouver une valeur convenable de T en procédant par approximations successives de manière à réduire l'asymétrie ou, graphiquement, à l'aide de diagrammes tels que celui de la figure II.7.4.

On peut aussi composer avec la non-linéarité en utilisant des polynômes, c'est-à-dire en introduisant par exemple X_i , X_i^2 ou X_i^3 . Les régressions non linéaires faisant appel à la minimisation de fonction sont un moyen simple d'ajuster les paramètres d'équations qui manquent fortement de linéarité. Le choix d'un sous-ensemble utile dans un large groupe de variables explicatives possibles demande beaucoup de jugement et, en particulier, un examen soigneux des résidus (différences entre les valeurs observées et les valeurs calculées ayant servi à l'ajustement). Les circonstances qui produisent des résidus importants indiquent souvent les ajustements à réaliser. Il convient de tirer parti des possibilités qu'offrent les ordinateurs et les affichages graphiques des résidus pour étudier diverses combinaisons. On évitera de se fier exclusivement aux procédures de recherche et de choix entièrement automatiques, telles que la sélection par

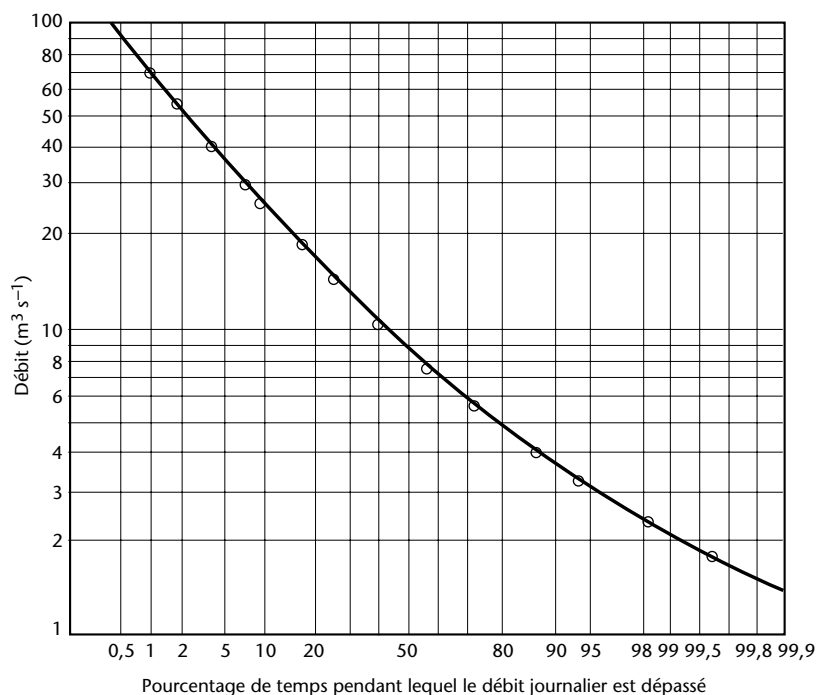


Figure II.7.4. Courbe des débits journaliers classés

étapes, par paliers, rétrospective et prospective ou la méthode des sous-ensembles optimaux.

Des exemples d'application des régressions aux problèmes de prévision sont donnés dans les sections 7.3.2.3 et 7.4.7.

7.3.2.2 Modèles basés sur l'indice d'humidité du sol

L'indice des précipitations antécédentes, décrit dans la section 6.3.2.2, a été le premier outil de prévision opérationnelle dans de nombreux pays. Cette méthode fournit un indice de l'humidité dans la couche supérieure du sol comme mesure de l'effet des précipitations qui surviennent avant le moment où s'effectue la prévision. Les indices les plus courants sont l'indice des précipitations antécédentes et la condition d'humidité antécédente. Les méthodes basées sur l'indice d'humidité ont deux caractéristiques principales du point de vue de leur application à la prévision hydrologique. La première est qu'elles conviennent mieux à l'analyse d'événements isolés qu'à une modélisation continue, parce que l'indice est recalculé quotidiennement. On doit donc souvent diviser un épisode pluvieux en événements successifs ou diviser un événement en épisodes pluvieux distincts pour les appliquer à la prévision. Ainsi, durant de longues périodes de précipitations entrecoupées de brefs intervalles de faible pluie ou d'absence de pluie, il peut être

difficile de décider si une ou plusieurs averses sont concernées.

La seconde caractéristique est que le volume de ruissellement calculé, quand on l'applique à un hydrogramme unitaire, ne peut fournir qu'un hydrogramme du ruissellement. Pour synthétiser l'hydrogramme de l'écoulement total, on doit estimer le débit de base par une autre méthode. L'application opérationnelle n'est possible que si le ruissellement est important et qu'une approche simple peut se justifier.

7.3.2.3 Méthodes simplifiées de prévision des niveaux d'eau

Il est très courant de vouloir connaître le niveau d'eau maximal, ou crête, associé à un événement. Une méthode pratique et éprouvée, pour les cours d'eau de taille moyenne, est d'établir une simple corrélation graphique avec un hydrogramme des niveaux en amont; on obtient ainsi une prévision qui présente un délai égal au temps de propagation de l'onde de crue. La figure II.7.5 illustre cette méthode.

Cette méthode de prévision est souvent réalisée «en chaîne», de sorte que la sortie d'une prévision amont serve d'entrée à une prévision aval. Un graphique de ce type peut souvent servir à prévoir les hydrogrammes, si l'on tient compte du temps de

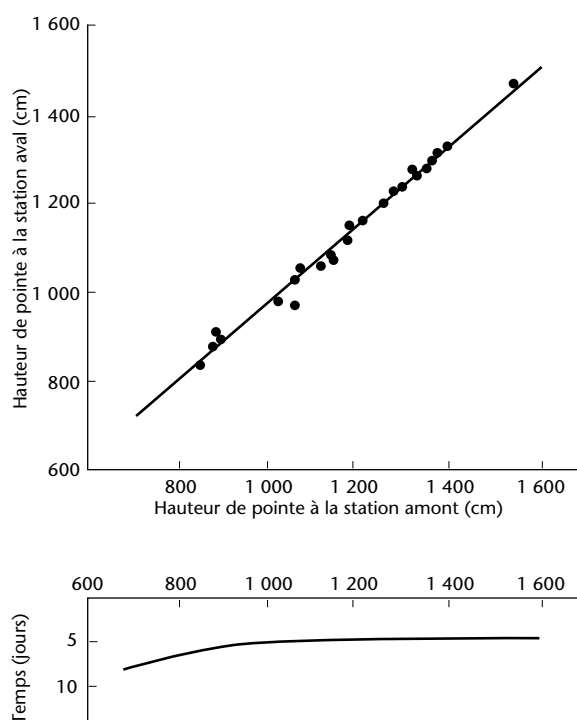


Figure II.7.5. Hauteur de pointe et temps de parcours dans le cas de la Volga

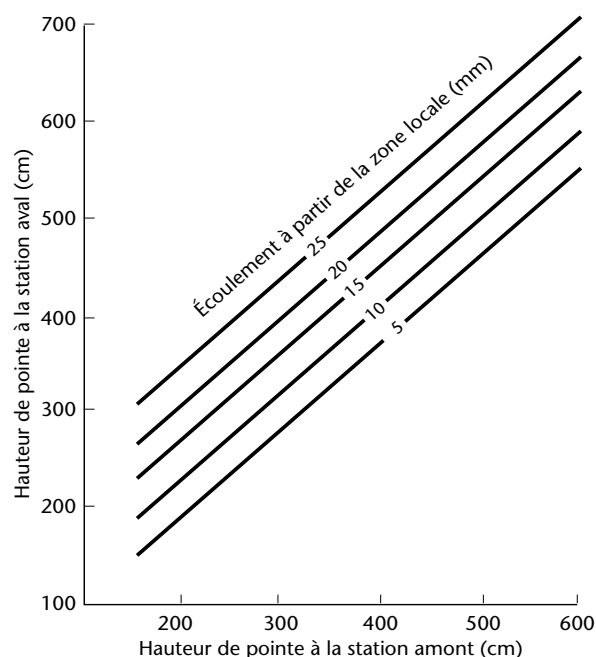
réponse variable pendant la phase ascendante et la phase descendante. La relation de corrélation ci-après est utile lorsque les relations simples entre stations (figure II.7.5) ne suffisent pas:

$$(h_2)_{t+\Delta t} = f((h_1)_t, I_{loc}) \quad (7.4)$$

où h_1 et h_2 représentent les niveaux maximaux aux stations amont et aval respectivement, I_{loc} est l'apport local entre les stations et Δt est le temps de réponse. La figure II.7.6 montre ce type de relation. Si l'on prend la somme des débits enregistrés dans deux ou plusieurs stations amont à des moments appropriés comme variable complexe au lieu des hauteurs d'eau à chacun des affluents, on réduira le nombre de variables dans la corrélation. Il est possible d'élaborer des variantes de cette méthode de base, en vue de l'adapter à des conditions différentes de temps de propagation et d'apport des affluents. Le recours aux régressions multiples (voir la section 7.3.2.1) permet de remplacer la méthode graphique par une méthode entièrement numérique. L'équation de régression peut prendre la forme suivante:

$$h_{max} = b_0 + b_1 Q_1 + b_2 Q_2 + \dots \quad (7.5)$$

où Q_1 , Q_2 , etc. sont les débits aux stations amont à un instant donné. D'autres variables explicatives, telles que la pluie et les conditions antérieures du



Note: Le temps moyen de parcours est de 24 heures.

Figure II.7.6. Relation de jaugeage type avec différentes valeurs d'apport local

bassin (section 7.3.2.2), peuvent compléter ou remplacer les débits.

7.3.2.4 Modèles conceptuels de l'écoulement

Il existe de nombreuses sortes de modèles, qui varient essentiellement par la façon dont sont conceptualisés les processus. Les modèles hydrologiques et/ou les méthodes de prévision utilisent les données de précipitation et de débit en temps réel et traduisent les conditions observées en conditions d'écoulement futures. Ces modèles ou méthodes diffèrent en complexité, exactitude et facilité d'utilisation. Les modèles hydrologiques simples consistent en tableaux, graphiques ou relations empiriques. Les systèmes de modélisation hydrologique plus complexes utilisent des données *in situ* et de télédétection ainsi que plusieurs modèles hydrologiques intégrés pour produire des prévisions d'une grande exactitude. Grâce aux récents progrès de l'informatique, il est possible d'exploiter des systèmes de modélisation complexes sur des ordinateurs personnels. En outre, ces systèmes sont plus faciles à utiliser et à maintenir en état que les précédents.

La science de la modélisation et les performances des modèles ont grandement progressé au cours des deux dernières décennies. Les performances varient selon les caractéristiques des bassins modélisés, la

disponibilité des données servant à l'étalonnage, l'expérience des hydrologues opérationnels et leur compréhension de la mécanique des modèles. Ce sont généralement les données qui limitent l'exactitude en exploitation. Cependant, les données SIG étant plus largement disponibles, les paramètres des modèles hydrologiques peuvent être estimés sans s'appuyer exclusivement sur les relevés historiques pour procéder à l'étalonnage.

La production en exploitation, grâce aux radars météorologiques, d'estimations des précipitations à haute résolution spatiale et temporelle, conjuguée à l'augmentation substantielle de la puissance des ordinateurs, a permis l'emploi de modèles hydrologiques répartis. Il en existe une multitude, du fait de la création de bases de données réparties sur les caractéristiques de la surface terrestre et des sols. Carpenter *et al.* (2001), Ogden *et al.* (2001), Beven (2002) et Smith *et al.* (2004a) ont fait le point sur la modélisation hydrologique répartie et sur son utilisation éventuelle en prévision opérationnelle.

Les incertitudes touchant l'apport pluviométrique et les erreurs dues à la structure et aux paramètres des modèles ont une incidence notable sur la prévision des crues éclair de faible échelle, ce qui a retardé le recours à la modélisation répartie en exploitation. Les modèles répartis devraient cependant fournir de nouvelles informations et indications concernant les conditions hydrologiques aux endroits pour lesquels on ne dispose pas de données d'observation. Aux États-Unis d'Amérique, le projet de comparaison de modèles répartis parrainé par l'Administration américaine pour les océans et l'atmosphère (NOAA) a été l'occasion d'examiner les possibilités d'application de modèles répartis utilisant des données opérationnelles de qualité et de mettre en lumière les problèmes posés par leur emploi (Smith *et al.*, 2004b). Lorsqu'on utilise des modèles répartis dans les régions sujettes aux crues éclair, il est recommandé de produire des prévisions probabilistes plutôt que déterministes, afin de tenir compte de l'incertitude des estimations de la pluie à petite échelle (voir Collier et Krzysztofowicz, 2000) et des erreurs des modèles. Cet aspect de la prévision probabiliste de l'écoulement est un champ de recherche actif en hydrologie (voir Carpenter et Georgakakos, 2004).

7.3.3 Techniques d'ajustement des modèles

La correction des prévisions repose le plus souvent sur les sorties des modèles et les mesures directes des variables. Il existe de nombreuses méthodes

d'ajustement. Si l'on effectue une observation du produit de prévision Y_i , il est alors possible de corriger les prévisions suivantes, connaissant l'erreur de prévision $e_i = Y_i - \hat{Y}_i$, où $\hat{Y}_i$ est l'estimation de la prévision. La plupart des corrections résultent d'un jugement subjectif du prévisionniste, mais différentes techniques mathématiques ont été mises au point pour formaliser le procédé. Les principes qui régissent cette approche formelle sont exposés ci-dessous.

