



Communication 21

Conférence sur la recherche appliquée en
relation avec la troisième correction du Rhône
*Tagung über angewandte Forschung
im Rahmen der 3. Rhonekorrektio*

Martigny, jeudi 9 juin 2005

Nouveaux développements dans la gestion des crues *Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes*

-
- N° 10 2002 J. Dubois, M. Piroton
Génération et transfert des crues extrêmes - Le logiciel Faitou
- N° 11 2002 A. Lavelli, G. De Cesare, J.-L. Boillat
Modélisation des courants de turbidité dans le bassin Nord du Lac de Lugano
- N° 12 2002 P. de Almeida Manso
Stability of linings by concrete elements for surface protection of overflow earthfill dams
- N° 13 2002 E. Bollaert
Transient water pressures in joints and formation of rock scour due to high-velocity jet impact
- N° 14 2003 D. S. Hersberger
Wall roughness effects on flow and scouring in curved channels with gravel bed
- N° 15 2003 Ch. Oehy
Effects of obstacles and jets on reservoir sedimentation due to turbidity currents
- N° 16 2004 J.-L. Boillat, P. de Souza
Hydraulic System - Modélisation des systèmes hydrauliques à écoulements transitoires en charge
- N° 17 2004 Cycle postgrade en aménagements hydrauliques
Collection des articles des travaux de diplôme postgrade
- N° 18 2004 S. Emami
Erosion protection downstream of diversion tunnels using concrete prisms - Design criteria based on a systematic physical model study
- N° 19 2004 Ph. Chèvre
Influence de la macro-rugosité d'un enrochement sur le charriage et l'érosion en courbe
- N° 20 2004 S. André
High velocity aerated flows on stepped chutes with macro-roughness elements
- N° 21 2005 Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône
Nouveaux développements dans la gestion des crues



Communication 21

Conférence sur la recherche appliquée en
relation avec la troisième correction du Rhône
*Tagung über angewandte Forschung
im Rahmen der 3. Rhonekorrektio*

Martigny, jeudi 9 juin 2005

Nouveaux développements dans la gestion des crues *Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes*

Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône
Konferenz über angewandte Forschung im Rahmen der 3. Rhonekorrektion
Martigny, 9 juin 2005 / 9. Juni 2005

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Ouverture de la Conférence

Konferenzeröffnung

Avant-propos - Vorwort

Anton Schleiss, Jean-Louis Boillat

Importance de la recherche pour la 3^e correction du Rhône

Jean-Jacques Rey-Bellet

Préface

Jean-Pierre Jordan

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Avant-propos – Vorwort

Anton Schleiss et Jean-Louis Boillat

Un axe important des activités de recherche dans divers instituts de nos hautes écoles est consacré à la protection contre les crues et à l'aménagement des cours d'eau. Les connaissances acquises doivent être transférées le plus rapidement possible dans un but d'application pratique. Les présentations ont pour objectif de communiquer les résultats pratiques acquis en matière de prévision, de prévention et de gestion des crues à travers trois projets de recherche : DIFUSE, MINERVE et SYNERGIE. Le premier concerne les digues fusibles et submersibles, le second l'utilisation préventive des retenues à accumulation et le dernier les synergies possibles entre les aménagements fluviaux à buts multiples et la protection contre les crues.

Cette conférence qui s'adressait à tous les professionnels concernés par la gestion des crues, en particulier ceux qui sont intéressés par le projet de la 3^{ème} correction du Rhône, a suscité un vif intérêt avec plus de 100 participants.

Nous remercions tous les auteurs et conférenciers pour leurs contributions intéressantes. Nous remercions également l'Association suisse pour l'aménagement des eaux du soutien apporté à l'organisation de la conférence. La compilation finale de la présente communication a été réalisée par Philippe Heller.

Der Hochwasserschutz ist ein wichtiger Schwerpunkt der Forschung an verschiedenen Instituten unserer Hochschulen. Neu gewonnene Erkenntnisse sollten möglichst schnell in die Praxis übermittelt werden. Die Konferenz hat zum Ziel über praktisch anwendbare Resultate auf dem Gebiet der Vorhersage, der Prävention und der Bewältigung von Hochwasserereignissen zu informieren, welche im Rahmen der Projekte DIFUSE, MINERVE und SYNERGIE erarbeitet wurden. Das erste behandelt als Notentlastungen eingesetzte überström- und erodierbare Hochwasserschutzdämme, das zweite den präventiven Einsatz von Speicherkraftwerken und das dritte die möglichen Synergien zwischen Mehrzweckkraftwerksanlagen und Hochwasserschutz.

Die Fachtagung, welche sich an alle im Hochwasserschutz tätigen Fachleute richtet, insbesondere an diejenigen, welche an der 3. Rhonekorrektur beteiligt sind, ist mit mehr als 100 Teilnehmern auf ein reges Interesse gestossen.

Wir danken allen Autoren und Referenten für die interessanten Beiträge. Wir danken zudem dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband für die Mithilfe bei der Organisation. Die vorliegende Mitteilung wurde von Philippe Heller zusammengestellt.

Prof. Dr Anton Schleiss

Dr Jean-Louis Boillat

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Importance de la recherche pour la 3^e correction du Rhône

Changements climatiques et fuite des cerveaux

Jean-Jacques Rey-Belley, Conseiller d'Etat

La troisième correction du Rhône comme tous les autres projets cours d'eau doivent être conçus en tenant compte de deux grandes thèmes d'actualité en Valais : les changements climatiques et la fuite des cerveaux.

La variation du climat est un fait observé, même si toutes ses implications, notamment sur les risques de crues, sont encore loin d'être identifiées. Il faut y voir l'une des nombreuses incertitudes que doivent prendre en compte les responsables politiques et les spécialistes des dangers naturels. La stratégie de protection contre les inondations que met en place le Canton du Valais, en assurant des solutions souples et en tenant compte de la gestion des événements extrêmes, permet de prendre en compte ces incertitudes liées au caractère aléatoire des phénomènes mais aussi à la connaissance toujours incomplète de notre milieu naturel non homogène.

La fuite des cerveaux est aussi une préoccupation, puisque nous constatons que si les Valaisans acquièrent volontiers une formation supérieure, un nombre appréciable d'entre eux déploie ses activités hors du Vieux Pays.

La mise sur pied de cette journée portant sur la recherche hydraulique en Valais montre à elle seule l'importance de la thématique. Nous saisissons l'occasion d'insister sur le nécessaire partenariat relatif à tout grand projet, et à la troisième correction du Rhône en particulier. L'intégration des acteurs concernés est non seulement nécessaire à l'identification de tous les besoins qui gravitent autour d'un projet, mais aussi indispensable pour en améliorer l'acceptation auprès de la population et de ses représentants. Pour reprendre l'exemple du Rhône, il est inimaginable de présenter un projet qui ne soit pas compris et porté par ses principaux utilisateurs, à savoir notamment l'agriculture, l'environnement ou encore la pêche pour ne citer que ceux-là.

Le partenariat est efficace s'il se développe sur des assises rigoureuses. C'est pourquoi le canton du Valais s'est adressé au monde académique, et notamment à l'EPFL, pour développer certaines des bases nécessaires à la mise en place de la stratégie de protection contre les crues. D'autres projets de recherche sont en développement et notamment l'étude Rhône-Thur qui élabore les bases environnementales de la renaturation des cours d'eau, avec d'autres instituts de recherche en plus de l'EPFL. Dans le domaine de la recherche, une action initiée par le canton en engendre deux nouvelles : d'une part, les instituts de recherche profitent pour développer de leur côté des aspects complémentaires qui bénéficient également au Canton. D'autre part, ces instituts prennent la responsabilité de communiquer leurs résultats non seulement dans des revues spécialisées, ce qui leur fait gagner des points auprès de leur direction, mais

aussi auprès du monde de la pratique, spécialistes de l'administration et bureaux d'ingénieurs.

La gestion des risques résiduels est un élément fondamental de la stratégie de protection contre les crues. On peut l'assurer soit en prévenant et en gérant au mieux les crues dès leur formation dans le bassin versant, soit en limitant les inondations là où elles font moins mal (faire la part du feu... à l'eau). C'est l'objet des projets MINERVE et DIFUSE. Le troisième aspect permet d'optimiser les investissements en laissant la possibilité de valoriser l'aménagement du cours d'eau. Bien que le projet de troisième correction du Rhône n'ait pas la responsabilité de cette question, nous allons la prendre en compte. La production d'hydroélectricité doit rester possible, sans nécessairement que l'on puisse dire où ni comment aujourd'hui : il convient de laisser cette potentialité ouverte, en fixant clairement les règles du jeu relatives à la protection contre les crues, à l'environnement et de manière générale à l'utilisation de la plaine dans un réel esprit de synergie. Ce mot à la mode utilisé à toutes les sauces est plein de signification : conjuguer les efforts. C'est ce que je souhaite aujourd'hui comme demain dans ce domaine si compliqué, mais tellement passionnant que sont les crues.

Les ingénieurs de la pratique ont un rôle important à jouer et une responsabilité à prendre. La qualité des projets cours d'eau dépend de la qualité du mandataire et les bureaux ne peuvent prétendre à un niveau d'excellence sans poursuivre leur formation. C'est grâce à des bureaux compétents et à jour avec leurs connaissances que le canton peut garantir la qualité des projets et l'atteinte des objectifs dans le respect de la parcimonie financière. En des périodes où l'argent public se fait rare, ce critère de qualité prend toute son importance.

Je remercie donc tout particulièrement l'association suisse pour l'aménagement des eaux par son directeur, Walter Hauenstein et le Laboratoire de constructions hydrauliques par son directeur le prof. Schleiss et son collaborateur Jean-Louis Boillat, d'avoir mis sur pied cette journée de conférences. Je n'oublierai pas la Confédération, par l'Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), qui apporte un soutien technique et financier important.

Ces quelques considérations me permettent, comme tout bon ingénieur (et j'espère, comme tout bon politique), d'en arriver aux conclusions, en disant :

Les changements du climat apportent beaucoup d'incertitudes et de risques, Mais si l'on parle des changements du climat des relations entre le monde académique et celui de la pratique, ils peuvent au contraire apporter des certitudes et de la sécurité.

Finalement, peu importe la fuite des cerveaux, pourvu qu'ils remontent à la source pour se reproduire.

Jean-Jacques Rey-Bellet

Conseiller d'Etat

Dpt. des transports, de l'équipement et de l'environnement

Bâtiment Mutua, Place des Cèdres

CH-1950 Sion

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Préface

Jean-Pierre Jordan

Dans le domaine de la protection contre les crues, les besoins actuels de notre société ne sont plus comparables à ceux qui prévalaient lors des premiers grands aménagements de cours d'eau réalisés dès la fin du XIX^{ème} siècle et dans le courant de la 1^{ère} moitié du XX^{ème} siècle. Le développement des activités, rendu possible par ces endiguements, a en effet conduit à une très forte augmentation des valeurs à protéger dans les plaines inondables.

Or, le seuil de protection admis par le passé correspondait généralement à une crue d'occurrence moyenne de 100 ans. Pour des crues supérieures, aucune protection n'était envisagée, au contraire, la rupture des ouvrages de protection réalisés peut aujourd'hui occasionner des dommages largement supérieurs à une situation sans ces ouvrages. Nous devons y remédier aujourd'hui, en nous préoccupant non seulement d'évacuer les crues jusqu'à un certain débit, qui sera forcément dépassé un jour ou l'autre, mais en proposant des solutions qui permettent, quelles que soient les conditions rencontrées, de limiter de manière la plus efficace possible les conséquences d'un événement exceptionnel.

Mais, viser des objectifs de protection contre les crues ne suffit pas à garantir la durabilité d'un projet. Il est également nécessaire de prendre en compte simultanément et de façon équilibrée les trois aspects de la durabilité que sont les considérations économiques, sociales et écologiques. Il est donc essentiel de réfléchir à des solutions intégrales qui permettent à la fois de remplir divers objectifs socio-économiques (ici protection des biens, production hydroélectrique et loisirs) et de prendre en compte la dimension écologique des interventions dont l'importance pour les générations futures était encore trop peu connue par le passé.

Ces objectifs sont poursuivis dans tout projet de protection contre les crues. Mais malgré les connaissances étendues acquises ces deux dernières décennies dans la compréhension des processus dynamique du cours d'eau, par exemple concernant les processus de charriage ou la représentation des dangers naturels, il reste encore d'importants domaines à explorer liés aux préoccupations relativement récentes évoquées plus haut. C'est la raison pour laquelle, la Confédération, par l'Office fédéral des eaux et de la géologie, en dehors de sa participation à l'établissement des bases de dangers et aux mesures de protection contre les crues, s'engage dans le financement de projets de recherche appliquée sur ces thèmes et menés dans les hautes écoles de notre pays, y compris les HES. Les trois axes de recherches traités dans ce séminaire couvrent parfaitement les préoccupations nées voici près d'un quart de siècle - après les

intempéries catastrophiques de l'été 1987 - et nous avons la conviction que les efforts consentis porteront leurs fruits dans un futur proche.

L'application de ces recherches dans la pratique ne se sera probablement pas immédiate et il reste dans ce but encore d'importantes questions à approfondir ou des développements à prévoir, mais il est important d'associer dès aujourd'hui tous les intéressés afin que ceux-ci puissent exprimer leurs besoins ou leurs doutes et que, le moment voulu, l'utilisation des résultats par les praticiens coule de source.

Dr Jean-Pierre Jordan
Office fédéral des Eaux et de la Géologie
Ländtestrasse 20
CH-2501 Bienne

Session 1

Digues fusibles et submersibles pour la gestion des crues (DIFUSE)

Überström- und erodierbare Hochwasserschutzdämme als Notentlastungen (DIFUSE)

Ouverture de la session, Introduction par le président

Tony Arborino

La problématique du déversement contrôlé

Jean-Louis Boillat

Wechselwirkung zwischen einer seitlichen Notentlastung und dem Geschiebetransport

Burkhard Rosier, Jean-Louis Boillat, Anton Schleiss

Autodestruction du couronnement d'une digue fluviale pour le déversement de débits surabondants

Jean-Marc Ribi, Johann Pury

Ecoulement sur le parement aval d'une digue et érosion en pied

Jacques Bonvin

Modélisation et simulation virtuelle des crues

Robert Haldi, Denis Berthoud

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Digues fusibles et submersibles pour la gestion des crues Überström –und erodierbare Hochwasserschutzdämme als Notentlastungen

Tony Arborino

Introduction

Le risque résiduel...on en parle beaucoup, on le cite souvent. On doit le gérer, nous le savons tous. Mais comment ? Cette question se pose pour tout aménagement de cours d'eau et donc en particulier pour la troisième correction du Rhône. Et l'enjeu est de taille : 160 km de cours d'eau, près de 10 milliards de dégâts potentiels. Il est évident que nous devons protéger la plaine contre la crue de dimensionnement et assurer un minimum de dégâts en cas de crue supérieure. C'est souvent la définition de la gestion du risque résiduel. Mais c'est plus que cela et, en guise de boutade, on pourrait dire que « le risque résiduel, c'est ce qu'on oublie...quand on a pensé à tout ! ».