La correction la plus simple consiste à soustraire l'erreur courante de la prévision suivante. En vue d'éviter les discontinuités, l'ajustement est en général réparti sur plusieurs pas de temps dans l'hydrogramme calculé. Un procédé plus complexe consiste à soumettre la série d'erreurs $e_1, e_2, \dots, e_i$ à une analyse de série chronologique pour en extraire de possibles tendances ou périodicités, lesquelles pourraient être extrapolées pour estimer la nouvelle erreur potentielle $\hat{e}_{i+1}$, qui peut servir à modifier la nouvelle prévision $\hat{Y}_{i+1}$.

Il y a deux grandes façons d'ajuster les modèles en temps réel:

- a) L'actualisation des paramètres: les estimations de certains, voire de tous les paramètres du modèle sont régulièrement corrigées sur la base des données d'entrée, telles que celles concernant la pluie et le débit. Ces données sont obtenues par la télémétrie classique ou par des systèmes modernes d'acquisition et de contrôle des données (Supervisory Control and Acquisition Data; SCADA);
- b) L'actualisation des états: les estimations des variables d'état du modèle, telles que le débit ou le niveau d'eau, sont régulièrement actualisées à partir des données d'entrée.

Ces opérations d'actualisation sont parfois menées de façon totalement intégrée au moyen d'un algorithme d'estimation des paramètres et des états, comme le filtre de Kalman étendu. Elles peuvent aussi être réalisées simultanément, mais par des algorithmes différents. Ces algorithmes sont dits récursifs, car ils traitent les données de façon récursive, les nouvelles estimations étant fonction des précédentes, augmentées d'une fonction de l'erreur estimée. C'est le cas des algorithmes récursifs des moindres carrés, largement utilisés en hydrologie opérationnelle (voir Cluckie et Han, 2000), et de l'algorithme récursif des variables instrumentales décrit par Young (1993).

Le filtre de Kalman et le filtre de Kalman étendu sont des techniques d'estimation récursive appliquées à la prévision hydrologique. De vastes connaissances

en mathématiques et en hydrologie sont requises pour que le modèle de prévision se présente sous une forme convenable pour l'analyse.

La forme générique de l'algorithme d'estimation récursive des paramètres se présente comme suit:

Processus d'innovations
(prévision un pas de temps en avance)



$$\hat{a}_t = \hat{a}_{t-1} + G_t \{y_t - \hat{y}_{t|t-1}\}; \hat{y}_{t|t-1} = f\{\hat{a}_{t-1}, \hat{y}_{t-1}\} \quad (7.6)$$

tandis que la forme générique de l'algorithme d'estimation d'états est:

Prévision: $\hat{x}_{t|t-1} = f\{\hat{x}_{t-1}, \hat{a}_{t-1}\}$

← Équation du modèle

Correction: $\hat{x}_t = \hat{x}_{t|t-1} + G_t \{y_t - \hat{y}_{t|t-1}\}$ (7.7)

← Processus d'innovations

où $y = g\{x_t\}$ est la donnée observée qui est liée aux variables d'état du modèle d'une manière définie et G_t est une matrice fonction du temps, souvent appelée gain du système, qui est également calculée de façon récursive et qui est fonction de l'incertitude entachant les estimations des paramètres ou des états. Un algorithme alliant ces deux opérations d'estimation récursive est souvent appelé algorithme d'assimilation des données (voir Young, 1993).

On peut recourir à une méthode plus conceptuelle pour corriger les sorties d'un modèle hydrologique, sans qu'il faille modifier la structure du modèle ou ses algorithmes. Dans ce cas, les données d'entrée et, par conséquent, les variables d'état sont ajustées de manière à reproduire plus fidèlement les débits actuels et antérieurs. Les valeurs ainsi corrigées servent à établir une prévision de l'hydrogramme.

La correction des prévisions n'est pas obligatoirement basée sur les sorties du modèle. Elle peut aussi se faire à partir des mesures des variables d'état, que l'on compare aux valeurs produites par le modèle. L'une de ces techniques utilise par exemple les observations de l'équivalent en eau de la couche de neige pour améliorer les prévisions d'apports saisonniers issues d'un modèle conceptuel. Il serait incorrect de substituer directement les mesures de terrain aux valeurs des variables d'état calculées car, dans la pratique, les simplifications apportées risquent de supprimer l'identité physique directe de ces variables.

7.3.4 Vérification des prévisions

Cette opération consiste à mettre en relation un ensemble de prévisions et un ensemble correspondant de valeurs observées. Pour être complet, un système de prévision doit comprendre des procédures de vérification relatives aux aspects administratifs, aux éléments scientifiques et aux besoins des utilisateurs.

De nombreuses statistiques peuvent être calculées pour apprécier la capacité de prévision. Le choix dépend du type de prévisions et des objectifs que doivent remplir la prévision et la vérification. L'utilité des indicateurs proposés pour déterminer précisément les capacités de prévision doit être étudiée préalablement à la mise en place d'un programme de vérification.

Un bon système de vérification comprend des prévisions archivées et une série d'observations qui serviront à la comparaison. Il est important, en outre, de disposer d'une prévision de référence qui facilitera l'interprétation des résultats de la vérification. Le choix de la prévision de référence dépendra du type de prévisions à vérifier et de la méthode employée pour établir les prévisions. La persistance est une valeur de référence intéressante dans le cas des prévisions déterministes à courte échéance (moins de deux jours).

Les distributions climatologiques (climatologie décalée) sont mieux adaptées aux prévisions à plus longue échéance et aux prévisions probabilistes. Si le procédé de prévision comporte plusieurs étapes, des données intermédiaires supplémentaires doivent également être archivées pour permettre la validation de chaque étape. Quand c'est possible, on archivera aussi les données d'entrée ayant servi à produire les prévisions, afin de pouvoir étudier a posteriori les corrections susceptibles d'être apportées au procédé. Les données archivées devraient comprendre les observations, les prévisions d'entrée (précipitations et température, par exemple) et les paramètres du modèle, y compris les courbes d'étalonnage. Le lecteur trouvera des informations plus détaillées dans l'excellent ouvrage de Joliffe et Stephenson (2003). L'OMM a lancé en 1995 l'Évaluation globale du fonctionnement des systèmes de prévision des crues (MOFSS), dans le but d'établir un cadre international pour la fourniture rapide d'informations ciblées sur la performance des systèmes de prévision des crues, basée sur le dépassement de niveaux d'alerte spécifiés dans les cours d'eau. L'objectif est d'identifier sans délai les insuffisances de l'infrastructure et des performances des systèmes de prévision, de telle sorte que des actions

puissent être prises pour y remédier avant la crue suivante.

7.4 **PRÉVISION DES CRUES ÉCLAIR** [SHOFM J04, J10, J15]

Une crue éclair est une montée rapide des eaux déclenchée par des précipitations intenses ou par la rupture d'un barrage. Dans le premier cas, un écoulement important survient dans les heures – généralement moins de six heures – qui suivent l'épisode pluvieux, le plus souvent dans les régions montagneuses ou dans les zones dont l'essentiel des surfaces sont imperméables, par exemple en milieu urbain. La plupart des crues éclair sont dues aux pluies, mais la rupture d'un barrage, qu'il soit naturel ou artificiel, relâche aussi en peu de temps d'importants volumes d'eau qui créent des inondations catastrophiques en aval. La rupture des embâcles ou des amoncellements de débris dans les cours d'eau en est un exemple.

7.4.1 **Programmes nationaux de prévision des crues éclair**

Compte tenu de la résolution spatio-temporelle requise, la prévision des crues éclair à l'échelon national était impossible lorsqu'on ne bénéficiait pas de la haute résolution que présentent les données numériques très étendues émanant des radars météorologiques et des plates-formes satellitaires ainsi que les données altimétriques numérisées. Depuis quelques années, la plupart des pays ont accès à ce genre d'information, et les capacités accrues des ordinateurs ont permis d'élaborer des programmes nationaux de prévision des crues éclair.

7.4.1.1 **Coopération entre les hydrologues et les météorologistes**

Étant donné qu'une crue éclair se forme en peu de temps, la prévision et l'alerte exigent la détection rapide et précise et la prévision à courte échéance des pluies et des débits et/ou des niveaux d'eau. Cette activité est donc hydrométéorologique par nature et bénéficie grandement d'une étroite collaboration entre les météorologistes et les hydrologues des centres de prévision nationaux et régionaux. De plus, le caractère local des crues éclair déclenchées par les pluies requiert des observations régionales et locales détaillées, afin de comprendre et de modéliser les fortes pluies, l'écoulement résultant et sa propagation dans les régions à risque, grâce à des bases de données présentant une haute résolution spatiale et temporelle.

7.4.1.2 **Coopération entre les services nationaux, régionaux et locaux**

Les organismes régionaux et locaux doivent être associés aux programmes nationaux de prévision des crues éclair si l'on veut garantir le bon fonctionnement du système. Le cadre physique régional et local influe grandement sur la genèse et le développement des crues éclair. Les conditions météorologiques et hydrologiques peuvent évoluer entre le moment où les données sont saisies au niveau national et le moment où les autorités régionales ou locales doivent prendre des mesures en fonction des prévisions émises. Les erreurs qui entachent les observations provenant des radars météorologiques et des satellites varient considérablement d'un endroit à l'autre. Enfin, les utilisateurs à l'échelon local (population, entreprises, services de gestion des ressources en eau, etc.) ont sans doute des besoins différents en matière d'alerte, auxquels ne répond pas toujours parfaitement le programme national de prévision des crues éclair. Quand c'est possible, la collaboration instaurée devrait inclure les centres de prévision régionaux, les services d'intervention locaux et les utilisateurs finals.

Certains utilisateurs doivent élaborer, à partir des prévisions nationales de crues éclair et des informations connexes fournies par les centres nationaux de prévision, des produits qui répondent précisément à leurs besoins au niveau local. Il peut s'agir de procédures visant à affiner les prévisions pour certains niveaux critiques de crue non inclus dans les produits nationaux ou de l'installation et de la gestion de réseaux locaux de pluviomètres automatiques et de radars destinés à des fins particulières, dans les zones où le réseau national de radars et de satellites ne fournit pas de données suffisamment fiables. En ce cas, le programme national de prévision des crues éclair donne des indications sur la façon de procéder.

7.4.1.3 **Coopération avec les utilisateurs finals**

En ce qui concerne les prévisions de crues éclair à haute résolution spatiale et temporelle, il est souhaitable d'établir, entre les prévisionnistes et les utilisateurs, une solide collaboration qui servira plusieurs objectifs, parmi lesquels: expliquer aux utilisateurs (bureaux régionaux du Service météorologique, services d'intervention locaux, population et autres) le sens des prévisions nationales de crues éclair, fournir des informations sur la validation des prévisions et sur les limites des systèmes nationaux en place, soutenir la prise de décision à l'échelon local, rédiger des directives sur les mesures à prendre

en cas d'alerte et recueillir l'avis des utilisateurs sur les performances du système opérationnel. À long terme, une telle collaboration améliorera l'efficacité, à l'échelon local, des produits de prévision nationaux des crues éclair.

Dans plusieurs pays, les prévisions de crues éclair sont diffusées par le biais de bulletins de veille et d'alerte. Si des conditions météorologiques propres à déclencher de fortes pluies sont observées ou prévues dans une zone, un avis de veille est diffusé par la radio et/ou la télévision afin d'informer les habitants du risque d'inondation. Lorsque la pluie génératrice de crue est signalée, l'avis de veille est suivi d'une alerte qui conseille aux habitants de prendre des précautions pour se protéger.

7.4.2 Systèmes locaux

Une grande variété de méthodes de prévision et d'alerte de crues éclair sont mises en place pour des sites jaugés spécifiques. Elles vont des procédures autonomes s'appuyant sur des réseaux locaux de stations de jaugeage automatisées aux procédures plus complexes englobant la prévision à courte échéance des pluies et des débits dans une zone donnée. Toutes visent à alerter sans délai la population, les entreprises de services publics et diverses organisations régionales ou locales, afin qu'elles puissent réagir immédiatement. Quelques méthodes de ce type sont présentées ci-après.

7.4.2.1 Programmes de prévision autonomes

Les systèmes autonomes d'avis de crue éclair sont mis en œuvre par les autorités locales afin de réduire les délais de collecte des données et de diffusion des prévisions. Un responsable local qualifié prépare les alertes de crue éclair à l'aide de procédures préétablies ou de modèles mis au point par les autorités compétentes. Les procédures sont suivies lorsque les données en temps réel et/ou les prévisions de précipitation indiquent qu'une crue pourrait se former. Les équations de régression multiple constituent un moyen simple de prévoir les crues éclair, qui peut se résumer à un tableau d'annonce de crue. Cette méthode convient dans diverses conditions de pluie, d'humidité du sol et de température génératrices de crues.

L'expansion de l'informatique conduit à automatiser une bonne partie de la collecte et du traitement des données nécessaires à la production d'alertes de crues éclair. Les données sur la pluie et les niveaux d'eau sont relevées automatiquement puis transmises à l'ordinateur, qui surveille la collecte

des données, calcule les risques de crue ou établit une prévision et peut même déclencher une alarme. Le point crucial, dans un système autonome, est la participation active de la collectivité à la planification et la gestion du système.

7.4.2.2 Systèmes d'alarme

Un système d'alarme de crue éclair est une version automatisée du programme de prévision autonome. Un capteur de niveau, installé en amont de la zone couverte par la prévision, est relié par téléphone ou par radio à un point de réception, tel qu'une caserne de pompiers ou un poste de police, disposant de personnel 24 heures sur 24. À ce point de réception se trouve un dispositif d'alarme sonore et visuelle relié à une alarme extérieure. Le dispositif se déclenche dès que le capteur détecte un niveau d'eau atteignant une hauteur critique préétablie.