Alors, comment s'en prémunir ?

Dans la troisième correction du Rhône, cette question se pose pour l'état actuel, pour la phase de travaux (qui durera plus de 20 ans) et une fois le projet réalisé.

Dans l'état actuel, quatre actions sont mises en place et adaptées aux nouvelles connaissances.

- La gestion préventive des crues, qui fait l'objet du projet MINERVE sera présenté plus loin. Elle permettra, par la prévision hydrométéorologique, une meilleure connaissance des crues et une meilleure gestion par l'amélioration de l'effet de rétention des retenues hydroélectriques.
- L'optimisation de l'entretien des berges, qui fait l'objet d'une directive cantonale édictée en 2003 à l'attention des communes, responsables de l'entretien. Ce document définit les principes et met en évidence les gains hydrauliques suivant le type d'entretien mis en place.
- L'établissement d'un plan d'intervention d'urgence, basé sur la connaissance des points faibles et scénarios possibles en cas de crue.
- La gestion territoriale, par l'élaboration d'un « plan sectoriel » Rhône définissant les zones de danger et la réglementation territoriale associée.

La réalisation de la 3^{ème} correction apportera le dernier élément décisif à la réduction des risques en cas de crue extrême. Elle intégrera la gestion des crues supérieures à la capacité hydraulique du Rhône dans des corridors d'évacuation des eaux où la vulnérabilité est limitée. Ces corridors pourront également retenir temporairement une partie des eaux et écrêter les crues vers l'aval. Les points de contrôle en cas de

surcharge du système constitueront donc la clé de voûte du système de protection. Les digues submersibles ou fusibles constituent certainement les ouvrages les plus appropriés.

Mais leur fonctionnement est encore mal connu comme l'a confirmé la recherche bibliographique menée dans ce projet de recherche. C'est pourquoi, l'Etat du Valais et l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie ont initié et soutenu ce projet de recherche DIFUSE. Les réponses apportées dans ce domaine spécifique par la mise en réseau des compétences de l'EPFL avec les Ecoles d'Ingénieurs des Cantons de Fribourg, Vaud et Genève sont un pas important vers la réalisation sur le terrain de la conception de gestion du risque résiduel.

Tony Arborino

SRCE Valais

Projet R3

Av. de France

CH-1950 Sion

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

La problématique du déversement contrôlé

Jean-Louis Boillat

Résumé

Historiquement, la principale mesure de protection contre l'inondation des terres riveraines consiste en un accroissement de la capacité d'écoulement du cours d'eau. Aujourd'hui, cette pratique est élargie à une stratégie de gestion des crues orientée vers la réduction du risque. Elle consiste à satisfaire des objectifs de protection et à gérer le risque résiduel. Ce dernier point peut être résolu par épanchement des eaux excédentaires vers des sites peu dommageables, au bénéfice de la sécurisation d'autres parties du territoire.

Ce type de solution est déjà pratiqué sur de nombreux cours d'eau. Il est également envisagé dans le cadre de la 3ème correction du Rhône en Valais. Pour favoriser le déversement latéral et dériver le surplus de débit vers des zones réservées sans provoquer la rupture des digues, des déversoirs fusibles et submersibles doivent être intégrés dans les levées. Afin d'améliorer les connaissances et d'apporter des solutions concernant l'organisation et le dimensionnement de ces ouvrages de décharge, un projet de recherche a été engagé. Sous l'acronyme DIFUSE, le sujet est découpé en quatre volets traitant l'ensemble des problèmes hydrauliques à considérer : le déversement latéral, le transport solide, le comportement du fusible, la stabilité du revêtement, l'érosion en pied de digue et l'intégration géométrique de l'ouvrage.

Zusammenfassung

Lange Zeit galt die Erhöhung der Abflusskapazität eines Gewässers als wirksamste Massnahme zur Gefahrenabwehr vor Überschwemmungen. Dieses Konzept ist im Laufe der Zeit auf eine Strategie der Risikoreduktion ausgedehnt worden. Sie basiert darauf, formulierte Schutzziele zu gewährleisten und das Restrisiko abschätzen und kontrollieren zu können. Das Restrisiko für Gebiete mit hohem Schadenspotential kann durch Ausleiten einer bestimmten Wassermenge auf Flächen mit geringem Schadenspotential verringert werden.

Diese Art der Risikoverminderung wird bereits an zahlreichen Flüssen angewandt und ist auch im Rahmen der 3. Rhonekorrektio im Wallis angedacht. Durch kontrolliertes Überfluten mit Hilfe im Hochwasserschutzdamm integrierter überströmbarer bzw. erodierbarer Dämme kann die die Kapazität des Gewässers übersteigende Abflussmenge in dafür vorgesehene Flächen abgegeben werden und ein eventuelles Versagen des Hochwasserschutzdamms vermieden werden. Zur Verbesserung der Kenntnisse bzgl. Anordnung, Bemessung und Dimensionierung dieser Entlastungsbauwerke ist das Forschungsprojekt DIFUSE ins Leben gerufen worden. Das Projekt gliedert sich in vier Teilprojekte: Seitlicher Überfall und Feststofftransport,

Gestaltung und Verhalten eines erodierbaren Notentlastungselementes (fuse plug), Stabilität des Deckwerkes und Erosion und Kolkbildung am Dammfuss sowie geometrische Anordnung des Bauwerkes.

1. Inonder pour se protéger des crues

Les crues avec leur pouvoir destructeur font régulièrement la une de l'actualité. Les exemples d'inondations, sources de pertes matérielles et parfois de vies humaines, ne manquent pas sur notre planète. Il n'est pourtant pas envisageable de déplacer toutes les activités implantées dans les zones menacées, d'autant que les inondations sont par essence irrégulières tant en fréquence qu'en importance. L'aménagement du territoire offre néanmoins des possibilités de gestion de la vulnérabilité des biens. Pour relever ce défi, il faut se souvenir que lorsqu'un cours d'eau sort de son lit la cause n'en incombe pas uniquement aux conditions locales. Les caractéristiques du bassin versant, la présence de retenues naturelles ou artificielles, les lâchés d'eau ou les ruptures d'embâcles sont autant d'éléments qui contribuent à la dynamique du fleuve.

Le concept de protection durable capable de s'adapter à l'aléa hydraulique recourt, par la force des choses, à une planification différenciée du territoire consistant notamment à définir des zones inondables pour épargner les territoires plus dommageables. Il faut donc organiser l'inondation pour se protéger des crues.

1.1 Les types d'inondation

Chaque partie du territoire possède une dynamique propre qu'il est possible d'évaluer en termes d'occurrence des crues et d'importance des dommages. Les directives éditées par l'Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG, 2001) proposent une approche globale et pluridisciplinaire pour aborder cette problématique et développent une stratégie à respecter dans l'élaboration d'un projet de protection contre les crues. L'analyse commence par une évaluation de la situation de danger et des dégâts potentiels. Lors de cette étape il est important de bien distinguer les types possibles d'inondation qui peuvent se résumer ainsi (Auclerc, 2002) :

- par débordement direct, lorsque le cours d'eau quitte le lit mineur pour occuper le lit majeur ;
- par débordement indirect lorsque les eaux remontent par résurgence sous l'effet de mise en pression des nappes alluviales et des réseaux d'assainissement ;
- par stagnation d'eaux pluviales, liée à une capacité insuffisante d'infiltration ou de drainage lors de fortes pluies ;
- par ruissellement des zones imperméables, capable de saturer le réseau d'évacuation et de provoquer l'inondation des zones dépressionnaires ;
- par des crues exceptionnelles lors d'épisodes météorologiques à période de retour élevée ;
- par destruction d'ouvrages (digues, barrages, levées), en particulier sur les secteurs où le lit du cours d'eau est endigué à un niveau supérieur à celui de la plaine (Fig.1) ;
- par la propagation d'une onde générée par rupture d'embâcle ou glissement de terrain dans une retenue.

L'examen de ces différents cas de figure met en évidence les possibilités offertes de créer artificiellement une inondation, notamment par rupture volontaire de digue. Le

principe des digues fusibles et submersibles était déjà pratiqué par les Égyptiens à des fins de protection contre les crues et d'irrigation. Cette possibilité d'ouvrir « aux endroits les plus commodes et moins dommageables des déchargeurs pour recevoir les eaux » était aussi acceptée sous le règne de Louis XIII (1629). Elle a également été appliquée par les ingénieurs du XVIII^e siècle pour la protection contre les crues de la Loire (Auclerc, 1999) et plus récemment sur la Reuss dans le canton d'Uri (Bosshard, 2000). D'une manière générale, cette pratique suscite un nouvel intérêt dans le développement de solutions durables. Elle est sérieusement envisagée sur de nombreux cours d'eau, en particulier dans le cadre de la 3^{ème} correction du Rhône, qui pourrait constituer un cas d'école en la matière.



Figure 1 : Ouverture accidentelle de brèches dans les digues latérales du Rhône lors de la crue d'octobre 2000

1.2 L'évaluation du risque

Par définition, le risque résulte de la confrontation des prévisions de submersion, l'aléa, avec la vulnérabilité des enjeux. Dans ce jargon, l'aléa hydraulique exprime le potentiel de destruction ou de dégradation par une crue à l'endroit considéré. L'évaluation de ce potentiel requiert la définition de la probabilité, de l'importance et de l'extension géographique de l'inondation. L'aléa hydraulique est associé à une notion de fréquence, exprimée par la période de retour, et à des paramètres de submersion tels que la hauteur et la vitesse de l'eau, mais aussi le temps d'alerte et la durée de l'inondation. Les enjeux représentent la valeur des biens à protéger. Ils peuvent être d'ordre social, économique et environnemental. Les directives fédérales d'élaboration des cartes de danger (OFEG, 2001) et les barèmes établis pour l'appréciation des enjeux (OFEG, 2005) s'appliquent ainsi à l'évaluation du risque.

1.3 La gestion du risque

La minimisation du risque correspond à une réduction de l'aléa et/ou de la vulnérabilité de la zone. La question à résoudre est de savoir dans quelle mesure des travaux valent la peine d'être réalisés pour empêcher ou déplacer l'inondation. Dans ce contexte, le classement de zones peu dommageables en surfaces inondables revêt un intérêt certain, en particulier si le laminage de la crue opéré par la rétention permet de réduire le risque à l'aval. Cet effet de laminage est toutefois difficile à évaluer car il dépend de l'hydrogramme de la crue, du seuil de déclenchement et de la capacité de l'ouvrage de

décharge ainsi que du volume de rétention disponible de la zone d'épanchement. La solution consistant à ouvrir une brèche dans une digue latérale pour réduire le débit de pointe d'une crue n'est de ce fait pas une opération triviale.

Conceptuellement, la protection apportée par l'endiguement d'un cours d'eau est associée à une période de retour objectif. Lorsque le débit de dimensionnement est dépassé, les levées sont débordées et l'inondation peut provoquer instantanément des dommages importants. La gestion du risque résiduel associé à ces débordements, par exemple en inondant des zones d'épanchement, permet de réduire considérablement le risque. Ce concept de gestion, illustré schématiquement sur la figure 2, contribue efficacement au développement durable de la région concernée. Il est admis dans ce schéma que la crue extrême est une notion floue, bornée par la PMF (probable maximum flow). Cette limite peut théoriquement être dépassée en cas d'accident (rupture d'embâcle ou de digue) ou de fausse manœuvre (turbinage pendant la pointe de crue).

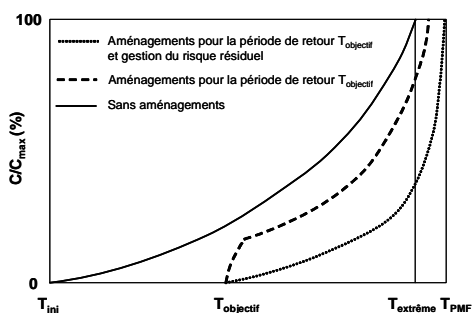


Figure 2 : Evolution schématique du coût relatif des dommages pour les enjeux sans et avec aménagements et dans un concept de gestion du risque résiduel

1.4 La situation actuelle et le projet de troisième correction du Rhône

L'endiguement du Rhône a permis de gagner 17'000 ha de terre. Autrefois inculte la plaine du Rhône est aujourd'hui très prospère et les marécages ont fait place à un territoire fertile. L'endiguement opéré par la première et la deuxième correction du Rhône n'a cependant pas résolu définitivement le problème de la protection contre les crues. En effet, même si les crues de 1987, 1993 et 2000 n'entraînent pas d'inondations aussi importantes que par le passé, les dommages occasionnés s'en trouvaient considérablement accrus en raison de la valeur des biens menacés. Ces crues révélèrent en particulier le mauvais état de certaines digues et la nécessité d'effectuer de nouveaux travaux pour assurer la sécurité.

Face à cette situation, le canton du Valais a initié le projet d'une troisième correction du Rhône, avec les objectifs de garantir la sécurité contre les crues et de rétablir ou de renforcer les fonctions biologiques et socio-économiques que le fleuve doit assurer. Parmi les grands principes du projet (Arborino, 2000) il est prévu d'optimiser la rétention sur des secteurs dont le potentiel de dommage est peu élevé pour réduire le risque à l'aval (Fig. 3). Cette rétention peut se réaliser dans la plaine en confinant les zones d'inondation à l'aide d'arrière-digues. Cet effet de rétention, s'ajoute à celui

produit par les retenues des aménagements hydroélectriques, dont l'efficacité peut être augmentée grâce à une gestion préventive de leur exploitation.