7.4.2.3 Systèmes hydrométéorologiques intégrés

Ces systèmes à la fine pointe de la technologie sont généralement mis en place par les entreprises de service public et divers organismes régionaux ou locaux possédant leurs propres services hydrométéorologiques. En règle générale, ils fournissent les meilleures prévisions de crues éclair pour des sites précis et exploitent des modèles hydrométéorologiques intégrés, qu'ils soient conceptuels ou basés sur les processus (voir Georgakakos, 2002). Parmi leurs composantes figurent un interpolateur régional des informations opérationnelles issues de la prévision numérique du temps à l'échelle d'analyse (au plus 100 km²), un modèle rendant compte de l'eau dans le sol et un modèle de propagation dans les chenaux. Pour tenir compte des incertitudes de la prévision numérique du temps en temps réel et de la configuration des capteurs, des estimateurs d'état ou des assimilateurs fournissent en retour des informations aux modèles à partir des observations en temps réel. Diverses versions du filtre de Kalman étendu et de filtres non linéaires font partie de tels systèmes.

Le système de prévision des crues éclair du bassin versant du canal de Panama exploite un système hydrométéorologique intégré. On trouvera de plus amples informations à ce sujet dans Georgakakos et Sperflage (2004). Les 3 300 km² occupés par le bassin du canal sont divisés en 11 sous-bassins, selon la topographie, les stations de jaugeage présentes, l'emplacement des réservoirs et l'hydrométéorologie locale (voir la figure II.7.7). Des prévisions à échéance d'une à six heures sont nécessaires pour protéger les équipements et éviter que les opérations ne soient

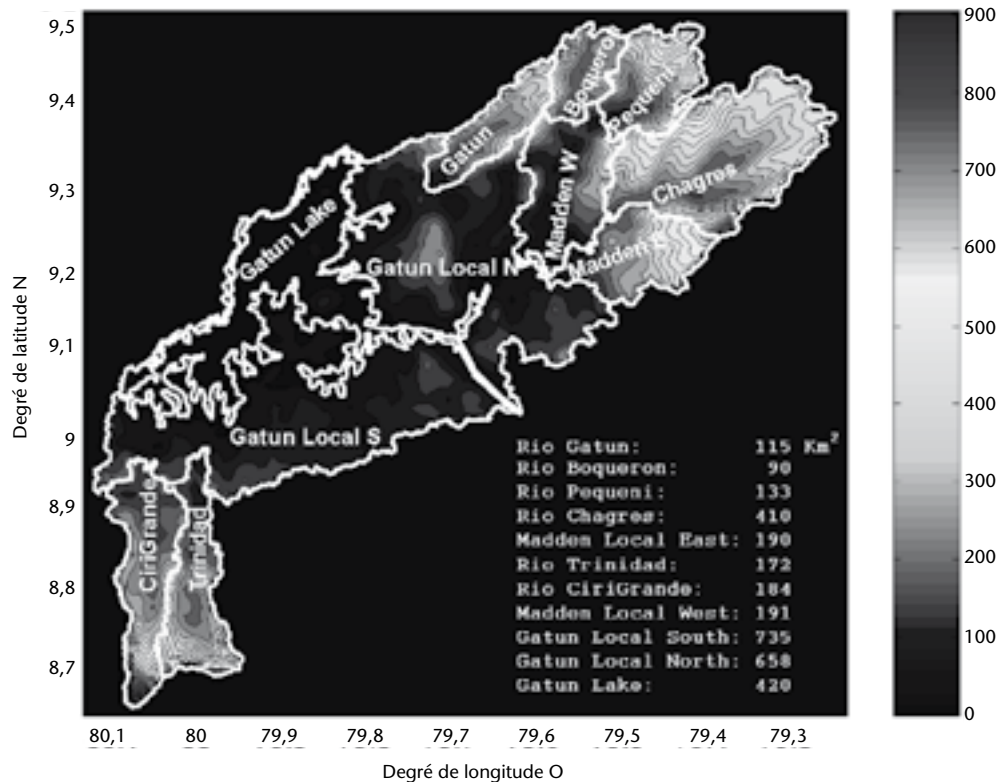


Figure II.7.7. Vue du bassin versant du canal de Panama, indiquant l'altitude (modèle numérique de terrain d'une résolution de 1 km) et les sous bassins (Georgakakos et Sperflage (2004))

perturbées. Le fonctionnement du système est assuré par un météorologiste et un hydrologue qui interprètent les prévisions de pluie et de débit.

La région compte un radar météorologique de 10 cm de longueur d'onde et plus de 35 pluviomètres automatiques du type ALERT. La grille de calcul du modèle opérationnel de prévision numérique du temps ETA, exploité par le Service météorologique national des États-Unis d'Amérique, couvre la région avec une résolution de 80 km et fournit deux fois par jour des prévisions à grande échelle de l'état de l'atmosphère, avec une résolution de six heures et un délai maximal de plusieurs jours.

La composante de prévision des pluies utilise l'information du modèle ETA (résolution de 80 km), les résultats de sondages en altitude et les données météorologiques en surface. Le modèle de précipitations fournit des prévisions pluviométriques à l'échelle des sous-bassins, lesquelles sont comparées aux estimations combinées des niveaux par radar afin de déterminer l'erreur de prévision. Les prévisions de pluie sont introduites dans le modèle de l'eau dans le sol de chaque sous-bassin, qui établit l'écoulement et alimente le modèle de propagation dans les chenaux. Un estimateur d'état distinct

permet d'actualiser les états du modèle de l'eau dans le sol à partir des observations du débit en temps réel.

Un aspect important des systèmes hydrométéorologiques locaux est la validation des prévisions relatives aux crues éclair majeures. Cette tâche procure aux prévisionnistes des informations utiles pour interpréter les prévisions du système et traduire ces dernières en avis de veille et d'alerte. On peut utiliser les mesures de performance classiques par la méthode des moindres carrés, telles que la moyenne résiduelle, la variance résiduelle, l'erreur quadratique moyenne et le coefficient d'efficacité, conjointement avec d'autres mesures de performance élaborées de concert avec les utilisateurs, par exemple l'erreur sur le volume d'eau prévu pendant une période donnée ou l'heure et l'ampleur du débit de pointe. La figure II.7.8 montre un panneau d'avertissement de crue éclair.

7.4.3

Prévision des crues éclair sur de vastes étendues

Les centres nationaux peuvent aujourd'hui produire des prévisions opérationnelles sur de vastes zones aux échelles des crues éclair grâce à la mesure régulière des précipitations avec une haute résolution



Figure II.7.8. Panneau d'avertissement de crue éclair

spatio-temporelle et à l'existence de bases de données spatiales à haute résolution sur le sol et le sous-sol. On peut distinguer deux grandes façons d'établir des prévisions de crues éclair sur de vastes étendues avec une haute résolution: a) les méthodes qui utilisent le concept d'indications relatives aux crues éclair et b) les méthodes qui reposent sur des modèles hydrologiques répartis dans l'espace. Quelle que soit la méthode retenue, on aura besoin d'observations et de prévisions pluviométriques présentant une haute résolution spatio-temporelle.

Seuls des réseaux pluviométriques denses permettent d'obtenir les estimations des précipitations aux échelles requises pour prévoir les crues éclair. Si la prévision se fait au niveau national sur de vastes étendues et avec une haute résolution, l'estimation des pluies à des échelles aussi réduites exige de compléter les données des pluviomètres automatiques par les données de radars météorologiques régionaux et/ou de capteurs satellitaires. Divers capteurs déterminent différentes caractéristiques des précipitations, et l'on calcule souvent, comme meilleure estimation, un produit composite combinant toutes les données disponibles. Il est souvent opportun de mesurer l'incertitude des estimations pluviométriques, car les erreurs de mesure varient d'un capteur à l'autre et d'une région à l'autre.

De nombreuses études traitent de l'estimation quantitative des précipitations obtenue en fusionnant des données de pluviomètres et de radars météorologiques. Citons à cet égard les travaux pionniers de Collinge et Kirby (1987) au Royaume-Uni et les analyses plus récentes conduites aux États-Unis d'Amérique par Fulton *et al.* (1998) ou Seo et Breidenbach (2002). Dans ces études, la variabilité spatiale du champ pluviométrique à l'échelle d'occurrence des crues éclair est principalement tirée des données transmises par les radars météorologiques; les pluviomètres automatiques servent à corriger divers biais, liés à la moyenne du champ ou dépendants de la portée, des estimations des radars météorologiques, en utilisant diverses procédures décrites notamment par Cluckie et Collier (1991), Braga et Massambani (1997) et Tachikawa *et al.* (2003).

Les données satellite sur les précipitations sont souvent étalonnées avec les données de radars météorologiques situés dans des régions hydroclimatiques similaires et/ou avec des réseaux locaux ou régionaux peu denses de pluviomètres automatiques. La combinaison des produits de satellites à orbite polaire et à orbite géostationnaire fait également l'objet de recherches (voir Bellerby *et al.*, 2001).

7.4.4 Indications relatives aux crues éclair

Ce concept est utilisé depuis le milieu des années 1970 aux États-Unis d'Amérique en rapport avec les prévisions de crues éclair sur de vastes étendues (Mogil *et al.*, 1978). Il s'agit du volume de précipitations d'une durée donnée, une à six heures par exemple, qui se déverse sur un petit bassin versant et qui suffit à provoquer une inondation mineure à l'exutoire du bassin. L'estimation de ce volume, fréquemment mise à jour, sert à évaluer la probabilité d'inondation par comparaison avec les volumes de pluie, observés ou prévus, de même durée sur le même bassin.

La détermination des indications relatives aux crues éclair dans un cadre opérationnel exige la mise au point des éléments suivants:

- Méthodes d'estimation hors ligne des seuils d'écoulement, en volume, de durée variable;
- Modèle de calcul de l'humidité du sol permettant d'établir les courbes de seuil d'écoulement par rapport aux indications relatives aux crues éclair pour différentes estimations du déficit en eau du sol (Sweeney, 1992).

Dans les premières applications des indications relatives aux crues éclair, on s'appuyait sur des relations statistiques pour estimer les seuils d'écoulement à partir de diverses données locales et régionales, topographiques ou climatiques par exemple. En utilisant des bases de données numériques spatiales des propriétés du sol en surface (relief, hydrographie, mode d'utilisation et couverture des sols) ainsi qu'un SIG, Carpenter *et al.* (1999) placent le problème sur un plan physique et définissent différentes façons d'estimer, avec une haute résolution et de manière objective, les seuils d'écoulement à l'échelle nationale. Pour un petit bassin donné, la relation fondamentale du seuil d'écoulement est la suivante:

$$Q_{crue} = Q_p(R, t_r) \quad (7.8)$$

où Q_{crue} est le débit qu'on estime susceptible de causer une inondation mineure à l'exutoire du bassin et Q_p est le débit de pointe du ruissellement sur le bassin provoqué par le volume de pluie efficace R , le seuil d'écoulement, d'une durée t_r . La valeur de Q_{crue} peut être estimée par le débit présentant une période de retour donnée, par exemple deux ou quatre ans, ou par des formules hydrauliques pour un écoulement uniforme et permanent à pleins bords dans les cours d'eau et à l'exutoire du bassin. L'estimation de Q_p à partir de R et de t_r peut reposer sur un hydrogramme unitaire synthétique ou géomorphologique. L'utilisation du débit à pleins bords et de l'hydrogramme

unitaire géomorphologique se fait sans étalonnage et fournit des estimations prudentes du seuil d'écoulement en ce qui a trait aux dommages éventuels.

Il est nécessaire de connaître les propriétés des sections transversales des chenaux à l'exutoire du bassin pour estimer l'écoulement à pleins bords et le débit de pointe de l'hydrogramme unitaire géomorphologique. Ces estimations sont généralement obtenues à partir de régressions régionales des propriétés des sections transversales, à savoir la largeur à pleins bords ou la profondeur hydraulique qui utilise comme prédicteurs les propriétés du bassin (superficie, longueur des cours d'eau et pente moyenne des cours d'eau) estimées par SIG. Ces régressions sont basées sur les données obtenues par des relevés des cours d'eau de la région étudiée; elles permettent d'estimer les paramètres des sections transversales des chenaux dans tous les petits bassins de la région.

La résolution des données altimétriques numériques limite la taille minimale des bassins pour lesquels une analyse du seuil d'écoulement est possible. Si la résolution est de 90 m, par exemple, les propriétés du bassin telles que la surface et l'emplacement, la longueur et la pente des cours d'eau seront connues avec des erreurs relatives de ± 10 à 25 % pour les bassins de plus de 5 km². Pour ces bassins, et jusqu'à un maximum de 50 km², les erreurs d'estimation des seuils d'écoulement basées sur l'analyse SIG des données altimétriques numériques peuvent atteindre ± 30 % des valeurs estimées sur les sites pour lesquels on possède des données hydrométéorologiques complètes.

Le seuil d'écoulement est le volume de pluie efficace d'une durée donnée qui se déverse sur un petit bassin et qui suffit à provoquer une inondation mineure à l'exutoire du chenal de drainage. Une fois obtenues les estimations de cette valeur pour les régions étudiées ou pour le pays entier, on les combine avec les estimations en temps réel du déficit en eau du sol pour déterminer les seuils d'écoulement. Un aperçu de la procédure est donné ci-après (voir Georgakakos, 2004).

D'ordinaire, les Services nationaux de prévision font tourner en exploitation un modèle hydrologique pour les bassins dont la superficie est de l'ordre de 1 000 km², afin d'estimer et de prévoir l'écoulement à différents horizons temporels. Lorsque ces opérations sont achevées, on met en mémoire les estimations des indices relatifs à l'eau dans le sol qui valent au moment où sont préparées les prévisions. Pour faciliter le calcul des crues éclair

d'après ces conditions initiales, le modèle hydrologique est exécuté hors ligne selon un scénario de «simulation d'hypothèse», avec des volumes croissants de pluie d'une durée donnée. On utilise pour cela les mêmes estimations initiales de l'eau dans le sol que celles produites par le modèle au cours d'une exécution normale. Le volume de ruissellement fourni par ces différents passages est rapporté au volume de pluie nécessaire d'une durée donnée. Ce graphique est interprété comme la relation entre le seuil d'écoulement (pluie efficace ou volume de ruissellement) et l'indication relative aux crues éclair (volume de pluie réel). En le combinant avec la valeur estimée du seuil d'écoulement dans le bassin, on obtient le volume requis pour l'indication relative aux crues éclair, tous deux de même durée.