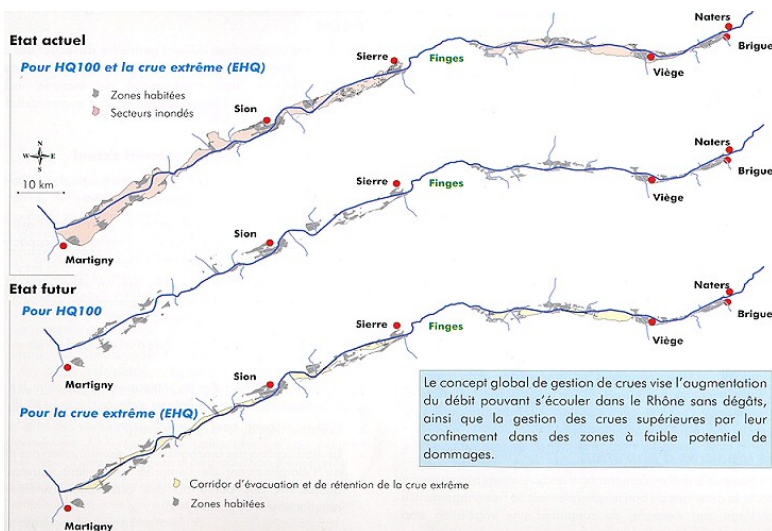


Figure 3 : Les enjeux actuels et le concept de gestion future du risque résiduel dans la vallée du Rhône à l'amont de Martigny (source Arborino, 2000)

2. La stratégie d'inondation

L'application du principe d'écrêtement dynamique des crues repose sur deux niveaux d'écrêtement : tout d'abord par occupation du lit majeur dans les zones d'expansion naturelle des crues, puis par des zones d'épanchement inondées au-delà d'un certain seuil. Cette stratégie doit être accompagnée de protections localisées là où l'effet produit par les deux premiers niveaux se révèle insuffisant.

Le projet global doit s'attacher à déterminer le nombre, l'emplacement et le volume de rétention des zones d'épanchement, qui permettent de satisfaire les objectifs de protection, tout en étant compatibles avec les objectifs environnementaux paysagers et socio-économiques. Il se révèle dès lors important de bien fixer le seuil de déclenchement du remplissage des zones et de maîtriser la vitesse d'ouverture de l'ouvrage de décharge.

Il est en outre primordial de réaliser que le seul critère du volume stocké, au total et/ou par zone individuellement, ne suffit pas à garantir l'efficacité de la protection. Celle-ci dépend non seulement du volume total mais aussi de sa répartition géographique le long du cours d'eau. Seul un modèle de simulation du système hydraulique complet permet de définir clairement le fonctionnement du système et de l'optimiser.

2.1 Le seuil de déclenchement

Le seuil de déclenchement d'un élément fusible destiné à évacuer la part excédentaire du débit de crue vers la zone d'épanchement est généralement fixé par la limite de débit

acceptable sur le tronçon aval du cours d'eau. Ce critère doit être en adéquation avec le volume de stockage disponible dans la zone d'épanchement. En effet, si ce volume est insuffisant, le laminage escompté ne sera pas atteint et la protection que partiellement ou pas du tout assurée (Fig. 4a). Il faut également veiller à maîtriser un déversement excessif éventuel.

2.2 L'ouverture progressive du fusible

Afin d'utiliser de manière optimale le volume disponible de la zone d'épanchement, l'ouverture du fusible doit être opérée de manière à suivre l'évolution de l'hydrogramme de crue (Fig. 4b). Une ouverture trop rapide conduit à un remplissage prématuré préjudiciable à l'effet de laminage escompté. Une ouverture trop lente laisse passer un débit trop important par rapport à l'objectif fixé sur le tronçon aval. Le dispositif d'ouverture devrait ainsi offrir une certaine marge de manœuvre pour la régulation du débit dérivé.

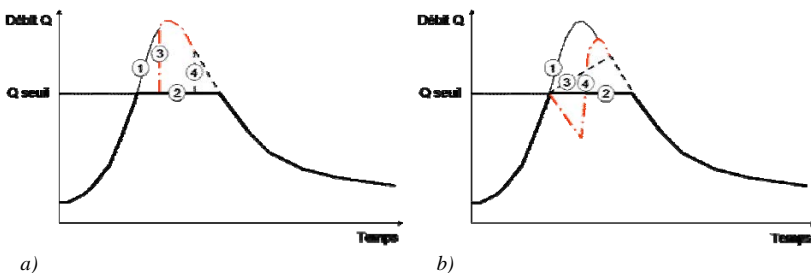


Figure 4 : a) Influence du seuil de déclenchement du fusible ;

- 1 : Hydrogramme de crue, 2 : Hydrogramme laminé de manière optimale;
- 3 : Laminage inefficace en raison d'un volume de rétention largement insuffisant;
- 4 : Laminage partiel résultant d'un volume de rétention insuffisant.

b) Influence de la vitesse d'ouverture du fusible ;

- 1 : Hydrogramme de crue, 2 : Hydrogramme laminé de manière optimale;
- 3 : Laminage inapproprié dû à une ouverture trop lente du fusible;
- 4 : Laminage inefficace résultant d'une ouverture trop rapide du fusible.

2.3 La position du l'élément fusible

L'emplacement de l'élément fusible destiné à décharger le tronçon aval du cours d'eau dépend essentiellement de l'existence de zones propices à l'inondation. Il est donc rarement possible de choisir la rive de déversement en fonction de la morphologie locale. Il est par contre utile d'examiner l'influence de la position de l'élément fusible par rapport à la zone d'épanchement.

En plaçant le fusible à l'aval de la zone, le remplissage de cette dernière se fait par inondation consécutive à l'augmentation du plan d'eau (Fig. 5a). Si le volume disponible est insuffisant pour laminar la crue, le refoulement se produit à condition que le niveau atteint dans la zone d'épanchement devient supérieur à celui du cours d'eau.

Si cela n'est pas possible, l'arrière-digue est submergée et l'inondation se propage vers le territoire aval. Il est impératif dans ce cas d'éviter la rupture de l'arrière-digue dont les effets peuvent être catastrophiques. Des ouvrages de décharge doivent donc être prévus à cet effet.

En plaçant le fusible à l'amont de la zone, le remplissage se fait écoulement gravitaire du débit déversé vers le point bas de la zone d'épanchement (Fig 5b). Il convient alors d'accorder une attention particulière à la circulation de ce flux et de veiller à ce qu'il ne conduise pas à la déstabilisation du pied de digue. Si le volume disponible est insuffisant pour laminer la crue, un organe de décharge peut être envisagé à l'aval de la zone, à condition que le niveau atteint dans le cours d'eau le permette. Si cela n'est pas possible, l'arrière-digue sera submergée comme précédemment et des ouvrages de décharge doivent être prévus.

Lorsque le choix est possible, le remplissage depuis l'aval est certainement la meilleure solution. Dans tous les cas, la vidange de la zone d'épanchement sera assurée après le passage de la crue. Cette opération est réalisée gravitairement de préférence, au travers d'une conduite équipée d'une vanne ou d'un clapet anti-retour. Elle peut aussi être réalisée par pompage.

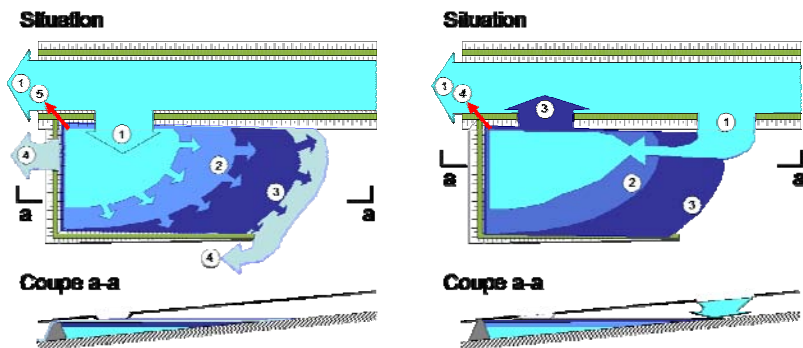


Figure 5 : Influence de la position du fusible

a) Remplissage depuis l'aval ;

- 1 : le déversement latéral permet de laminer la crue ;
- 2 et 3 : le remplissage se fait par augmentation progressive du plan d'eau ;
- 4 : l'inondation se propage vers le territoire aval ;
- 5 : la vidange de la retenue s'opère à la fin de la crue.

a) Remplissage depuis l'amont ;

- 1 : le déversement latéral permet de laminer la crue, le débit déversé traverse la zone d'épanchement en direction de son point le plus bas ;
- 2 : le remplissage se fait par augmentation progressive du plan d'eau ;
- 3 : la surverse de trop-plein peut être envisagée dans le cours d'eau lui-même ;
- 4 : la vidange de la retenue s'opère à la fin de la crue.

Les ouvrages de rétention d'eau présentent toujours un danger potentiel pour les territoires aval, en particulier lorsqu'ils sont destinés à la protection contre les inondations, car ils se situent à l'amont des zones vulnérables qu'ils protègent. Ils génèrent de ce fait un risque nouveau, dont la maîtrise est d'ordre technologique. Le sentiment de sécurité qui se développe à l'aval de ces aménagements se doit d'être relativisé en examinant attentivement le risque résiduel qui leur est associé.

3. Le dimensionnement des digues fusibles et submersibles. Le projet DIFUSE.

Les considérations faites précédemment démontrent si besoin est qu'une attention toute particulière doit être accordée au dimensionnement des zones d'épanchement et des ouvrages qui contrôlent leur fonctionnement. Ceci est d'autant plus important que la rareté et la dangerosité des fortes crues n'autorisent pas un ajustement progressif des dispositifs mis en place. C'est pourquoi un projet de recherche a été initié dans l'objectif d'améliorer les connaissances et d'apporter des solutions à la problématique des débordements volontaires créés par l'ouverture de brèches dans les levées. Cette étude sur les « digues fusibles et submersibles pour la protection contre les crues » a été développée sous l'acronyme DIFUSE.

3.1 Les partenaires du projet

Le projet DIFUSE, a été réalisé en partenariat (Fig. 6) par l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne et les Hautes Ecoles Spécialisées de Fribourg, Genève et Yverdon.

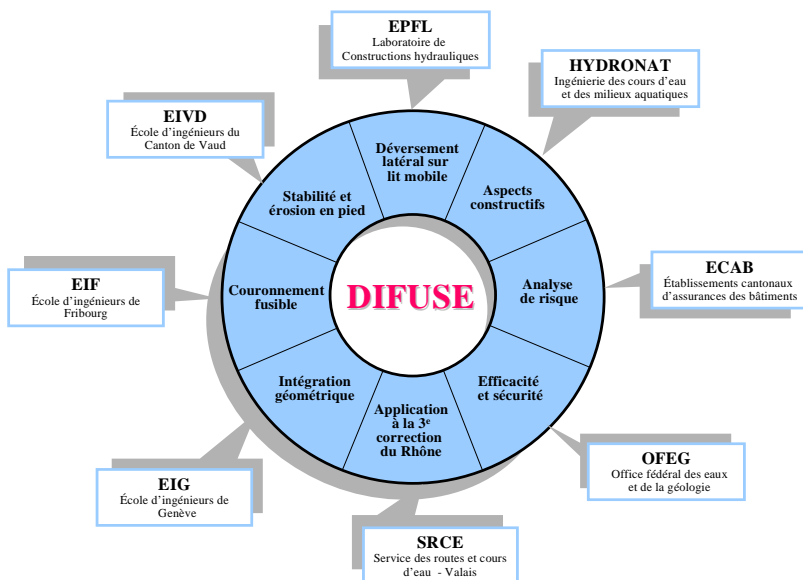


Figure 6: Les partenaires et attributions du projet DIFUSE

Il était soutenu et accompagné par le Service des routes et cours d'eau du canton Valais (SRCE-VS), l'Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), le bureau Hydronat SA et l'Etablissement cantonal d'assurances des bâtiments Fribourg (ECAB). Ce projet avait pour objectif de développer les bases de dimensionnement des digues fusibles et submersibles en traitant l'ensemble des problèmes hydrauliques à considérer. La motivation était aussi de développer un réseau de compétences en ingénierie hydraulique reposant sur un partenariat entre EPF et HES.

3.2 Les objectifs et l'organisation du projet

Le sujet est traité en quatre volets traitant l'ensemble des problèmes hydrauliques à considérer en phase de dimensionnement (Fig. 7): le déversement latéral et son interaction avec le transport solide dans le cours d'eau, le comportement du fusible, la stabilité du revêtement de digue, l'érosion en pied de digue et l'implication de l'ouvrage dans le comportement dynamique de l'environnement local.

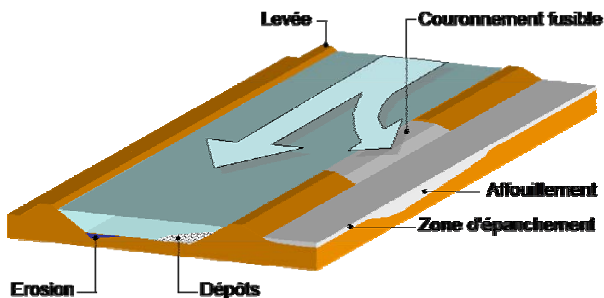


Figure 7: Les aspects examinés par le projet DIFUSE

Déversement latéral en lit mobile : La perte d'une partie du débit par un déversement latéral a pour effet de réduire la capacité de transport par charriage. Il en résulte la formation locale de dépôts sédimentaires qui provoquent un accroissement non contrôlé du débit déversé latéralement (Rosier et al., 2005a et b). Le changement de débit au droit du déversoir latéral provoque une surélévation du lit mobile et une modification progressive de sa morphologie à l'aval et à l'amont de l'ouvrage. Les plus fortes variations se manifestent à l'endroit du déversoir sous l'effet de perturbations dues aux formes de lit. L'évolution s'atténue au cours du temps et le dépôt tend vers une forme plus ou moins stable qui provoque une réduction de section significative à l'extrémité aval du déversoir. Les dépôts sont également responsables d'une augmentation de la vitesse d'écoulement sur la rive opposée au déversoir, induisant une sollicitation supplémentaire des berges. Il en résulte des zones d'érosion qui se développent vers l'aval en passant d'une rive à l'autre en même temps qu'elles s'atténuent progressivement. Sur le tronçon aval, le lit mobile tend à conserver son niveau initial.

Comportement du couronnement fusible : Le couronnement de digue fusible est un dispositif intégré qui doit être capable de s'effacer lorsque le niveau de la crue atteint une cote critique de contrôle (Ribi et Pury, 2005). Le scénario consiste à organiser l'ouverture d'une série de brèches localisées sur le couronnement de la digue, et à

favoriser l'érosion naturelle du linéaire qui les sépare. Après un certain temps, la fenêtre intégralement dégagée offre sa capacité maximale d'évacuation. Le problème réside dans la mise au point de cette procédure, dans le développement de l'organe fusible et dans la progression temporelle de l'ouverture déversante. La solution examinée s'inspire des ruptures accidentelles provoquées par les terriers creusés horizontalement depuis le parement amont de la digue. Le dispositif proposé est capable de libérer la section en un temps adapté à l'augmentation du débit de crue.

Stabilité du revêtement et érosion en pied de digue : Lors de la rupture du fusible, une partie de l'écoulement déverse latéralement sur le corps de digue. La sollicitation hydraulique ne doit pas provoquer la ruine de l'ouvrage. Il importe donc que le revêtement de protection résiste à l'écoulement et que l'érosion en pied de digue ne soit pas préjudiciable à sa stabilité (Bonvin, 2005). Les paramètres à considérer sont principalement le débit unitaire d'évacuation, la longueur de l'échancrure, l'inclinaison du parement aval, le type et la dimension des éléments de revêtement ainsi que la nature de la couche superficielle du sol récepteur. Il est ainsi possible de dissiper une partie de l'énergie sur un parement rugueux pour réduire l'affouillement en pied de digue. A l'inverse, un revêtement lisse transfère une énergie résiduelle plus importante, qui peut nécessiter la présence d'un bassin amortisseur ou d'une protection équivalente.

Intégration géométrique du fusible : L'évolution de l'écoulement dans la zone d'épanchement, le remplissage progressif de cette dernière jusqu'à saturation et sa vidange en phase de décrue dépendent exclusivement de la configuration géométrique locale. Pour la simulation de ce processus dynamique, il est fait recours aux techniques de modélisation hydraulique et infographiques. La combinaison d'images numériques issues d'une simulation hydraulique et d'un volume de synthèse habillé d'une orthophotographie permet de reproduire l'inondation (Haldi, 2005). Cette information est particulièrement utile pour l'aménagement de la zone de réception et de ses ouvrages annexes, tels que chenal d'inondation, organes de trop-plein et de vidange, arrière-digue, ainsi que pour évaluer les dommages causés par une crue.

Assemblage des éléments : L'examen séparé des différents volets du projet DIFUSE repose sur l'hypothèse d'une complémentarité fonctionnelle des différents éléments. Les résultats de l'étude sont sensés pouvoir être assemblés dans une logique respectueuse de la direction du flux, de la configuration souhaitée et du degré de détail recherché. L'établissement des liens topologiques, d'agrégation et de richesse, tels qu'illustrés sur la figure 8, répond à cette logique. Ainsi, différentes longueurs relatives de déversoir par rapport à la largeur du cours d'eau L/B ont été examinées. Parallèlement, diverses configurations de fusibles et de parements aval ont été étudiées.

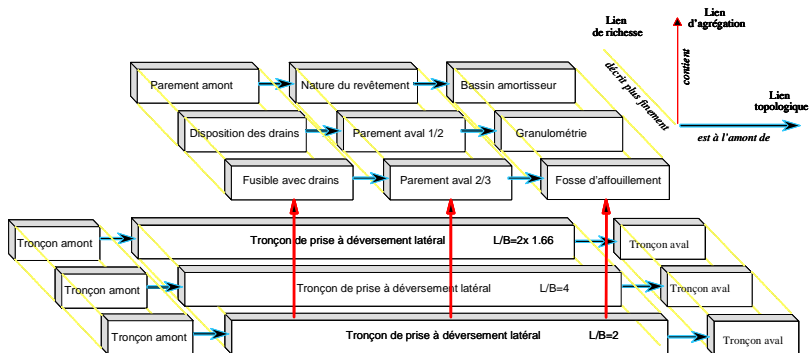


Figure 8: Description organique de l'aménagement avec ses liens topologique, d'agrégation et de richesse

Unité dimensionnelle : Afin d'éviter l'incohérence des résultats produits sur des sites d'expérimentation différents, le projet DIFUSE fait référence au Rhône en Valais. Ainsi, le régime hydraulique est de type fluvial, les dimensions géométriques respectent des proportions adaptées, la granulométrie du lit est en similitude. Même le site fictif utilisé pour la simulation infographique trouve son origine dans la plaine du Rhône. Les paramètres d'étude, tels que la longueur de déversement, l'inclinaison du parement de la digue ou la hauteur relative du fusible se situent dans une gamme possible d'application au projet de la troisième correction du Rhône.

Validation : Afin d'éviter que la combinaison des résultats obtenus par les différents partenaires du projet ne souffrent du non respect d'interactions possibles, un essai d'ensemble du comportement d'une digue fusible a été réalisé dans le bassin hydraulique de l'EIVD à Yverdon. Intégrant les apports respectifs tous les partenaires académiques du projet DIFUSE, cette expérimentation était destinée à établir le lien entre les différents volets de recherche consacrés à la conception et au dimensionnement de digues fusibles et submersibles pour la protection contre les crues. Elle consistait à procéder au laminage d'une crue par déversement latéral en maintenant un débit constant sur le tronçon aval du cours d'eau.

L'essai d'ensemble a ainsi été réalisé en provoquant la destruction du fusible dans une progression allant de l'aval vers l'amont (Fig. 9). L'ouverture du fusible était contrôlée par l'amorçage de brèches successives en fonction du niveau aval mesuré sur le cours d'eau. Les brèches étaient créées artificiellement par l'extraction d'éléments solides intégrés dans le corps du fusible.

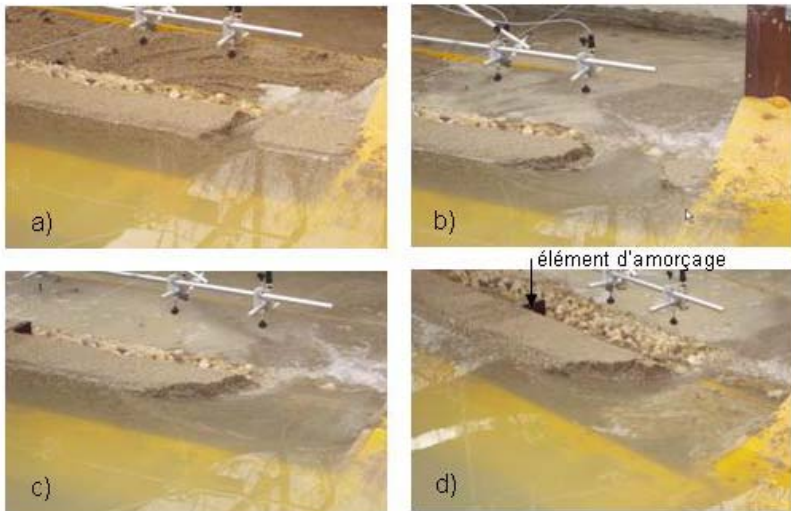


Figure 9: Ouverture progressive du fusible, de a) à d), lors de l'essai d'ensemble. Un élément d'amorçage est visible sur les photos c) et d). Source (Kaeser, 2003)

L'essai confirme clairement qu'une zone de dépôt se forme dans le cours d'eau à l'aval du déversoir latéral. Des dépôts sont également constatés à l'amont du déversoir dans une zone morte le long de la rive contiguë (Fig. 10). Des ondulations régulières se dessinent sur le fond du lit, qui indiquent un régime de rides ou dunes. L'ouverture des brèches est rapide dans les instants qui suivent l'amorçage, puis la progression se ralentit. Il est ainsi possible d'imaginer que l'ouverture de la brèche se stabilise d'elle-même en phase de décrue. Finalement, l'écoulement sur la digue et l'affouillement en pied démontrent la nécessité de stabiliser le couronnement et le parement aval ainsi que l'utilité de dissiper partiellement l'énergie de l'écoulement. L'énergie résiduelle nécessite le renforcement du pied de digue afin de limiter l'affouillement à cet endroit.

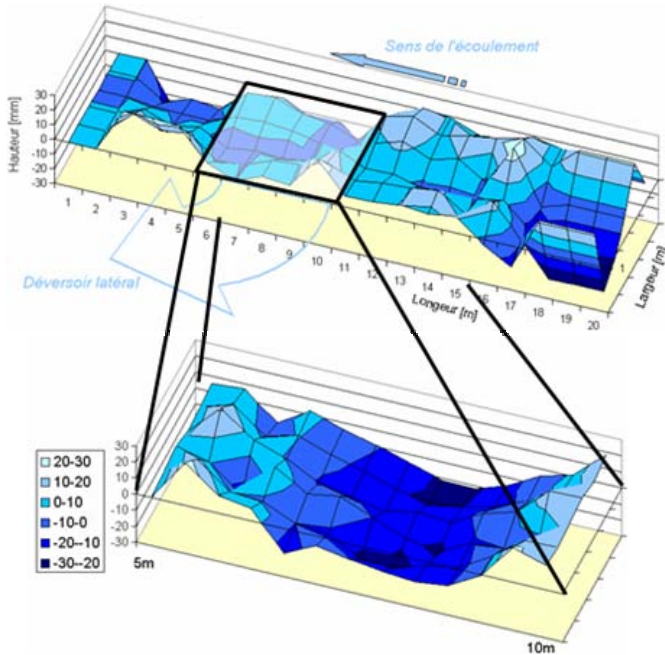


Figure 10: Configuration du lit dans la zone du déversoir latéral à la fin de l'essai d'ensemble. Les hauteurs d'érosion sont données en (mm) à l'échelle du modèle. Source (Kaeser, 2003)

Cet essai a confirmé qu'il est possible de prévoir théoriquement le comportement transitoire d'un déversement par ouverture de brèches dans une digue fusible. Toutefois, les nombreuses simplifications faites dans la modélisation et la complexité des phénomènes simulés montrent qu'il est nécessaire d'étudier chaque situation indépendamment en ne négligeant aucun des aspects traités dans le cadre du projet DIFUSE. Une attention particulière doit être accordée à l'évolution temporelle de l'alluvionnement du lit du cours d'eau et au dépôt qui se constitue à l'aval de la zone de déversement. Ces deux phénomènes ont comme conséquence la surélévation du plan d'eau amont et l'augmentation du débit déversé.

4. Conclusions et perspectives

L'aménagement de zones d'épanchement en bordure d'un cours d'eau est une solution séduisante pour gérer le risque résiduel en situation de crue extrême. Malgré son apparente simplicité, ce concept requiert une grande sophistication dans son dimensionnement et des exigences sévères pour sa réalisation. Il ne faut pas oublier que les ouvrages de rétention constituent toujours une menace pour les territoires vulnérables qu'ils protègent. Le risque créé devrait toujours rester inférieur au risque naturel qu'il supprime. L'aménagement devrait au pire rester neutre en situation de crue. Le sentiment de sécurité développé par la présence des digues à l'aval doit toujours être

relativisé. Sa validation nécessite une étude des dangers potentiels basée sur des scénarios extrêmes dépassant la seule crue de projet. L'aspect sécuritaire doit être adapté au fait que les ouvrages ne fonctionnent que rarement et uniquement lors de crues importantes.

Les travaux réalisés dans le cadre du projet DIFUSE visent à mettre en évidence les principaux problèmes hydrauliques à considérer pour la conception de digues fusibles et submersibles. Ils apportent quelques réponses utiles au dimensionnement de ce type d'ouvrages. L'essai d'ensemble réalisé en bassin expérimental a ainsi permis de passer en revue tous les éléments étudiés en détail par les différents partenaires académiques du projet.

Concernant l'évolution du lit mobile il apparaît clairement qu'une zone de dépôt se forme dans le cours d'eau à l'aval du déversoir latéral. Des dépôts sont également constatés à l'amont du déversoir dans une zone morte le long de la rive contiguë. Des ondulations régulières se dessinent sur le fond du lit, qui indiquent un régime de rides ou dunes. Ces modifications morphologiques ont une influence significative sur l'évolution temporelle du débit déversé.

L'ouverture des brèches est rapide dans les instants qui suivent l'amorçage, puis la progression se ralentit. Il est donc nécessaire de prévoir des amorces régulières pour maîtriser la vitesse d'ouverture de la section de déversement. Finalement, l'écoulement sur la digue et l'affouillement en pied confirment la nécessité de stabiliser le couronnement et le parement aval ainsi que l'utilité de dissiper partiellement l'énergie de l'écoulement sur le plan incliné. L'énergie résiduelle nécessite le renforcement du pied de digue afin de limiter l'affouillement à cet endroit.

Bien qu'il soit théoriquement possible de prévoir le comportement transitoire d'un déversement par ouverture de brèches dans une digue fusible, il est vivement recommandé de bien étudier chaque situation indépendamment et surtout de ne négliger aucun des aspects traités dans le cadre du projet DIFUSE. En outre, les aspects géotechniques relatifs à l'hétérogénéité et à la perméabilité des sols de fondation, au choix des matériaux des digues et à leur système de drainage revêtent une importance capitale. Il en va de même pour l'exécution et pour l'entretien régulier des ouvrages.

L'utilisation des zones d'épanchement conserve un caractère exceptionnel associé à des situations de danger élevé. Un système de prévision des crues basé sur la prévision météorologique, tel développé dans le projet MINERVE (Boillat, 2005 ; Jordan et al., 2004), se révèle d'une grande importance en pareille situation. Il permet non seulement de générer des alarmes dans les secteurs menacés mais aussi d'intervenir à bon escient sur l'exploitation des aménagements hydrauliques implantés sur le bassin versant. Il permet ainsi de réduire la fréquence d'utilisation des zones inondables.

Bibliographie

- Arborno, T.** (2000). *3^e Correction du Rhône – Sécurité pour le futur*, Rapport de synthèse, Département des Transports, de l'Équipement et de l'Environnement – Canton du Valais
- Auclerc (1999).** *Lutte contre les crues et les inondations en Loire moyenne*, Magazine La Loire et ses terroirs, Dossier N°30, Combleux, France
- Auclerc (2002).** *Inondations. Des travaux de protections localisées à la diminution de la vulnérabilité*, Supplément au magazine La Loire et ses terroirs, N°41/42, mars, Saint Etienne, France

- Boillat, J.-L.** (2005). *L'influence des retenues valaisannes sur les crues. Le projet MINERVE*. Proc. Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône, Communication 21 LCH-EPFL, 9 juin, Martigny, Suisse
- Bonvin, J.** (2005). *DIFUSE : Ecoulement sur le parement aval d'une digue et érosion en pied*. Proc. Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône, Communication 21 LCH-EPFL, 9 juin, Martigny, Suisse
- Bosshard, M.** (2000). *Hochwasserschutz Reuss. Sicherheit, Effizienz und Ökologie. Wiederaufbau der Dämme in der Reussmündung im Kanton Uri*, Schweizer Ingenieur und Architekt SI+A, Nr. 36
- Haldi, R.** (2005). *Modélisation et simulation virtuelle des crues*, Proc. Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône, Communication 21 LCH-EPFL, 9 juin, Martigny, Suisse
- Jordan, F., Boillat, J.-L., Dubois, J., and Schleiss, A.** (2004). *MINERVE, a tool for flood prediction and management of the Rhone river catchment area*, Proc. of Conf on Risks in Design and Management of Rivers and Reservoirs, Technische Universität Dresden
- Kaesser, T.** (2003). *Digues submersibles et fusibles pour la protection contre les crues*, Travail de diplôme EIVD, Yverdon-les-Bains, Suisse
- OFEG (2001)**. *Protection contre les crues des cours d'eau. Directives de l'OFEG*, OCFIM 804.801f, Berne, Suisse
- OFEG (2005)**. *Procédure de fixation des priorités pour les projets de protection contre les crues. Estimation des dégâts potentiels 1.2*, Berne, Suisse
- Ribi, J.-M., Pury J.** (2005). *Autodestruction du couronnement d'une digue fluviale pour le déversement de débits surabondants*, Proc. Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône, Communication 21 LCH-EPFL, 9 juin, Martigny, Suisse
- Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J.** (2005a). *Wechselwirkung zwischen einer seitlichen Notentlastung und dem Geschiebetransport*, Proc. Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône, Communication 21 LCH-EPFL, 9 juin, Martigny, Suisse
- Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J.** (2005b) (à paraître). *Influence of side overflow induced local sedimentary deposit on bed form related roughness and intensity of diverted discharge*, XXXI IAHR Congress, 11-16 September, Seoul, South Korea

Remerciements

Le projet DIFUSE a été soutenu financièrement par la Commission pour la Technologie et l'Innovation (CTI) et par tous les partenaires académiques et industriels du projet cités sous 3.1.