Les estimations du volume de pluie le plus récent déversé sur le bassin, de durée égale à la durée de l'indication relative aux crues éclair, permettent de déterminer si le phénomène est imminent dans un bassin particulier. La possibilité que se forme une crue éclair apparaît lorsque le volume de pluie observé est supérieur à l'estimation de l'indication. Il est possible, en suivant cette procédure, de dresser des cartes de vastes zones montrant les bassins où le potentiel de crue éclair est élevé, aux échelles régionales et nationales. On peut établir des cartes similaires qui montrent le potentiel futur de crue éclair, en utilisant non plus les observations mais les prévisions du volume de pluie d'une durée donnée sur un bassin versant. Le Service météorologique national des États-Unis d'Amérique utilise en exploitation, à l'échelon national, les indications relatives aux crues éclair pour prévoir les phénomènes sur de vastes étendues. Une application régionale existe pour les pays d'Amérique centrale. Des programmes nationaux de collecte de données sur l'occurrence des crues éclair, destinées à valider les prévisions fondées sur les indications de crues éclair, constituent un complément indispensable des programmes de prévision opérationnelle.

7.4.5 **Prévision des crues éclair provoquées par la rupture d'un barrage**

La rupture d'un barrage provoque une crue éclair catastrophique, et l'eau qui s'engouffre dans la brèche inonde la vallée en aval. Les méthodes servant à prévoir ce type de crues sont décrites à la section 6.3.5.4.

Ces dernières années, la généralisation des données SIG et des données altimétriques numériques à haute résolution a permis d'établir des cartes de

risque pour les zones situées en aval de barrages. Couplées aux informations sur le temps de propagation de l'onde de crue, ces cartes aident les responsables des secteurs menacés à élaborer des plans d'évacuation d'urgence.

7.4.6 Ondes de tempête dans les cours d'eau

Les marées de tempête, produites en pleine mer par l'action conjuguée du vent et de la pression atmosphérique, peuvent provoquer des ondes de gravité qui remontent dans les terres. Pour déterminer l'élévation des eaux à l'embouchure d'un fleuve, dont on simulera ensuite la propagation vers l'amont par une méthode dynamique appropriée, on fait appel à des méthodes permettant de prévoir la formation et la propagation de la marée de tempête en pleine mer, tel le modèle SPLASH du Service météorologique national des États-Unis d'Amérique (Jelesnianski, 1974), puis sa propagation dans les baies (voir Overland, 1975). Comme la remontée s'effectue dans le sens opposé à l'écoulement normal vers l'aval, il est préférable de simuler la propagation de l'onde de tempête vers l'amont par des techniques de propagation dynamique (voir la section 6.3.5). Les méthodes de propagation hydrologiques ou cinématiques ne sauraient convenir à la prévision des déplacements d'une onde vers l'amont. En outre, les composantes d'inertie de l'onde de gravité, qui sont négligées dans les méthodes de propagation hydrologiques de diffusion, sont trop importantes pour ne pas être prises en considération dans le cas d'une marée de tempête. L'Organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture a publié plusieurs articles sur le sujet (1991). Des applications récentes recourent aux SIG afin d'établir des cartes de risque dans les régions qui sont sujettes aux inondations du fait de la combinaison de marées de tempête et d'ondes de crue (voir les publications du programme de l'OMM concernant les cyclones tropicaux).

7.4.7 Inondations en zone urbaine

L'urbanisation soutenue des plaines d'inondation naturelles n'est pas étrangère à la forte augmentation des pertes en vies humaines et des dommages matériels. Il est urgent d'améliorer la gestion des eaux en zone urbaine, vu les changements démographiques et sociaux qui surviennent rapidement, la hausse du prix des terrains et les préoccupations environnementales soulevées par la pollution des eaux et le changement climatique, lequel risque de se traduire par une variabilité accrue et une augmentation des phénomènes extrêmes (Pielke et Downton, 2000; Dabberdt *et al.*, 2000).

Il existe deux types d'inondations urbaines. Une agglomération peut être inondée lorsque les cours d'eau sortent de leur lit; on parle alors d'inondation fluviale et on anticipe les zones touchées en se basant sur les prévisions du niveau dans les rivières en cause. Une inondation urbaine peut aussi être due à un problème de drainage local et provoquer une forme particulière de crue éclair.

Énormément de textes ont été publiés sur l'hydrologie et la gestion des eaux en zone urbaine, par exemple les articles de synthèse d'Urbonas et Roesner (1993), de Kovar et Nachtnebel (1996) et de Dabberdt *et al.* (2000). L'hydrologie urbaine se caractérise par la présence de vastes zones imperméables ou quasi imperméables et la coexistence de systèmes de drainage naturels et artificiels (égouts, digues, pompes, bassins de rétention, etc.). En conséquence, le ruissellement produit par les pluies est très variable et non homogène et l'écoulement des eaux et des polluants est accéléré vers les pointes supérieures des hydrogrammes à l'exutoire. La grande variabilité spatio-temporelle des précipitations se traduit par une grande variabilité spatio-temporelle de l'écoulement, puisque les bassins urbains n'atténuent pas ces fluctuations de manière sensible. Le drainage artificiel et l'amélioration du drainage naturel produisent des débits de pointe plus précoces et plus intenses. En ce qui concerne les impacts, la prévision et la maîtrise sont difficiles quand les événements présentent une période de retour de 5 à 100 ans, tandis que les problèmes de qualité de l'eau peuvent être aigus dans le cas d'averses dont la période de retour est inférieure à deux ans seulement.

Étant donné la manière dont les bassins urbains répondent au forçage dû à la pluie et à la pollution, la résolution spatiale et temporelle des données, des modèles et des contrôles doit être extrêmement fine sur de vastes zones pour garantir une bonne gestion des ressources en eau (Dabberdt *et al.*, 2000). Les données altimétriques numériques et les données de modèles hydrologiques répartis et de radars météorologiques, combinées aux données de pluviomètres automatiques *in situ* et de SIG, pourront donc être utilisées pour mettre au point des systèmes de prévision et de gestion de l'écoulement en milieu urbain (Cluckie et Collier, 1991; Braga et Massambani, 1997; Georgakakos et Krajewski, 2000; Kovar et Nachtnebel, 1996; Riccardi *et al.*, 1997). Lorsqu'une urbanisation rapide survient dans un secteur montagneux soumis à des régimes météorologiques de convection (Kuo, 1993), il est particulièrement nécessaire de mettre sur pied des systèmes de gestion des ressources en eau à très haute résolution sur de vastes étendues.

7.4.8 Inondation due au drainage local

Dans le cas d'un problème de drainage, une pluie intense se déversant sur une agglomération peut causer l'inondation soudaine des passages inférieurs, des dépressions sur les autoroutes ou des rues et propriétés situées dans les secteurs de basse altitude ou les zones correspondant au lit d'anciens cours d'eau. De telles situations découlent essentiellement de l'insuffisance des ouvrages d'évacuation; elles sont presque toujours aggravées par la présence de détritiques qui obstruent l'entrée des tuyaux et des canalisations ou l'exutoire des bassins de rétention. Des mécanismes d'alerte semblables à ceux employés pour les crues éclair peuvent être mis en place. Ce sont en général des systèmes automatiques d'alerte locale de crue éclair ou des systèmes d'alerte généralisée qui reposent sur les indications relatives aux crues éclair à l'échelon national. Il est également possible de se centrer sur les estimations des indications relatives aux crues éclair dans la zone urbaine, en considérant les données numériques à très haute résolution sur le relief, le réseau de drainage (naturel et artificiel) et les ouvrages hydrauliques présents.

Si les chaussées risquent d'être submergées, les automobilistes peuvent être alertés au moyen de feux déclenchés de la même manière que les systèmes d'alerte de crue éclair. Les inondations urbaines perturbent en général le fonctionnement des réseaux d'égouts, même lorsque les eaux pluviales et les eaux usées sont évacuées dans des réseaux distincts. La prévision de l'écoulement peut aider à traiter les eaux d'égout et à gérer les eaux de crue polluées dans les systèmes combinés. À l'opposé se pose le problème du taux élevé de pollution qui accompagne le ruissellement urbain. Comme ce dernier atteint finalement les cours d'eau naturels, il diminue la qualité de l'eau consommée en aval. La prévision de la charge polluante s'appuie sur la prévision de l'écoulement des eaux de crue en milieu urbain.

7.5 PRÉVISION À LONGUE ÉCHÉANCE

7.5.1 Prévision de l'approvisionnement en eau

Les prévisions de l'approvisionnement en eau sont indispensables au bon fonctionnement des systèmes d'alimentation destinés aux usages domestiques et industriels, à l'irrigation et à la production d'électricité. Elles se présentent généralement sous la forme de volumes d'écoulement sur une période donnée, par exemple l'année, la saison ou le mois. La durée

dépend de la nature de la demande et du volume de stockage disponible dans le système. L'horizon temporel de la prévision de l'approvisionnement en eau étant plus lointain que celui de la prévision des conditions météorologiques, les erreurs sont inévitables en raison des événements climatiques qui surviendront durant la période de prévision. Il est donc recommandé d'émettre plusieurs valeurs assorties d'une probabilité de dépassement (voir la section 7.3.4).

Le choix de la méthode de prévision est dicté par les caractéristiques du bassin versant, les données disponibles et les besoins des utilisateurs. Il existe trois grandes catégories de techniques:

- a) Les prévisions de la fonte nivale;
- b) Les modèles conceptuels;
- c) Les analyses de séries chronologiques.

Les méthodes de fonte nivale concernent les bassins dans lesquels les écoulements dus à la fonte de la neige déterminent en grande partie les régimes. Elles sont exposées dans la section 7.6. En principe, les mesures de l'équivalent en eau de la neige et des pertes dans le bassin peuvent être rapprochées empiriquement de l'écoulement saisonnier total, par des techniques de régression. On a obtenu de bons résultats, par exemple, en mettant en relation les mesures satellitaires de la couverture de neige avec les débits de l'Indus, alors que les données au sol classiques sont très rares dans ce bassin. Les méthodes de fonte nivale conviennent avant tout à la prévision du volume de l'écoulement total, mais n'en donnent pas la répartition temporelle.

Il est possible de prévoir l'approvisionnement en eau en effectuant des passages répétés de modèles conceptuels avec un certain nombre de séries de données climatologiques historiques. Les sorties donnent une gamme de valeurs prévues auxquelles on peut assigner des probabilités de dépassement. Les modèles choisis pour prévoir l'approvisionnement en eau doivent être réglés de manière à minimiser les écarts entre les volumes d'écoulement observés et simulés. Comme les variations à court terme n'ont que peu d'importance, un modèle à structure simple peut donner des résultats satisfaisants.

Les méthodes basées sur les séries chronologiques s'avèrent utiles pour prévoir l'approvisionnement en eau lorsque le débit constitue un bon indice de l'état du bassin. Les relations de prévision sont en général très simples à appliquer. Les modèles de régression, dans lesquels l'écoulement saisonnier est anticipé à partir des valeurs antérieures de variables hydrologiques et climatologiques, peuvent

être considérés comme un cas particulier de l'analyse des séries chronologiques.

Les prévisions à longue échéance, en particulier celles de l'écoulement saisonnier, sont souvent exprimées en termes probabilistes: une distribution statistique des volumes d'écoulement possibles dépend des pluies qui se déverseront après la date d'établissement de la prévision. Le temps qu'il fera entre le moment où est préparée la prévision et le moment où débute la période visée est une source d'incertitude. Par exemple, si une prévision basée sur les régressions prend la forme:

$$Q_{été} = b_0 + b_1 R_{automne} + b_2 R_{hiver} + b_3 R_{printemps} + b_4 R_{été} \quad (7.9)$$

une prévision probabiliste, moins informative, peut être émise après réception des seules données pluviométriques de l'automne et de l'hiver précédents. La composante probabiliste doit tenir compte de la distribution des pluies de printemps et d'été qui pourraient advenir.

Sauf dans le cas d'un modèle de prévision très simple, il est presque certain qu'il faudra simuler les valeurs possibles de $Q_{été}$ soit par un échantillonnage répété dans les distributions des variables $R_{printemps}$ et $R_{été}$ soit en appliquant de manière répétée le modèle aux relevés historiques de $R_{printemps}$ et $R_{été}$. Si l'on opte pour l'échantillonnage, il convient de tenir compte des corrélations qui pourraient exister entre les variables dites indépendantes. Si on choisit la méthode historique, il est souhaitable de disposer d'au moins 30 années de relevés pour obtenir une gamme de combinaisons représentative. L'application de cette méthode n'est pas réservée aux modèles de régression. N'importe quel modèle de prévision hydrologique peut être perturbé rétrospectivement par des données réelles ou synthétiques afin d'établir une distribution de sorties possibles. On obtient une description plus réaliste de la distribution des valeurs réelles si un terme d'interférence est introduit dans le modèle. Cela peut être fait en ajoutant à chaque valeur prévue un nombre aléatoire dont l'écart type est égal à l'erreur type des estimations fournies par le modèle. On trouvera une analyse détaillée de cette question dans le Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 20 de l'OMM, intitulé *Long-range Water-supply Forecasting* (WMO-No. 587).

7.5.2 Prévision du tarissement

De nombreuses régions du monde sont exposées à de longues périodes sans précipitations, en

particulier là où règnent des climats continentaux ou des climats tropicaux ou subtropicaux très saisonniers. Ces épisodes ont des répercussions sur l'agriculture, qui doit s'y adapter par des pratiques culturales appropriées, le choix judicieux des espèces cultivées ou l'irrigation. La sécheresse s'installe lorsque la période exempte de pluie excède la durée normale, ce qui affecte les plantes et épuise les ressources en eau. D'un point de vue pratique, il est donc important de prévoir la sécheresse ou d'anticiper sa durée.