Adresse de l'auteur

Dr Jean-Louis Boillat
 Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
 Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
 Bât. GC, Station 18
 CH-1015 Lausanne, Suisse
 +41-21-693 23 85
<http://lchwww.epfl.ch>
jean-louis.boillat@epfl.ch

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Wechselwirkung zwischen einer seitlichen Notentlastung und dem Geschiebetransport

Burkhard Rosier, Jean-Louis Boillat, Anton Schleiss

Zusammenfassung

Im Rahmen des Hochwasserschutzes kommt dem Einsatz von Rückhalteräumen durch kontrolliertes Überfluten mit Hilfe überströmbarer bzw. erodierbarer Dämme ein besonderes Interesse zu. Die Reduktion des Durchflusses im Hauptgewässer bewirkt eine Verminderung des Geschiebetransportvermögens und führt zu einer lokalen Erhöhung des Sohlenniveaus durch Sedimentablagerungen. Der reduzierte Fliessquerschnitt bewirkt einen Rückstauereffekt und erhöht die Druckhöhe über dem Wehr. Zusammen mit einer erhöhten Sohlenrauheit durch die Bildung von Sohlenformen steigt der Bemessungsabfluss über das Wehr in unkontrollierter Weise und das Feststofftransportvermögen wird weiter reduziert. In physikalischen Modellversuchen sind die diesen Vorgang beeinflussenden hydraulischen und geometrischen Parameter systematisch untersucht worden und die oben genannten Prozesse bestätigt worden. Der durch Sohlenformen erhöhte Fliesswiderstand wird durch theoretische Ansätze nur unzureichend wiedergegeben, spielt aber eine nicht zu vernachlässigende Rolle. Das lokale Sedimentdepot trägt massgeblich zu einem erhöhten Abfluss über das Wehr bei, welcher im Vergleich zu einer unbeweglichen Sohle um bis zu 40 % unterschätzt werden kann.

Résumé

Dans le cadre de la protection contre les inondations, l'utilisation de volumes de rétention par débordement contrôlé des digues latérales revêt un intérêt particulier tant d'un point de vue technique que d'aménagement du territoire. La perte d'une partie du débit a toutefois pour effet de réduire la capacité de transport solide par charriage. Il en résulte la formation locale de dépôts sédimentaires provoquant une réduction de la section mouillée. Par conséquent, le niveau d'eau amont augmente et la charge sur le déversoir est accrue. Accompagnée d'une augmentation de la rugosité induite par le développement de formes de lit, notamment des dunes, le débit de dimensionnement déversé latéralement augmente. Cette interaction entre le déversement latéral et le transport solide doit être prise en compte afin d'éviter un comportement non-contrôlé de l'ouvrage. Sur la base d'une approche expérimentale, une analyse systématique des processus physiques et hydrauliques a été effectuée. Les essais confirment les phénomènes évoqués ci-dessus. Les dimensions des ondulations observées en présence d'un déversement latéral sont mal représentées par la théorie classique mais jouent un rôle non négligeable par rapport à l'intensité du débit déversé. En négligeant les changements morphologiques induits par le déversement latéral des différences significatives de l'ordre de 40 % peuvent se manifester dans le calcul du débit déversé.

1. Einleitung

Der folgende Beitrag basiert auf Untersuchungen, die im Rahmen des interdisziplinären Forschungs- und Entwicklungsprojektes *DIFUSE* (**D**igues **F**usibles et **S**ubmersibles, Erodierbare und überströmbare Flussdeiche), durchgeführt wurden. Das *Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)* der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Lausanne (EPFL) befasst sich in diesem Zusammenhang mit der Interaktion zwischen einer seitlichen Notentlastung und dem Geschiebetransport. Zum jetzigen Zeitpunkt gibt es keine allgemein gültigen Bemessungsregeln, welche die Aspekte Seitlicher Überfall, Geschiebetransport und Sohlenmorphologie verknüpfen. Aufgrund der intensiven Wechselwirkung muss die Dimensionierung aber unter integralen Gesichtspunkten erfolgen.

Im vorliegenden Artikel wird zunächst kurz auf die Versuchsanordnung und die durchgeführten systematischen hydraulischen Modellversuche eingegangen. Während der Versuche wurde beobachtet, dass die seitlich abgegebene Wassermenge keineswegs konstant ist, sondern ausgehend von einem flachen Bett zu Beginn des Versuches stark ansteigt und sich allmählich auf einem höheren Niveau einpendelt. Die Zunahme der Druckhöhe über dem Wehr kann prinzipiell mit einer erhöhten Sohlenrauheit durch Bildung von Sohlenformen sowie durch die zeitgleiche Entwicklung eines lokalen Sedimentdepots erklärt werden. Das Depot führt zu einer Verringerung des Fließquerschnitts und somit zu Rückstauwirkungen. Zur Klärung der Frage, welchen Anteil die jeweiligen Phänomene an der Zunahme des seitlichen Abflusses haben, werden gemessene Sohlenrauheiten, bestehend aus einem Korn- und einem Formanteil, mit zwei Ansätzen aus der Literatur verglichen. Die durch die Präsenz des seitlichen Überfalls veränderte Sohlenmorphologie wird durch die theoretischen Ansätze nur unzureichend erfasst und erlaubt es nicht, die signifikante Zunahme des seitlichen Abflusses zu erklären. Eine detaillierte Analyse der Sohlen- und Strömungsstrukturen hingegen verdeutlicht den bedeutenden Einfluss des lokalen Sedimentdepots im Vergleich mit einer festen Sohle.

2. Laborversuche

Die Experimente wurden in einem rechteckigen, 30 m langen und 2,0 m breiten Versuchskanal durchgeführt (vgl. Abb. 1). Die Rinne wurde in Längsrichtung durch eine vertikale glatte Wand in einen 1,5 m breiten und einen 0,47 m breiten Kanal unterteilt. Der erste stellt den eigentlichen Versuchsstand mit der beweglichen Sohle ($d_{50} = 0,72$ mm) und dem auf der rechten Seite angeordneten Streichwehr dar. Der zweite Rinnenabschnitt bildet einen parallel verlaufenden Kanal, in dem das seitlich über das Wehr abgeschlagene Wasser abgeführt wird. Als massgebliche Einflussgrößen sind der Abfluss im Hauptgerinne ($Q_1 = 150 - 300$ l/s) einschliesslich des Ablaufs einer Hochwasserwelle, die Sohlenneigung ($S_0 = 0.1 - 0.4$ %), die Länge der überströmbaren Wehrkrone ($L_D = 1 \times 3.0$ m, 1×6.0 m, 2×2.5 m) sowie die Anzahl der Wehre ($n_D = 1$ oder 2) untersucht worden (Rosier et al., 2004a). Eine Übersicht der durchgeführten Modellversuche findet sich in Tabelle 1. Zur Bestimmung der Sohlenmorphologie ist ein photogrammetrischer Ansatz verwendet worden (Rosier et al., 2004b). Die Auflösung des DGMS in der x-y-Ebene beträgt $2,5 \times 2,5$ cm.

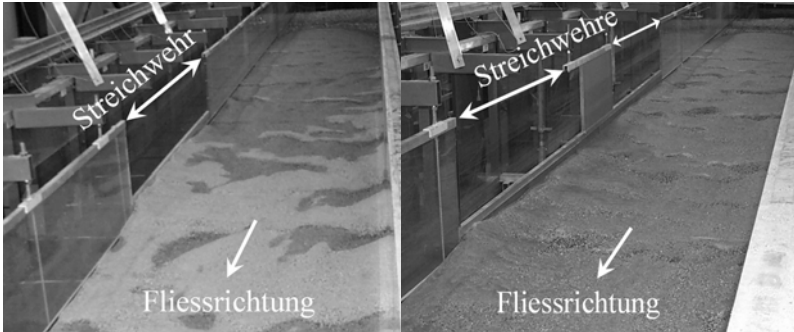


Abbildung 1: Versuchsstand mit Hauptgerinne und beweglicher Sohle, Streichwehr(en) und Seitenkanal zur Ableitung des über das Wehr abgegebenen Abflusses

Testreihe	Anzahl Wehre n_D	Kronenlänge L_D [m]	Wehrhöhe w_D [m]	Sohlenneigung S_0 [%]	Durchfluss Q_1 [l/s]	Versuchsdauer t [h:min]
B01	1	3,0	0,10	0,2	150	3:40
B02	1	3,0	0,10	0,2	210	3:20
B03	1	3,0	0,10	0,4	190	2:00
B04	1	3,0	0,10	0,1	120	4:10
B05	1	3,0	0,10	0,2	180	2:08
B06	1	3,0	0,10	0,3	175	2:18
TdC01-1	1	6,0	0,10	0,2	140	2:05
TdC01-2	1	6,0	0,10	0,2	170	2:00
TdC01-3	1	6,0	0,10	0,2	300	2:00
TdC01-4	1	6,0	0,10	0,2	255	2:00
TdC01-5	1	6,0	0,10	0,2	200	2:00
TdC02-1	2	2,5	0,10	0,2	180	2:07
TdC02-2	2	2,5	0,10	0,2	200	2:00
TdC02-3	2	2,5	0,10	0,2	250	2:00
TdC02-4	2	2,5	0,10	0,2	200	2:00
TdC02-5	2	2,5	0,10	0,2	180	2:00
D01	0	0	0,00	0,2	180	2:05

Tabelle 1: Übersicht der durchgeführten Testreihen und untersuchte Einflussparameter

3. Einfluss von Sohlenformen auf den Gesamtströmungswiderstand

Bei Fließgewässern mit einer Sohle aus Sand oder feinem Kies können zusätzlich zur Oberflächenrauheit durch Riffel, Dünen oder Antidünen verursachte Formrauheiten auftreten. Sie bewirken eine Erhöhung des Gesamtfließwiderstandes und somit der

Fliesstiefe. Zur Bestimmung des Einflusses von Sohlenformen werden zwei Literaturansätze mit Versuchsdaten verglichen.

3.1 Geometrie der Sohlenformen

Bevor näher auf die Abmessungen der Sohlenformen eingegangen wird, werden die Versuchsergebnisse mit drei in der Literatur zu findenden Methoden zur Klassifizierung von Sohlenformen verglichen. Zu nennen sind in diesem Zusammenhang die Konzepte von Engelund und Hansen (1967), Simons und Richardson (1966) und Van Rijn (1984). Werden die Versuchsdaten auf die genannten Ansätze angewandt, so kann festgestellt werden, dass die vorherrschenden Sohlenformen in der vorliegenden Studie Dünen sind und somit den beobachteten Sohlenformen entsprechen. Folglich werden in diesem Beitrag ausschliesslich Dünen behandelt. In Abbildung 2 ist beispielhaft die Sohlenoberfläche am Ende der Versuchsserie B02 dargestellt.



Abbildung 2: Sohlenmorphologie nach Beendigung der Versuchsserie B02.

Zur Bestimmung der Abmessungen von Dünenlänge und Dünenhöhe liegen zahlreiche Ansätze vor. Im vorliegenden Beitrag werden die Ansätze von Van Rijn (1982, 1984) und Yalin und da Silva (2001) betrachtet, da sie neben einem Berechnungsansatz zur Bestimmung der Sohlenformengeometrie auch eine auf diesen basierende Widerstandsbeziehung formulieren, aus welcher wiederum die Fliesstiefe ermittelt werden kann.

Nach Van Rijn (1982, 1984) kann die Dünenlänge Λ_d und Dünenhöhe Δ_d wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{\Lambda_d}{h} = 7.3 \quad \text{und} \quad \frac{\Delta_d}{h} = 0.11 \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{0.3} \left(1 - e^{-0.5T} \right) (25 - T) \quad (1)$$

In Gl. (1) bedeuten h Wassertiefe, d_{50} Durchmesser für 50 % Siebdurchgang, T Parameter zur Beschreibung des Transportregimes $((u^*/u_{*cr}^2) - 1)$, u^* korrekte Schubspannungsgeschwindigkeit und u_{*cr}^* kritische Schubspannungsgeschwindigkeit.

Yalin und da Silva (2001) schlagen folgenden Berechnungsansatz vor:

$$\frac{\Lambda_d}{d_{50}} = 6Z \left[1 + 0.01 \frac{(Z - 40)(Z - 400)}{Z} e^{-m_\Lambda} \right] \quad (2)$$

In Gl. (2) sind Z relative Wassertiefe (h/d_{50}), $m_\Lambda = 0.055 Z^{0.5} + 0.04X$ und X Korn-Reynoldszahl ($u_* d_{50}/\nu$). Die Dünensteilheit δ_d wird nach folgender Beziehung ermittelt:

$$\delta_d = \frac{\Delta_d}{\Lambda_d} = \Psi_d(X) \phi_{\delta_d}(\eta^*, Z) \quad (3)$$

mit $\Psi_d(X)$ dimensionslose Funktion zur Reduktion von δ_d , falls das Abflussregime nicht turbulent ist sondern sich im Übergangsbereich befindet und $\phi_{\delta d}$ Einsteins dimensionslose Transportrate mit η^* relative Fließintensität (τ/τ_{cr}). Zur Bestimmung der Dünenhöhe Δ_d werden Gl. (2) und Gl. (3) kombiniert.