Il n'existe pas de définition simple ou unique de la sécheresse, car sa nature dépend du climat ainsi que des effets de la sécheresse sur l'approvisionnement en eau, l'irrigation, l'élevage, etc. L'intensité de la sécheresse, qui est fonction de la durée et de la température, présente un intérêt particulier là où le phénomène survient régulièrement. Une sécheresse extrême peut résulter d'un début précoce de la saison sèche normale, du retour tardif des conditions humides ou d'une combinaison des deux. On peut définir simplement la durée d'une sécheresse comme suit:

- La sécheresse commence après une période de 14 jours sans pluie;
- La sécheresse s'achève après une période de 20 jours durant lesquels 11 jours pluvieux au moins ont été enregistrés;
- Outre sa durée, l'intensité de la sécheresse peut être caractérisée par les températures cumulées, c'est-à-dire en degrés-jours.

L'indice de sécheresse de Palmer (Palmer, 1965) est largement employé aux États-Unis d'Amérique pour définir les conditions de sécheresse. La méthode repose sur les mesures actuelles et récentes de la température et des précipitations, qui sont mathématiquement reliées par les valeurs moyennes locales pour donner un indice compris entre -4 (très sec) et +4 (très humide). Cet indice se prête bien à la cartographie et à l'affichage SIG; il est régulièrement diffusé sur le site Web du Centre d'information sur la sécheresse de l'Administration américaine pour les océans et l'atmosphère (www.drought.gov).

Le comportement caractéristique d'un cours d'eau, et d'un bassin, en période de sécheresse peut être représenté par une courbe des débits classés et une courbe de tarissement. Une courbe des débits classés étant indubitablement une relation de probabilité sur l'ensemble du relevé historique, il est possible d'attribuer une probabilité à un débit, et donc d'extrapoler vers des débits extrêmes. On établit une courbe des débits classés en représentant la relation entre les écoulements à un intervalle de temps

donné, par exemple 1, 5 ou 10 jours; la longueur de l'intervalle dépend de la durée totale de la saison sèche et de la taille du bassin. Si on porte sur un graphique Q à t_0 et t_5 tout au long de la période où le débit décroît, on obtient une courbe de la forme suivante:

$$Q(t) = Q_0 e^{-C(t-t_0)} \quad (7.10)$$

La combinaison visuelle des courbes de tarissement pour des années successives donne une relation complète. Cela permet d'évaluer la situation présente du point de vue du tarissement global du bassin et d'estimer la durée et l'intensité possibles des conditions futures, un ou deux mois plus tard par exemple.

Les prévisions météorologiques peuvent aider à gérer la sécheresse. La plupart des grands centres fournissent des prévisions à échéance de deux à six mois, qui sont larges par nature et généralement exprimées par rapport à des conditions moyennes ou extrêmes.

L'examen de la branche descendante des hydrogrammes, ou de la décrue des cours d'eau, est une tâche importante quand on analyse les crues et les basses eaux; dans un cadre prévisionnel toutefois, son utilisation est plutôt limitée aux basses eaux. Certaines prévisions d'étiage sont établies en analysant les courbes de tarissement de grands bassins, ce qui permet d'anticiper les conditions plusieurs semaines ou mois à l'avance. Ce type de prévision est précieux pour la production hydroélectrique et l'irrigation, où une gestion optimale dépend de l'approvisionnement en eau à longue échéance. Dans un domaine d'application très spécialisé, les prévisions à longue échéance sont établies par des météorologues à l'aide de modèles complexes du climat mondial. Ensuite, les hydrologues s'emploient essentiellement à élaborer des prévisions des débits et du niveau des nappes qui seront prises en considération dans les modalités de gestion des réservoirs et les stratégies de répartition des ressources.

La méthode sans doute la plus directe consiste à établir une corrélation graphique entre le débit ou la hauteur au moment considéré et le débit ou la hauteur n jours plus tôt, où $n = 1, 2, 4$, etc. (voir la section 7.3.2.1). On peut utiliser la relation ainsi définie pour extrapoler dans le temps à condition qu'il n'y ait pas d'influence perturbatrice, telle une période de précipitation. Il est souvent possible d'associer les écarts par rapport à la courbe principale à des phénomènes d'origine naturelle ou humaine, et cette information peut être prise en compte dans toute prévision particulière.

7.5.3 Analyse des séries chronologiques

On appelle série chronologique un ensemble d'observations qui montrent l'évolution d'un phénomène au fil du temps, par exemple le débit d'un cours d'eau ou le niveau de l'eau dans un puits ou un lac. Une série chronologique est soit continue, soit discrète, selon que l'observation d'une variable d'état, telle que le débit, est faite en continu ou selon une suite discrète de mesures qui présente par approximation la variation de la variable en question (voir Kottegoda, 1980).

L'écoulement constituant un indice de l'état du bassin, l'analyse des séries chronologiques à une variable peut servir à établir des relations de prévision. C'est cette approche qui est adoptée dans les modèles autorégressifs à moyenne mobile (Box et Jenkins, 1976). Ces derniers conviennent bien aux bassins sur lesquels on dispose de peu de données concernant les précipitations, parce qu'il suffit de connaître le débit antécédent pour émettre une prévision du type:

$$Q_{t+1} = a_0 Q_t + a_1 Q_{t-1} + a_i Q_{t-2} + \dots + b \quad (7.11)$$

où Q_{t+1} est la prévision avec un délai égal au pas de temps et Q_{t-i} sont les valeurs mesurées à des moments antérieurs à i pas de temps. Les coefficients a_i et b sont estimés lors de l'analyse. Outre la valeur prévue de Q_{t+1} , un modèle d'analyse des séries chronologiques fournit la répartition des écarts possibles de cette valeur, de sorte qu'une estimation de l'erreur de prévision est immédiatement disponible. Pour que la prévision des débits mensuels par cette méthode soit fiable, il doit exister une forte autocorrélation entre les valeurs de la série chronologique mensuelle. C'est le cas pour les grands fleuves et pour les cours d'eau qui drainent de vastes aquifères et lacs. En règle générale, les prévisions ne sont cependant réalisables qu'avec des délais d'un à quatre mois. Il est possible d'introduire des variables climatologiques mais, si l'on dispose de telles données, il est sans doute préférable de procéder à la prévision au moyen de régressions ou d'un modèle conceptuel. Les modèles d'analyse des séries chronologiques peuvent aussi être ajustés à la série des erreurs, comme on le verra dans la section suivante.

7.6 PRÉVISION DE LA FONTE NIVALE

7.6.1 Généralités

Les méthodes de prévision utilisées dans de nombreux pays reposent sur des modèles conceptuels de l'écoulement dû à la fonte nivale (voir la

section 6.3.3). Elles permettent de prévoir la fonte de neige à partir des valeurs météorologiques observées ou prévues. On peut établir des prévisions à courte et moyenne échéance pour les fleuves et les plaines, et à moyenne et longue échéance pour les cours d'eau de montagne. Il est aussi possible de prévoir les volumes saisonniers pour les bassins de plaine et de montagne où l'écoulement de fonte constitue une bonne part de l'écoulement total.

L'écoulement nival est un trait caractéristique du régime des cours d'eau de plaine dans les zones tempérées et froides et de certains des plus grands fleuves du monde, même dans les zones tropicales. Ce phénomène représente 50 à 70 % de l'écoulement annuel dans de nombreux cours d'eau, chiffre qui peut atteindre 80 à 90 % dans les régions sèches. Les estimations de l'écoulement servent à gérer les réservoirs et à planifier l'approvisionnement pour la consommation, la production hydroélectrique, les travaux publics et l'aménagement des terres. On a donc mis au point plusieurs modèles hydrologiques de fonte nivale en vue de prévoir les écoulements, surtout les débits et volumes maximaux, pour la conception technique et la gestion des réservoirs.

7.6.2 **Processus de l'écoulement nival en plaine et en montagne**

Lorsque la neige fond, de nombreux phénomènes régissant l'écoulement dans les bassins de plaine et de montagne sont similaires, par exemple la fonte en tant que telle, la rétention d'eau par la neige, les apports dans le bassin, les pertes d'eau, la production du bassin et le délai avant que l'écoulement nival parvienne à l'exutoire. Certains processus ne sont cependant pas identiques. Par exemple, les pertes d'écoulement nival (à partir de la neige et des eaux libres) varient beaucoup plus d'une année à l'autre dans les bassins de plaine que dans les bassins de montagne. Fait plus important encore, la distribution de la couverture de neige en montagne est très différente, l'altitude jouant un rôle sensible dans le volume, la redistribution et la sublimation.

L'écoulement nival total provenant des bassins de plaine dépend de l'équivalent en eau de la couche de neige au début de la période de fonte, du volume de précipitations qui se déverse après que la neige a commencé à fondre et du taux de pertes par infiltration et évaporation dans le bassin. Les mesures permettent de déterminer plus ou moins le premier facteur, quoique cela dépende grandement des caractéristiques du paysage (voir le chapitre 3 du volume I). Le deuxième facteur, à savoir le volume de précipitations subséquentes et les pertes qui surviennent pendant l'écoulement, doit être appréhendé

par une procédure de prévision, soit du type probabiliste, soit en prenant les valeurs moyennes des variables climatologiques. Le recours à la prévision numérique du temps est envisageable pour anticiper le forçage météorologique dans les prévisions à courte échéance. Le troisième facteur, les pertes d'écoulement nival à partir du bassin, est régi par la capacité d'infiltration du sol et par le stockage dans les dépressions superficielles, dont les interstices non capillaires présents dans la couche supérieure du sol. Les pertes par évaporation sont relativement faibles et varient peu d'une année à l'autre. L'accumulation et l'ablation du manteau neigeux, surtout durant le dégel printanier, sont des paramètres importants pour les systèmes de prévision hydrologique journalière, lesquels sont à leur tour extrêmement utiles à la prévention des crues et à la production hydroélectrique. La mesure et la caractérisation de la distribution de la neige dans un bassin versant sont essentielles pour prévoir la fonte ultérieure.

On indique, dans le chapitre 3 du volume I du guide, que la détermination de la quantité de neige à l'échelle d'un bassin s'appuie le plus souvent sur des évaluations de l'enneigement et sur des cheminements nivométriques; il est en principe recommandé, en région montagneuse, que l'altitude et l'exposition des cheminements soient telles qu'il n'y ait pas, ou presque pas, de fonte avant que l'épaisseur maximale ne soit atteinte. Dans les régions peu accidentées ou en plaine, les évaluations doivent représenter les conditions moyennes d'enneigement dans un bassin donné et s'effectuer sur des terrains types qui reflètent correctement la diversité des paysages.

L'infiltration de l'eau dans le sol pendant la fonte varie largement d'une année à l'autre, selon l'état du sol. Le taux d'infiltration dans un sol gelé et la quantité d'eau totale absorbée dépendent de la teneur en humidité du sol avant le gel, de la température, de la profondeur de la couche gelée et des propriétés physiques du sol. La superficie de la zone dans laquelle s'effectue un stockage superficiel peut s'exprimer mathématiquement par des fonctions de distribution de la hauteur d'eau nécessaire au remplissage des dépressions. Ces fonctions sont relativement stables dans chaque bassin.

7.6.3 **Prévision de l'écoulement nival à courte et moyenne échéance**

La prévision de l'écoulement nival à courte et moyenne échéance dans les grands bassins fluviaux peut se faire comme suit:

- a) Les bassins de plaine sont divisés en petits sous-bassins, que l'on suppose homogènes sur

le plan hydrométéorologique et dont la superficie peut atteindre 15 000 km², et le système fluvial est divisé en sections commençant aux biefs supérieurs;

- b) Les bassins de montagne sont divisés en zones altimétriques, dont le nombre dépend de la dénivellée entre la tête du bassin et son exutoire ainsi que de la variabilité des conditions hydrométéorologiques avec l'altitude. D'après certains hydrologues, la dénivellée optimale des zones serait de 200 à 400 mètres, avec une vingtaine de zones;
- c) Les modèles sont étalonnés au moyen des données hydrométéorologiques des années antérieures;
- d) La propagation des écoulements prévus dans les sous-bassins, ou dans les zones altimétriques des bassins de montagne, est calculée jusqu'au point aval sur lequel porte la prévision (voir la section 6.3.5).

7.6.4 Prévision de la fonte nivale à longue échéance

Il est nécessaire d'établir des relations de bilan hydrologique quand on veut élaborer une méthode de prévision de l'écoulement nival à longue échéance. Les tâches suivantes doivent être accomplies au préalable:

- a) Détermination des caractéristiques pertinentes du bassin, telles que la topographie, la distribution du couvert végétal et la nature des sols;
- b) Détermination des facteurs qui régissent la manière dont l'eau est absorbée par le sol et retenue à la surface de la zone de drainage;
- c) Définition des facteurs de base qui régissent les pertes en eau dans le bassin et la variation de ces facteurs d'une année sur l'autre;
- d) Détermination du rôle joué par les précipitations qui surviennent après le début de la fonte dans la formation de l'écoulement ainsi que de la variabilité de ces précipitations;
- e) Évaluation de l'exactitude des données concernant l'écoulement, l'équivalent en eau de la neige et les précipitations.

Les prévisions de l'écoulement nival peuvent être améliorées et leur application étendue en intégrant des données représentatives sur le plan probabiliste et/ou des prévisions météorologiques quantitatives portant sur la période de fonte à venir.

7.6.4.1 Prévision saisonnière de la fonte nivale en plaine

La relation entre l'écoulement nival total Q_n et l'équivalent en eau de la neige dans les régions de

plaine peut théoriquement s'exprimer par l'équation:

$$Q_n = (w_n - f) \int_0^{w_n-f} f(y_d) dy_d - \int_0^{w_n-f} y_d f(y_d) dy_d \quad (7.12)$$

où w_n est l'équivalent en eau de la neige et f l'infiltration totale durant la période de fonte, ces deux valeurs étant exprimées en millimètres. La fonction $f(y_d)$ est la distribution spatiale relative à la hauteur d'eau (y_d) qui est nécessaire pour remplir les dépressions présentes à la surface du bassin.

S'il n'y a pas d'infiltration ou si le taux potentiel d'infiltration est supérieur au débit de fonte, on peut simplifier l'équation 7.12 pour obtenir:

$$Q_n = w_n \int_0^{w_n} f(y_d) dy_d - \int_0^{w_n} y_d f(y_d) dy_d \quad (7.13)$$

Dans ce cas, l'écoulement devient une fonction de l'équivalent en eau de la neige et de la capacité d'infiltration du bassin.

La quantité d'eau qui contribue à l'écoulement de fonte saisonnier se calcule chaque année par la somme:

$$W = \bar{w}_n + \bar{P} \quad (7.14)$$

où $\bar{w}_n$ est la valeur moyenne de l'équivalent en eau de la neige dans le bassin à la fin de l'hiver et $\bar{P}$ est la hauteur moyenne des précipitations durant la période d'écoulement, ces deux valeurs étant exprimées en millimètres.

La valeur moyenne de l'équivalent en eau de la neige peut être une moyenne arithmétique ou une moyenne pondérée. La moyenne arithmétique suffit quand les stations nivométriques sont en nombre assez grand et sont bien réparties dans l'espace. On calcule une moyenne pondérée si les points d'observation sont inégalement répartis et/ou si la couche de neige est irrégulièrement distribuée dans l'espace. Une carte de la répartition moyenne de la couche de neige dans la zone est tracée pour calculer la moyenne pondérée de l'équivalent en eau de la neige.

Quand un dégel se produit en hiver, il se forme généralement une couche de glace sur le sol. Si l'on dispose d'observations, la quantité d'eau contenue dans cette couche doit être ajoutée à l'équivalent en eau de la neige. Il est rare que l'on dispose des données voulues pour déterminer directement les conditions d'humidité du sol dans tout le bassin, surtout en hiver. C'est la principale raison pour laquelle on recourt si souvent à des indices.

Dans les régions de steppe sèches, l'écart entre précipitation et évapotranspiration caractérise le taux d'infiltration potentiel. En zone forestière humide, où le taux d'humidité du sol en automne est chaque année égal ou supérieur à la capacité au champ, cet écart représente une variation du stockage dans l'ensemble du bassin. L'écoulement qui résulte des précipitations de fin d'automne peut également servir d'indice de la capacité de rétention des bassins dans ces régions.

7.6.4.2 **Prévision saisonnière de la fonte nivale en montagne**

En montagne, les variations d'altitude se traduisent habituellement par un climat, des sols et une végétation très différents. Ces éléments déterminent la nature de l'écoulement dû à la fonte de la neige et le régime des cours d'eau. C'est pourquoi la caractéristique la plus importante d'un bassin de montagne est son hypsométrie. Les principales sources d'écoulement sont la neige qui s'accumule dans les montagnes durant la saison froide et les précipitations qui se produisent pendant la saison chaude.

Comme la période de fonte est longue, il est possible de faire des prévisions à longue échéance de l'écoulement saisonnier dans les cours d'eau de montagne. Les conditions sont plus propices à de telles prévisions si la neige est la principale source d'écoulement et si le volume des précipitations estivales est assez faible.

Les pentes abruptes, les rochers et les dépôts très perméables de blocs grossiers sur de grandes surfaces permettent à l'eau de se frayer un chemin jusqu'aux cours d'eau, en passant surtout par les couches de blocs et les fissures des rochers. Dans de telles conditions, les pertes d'eau ne varient pas beaucoup d'une année à l'autre et une bonne relation devrait apparaître entre l'écoulement saisonnier et la quantité de neige dans le bassin. Cette relation peut être définie de manière empirique si on dispose de mesures sur un certain nombre d'années, mais cette tâche est souvent difficile en pratique.

7.7 **PRÉVISION DE LA FORMATION ET DE LA DISLOCATION DE LA GLACE** [SHOFM J45]

7.7.1 **Généralités**

Beaucoup de cours d'eau et de lacs des latitudes moyennes gèlent au cours de l'hiver. Des prévisions

sont principalement établies pour les phases suivantes:

- a) Apparition de glaces flottantes;
- b) Formation d'une couche de glace complète;
- c) Dislocation de la couche de glace;
- d) Disparition définitive de toute glace.

L'état de mûrissement des glaces dans les cours d'eau est étroitement lié aux conditions météorologiques. Les dates auxquelles apparaissent les glaces flottantes, se forme une couche de glace et se disloque cette dernière peuvent donc varier sensiblement d'une année à l'autre. Si les prévisions de l'état des glaces sont précieuses pour la navigation intérieure, elles intéressent aussi bien d'autres utilisateurs.

Des formules précises permettent de calculer le régime thermique et l'état des glaces, mais leur application à la prévision est sévèrement limitée par la nature stochastique des paramètres qui les régissent, lesquels varient entre le moment où est établie la prévision et le moment où se réalise l'événement. Cette section présente les différentes méthodes de prévision du régime des glaces et les prévisions à courte échéance de la formation et de la dislocation de la glace.

Les techniques modernes de prévision de l'état des glaces à courte échéance reposent sur le bilan thermique (Buzin *et al.*, 1989). Pour les prévisions automnales, on choisit les formules du bilan thermique à la frontière entre une unité de surface d'eau et l'atmosphère adjacente. Les termes de ces formules comprennent les échanges directs de chaleur, le rayonnement solaire, l'échange de chaleur et d'humidité par flux turbulent avec l'atmosphère, le rayonnement effectif, l'apport de chaleur par la surface terrestre et les eaux souterraines, la dissipation de l'énergie du courant sous forme de chaleur et l'apport d'énergie thermique par les précipitations qui tombent à la surface de l'eau et par les rejets d'eaux usées industrielles et domestiques. Chacun de ces termes joue un rôle différent dans le bilan thermique, le plus important étant l'échange de chaleur à travers la surface d'eau libre.

La prévision de la date de la débâcle se fait par le calcul de la résistance à la traction que présente la couche de glace et de neige qui fond. On utilise les formules du bilan thermique et on établit un rapport entre la durabilité d'une couche de glace et la force destructive à laquelle elle se fracture. Ce dernier paramètre est fonction du débit du cours d'eau, de son niveau et de la rapidité de leur évolution dans le temps.

Les méthodes de modélisation de la formation et du démantèlement des glaces sont exposées dans la section 6.3.6.3 du présent Guide.

7.7.2 **Prévision de l'état des glaces à longue échéance**

L'élaboration de méthodes de prévision de l'état des glaces à longue échéance comprend généralement les étapes suivantes:

- Étude des dates où se forment et se disloquent les glaces dans les cours d'eau du territoire visé (dates moyennes, variabilité interannuelle de ces dates, délimitation des régions où les phénomènes sont homogènes), essentiellement par l'analyse statistique;
- Analyse synoptique des conditions de prise et de rupture de la glace, l'hémisphère Nord étant divisé en régions caractéristiques et le principal instrument mathématique étant l'analyse discriminante;
- Analyse de la distribution des zones de stockage de chaleur dans les couches superficielles des océans, l'Atlantique Nord et le Pacifique Nord par exemple; délimitation des principales zones d'intérêt, soit celles qui ont le plus d'impact sur les processus menant à la formation et au démantèlement de la couche de glace sur les cours d'eau, le principal instrument mathématique étant ici aussi l'analyse discriminante;
- Détermination des variables quantitatives visant les processus atmosphériques et les champs océaniques, par exemple l'expansion des champs météorologiques et océaniques par des fonctions orthogonales;
- Définition des relations entre la date de prise en glace et les variables représentant les conditions météorologiques et océaniques concernées, au moyen d'analyses de corrélation.

7.7.3 **Embâcles et méthodes de prévision du niveau de l'eau**

Une élévation dangereuse du niveau des eaux accompagnée d'inondations peut survenir pendant la formation et la rupture d'une couche de glace ou d'un embâcle. Les crues provoquées par les embâcles sont particulièrement dangereuses, car elles se produisent au cours de la saison froide et durent parfois longtemps. En gelant, les nappes d'eau forment un champ de glace qui peut recouvrir des zones habitées et être pratiquement impossible à éliminer. Il arrive fréquemment que le niveau de l'eau en aval de l'embâcle chute de manière marquée, asséchant les prises d'eau et interrompant l'approvisionnement.

Sur de nombreux cours d'eau, la hauteur d'eau maximale aux embâcles excède les plus hauts niveaux des crues printanières et estivales. Les embâcles peuvent se former rapidement et causer une montée des eaux très rapide, sans augmentation sensible du débit.

Les embâcles se créent d'ordinaire dans les biefs où la glace progresse depuis les rives vers le centre et vers l'amont. Plus le phénomène est lent, plus le courant sous la couche de glace apporte de glace, ce qui rétrécit le chenal et fait monter le niveau de l'eau à proximité du banc de glace. Ce type d'englacement est caractéristique des grands cours d'eau qui s'écoulent vers les pôles et de ceux qui s'écoulent en aval de grands lacs et de biefs d'aval de centrales hydroélectriques.

Le débit durant la prise en glace, les conditions de l'échange de chaleur, dont la température de l'air, et la position de la lisière des glaces par rapport à la section transversale sont les principaux facteurs à prendre en considération pour prévoir les niveaux d'eau consécutifs aux embâcles.

Des relations physico-statistiques ont été établies pour plusieurs cours d'eau dans lesquels se forment fréquemment des embâcles dangereux. L'exemple ci-après concerne la Néva, à Saint-Petersbourg (Buzin *et al.*, 1989):

$$H_{embâcle} = 1,29H_{X1} + 0,53L + 0,24H_G - 404 \quad (7.15)$$

où H_{X1} est le niveau moyen du lac Ladoga au mois de novembre, en centimètres, L est la distance qui sépare la lisière des glaces de la station de l'Institut Gornyi, en kilomètres, et H_G est le niveau de l'eau à cette station, en centimètres.

Il est intéressant de noter que, connaissant seulement H_{X1} , l'équation 7.15 permet d'anticiper correctement le niveau des hautes eaux dû aux embâcles plus d'un mois à l'avance, puis de mettre à jour les données afin d'émettre des prévisions à courte échéance (trois à cinq jours).

Une méthode généralisée a été mise au point pour établir des prévisions à courte échéance du niveau maximal résultant d'embâcles formés à des emplacements critiques d'un cours d'eau, y compris ceux pour lesquels on ne dispose pas de longues séries d'observations hydrologiques. Les données initiales requises sont le gradient du bief considéré, le débit relevé le jour d'apparition des glaces (Q_0), la température de l'air au cours des derniers jours de la prise en glace et la courbe $Q = f(H)$ au chenal libre de glace. Il faut, pour la prévision,

définir une valeur du gradient critique l' donnée par:

$$l' = 0,0154 \, g/c^2 (1 - e) \quad (7.16)$$

où g est l'accélération de la pesanteur, c le coefficient de Chézy et e la porosité des champs de glace estimée selon la température de l'air ($e = 0,25$ à $\theta = -10^\circ\text{C}$ et $e = 0,55$ à $\theta = -2^\circ\text{C}$).

Si on prend l'équation 7.16, la différence entre l' et le gradient de la surface libre peut être utilisée avec une table spéciale définie pour chaque station, sur la base des données d'observation hydrologique, afin de déterminer un facteur de conversion k_p (facteur hivernal adimensionnel) entre le débit hivernal et le débit correspondant d'écoulement à surface libre. La valeur du débit Q_{kr} est calculée avec l'équation:

$$Q_{kr} = Q_0 e^{-k_0 T_{glace}} \quad (7.17)$$

où k_0 dépend des conditions météorologiques durant la prise en glace et T_{glace} est la durée de la dérive de la glace en jours. Pour l'Amour par exemple, k_0 peut être calculé comme suit:

$$k_0 = 0,005 - 0,00333 T_{XI} \quad (7.18)$$

où T_{XI} est la température moyenne de l'air à Khabarovsk en octobre.

On détermine le niveau maximal de l'eau produit par un embâcle au moyen du débit réduit Q' (débit estival hypothétique qui élève le niveau de l'eau et créerait un embâcle pendant l'hiver) et la courbe estivale $Q = f(H)$. Il faut, dans ce cas, calculer le débit réduit Q' , qui peut être estimé de manière approximative par:

$$Q' = \frac{Q_{kr}}{k_p} \quad (7.19)$$

Les embâcles qui se forment au printemps sur les cours d'eau se rompent à l'aval sous l'action des ondes de crue printanière en provenance de la tête du bassin. Ce phénomène est très important dans les rivières qui s'écoulent du sud vers le nord au Canada, dans la partie septentrionale de l'Europe et dans la Fédération de Russie. La débâcle entraîne alors une réaction en chaîne de formation et de destruction successives d'embâcles plus ou moins vastes.

Le niveau d'eau maximal à l'embâcle dépend de nombreux facteurs, que l'on peut classer en deux catégories: ceux qui se rapportent à la formation de la couche de glace et ceux qui se rattachent à sa

destruction. Les embâcles les plus importants et les crues les plus catastrophiques surviennent lorsque la couche de glace se forme alors que les niveaux d'eau sont élevés. Cela arrive quand les hautes eaux automnales rencontrent un chenal rétréci par de la bouillie de glace, surtout si le gel s'accompagne d'un mouvement de la couche de glace (Buzin *et al.*, 1989). Cela se produit aussi lorsqu'une crue printanière rapide dans les biefs supérieurs coïncide avec un brusque refroidissement à la lisière de la couche de glace dans le bief considéré, ce qui rend la glace très persistante et forme un embâcle dans un bief aval.