Werden die nach den oben genannten Ansätzen ermittelten Dünenlängen und -höhen mit Werten der Versuchsserie B02 verglichen (Rosier et al., 2005), so wird die Dünenlänge im Bereich des Wehres vergleichsweise gut wiedergegeben. Die Bandbreite der gemessenen Dünenlängen Λ_d variiert zwischen 0.60 und 1.80 m. Am ehesten trifft der Ansatz von Yalin und da Silva (2001) zu. Sowohl ober- als auch unterstrom des Überfalls weichen die berechneten Werte aber mehr oder weniger stark nach oben von den gemessen ab, dies mit einer schlechter werdenden Tendenz für den unterhalb liegenden Bereich. Die Dünenhöhen gliedern sich verhältnismässig gut in die nicht unerhebliche Streubreite der Literaturansätze ein. Die gemessenen Dünenhöhen Δ_d bewegen sich zwischen 0.02 und 0.05 m. Als obere Schranke kann hier der Ansatz von Van Rijn (1982, 1984) angesehen werden. Die Methode von Yalin und da Silva (2001) befindet sich etwa in der Mitte.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass sich die Dünen keineswegs nur im Modell beobachten lassen und mit Ansätzen aus der Literatur relativ gut abgeschätzt werden können, sondern sich auch in der Natur bilden. Untersuchungen mit gemessenen Abflüssen und Wassertiefen der Rhone bei Visp zeigen, dass für den Ansatz nach Yalin und da Silva (2001) Dünenlängen Λ_d von 10 bis 15 m und Dünenhöhen Δ_d von 0.30 bis 0.70 m zu erwarten sind. Diese prognostizierten Grössenordnungen sind als einigermaßen verlässlich anzusehen, da sich der Ansatz sowohl auf Labor- als auch auf Naturdaten stützt, welche die geometrischen und hydraulischen Charakteristika der Rhone abbilden.

3.2 Gesamtwiderstand und bezogene Fliesstiefe

Da sich Kräfte, die in gleicher Richtung wirken, addieren, ist es üblich, den Gesamtströmungswiderstand zu zerlegen und anschliessend zu überlagern. Im Falle einer beweglichen Sohle aus Sand setzt sich der Gesamtströmungswiderstand hauptsächlich aus einem Oberflächen- und einem Formanteil zusammen.

Im Folgenden werden die Ansätze von Van Rijn (1984) und Yalin und da Silva (2001) kurz erläutert. Hierbei ist zu beachten, dass für den Widerstandsbeiwert nach Chézy (c) zwei Schreibweisen vorliegen, die durch die Beziehung $C = c g^{0.5}$ verknüpft sind.

Van Rijn (1984) schlägt für den Oberflächenanteil folgende Beziehung vor:

$$k_{s,Korn} = 3 d_{90} \quad (4)$$

In Gl. (4) ist k_s die äquivalente Sandrauheit nach Nikuradse. Für den Formanteil gilt:

$$k_{s,Form} = 1.1 \Delta (1 - e^{-25\delta}) \quad (5)$$

Die Gesamtrauheit k_s setzt sich durch Überlagerung der Einzelrauheiten zusammen:

$$k_s = k_{s,Korn} + k_{s,Form} = 3 d_{90} + 1.1 \Delta (1 - e^{-25\delta}). \quad (6)$$

Der Widerstandsbeiwert errechnet sich schliesslich zu:

$$C = 18 \log \left(\frac{12 R_b}{k_s} \right) \quad (7)$$

mit R_b auf die Sohle bezogener hydraulischer Radius.

Yalin und da Silva (2001) entwickelten den folgenden Ausdruck:

$$\frac{1}{c^2} = \frac{1}{c_f^2} + \frac{1}{2h} \left(\delta_d^2 \Lambda_d + \delta_r^2 \Lambda_r \right) \quad (8)$$

in dem der Index d den Dünenanteil beschreibt, r den Riffelanteil und c_f den Anteil der Kornrauheit wiedergibt. Für c_f gilt:

$$c_f = \frac{1}{\kappa} \ln \left(0.368 \frac{h}{k_s} \right) + B_s \quad (9)$$

In Gl. (9) ist κ die von Karman Konstante, h die Fliesstiefe und B_s eine Rauheitskorrekturfunktion. Der Riffelanteil in Gl. (9) wird in dieser Studie nicht berücksichtigt, da keine Riffel beobachtet wurden.

Die zum entsprechenden Widerstandsbeiwert C gehörenden Fliesstiefen werden iterativ über die Ablussformel:

$$Q = A v = A C \sqrt{R_h S_0} = A k_{st} R_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad (10)$$

berechnet. In Gl. (10) ist Q der Durchfluss, A die durchflossene Querschnittsfläche, v die mittlere Fliesgeschwindigkeit, R_h der hydraulische Radius, S_0 das Sohlengefälle und k_{st} der Strickler-Beiwert.

Beispielhaft sei hier die Berechnung für die Versuchsserie B02 erläutert, da hier der Einfluss des Sedimentdepots am deutlichsten ausgeprägt ist. Mit den Parametern aus Tab. 1 und $d_{90} = 2.28$ mm ergibt sich nach Meyer-Peter und Müller (1949) ein auf die Kornrauheit bezogener k_{st} -Wert von:

$$k_{st}' = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} = 69.25 \frac{m^{1/3}}{s} \quad (11)$$

Wird unter der Annahme eines k_{st} -Wertes von $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für die glatten Kanalwände ein äquivalenter Ablussbeiwert für den zusammengesetzten Fliessquerschnitt ermittelt, so wird die Wassertiefe zu Versuchsbeginn (h'), wenn sich noch keine Sohlenformen entwickelt haben, recht gut wiedergegeben (vgl. Abb. 3).

Wird bei dem Ansatz von Van Rijn (1984) nur der Kornanteil berücksichtigt, d.h. in Gl. (6) wird nur Gl. (4) verwendet, so werden zu grosse Wassertiefen erhalten. Findet in Gl. (4) anstelle von $3 \times d_{90}$ der von Simons und Richardson (1966) vorgeschlagene Wert $1 \times d_{85}$ ($= 2$ mm) Verwendung, so wird eine gute Übereinstimmung mit gemessenen Fliesstiefen erzielt.

Die Fliesstiefen zu einem späteren Zeitpunkt (h''), wenn also bereits Dünen vorhanden sind, werden durch die Ansätze von Van Rijn (1984) (Gln 4 bis 7) und Yalin und da Silva (2001) (Gl. 8) nur unzureichend wiedergegeben. Werden in Gl. (8) anstelle be-

rechner gemessene Dünenabmessungen verwendet, so verkleinern sich zwar die Differenzen, sie weichen aber nach wie vor stark von den gemessenen Werten ab.

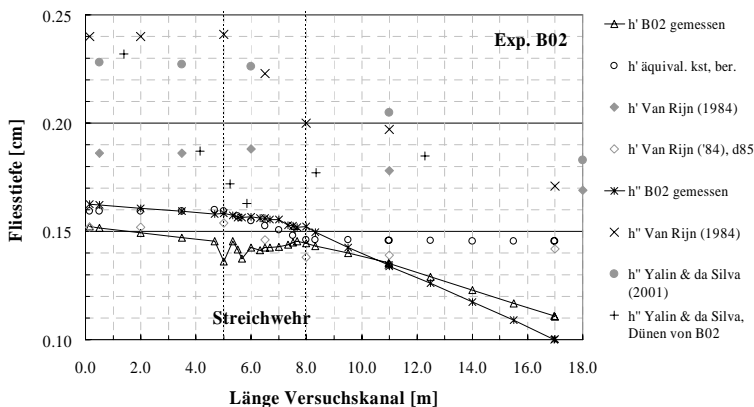


Abbildung 3: Vergleich gemessener und berechneter Fliesstiefen. h' steht für kornbezogene bzw. Anfangswassertiefen, h'' für auf den Gesamtwiderstand bezogene bzw. dünenbeeinflusste Wassertiefen nach fortgeschrittener Versuchsdauer.

4. Einfluss eines lokalen Sedimentdepots auf die Intensität des seitlichen Abflusses

Wie bereits oben erwähnt, wird im vorliegenden Beitrag näher auf die Versuchsserie B02 eingegangen, da die beobachteten Phänomene hier am prägnantesten sind und somit den Einfluss des Depots am besten veranschaulichen. Zu Versuchsbeginn ($t = 2$ min) beträgt der über das Streichwehr abgegebene Durchfluss $Q_D = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$. Der im Hauptgerinne unterstrom des Wehres verbleibende Durchfluss Q_2 ergibt sich folglich zu $Q_2 = Q_1 - Q_D = 0.21 - 0.03 = 0.18 \text{ m}^3/\text{s}$. Wird nun angenommen, dass sich zu diesem Zeitpunkt noch keine nennenswerten Sohlenformen gebildet haben, so kann die gemessene Wassertiefe der Kornrauheit zugeordnet werden. Sie beträgt $h'_2 = 0.139 \text{ m}$. Unter Verwendung von Gl. (10) und (11) und h anstelle von R_h sowie den in Tab. 1 gegebenen Parametern berechnet sich die Fliesstiefe h'_2 zu 0.141 m . Sie stimmt damit gut mit der gemessenen Fliesstiefe von $h'_2 = 0.139 \text{ m}$ überein.

Mit fortschreitender Versuchsdauer steigt Q_D von $Q_D = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $Q_D = 0.051 \text{ m}^3/\text{s}$. Wird das Verhältnis $Q_{D, \text{Ende}} / Q_{D, \text{Anfang}}$ eingeführt, so errechnet sich ein Wert von $0.051/0.03 = 1.70$. Dieser gemessene Wert vereint Einflüsse aus Korn- und Formrauheit sowie den Einfluss des Depots. Wird ferner in erster Annäherung $Q_D \sim H^{3/2}$ eingeführt, wobei H die Druckhöhe über der Wehrkrone ist, so wird ein Quotient von $(0.047 \text{ m} / 0.033 \text{ m})^{3/2} = 1.69$ erhalten. Dieser liegt in guter Übereinstimmung mit 1.70.

Auf Grund des gestiegenen seitlichen Überfalls von $Q_D = 0.051 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert sich der Abfluss im Hauptgerinne zu $Q_2 = 0.159 \text{ m}^3/\text{s}$. Die kornbezogene Fliesstiefe für diesen Abfluss errechnet sich zu $h'_2 = 0.131 \text{ m}$. Die gemessene Fliesstiefe h'' , welche bereits Einflüsse von Oberflächen- und Formrauheit beinhaltet, beträgt $h''_2 = 0.137 \text{ m}$ und ist somit 0.006 m höher als $h'_2 = 0.131 \text{ m}$. Da das Abflussregime strömend ist und die Abflusskontrolle folglich im Unterwasser liegt, überträgt sich diese Differenz nach

oberstrom. Die Druckhöhe über dem Wehr steigt damit vom Anfangswert $H = 0.033$ m auf $H = 0.039$ m an. Folglich ergibt sich ein Quotient von $(0.039 \text{ m} / 0.033 \text{ m})^{3/2} = 1.28$.

Zu Beginn des Versuches wird für $Q_{D, \text{Ende}} / Q_{D, \text{Anfang}}$ ein Wert von 1.00 erhalten, da sich noch keine Sohlenformen entwickelt haben.

Mit den oben ausgeführten Überlegungen und Berechnungen kann der Anstieg des seitlichen Überfalls offensichtlich nicht hinreichend erklärt werden. Die Sohlenformen tragen zu etwa 28 % am Gesamtanstieg von 70 % bei. Die verbleibenden 42 % müssen folglich auf andere Ursachen zurückgeführt werden.

Im vorliegenden Fall führt das lokale Sedimentdepot zu einer mittleren Sohlenerhöhung sowie einer Reduzierung des Fliessquerschnittes von etwa 1/3. Diese Tatsache kann als plötzliche Verengung bzw. Erweiterung betrachtet werden. Die lokalen Druckhöhenverluste können demzufolge wie folgt bestimmt werden (Sinniger and Hager, 1989):

$$\Delta H_{\text{Verengung}} = \xi \frac{v_1^2}{2g}, \quad \xi = \sin^2\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad (12)$$

mit ξ Verlustbeiwert, α Winkel der Verengung und v_1 mittlere Fliessgeschwindigkeit im verengten Querschnitt.

Die Verluste der plötzlichen Erweiterung ergeben sich zu:

$$\Delta H_{\text{Erweiterung}} = \frac{v_1^2}{2g} \left(1 - \frac{A_1^2}{A_2^2}\right) \quad (13)$$

In Gl. (13) stellen A_1 und A_2 die Fliessquerschnittsflächen für den reduzierten bzw. ursprünglichen Querschnitt dar.

Mit Gl.(12) und $\alpha \approx 15^\circ$ ergibt sich ein Druckhöhenverlust von $\Delta H = 0.001$ m. Unter Verwendung von Gl. (13) und $h''_2 = 0.137$ m folgt $\Delta H = 0.007$ m. Die Ausgangsdruckhöhe von 0.033 m steigt somit auf 0.041 m und der Quotient $Q_{D, \text{Ende}} / Q_{D, \text{Anfang}}$ berechnet sich zu $\sim (0.041 \text{ m} / 0.033 \text{ m})^{3/2} = 1.39$. Dieser Wert liegt in der Grössenordnung der „fehlenden“ 42 %.

Zusammenfassend ergibt sich folgende Aufteilung:

$$\text{total: } \frac{Q_{D, \text{final}}}{Q_{D, \text{initial}}} = \frac{0.051}{0.030} = 1.70 \quad (\text{gemessen, alle Effekte berücksichtigt})$$

$$\text{bed forms: } \frac{Q_{D, \text{final}}}{Q_{D, \text{initial}}} = \left(\frac{0.039}{0.033} \right)^{3/2} = 1.28 \quad (\text{gemessen und berechnet, mit Dünen})$$

$$\text{deposit: } \frac{Q_{D, \text{final}}}{Q_{D, \text{initial}}} = \left(\frac{0.041}{0.033} \right)^{3/2} = 1.39 \quad (\text{berechnet, mit Sedimentdepot})$$

$$\text{total: } \frac{Q_{D, \text{final}}}{Q_{D, \text{initial}}} = 1.28 + 1.39 = 1.67 \quad (\text{gemessen und berechnet, mit Sedimentdepot})$$

Unter Berücksichtigung vernachlässigbarer Fehler bei den getroffenen Annahmen sowie des Berechnungsgangs kann der gemessene Anstieg des seitlichen Überfalls von 70 % sehr gut mit der Entstehung von Sohlenformen und dem lokalen Sedimentdepot erklärt werden (67 %).

5. Analyse und Diskussion der Ergebnisse

In den Ansätzen von Van Rijn (1984) und Yalin und da Silva (2001) spielt die Dünensteilheit δ_d zur Berücksichtigung des Einflusses von Sohlenformen eine bedeutende Rolle (Gln 5 und 8). Sie ist als $\delta_d = \Delta_d / \Lambda_d$ definiert. Da die berechneten Dünenlängen, insbesondere unterstrom des Überfalls, wesentlich kleiner als die gemessenen Werte sind, nimmt die gemessene Steilheit δ_d vergleichsweise ab und verliert an Bedeutung. Für $\Lambda_d \rightarrow \infty$ wird schliesslich eine ebene Sohle erhalten. Dies führt dazu, dass der berechnete Gesamtströmungswiderstand grösser als der Gemessene ist und die dazugehörigen Fliesstiefen überschätzt werden.