À partir des facteurs de la première catégorie, il est possible de prévoir, un à quatre mois à l'avance, les niveaux maximaux dus aux embâcles dans certains biefs de cours d'eau, tels l'Amour, l'Angara et la Sukhona. On utilise l'équation:

$$H_{t,embâcle} = 180 + 2,18 H_x \quad (7.20)$$

où $H_{t,embâcle}$ est le niveau maximal de l'eau à l'embâcle, en centimètres, et H_x le niveau de l'eau pendant la période de formation de la couche de glace, également en centimètres.

L'adjonction des caractéristiques de la formation de la couche de glace, en tant que paramètres liés aux particularités des processus printaniers, a permis d'établir la probabilité d'occurrence de niveaux d'eau dangereux pendant la débâcle dans chacune des quatre grandes sections de la Léna, avec un délai de prévision allant de 20 à 40 jours. Considérant la relation entre l'épaisseur de la glace sur la majeure partie de la rivière et l'épaisseur de la glace dans la principale ville de cette partie du cours d'eau, il est possible de dire si un embâcle menacera la ville ou se formera ailleurs. La probabilité de réaliser une prévision correcte des niveaux dangereux est de 80 %.

La mise au point de méthodes de prévision à longue échéance reste toutefois problématique pour de nombreux cours d'eau où les embâcles créent un risque particulier; si de telles prévisions sont faites, elles demandent souvent à être corrigées. En conséquence, diverses techniques ont été élaborées pour fournir des prévisions à courte échéance là où des embâcles se forment chaque année. Ces prévisions se basent sur des relations physiques et statistiques prenant en compte les principaux facteurs énumérés plus haut. Dans plusieurs cas, on s'appuie sur les prévisions météorologiques à trois ou cinq jours pour estimer les caractéristiques de durabilité de la glace et la probabilité de refroidissement.

Certaines méthodes recommandées concernent la prévision des niveaux de l'eau aux embâcles dans n'importe quelle partie du cours d'eau, même en l'absence de longues séries d'observations. Il est alors possible d'utiliser la courbe de débit $Q = f(H)$ et les données météorologiques locales pour estimer les caractéristiques de durabilité de la glace. Le niveau maximal de l'eau à un embâcle est déterminé par l'équation $Q = f(H)$, la valeur Q' appropriée étant obtenue au moyen de l'équation 7.19. Dans ce cas, Q' est un débit estival conditionnel, susceptible de provoquer l'élévation du niveau de l'eau qui accompagne la formation d'un embâcle. Dans l'équation 7.19, le terme k_p est le facteur hivernal lié à la période de formation des embâcles. Il est déduit de son lien avec les caractéristiques d'une couche de glace, exprimé par l'équation:

$$k_p = 8,13 \left(\frac{\varphi h_{\text{glace}}}{B} \right)^{0,38} (k_{\text{glace}} - 1) + 1 \quad (7.21)$$

où φ est le rapport entre la durabilité de la glace le jour précédant la débâcle et la durabilité de la glace

le jour où la neige disparaît de la surface de la glace, que l'on peut déterminer par des techniques décrites dans plusieurs textes (Buzin *et al.*, 1989); h_{glace} est l'épaisseur de la glace avant la débâcle, en mètres, B est la largeur de la rivière, en mètres, et k_{glace} est le facteur hivernal au niveau maximal de l'eau au début du gel en automne (pour divers bassins versants, $k_{\text{glace}} = 0,65 \text{ à } 0,85$). Le facteur hivernal peut également s'exprimer comme suit:

$$k_{\text{glace}} = 1 - \frac{1}{1,1 - 1 \log g F} \quad (7.22)$$

où F est la superficie du bassin, en kilomètres carrés, en amont d'un embâcle.

Si le bief n'a pas d'affluent en amont de l'embâcle et si l'on dispose d'un limnimètre dans cette partie du cours d'eau (figure II.7.9), il est possible d'utiliser la méthode de l'équivalent sur les débits en phase de glace pour prévoir le débit à l'embâcle (Q_{kr1}):

$$Q_{kr1} = k_{p2} Q_{kr2} F_1 / F_2 \quad (7.23)$$

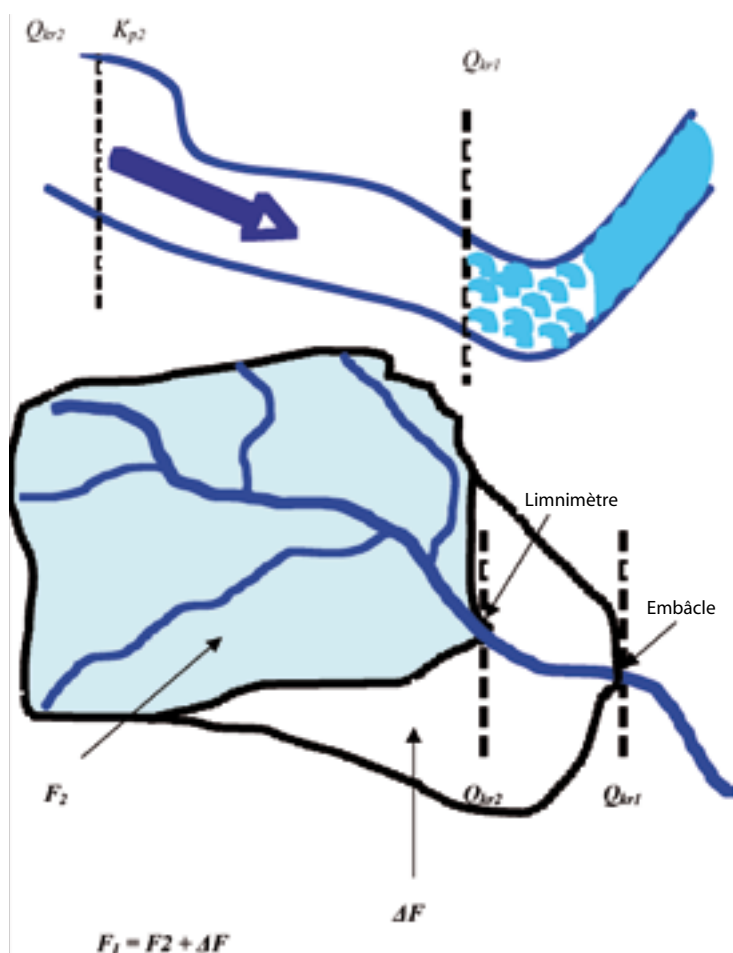


Figure II.7.9. Embâcle sur un bief

où k_{p2} est le facteur hivernal pour la date de formation de l'embâcle dans la section amont, Q_{kr2} est le débit dans la section amont, correspondant au niveau maximal à l'embâcle dans cette section selon la courbe de débit estivale $Q = f(H)$, et F_1 et F_2 sont les zones du bassin fermées par les sections inférieure et supérieure du bief, $F_1 = F_2 + \Delta F$.

Les sites Web ci-après renferment des informations intéressantes pour les Services de prévision hydrologique:

<http://edc.usgs.gov/>
<http://k12science.ati.stevens-tech.edu/curriculum/drainproj/reference.html>
<http://nsidc.org/snow/>
<http://snr.unl.edu/niwr/>
<http://ulysses.atmos.colostate.edu/~odie/snowtxt.html>
<http://water.usgs.gov/>
<http://water.usgs.gov/listurl.html>
<http://www.afws.net/>
http://www.cpc.ncep.noaa.gov/products/expert_assessment/threats.shtml
<http://www.cpc.ncep.noaa.gov/products/fews/>
<http://www.dartmouth.edu/artsci/geog/floods/>
<http://www.epa.gov/ebtpages/water.html>
<http://www.hpc.ncep.noaa.gov/nationalfloodoutlook/>
<http://www.ibwc.state.gov/wad/rtdata.htm>
<http://www.iwr.usace.army.mil/>
<http://www.msc.ec.gc.ca/crysys/>
http://www.ncdc.noaa.gov/ol/climate/climate_extremes.html
<http://www.nohrsc.nws.gov/>
<http://www.nws.noaa.gov/oh/hads/>
<http://www.nws.noaa.gov/ohd/hdsc/>
<http://www.nwstc.noaa.gov/HYDRO/RFS/NWSRFS.html>
http://www.pecad.fas.usda.gov/cropexplorer/global_reservoir/
http://www.sce.ait.ac.th/programs/courses/IWRM/Online_references.htm
<http://www.worldclimate.com/>
<http://www.wri.org/watersheds/>

Bibliographie et lectures complémentaires

- Anderson, E.A., 1973: National Weather Service River Forecast System: Snow Accumulation and Ablation Model, Programs and Test Data. NOAA NWSHYDRO Technical Memorandum 17.
- Appolov, B.A., G.P. Kalinin et V.D. Komarov, 1974: Course on Hydrological Forecasting. Leningrad, Gidrometeoizdat, 418 p.
- Banque mondiale, 2002: 2002 World Development Indicators. Washington D.C., Banque mondiale, 405 p.
- Barrett, C.B., 1999: Successful Development and Engineering of Global Integrated Water Management Systems. American Society of Civil Engineers, International Activities Committee, Roundtable Discussion paper, Washington D.C., 1999.
- , 2003: WMO-NOAA Hydrologic Forecasting Course, 14 octobre–7 novembre 2003, Kansas City, Kansas.
- Barrett, C.B. et al., 1985: Hydrology Subcommittee of the Interagency Advisory Committee on Water Data, Guidelines on Community Local Flood Warning and Response Systems, Springfield, 1985.
- Bellerby, T., M. Todd, D. Kniveton et C. Kidd, 2001: Rainfall estimation from a combination of TRMM precipitation radar and GOES multispectral satellite imagery through the use of an artificial neural network. *Journal of Applied Meteorology*, Volume 39, N° 12, p. 2115–2128.
- Bergstroem, S., 1976: Development and Application of a Conceptual Runoff Model for Scandinavian Catchments. SMHI Rapport No. RH07, *Hydrological Oceanography*.
- Beven, K., 2002. Towards an alternative blueprint for a physically based digitally simulated hydrologic response modelling system. *Hydrological Processes*, Volume 16, p. 189–206.
- Borovikova, L.N., Y.M. Denisov, E.B. Trofimova et I.D. Shencis, 1972: Matematicheskoe modelirovanie processa stoka gornyh rek (Modélisation mathématique de la formation d'écoulement dans les cours d'eau de montagne). Trudy Sredaznigmi, Vyp. 61(76).
- Borsch S.V. et T.P. Silantjeva, 1987: Method of the short-term and medium-term forecast of opening of the rivers on the basis of the generalized dependence. *The methodical instructions*, Moscou, Hydrometeorological center of USSR, p. 28.
- , 1989: The improvement of the method of account of an ice cover destruction at the rivers and reservoirs. Report of the Hydrometeorological Center of USSR, Volume 309, p. 113–120 (en russe).
- Box, G.E.P. et G.M. Jenkins, 1976: Time-series analysis: Forecasting and Control. San Francisco, Holden-Day.
- Braga, B., Jr. et O. Massambani (responsables de la publication), 1997: Weather Radar Technology for Water Resources Management. Montevideo, UNESCO Press, 516 p.
- Brier, G.W. et R.A. Allen, 1951: Verification of Weather Forecasts. Compendium of Meteorology, T.F. Malone (responsable de la publication), *American Meteorological Society*, p. 841–848.
- Brun, E., P. David, M. Sudak et G. Brunot, 1992: A numerical Model to Simulate snow-cover stratigraphy for operational avalanche forecasting, *Journal of Glaciology*, Volume 38, N° 128, p. 13–22.