Die Dünenkämme sind zudem nicht (mehr) rechtwinkelig zur Hauptströmungsrichtung ausgerichtet, sondern diagonal angeordnet (Abb. 2). Oberstrom des Wehres sind sie in Richtung des Wehres geneigt, im Bereich des Überfalls annähernd rechtwinkelig und unterstrom laufen sie auf das gegenüberliegende Ufer zu. Mit dieser schrägen Anordnung verlieren sie im Vergleich zu einer rechtwinkelligen Stellung an Rauhigkeitswirkung.

Als Hauptgrund für diese Phänomene ist die Präsenz des seitlichen Überfalls und sein Einfluss auf die Sohlenmorphologie zu nennen. Wie aus Abb. 4 ersichtlich ist, wird die Strömung vom seitlichen Überfall angezogen und das Strömungszentrum mit den maximalen Geschwindigkeiten von der Kanalmitte in Richtung des Wehres verschoben. Zudem wird die Strömung nach dem Wehr durch das Depot auf die gegenüberliegende Seite abgelenkt und führt dort zu erhöhter Uferbeanspruchung.

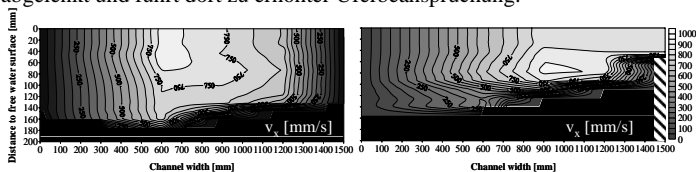


Abbildung 4: Linien gleicher Geschwindigkeit (Isotachen) in Kanalachse oberstrom (links) und im Bereich des Überfalls (rechts).

Es stellt sich nun die Frage, von welchen Parametern der Anstieg der seitlichen Überfallmenge abhängt. Aus Abb. 5 ist ersichtlich, dass das Verhältnis von Wehrlänge zu Kanalbreite L_D/B von grösserer Bedeutung als die Anzahl der Wehre n_D ist. Für ein vergleichbares L_D/B -Verhältnis (3.33 und 4.0) aber unterschiedlicher Wehranzahl ($n_D=1$ oder 2) ist der Einfluss geringer als für die gleiche Wehranzahl ($n_D=1$) aber unterschiedlichem L_D/B -Verhältnis (2.0 und 4.0).

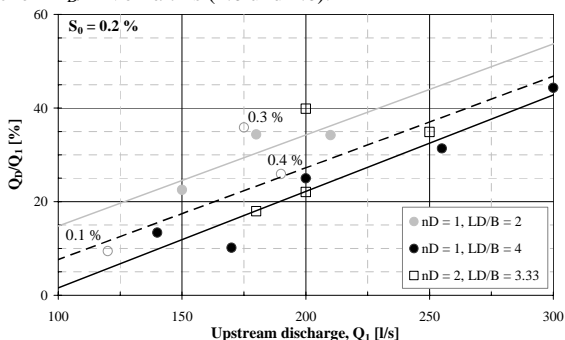


Abbildung 5: Einfluss von Überfalllänge und Wehranzahl auf die seitliche Überfallmenge

6. Schlussfolgerungen

Gegenstand dieser Studie ist die Untersuchung der Wechselwirkung eines seitlichen Überfalls mit dem Geschiebetransport. In hydraulischen Modellversuchen wurde beobachtet, dass der seitliche Überfall um bis zu 70 % höher ausfallen kann als für eine ebene feste Sohle.

Dieser bedeutende Unterschied kann teilweise mit einem erhöhten Gesamtströmungswiderstand durch die Bildung von Sohlenformen erklärt werden und Grössenordnungen im Bereich von bis zu 28 % erreichen. Die Geometrie von Dünen wird durch die Präsenz des seitlichen Überfalls signifikant beeinflusst. Der Dünenkamm verläuft nicht länger senkrecht zur Hauptströmungsrichtung, sondern ist diagonal geneigt. Zudem werden grössere Dünenlängen beobachtet als mit theoretischen Ansätzen vorausgesagt. Beide Effekte haben tendenziell einen reduzierenden Einfluss auf den Gesamtströmungswiderstand.

Die Ursache ist vielmehr auf ein lokales Sedimentdepot im Bereich des Überfalls, zurückzuführen. Dieses Depot bewirkt eine lokale Anhebung der Gewässersohle und führt durch eine Querschnittsverengung zu lokalen Druckhöhenverlusten. Diese Effekte können sich auf bis zu 39 % belaufen. Eine entscheidende Rolle spielt in diesem Zusammenhang das Verhältnis von Streichwehrlänge zu Gerinnebreite, wohingegen die Anzahl der Wehre von geringerer Bedeutung ist.

Um einen kontrollierten Betrieb von Hochwasserentlastungsbauwerken wie seitlich angeordneten Streichwehren zu gewährleisten, kommt der Planung und Bemessung eine ausserordentliche Bedeutung zu. Sollen beträchtliche Abweichungen vom Bemessungsabfluss vermieden werden, so ist der Einfluss einer beweglichen Sohle sowie die Bil-

dung eines lokalen Sedimentdeposits und die Erhöhung der mittleren Sohlenlage unbedingt zu berücksichtigen.

Bibliographie

- Engelund, F., Hansen, E.** (1967). *A monograph on sediment transport*. Teknisk Forlag, Copenagen, Denmark.
- Meyer-Peter, E., Müller, R.** (1949). *Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes*. Schweizerische Bauzeitung, 67. Jhrg., Nr. 3, pp. 29-32.
- Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J.** (2004a). *Influence of laterally placed side weirs on bed-load transport in a prismatic channel*. River Flow 2004, Proceedings of the 2nd Int. conference on Fluvial Hydraulics, 23-25 June 2004, Napoli, Italy; Editors Grecco et al., A.A Balkema Publishers, Vol. 1, pp. 593 – 600.
- Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J.** (2004b). *Mapping of bed morphology for lateral overflow using digital photogrammetry*. 2nd International Conference on Scour and Erosion - ICSE-2, Singapore - Singapore, 14-17 November.
- Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J.** (2005) (eingereicht). *Influence of side overflow induced local sedimentary deposit on bed form related roughness and intensity of diverted discharge*. XXXI IAHR Kongress, 11-16 September 2005, Seoul, Südkorea.
- Simons, D.B., Richardson, E.V.** (1966). *Resistance to flow in alluvial channels*. Geological Survey Prof. Paper 422-I, Washington, USA.
- Sinniger, R.O, Hager, W.H.** (1989). *Constructions Hydrauliques*. Traité de Genie Civil, Vol. 15, Presses Polytechniques Romandes, Lausanne, Switzerland.
- Van Rijn, L.C.** (1982). *Prediction of bed forms, alluvial roughness and sediment transport*. Delft Hydraulics, S 487 III, Delft, The Netherlands.
- Van Rijn, L.C.** (1984). *Sediment transport, Part III: Bed forms and alluvial roughness*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 12, pp. 1733-1754.
- Yalin, M.S., da Silva, A.M.** (2001). *Fluvial Processes*. IAHR Monograph.

Danksagung

Das Forschungsprojekt DIFUSE wurde von der Kommission für Technologie und Innovation (KTI) unterstützt (Nr. 4898.1). Weitere finanzielle Partner des Projektes waren: Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), Dienststelle für Strassen- und Flussbau des Kantons Wallis (SRCE) und Kantonale Gebäudeversicherung Freiburg (ECAB).

Adresse der Autoren

Burkhard Rosier, Dr Jean-Louis Boillat, Prof. Dr Anton Schleiss

Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

Bât. GC, Station 18

CH-1015 Lausanne, Suisse

+41-21-693 23 85

<http://lchwww.epfl.ch>

burkhard.rosier@epfl.ch, jean-louis.boillat@epfl.ch, anton.schleiss@epfl.ch

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Autodestruction du couronnement d'une digue fluviale pour le déversement de débits surabondants

Jean-Marc Ribí, Johann Pury

Résumé

Dans le cadre du projet de recherche DIFUSE, les travaux menés à l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg, portaient sur le développement d'un couronnement de digue fluviale, capable de s'autodétruire à l'atteinte d'un niveau de crue extrême, dans la perspective de produire des épanchements à l'endroit voulu. La configuration recherchée devait répondre à des critères d'intégration, offrant une alternative aux solutions techniques existantes. Dans ce but, celle retenue est constituée d'un façonnage de sable standard, dont la forme en trapèze donne le prolongement à la digue sur laquelle elle repose. Le scénario retenu consiste en l'ouverture initiale d'une série de brèches, puis en l'allongement des créneaux, résultant de l'érosion des matériaux intermédiaires, par les flots déversants. La rupture est mobilisée par l'introduction d'eau dans une bouche logée au sommet du parement amont du couronnement, qui elle-même alimente une gaine de granulats grossiers qui pénètre dans le massif fusible, dans le but d'y développer rapidement un gradient hydraulique destructeur. Le développement s'est opéré sur 3 modèles réduits, à l'échelle 1/3, où le couronnement occupait une hauteur de 40 cm. A cette taille, il est possible de dégager une fenêtre déversante d'une longueur de 3.5 m en moins de 10 min, à partir d'une brèche. Le débit libéré est alors de 880 l/s. En vraie grandeur, on peut compter avec un capacité d'évacuation de 1.3 m³/s*m, disponible après 20 min, entre des brèches initiales distantes de 10 m, et sous 1.2 m d'eau.

Zusammenfassung

Im Rahmen des FE - Projektes DIFUSE wurden an der Hochschule für Technik und Architektur Freiburg Untersuchungen zu Notsicherungselementen (fuse plugs) an Flussdeichen durchgeführt. Diese Sicherungselemente befinden sich in der Dammkrone und kommen zum Einsatz, wenn der Wasserspiegel im Gewässer einen bestimmten Höchstwert erreicht. Im diesem Fall wird ein Teil des Abflusses in dafür vorgesehene Überflutungsflächen geleitet und der Hochwasserscheitel reduziert. Das in dieser Studie entwickelte Element besteht aus erodierbarem sandigem Material und ersetzt auf einer bestimmten Länge die vorhandene trapezförmige Dammkrone. Es stellt somit eine Alternative zu herkömmlichen technischen Lösungen dar. Im untersuchten Szenario wurden längs der Dammkrone abschnittsweise künstliche Breschen geschaffen. Das durch die Breschen einströmende Wasser erodiert mit zunehmender Zeit das zwischen den Scharten befindliche Sandmaterial bis schliesslich das gesamte Notsicherungselement verschwunden ist. Das Versagen wird durch Wassereinleitung

mittels einer im oberstromigen Abschnitt des Elementes befindlichen Öffnung initiiert. Von dort erreicht das Wasser eine aus grobem Kiesmaterial bestehende Filterschicht, welche sich im Kern des Notsicherungselementes befindet. Der hierdurch hervorgerufene hydraulische Gradient führt zur Zerstörung des Elementes. Die Untersuchungen wurden an drei hydraulischen Modellen im Massstab 1/3 durchgeführt. Die Höhe der Dammkrone betrug 40 cm. Unter diesen Bedingungen konnte ausgehend von einer Bresche innerhalb von weniger als 10 min eine seitliche Überfalllänge von 3.5 m mit einem seitlichen Abfluss von 880 l/s realisiert werden. Im Prototyp steht somit bei einem Breschenabstand von 10 m und 1.2 m Überdeckung nach 20 min eine Kapazität von $1.3 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ zur Verfügung.

1. Introduction

Précédemment, la mesure principale de protection contre l'inondation des terres riveraines consistait en l'accroissement incessant de la capacité d'écoulement du cours d'eau. Aujourd'hui, cette pratique laisse sa place à une stratégie de gestion des crues, reconnaissant le risque d'inondation. Elle consiste en la volonté de générer, en cas de crue extrême, des épanchements vers des terres réservées, pour la sécurisation d'autres parties du territoire.

L'objectif du projet DIFUSE est d'apporter des connaissances et des solutions, pour l'aménagement d'ouvrages de déversement. Dans ce but, les travaux menés à l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg, portaient sur le développement d'un couronnement de digue, offrant la capacité d'évacuation requise pour le contrôle du niveau de crue dans le fleuve.

Si le contrôle de la crue extrême est l'objectif apparent, il faut aussi garantir la protection des terres réservées contre des débordements abusifs, soit à l'occasion de crues non dommageables et par conséquent, plus fréquentes. Dès lors, le dispositif doit à la fois persister jusqu'à l'atteinte du niveau de sécurité, et libérer rapidement les débits excédentaires croissants, au-delà. Cet effet ne peut être obtenu que par l'abaissement du seuil déversant ou l'élévation de la ligne d'eau. Pour des raisons opérationnelles, c'est la première option qui a été retenue.

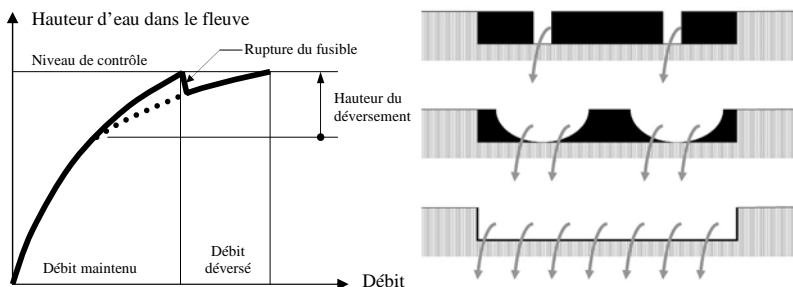


Figure 1: à gauche Fonction hauteur/débit modifié par le déversement, à droite Scénario d'ouverture

Le scénario suivi consiste à organiser l'ouverture d'une série de brèches localisées sur le couronnement de la digue, et à favoriser l'érosion de la matière qui les sépare, par les

flots déversants. A terme, une fenêtre est intégralement dégagée à cet effet, sur une longueur correspondante aux débits à déverser. Le problème est donc la mise au point de cette procédure, en développant l'organe fusible et en précisant la fonction d'allongement de l'ouverture déversante au cours du temps.

2. Principe de rupture

Afin de se référer à de réelles conditions d'utilisations, des ordres de grandeurs ont été tirés de situations examinées dans le cadre de la 3^{ème} correction du Rhône, où la consigne est de déverser 1 à 1,5 m³/s.m¹, avec une hauteur d'eau de 1 à 1,5 m. On parle donc d'un déversement sur environ 300 m, afin de libérer plus de 400 m³/s.

Dans la recherche de solutions, l'intérêt s'est tourné vers des aménagements offrant une apparence paysagère intégrée. Ainsi, la configuration retenue résulte du façonnage de granulats locaux standard, dont la géométrie en trapèze à bases horizontales, correspond au prolongement du corps de la digue, sur lequel il repose.