- Buzin V.A., G.I. Bolotnikov et A.M. Filippov, 1989: Ice jams on the rivers – methods of study, account and forecast. In: Problems of nowadays of hydrology, Leningrad, Hydrometeoizdat, p. 220–231 (en russe).
- Carpenter, T.M. et K.P. Georgakakos, 2004: Impacts of parametric and radar rainfall uncertainty on the ensemble streamflow simulations of a distributed hydrologic model. *Journal of Hydrology*, Volume 298, p. 202–221.
- Carpenter, T.M., K.P. Georgakakos et J.A. Sperflage, 2001: On the parametric and NEXRAD-radar sensitivities of a distributed hydrologic model suitable for operational use. *Journal of Hydrology*, Volume 254, p. 169–193.
- Carpenter, T.M., J.A. Sperflage, K.P. Georgakakos, T. Sweeney et D.L. Fread, 1999: National threshold runoff estimation utilizing GIS in support of operational flash flood warning systems. *Journal of Hydrology*, Volume 224, p. 21–44.
- Carroll, T. R., 1995: Remote-sensing of snow in the cold regions. 1995, First Moderate Resolution Imaging Spectroradiometer (MODIS) Snow and Ice Workshop, NASA/Goddard Space Flight Center, Greenbelt, Maryland. p. 3–14.
- Chagnon, S.A., 1999: Record flood-producing rainstorms of 17–18 July 1996 in the Chicago metropolitan area. Part III, Impacts and responses to the flash flooding. *Journal of Applied Meteorology*, Volume 38, p. 273–280.
- Cluckie, I.D. et C.G. Collier (responsables de la publication), (1991): Hydrological Applications of Weather Radar, Environmental Management, Science and Technology Series. Chichester, Ellis Horwood, 644 p.
- Cluckie, I.D. et D. Han, 2000: Fluvial Flood Forecasting. *Journal of Water and Environmental Management*. Volume 14, N° 8, Chartered Institution of Water and Environmental Management (CIWEM).
- Colbeck, S.C. (responsable de la publication), 1980: *Dynamics of Snow and Ice Masses*. New York, Academic Press, p. 305–395.
- Collier, C.G. et R. Krzysztofowicz, 2000: Special Issue on Quantitative Precipitation Forecasting. *Journal of Hydrology*, Volume 239, p. 1–337.
- Collinge, V.K. et C. Kirby (responsables de la publication), 1987: *Weather Radar and Flood Forecasting*. New York, Wiley, 296 p.
- Dabberdt, W.F., J. Hales, S. Zubrick, A. Crook, W. Krajewski, J. Christopher Doran, C. Mueller, C. King, R.N. Keener, R. Bornstein, D. Rodenhuis, P. Kocin, M.A. Rossetti, F. Sharrocks et E.M. Stanley Sr, 2000: Forecast issues in the urban zone, Report of the 10th Prospectus Development team of the U.S. Weather Research Program. *Bulletin of the American Meteorological Society*, Volume 81, N° 9, p. 2047–2064.
- Donald J.R., E.D. Soulis, N. Kouwen et A. Pietroniro, 1995: A land cover-based snow cover representation for distributed hydrologic models. *Water Resources Research*, Volume 31, N° 4, p. 995–1009.
- Draper, N.R. et H. Smith, 1966: *Applied Regression Analysis*. New York, Wiley.
- Evensen, G., 1994: Sequential data assimilation with a non-linear quasi-geostrophic model using Monte Carlo methods to forecast error statistics. *Journal of Geophysical Research*, Volume 90, N° C5, p. 10143–10162.
- Finnerty, B.D., M.B. Smith, D.-J. Seo, V. Koren et M.G. Moglen, 1997: Space-time sensitivity of the Sacramento model to radar-gage precipitation inputs. *Journal of Hydrology*, Volume 203, p. 21–38.
- Fleming, G., 1975: *Computer Simulation Techniques in Hydrology*. New York, Elsevier.
- Fulton, R.A., J.P. Breidenbach, D.-J. Seo et D.A. Miller, 1998: The WSR-88D rainfall algorithm. *Weather and Forecasting*, Volume 13, N° 2, p. 377–395.
- Georgakakos, K.P., 2002: US corporate technology transfer in hydrometeorology. *Journal of Hydroinformatics*, Volume 4, N° 1, p. 3–13.
- Georgakakos, K.P., 2004: Analytical results for operational flash flood guidance. *Journal of Hydrology*, Volume 317, p. 81–103.
- Georgakakos, K.P. et J.A. Sperflage, 2004: Operational rainfall and flow forecasting for the Panama Canal watershed. In: *Rio Chagres, A Multidisciplinary Profile of a Tropical Watershed*, R.S. Harmon (responsable de la publication), chapitre 16, Dordrecht, Kluwer Academic Publishers, p. 16.1–16.13 (sous presse).
- Georgakakos, K.P. et W.F. Krajewski (responsables de la publication), 2000: Hydrologic Applications of Weather Radar. Special Issue of *Journal of Geophysical Research – Atmospheres*, Volume 105, N° D2, p. 2213–2313.
- Ginzburg B.M., S.V. Borsch et N.D. Efremova, 2001: Methods of the background long-range and medium-range forecasting of dates of opening of the rivers of the European territory of Russia. *Journal of Meteorology and Hydrology*, Volume 11, p. 67–78.
- Ginzburg B.M., S.V. Borsch, N.D. Efremova et M.I. Silnitskaya, 1998: A method for background long-term prediction of ice appearance dates for rivers and reservoirs in European Russia and Byelorussia. *Journal of Meteorology and Hydrology*, Volume 6, p. 84–91.
- Ginzburg B.M., S.V. Borsch, N.D. Efremova, M.I. Silnitskaya et K.N. Polyakova, 2002: Methods of long-range and medium-range forecasting of dates of the spring flood maximal level on rivers on European territory of Russia. *Journal of Meteorology and Hydrology*, Volume 11, p. 81–92.

- Ginzburg B.M. et M.I. Silnitskaya, 2000: Influence of the oceans surface of temperature distribution on the on terms of opening of the rivers of the European territory of Russia. *Journal of Meteorology and Hydrology*, Volume 6, p. 86–91.
- Gray, D.M. et D.H. Male (responsables de la publication), 1981: *Handbook of Snow: Principles, Processes, Management and Use*. Toronto, Pergamon Press.
- Hedstrom, N.R. et J.W. Pomeroy, 1998: Measurements and modelling of snow interception in the boreal forest. *Hydrological Processes*, Volume 12 (10–11), p. 1611–1625.4.
- Hydrometeoizdat, 1989: *Guide on the hydrological forecasts*. The ice forecasts. Volume 3, Leningrad, 168 (en russe).
- Jelesnianski, C.P., 1974: SPLASH II: General Track and Variant Storm Conditions. NOAA Technical Memorandum, NWS, TDL-S2. US Department of Commerce, Mars.
- Joliffe, T. Ian et B.D. Stephenson, 2003: *Forecast Verification A Practitioner's Guide in the Atmospheric Sciences*. Wiley, 240 p.
- Jones, H.G., J. Pomeroy, D.A. Walker et R.W. Hoham, 2001: *Snow Ecology: an interdisciplinary examination of snow-covered ecosystems*. Cambridge University Press, 377 p.
- Koren, V.I., B.D. Finnerty, J.C. Schaake, M.B. Smith, D.-J. Seo et Q.Y. Duan, 1999: Scale dependencies of hydrology models to spatial variability of precipitation. *Journal of Hydrology*, Volume 217, p. 285–302.
- Kottegoda, N.T., 1980: *Stochastic Water Resources Technology*. London, Macmillan Press.
- Kovar, K., et H.P. Nachtnebel (responsables de la publication), 1996: Application of Geographic Information Systems in Hydrology and Water Resources Management. IAHS Publication, N° 235. IAHS Press, 711 p.
- Krzysztofowicz, R., 1992: Bayesian correlation score: a utilitarian measure of forecast skill. *Monthly Weather Review*, Volume 120, p. 208–219.
- Kummerow, C., W. Barnes, T. Kozu, J. Shiue et J. Simpson, 1998: The Tropical Rainfall Measuring Mission (TRMM) sensor package. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, Volume 15, N° 3, p. 809–817.
- Kuo, C.Y. (responsable de la publication), 1993: Engineering Hydrology. *American Society of Civil Engineers*, New York, p. 989–994.
- Mogil, H.M., J.C. Monro et H.S. Groper, 1978: NWS flash flood warning and disaster preparedness programs. *Bulletin of the American Meteorological Society*, Volume 59, p. 690–699.
- Munich Re, 2001: Topics, Annual Review: Natural Catastrophes 2000, Munich.
- Murphy, A.H. et R.L. Winkler, 1987: A general framework for forecast verification. *Monthly Weather Review*, Volume 115, p. 1330–1338.
- Murphy, A.H., 1988: Skill scores based on the mean square error and their relationships to the correlation coefficient. *Monthly Weather Review*, Volume 116, p. 2417–2424.
- Murphy, A.H., 1996: General decompositions of MSE-based skill scores: measures of some basic aspects of forecast quality. *Weather and Forecasting*, Volume 124, p. 2353–2369.
- National Oceanic and Atmospheric Administration et United Nations Department of Economic and Social Affairs, 2004: *Guidelines for Reducing Flood Losses*, 87 p.
- National Research Council (NRC), 1991: *Opportunities in the Hydrologic Sciences*. Washington D.C., National Academy Press, 348 p.
- Ogden, F.L., J. Garbrecht, P.A. DeBarry et L.E. Johnson, 2001: GIS and distributed watershed models, II, Modules, interfaces and models. *Journal of Hydrologic Engineering*, Volume 6, N° 6, p. 515–523.
- Organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture (UNESCO), 1991: *International Workshop on Storm Surges, River Flow and Combined Effects*, 8–12 avril 1991, Hambourg, contribution au projet UNESCO-PHI H-2-2.
- Organisation météorologique mondiale, 1969: *Hydrological Forecasting*, Technical Note No. 92, WMO-No. 228, Genève.
- , 1975: *Intercomparison of Conceptual Models Used in Operational Hydrological Forecasting*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 7, WMO-No. 429, Genève.
- , 1982: *Long-range Water-supply Forecasting*. M. Dyhr-Nielsen (responsable de la publication), Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 20, WMO-No. 587, Genève.
- , 1986: *Intercomparison of Models of Snowmelt Runoff*, WMO-No. 646, Genève.
- , 1990: *Hydrological Models for Water Resources System Design and Operation*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 34, WMO-No. 740, Genève.
- , 1992: *Simulated Real-time Intercomparison of Hydrological Models*. Rapport d'hydrologie opérationnelle N° 38, WMO-No. 779, Genève.
- , 1994: *Guide des pratiques hydrologiques*. Cinquième édition, OMM-N° 168, Genève, p. 779–782.
- , et Organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture, 1997: *The World's Water, Is there enough?*.
- Overland, J.E., 1975: Estimation of Hurricane Storm Surge in Apalachicola Bay, Florida. NOAA Technical Memorandum, NWS-17, US Department of Commerce, mars.
- Palmer, W.C., 1965: Meteorological Drought. Research Paper No. 45, US Weather Bureau. Washington D.C.
- Pielke, R.A., Jr et M.W. Downton, 2000: Precipitation and damaging floods, Trends in the United States, 1932–1997. *Journal of Climate*, Volume 13, p. 3625–3637.

- Pomeroy, J.W. et D.M. Gray (responsables de la publication), 1995: *Snowcover Accumulation, Relocation and Management*. National Hydrology Research Centre, Saskatoon, Sask., Canada. NHRI Science Report No. 7, 144 p.
- Pomeroy, J.W. et E. Brun, 2001: Physical Properties of Snow. In: *Snow Ecology: An Interdisciplinary Examination of Snow-covered Ecosystems*, H.G. Jones, J.W. Pomeroy, D.A. Walker et R.W. Hoham (responsables de la publication). Cambridge, Cambridge University Press, p. 45–126.
- Rango, A., J. Martinec, J. Foster et D. Marks, 1983: Resolution in operational remote-sensing of snow cover. Hydrological Applications of Remote-sensing and Remote Data Transmission. Proceedings of the Hamburg Symposium, août 1983, IAHS Publ. No. 145, p. 371–382.
- Riccardi, G.A., E.D. Zimmermann et R.-A. Navarro, 1997: Zonification of areas with inundation risk by means of mathematical modelling in the Rosario region Argentina. In: *Destructive Water, Water-Caused Natural Disasters, their Abatement and Control*, G.H. Leavesley, H.F. Lins, F. Nobilis, R.S. Parker, V.R. Schneider, F.H.M. van de Ven, (responsables de la publication). IAHS Publ. 239, IAHS Press, p. 123–135.
- Seo, D.-J. et J.P. Breidenbach, 2002: Real-time correction of spatially nonuniform bias in radar rainfall data using rain gauge measurements. *Journal of Hydrometeorology*, Volume 3, N° 2, p. 93–111.
- Shi, J.C., J. Dozier et H. Rott, 1994: Snow Mapping in Alpine Regions with Synthetic Aperture Radar. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote-sensing*, Volume 31, N° 1, p. 152–158.
- Sittner, W.T. et K.M. Krouse, 1979: Improvement of Hydrologic Simulation by Utilizing Observed Discharge as an Indirect Input (Computed Hydrograph Adjustment Technique – CHAT). NOAA Technical Memorandum NWS HYDRO-38, février, US Department of Commerce.
- Sittner, W.T., C.F. Schauss et J.C. Monro, 1969: Continuous hydrograph synthesis with an API-type hydrological model. *Water Resources Research*, Volume 5, N° 5.
- Smith, M.B., K.P. Georgakakos et X. Liang, (responsables de la publication), 2004a: The Distributed Model Intercomparison Project (DMIP). Special Issue of *Journal of Hydrology* (sous presse).
- Smith, M.B., D.-J. Seo, V.I. Koren *et al.*, 2004b: The Distributed Model Intercomparison Project (DMIP): An Overview. *Journal of Hydrology* (sous presse).
- Sweeney, T.L., 1992: Modernized areal flash flood guidance. NOAA Technical Report NWS HYDRO 44, Hydrology Laboratory, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, MD, octobre, 21 p. et un appendice,
- Tachikawa, Y., B.E. Vieux, K.P. Georgakakos et E. Nakakita (responsables de la publication), 2003: *Weather Radar Information and Distributed Hydrological Modelling*. IAHS Publications No. 282, IAHS Press, 323 p.
- Todini, E. et J.R. Wallis, 1978: A Real-time Rainfall Runoff Model for an On-line Flood Warning System. AGU Chapman conference on applications of kalman filtering theory and techniques to hydrology, hydraulics and water resources, Pittsburgh, Pennsylvanie, 22–24 mai 1978.
- Twedt, T.M., J.C. Schaake et E.L. Peck, 1977: National Weather Service extended streamflow prediction. *Proceedings of the western snow conference*, Albuquerque, Nouveau-Mexique, 19–21 avril 1977.
- US Bureau of Reclamation, 1960: Design of Small Dams. Appendice A, Washington D.C., p. 413–431.
- US Department of Commerce, 2002: Final Report on Hurricane Reconstruction Program, Central American and the Dominican Republic, mai 2002.
- Urbonas, B.R. et L.A. Roesner, 1993: Hydrologic design for urban drainage and flood control. In: *Handbook of Hydrology*, D.R. Maidment (responsable de la publication), New York, McGraw-Hill Inc., p. 28.1–28.52.
- Weaver, J.F., E. Gruntfest et G.M. Levy, 2000: Two floods in Fort Collins, Colorado, Learning from a natural disaster. *Bulletin of the American Meteorological Society*, Volume 81, N° 10, p. 2359–2366.
- Young, P.C., 1993: *Concise Encyclopaedia of Environmental Systems*. Pergamon Press, p. 22.