Recherchant la dislocation de la couverture végétale qui ne manquera pas de s'enraciner, le principe qui paraissait le plus indiqué pour générer l'ouverture des brèches, est celui de l'érosion du milieu poreux par les écoulements internes. L'idée est donc d'incorporer localement dans le massif du couronnement, une singularité qui favorise l'apparition rapide d'un gradient hydraulique destructeur.

Dans ce sens, l'analyse de publications retraçant le déroulement d'inondations récentes révèle que le plus souvent, les ruptures de digues apparaissent à l'endroit où des corps étrangers y ont été incorporés de manière indélicat : poteaux, arbres, palplanches, murs, etc. Parmi les situations compromettantes rapportées, on trouve les terriers creusés horizontalement depuis le parement amont de la digue.

3. Développement du dispositif fusible

Afin de développer le principe de rupture retenu, l'élaboration de la structure interne du dispositif fusible s'est opérée sur 2 modèles réduits, en écoulement frontal. Considérant les ordres de grandeurs, les moyens disponibles et la volonté de réduire les effets d'échelles perturbateurs, le rapport géométrique choisi est de 1/3. Ainsi, le couronnement est reproduit avec une hauteur de 0.4 m, une grande base de 1.40 m et des talus inclinés à 2/3, ce qui laisse une largeur sommitale de 0.2 m.

3.1 Modèle étroit

Dans le but de tester un grand nombre de configurations, le couronnement est construit entre 2 plaques de verre distantes de 15 cm. Il est façonné avec du sable sec, à granulométrie resserrée entre 0,4 à 1 mm, fourchette centrée dans celle plus étendue, des sables standards 0 à 3 mm. Sa perméabilité a préalablement été mesurée à $2 \cdot 10^{-3}$ m/s. Le parement amont est imperméabilisé, et une fois le plan d'eau représentatif du niveau de contrôle dans le cours d'eau, stabilisé, le massif fusible est alimenté par l'ouverture d'une vanne qui libère l'écoulement d'une cuve à niveau constant, elle même ajustée au niveau de contrôle.

Suivant une procédure évolutive, des cheminements privilégiés sont organisés dans le massif de sable, à l'aide de boulettes d'argile expansé. Les variantes testées sont préalablement sélectionnées parmi l'ensemble des idées, à l'aide d'un logiciel de

simulation des écoulements permanents dans une digue. Le paramètre significatif est le temps écoulé entre l'instant de la mise en eau et celui de l'affaissement de la plateforme supérieure. Il est tiré de l'enregistrement des hauteurs mesurées par un capteur à ultrasons placé à son endroit.

Si lors des premiers essais le temps caractéristique s'élevait à 12 min, la rupture de la solution retenue apparaît après 2½ min. Elle est caractérisée par l'intégration d'une couche de 10 cm de granulats grossiers posée sur le parement amont et d'une gaine de même constitution pénétrant horizontalement le massif à mi-hauteur, jusqu'à son axe de symétrie.

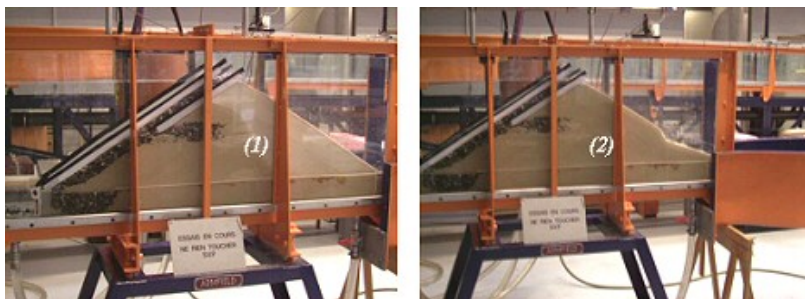


Figure 2: Modèle étroit : solution retenue, (1) imprégnation – (2) affaissement

3.2 Modèle large

Une fois la structure interne définie dans le plan vertical, il s'agit de préciser sur un modèle plus large, la configuration transversale, favorable à la franche et rapide ouverture d'une brèche bien localisée. Ainsi, le couronnement a été reproduit à la même échelle (1/3), et avec les mêmes caractéristiques que celles mentionnées précédemment. Seule, la dimension transversale a été portée à 1,20 m.

1. Réserve d'eau amont

2. Siège du fusible

3. Dessableur

4. Bac de rétention

5. Sondes ultrasons

6. Caméra frontale



Figure 3: Banc d'essais large

La procédure d'élaboration à nouveau évolutive, est basée sur la juxtaposition des particularités suivantes :

- La gaine de granulats grossiers est soit absente, soit réalisée sur toute la largeur du banc, soit centrée. Dans le cas de l'essai 8, la gaine centrée est prolongée à son extrémité, par deux ailes, le tout formant un T couché.
- Les parois verticales et le plancher horizontal entre lesquels est façonnée la portion de couronnement, sont soit lisses soit rugueux.
- Le sable de granulométrie 0,4 à 1 mm, est mis en oeuvre de manière identique pour chaque essai (essuyage préalablement, couches compactées), sauf pour l'essai 5 pour lequel le sable est sec.
- L'eau est introduite dans le fusible, soit sur toute la largeur du modèle, soit de manière centrée en regard de la gaine de granulats grossiers susmentionnée.



Figure 4: Introduction d'eau dans le fusible (vue d'amont) : (1) sur toute la largeur, (2) centrée sur la gaine

Les spécificités des 8 configurations les plus représentatives se résument ainsi :

Configuration	1	2	3	4	5	6	7	8
Sable	humide	humide	humide	humide	sec	humide	humide	humide
Introduction d'eau	large	large	centrée	centrée	centrée	large	centrée	centrée
Gaine pénétrante	non	non	non	centrée	centrée	large	centrée	T
Revêtement	lisse	rugueux	lisse	lisse	fond rugueux	lisse	fond rugueux	lisse
Temps de rupture	4'48	3'20	10'11	2'35	3'13	2'16	2'49	1'56
Forme du glissement	linéaire	langue	linéaire	niche étroite	niche étroite	linéaire	niche large	linéaire
Position de la brèche	aléatoire	bi-latérale	aléatoire	centrée	centrée	aléatoire	centrée	centrée

Tableau 1: Caractéristiques des principaux essais en écoulement frontal, sur le modèle large

La configuration de l'essai 4 est celle qui répond le mieux aux objectifs : la gaine étroite et centrée permet de dégager en 2½ minutes, une brèche franche et bien localisée. L'état d'aspérité du l'assise, ainsi que le degré d'humidité du sable peuvent influencer les résultats de manière appréciable. Ces observations pourront être valorisées en phase de projet.

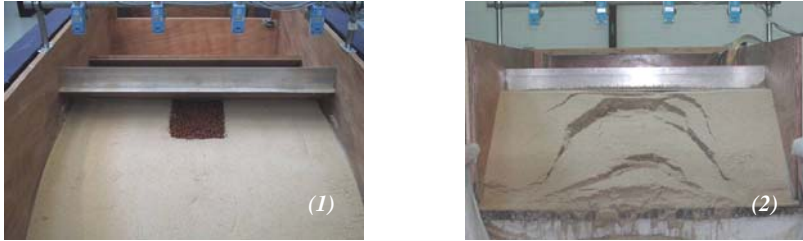


Figure 5: Essai 4 (vue d'aval): confection de la gaine (1), ouverture de la brèche (2)

4. Modélisation de l'allongement de l'ouverture déversante

4.1 Mise en oeuvre

Sur la base de l'étude sur modèles réduits, nous produisons une solution pour l'ouverture de la brèche. Dans les 2 phases, les écoulements sont frontaux, et la représentativité des essais est limitée à l'instant où le couronnement s'affaisse. Au-delà, la surverse entre en jeu, et le plan d'eau amont s'abaisse. Dès lors, il est important de valider ses conclusions dans le cas d'un écoulement amont tangentiel, avec un plan d'eau plus persistant, conformément à la réalité.

Selon le scénario annoncé, il s'agit aussi et surtout, d'étudier l'évolution de l'érosion de la matière qui sépare 2 brèches, occasionnée par les flots déversants.

Ces connaissances sont retirées d'essais effectués sur un 3^{ème} modèle, caractérisé par l'écoulement longitudinal de 400 l/s, en circuit fermé. Reprenant toujours la même échelle et les mêmes dimensions de profil, le couronnement est aménagé sur une longueur de 5 mètres, avec du sable de standard de gravière (0 à 3 mm et $K = 4 \cdot 10^{-4}$ m/s après lessivage des fines).

Le fusible est constitué d'une bouche rectangulaire logée au niveau de contrôle, soit au sommet du talus amont, qui alimente une gaine tubulaire d'abord plongeante verticalement puis pénétrante horizontalement dans le profil du couronnement, selon la configuration précédemment élaborée. La gaine est constituée de granulats grossiers, enveloppés dans un géotextile. L'étanchéité du parement amont est assurée par une feuille PVC raccordée à la bouche, et capable de se déchirer sous l'action des flots déversants. La déformation de la bande sommitale est suivie par 10 capteurs ultrasons et la ligne d'eau dans le fleuve par 3 autres. Le niveau d'eau dans celui-ci est fixé par un déversoir de régulation, qui avant rupture, est franchi par les 400 l/s. A la fin de l'essai, ce même débit s'écoule intégralement par l'ouverture dégagée par la destruction du couronnement.

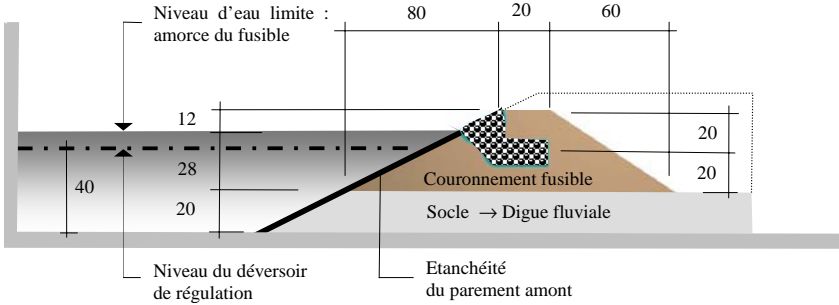


Figure 6: Coupe transversale du couronnement fusible sur le modèle à écoulement longitudinal

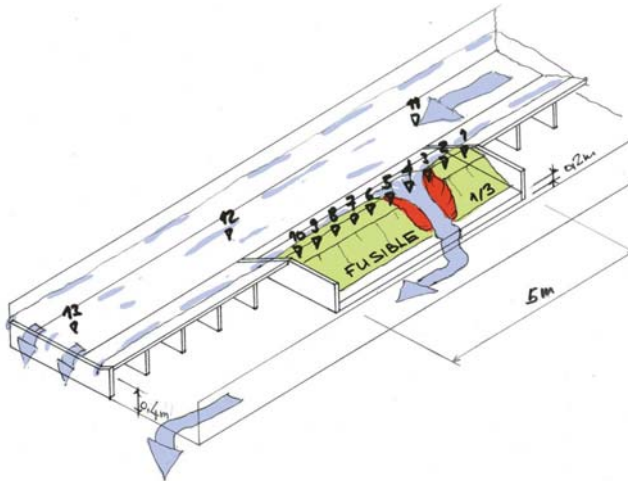


Figure 7: Isométrie du couronnement fusible dans le modèle à écoulement longitudinal



Figure 8: 1) Ouverture de la brèche 2) Allongement de l'ouverture

4.2 Résultats

Les premiers essais, ont montré d'une part, la stabilité du couronnement avant l'atteinte du niveau de contrôle, et la conformité de l'ouverture de la brèche avec les essais antérieurs. En particulier, il est à relever que la brèche s'ouvre perpendiculairement à l'axe de l'écoulement dans le fleuve. Cette observation permet d'attribuer aux essais du fusible en écoulement frontal, une représentativité pour le cas réel de son positionnement latéral. Dans ce même contexte, est apparu l'allongement de l'ouverture déversante, nettement plus marqué vers l'aval que vers l'amont. Ce constat a permis de rapprocher le fusible du bajoyer amont.

Les essais concluants montrent un déroulement de l'allongement en 2 phases. Partant de l'ouverture perpendiculaire de la brèche, l'axe de l'écoulement déversant fait un angle avec celui de l'écoulement dans le fleuve, qui se maintient à 90° pour dégager un créneau de 2,3 m, en 2 minutes. Par la suite, l'angle de bifurcation (α_{bif}) tend vers 70° et la destruction du couronnement se déroule plus graduellement, jusqu'à l'atteinte du bajoyer aval. L'ouverture maximale de 3,5 m, limitée par les dimensions du modèle, est atteinte après 7 min, sans compter le temps de rupture du fusible. Par lissage, la fonction d'allongement proposée est la suivante, avec la longueur de l'ouverture B [m] et le temps t [sec] :

$$B = 1,52 * [(t-42) / 60]^{0,36} + 0,52$$

valable pour $t > 42$ secondes.

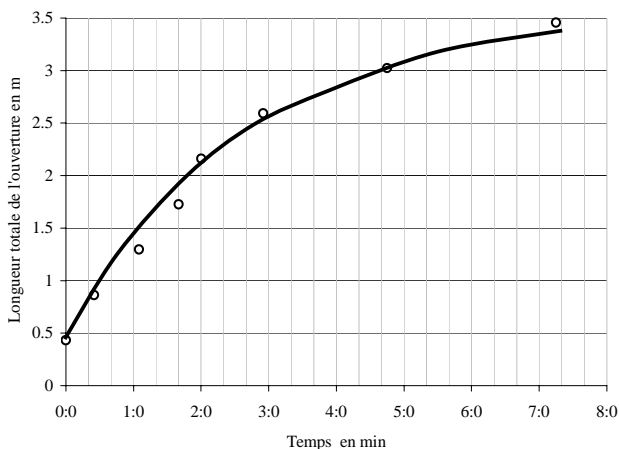
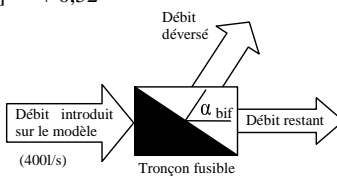


Figure 9: Fonction d'allongement

Temps	t	min	1	2	3	4	5	6	7
Débit déversé	Q_{dev}	l/s	280	328	360	372	388	396	400
Longueur de l'ouverture	B	m	1,5	2,3	2,6	2,9	3,1	3,3	3,5
Hauteur d'eau moyenne	H	m	0,35	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24
Coefficient de déversement.	C_{dev}	-	0,90	0,83	0,89	0,91	0,94	0,96	0,97
Coefficient de bifurcation	C_{bif}	-	0,65	0,60	0,65	0,66	0,69	0,70	0,72
Angle de bifurcation	α_{bif}	°	90°	98°	90°	87°	80°	77°	72°

Tableau 2: Paramètre et coefficients représentatifs de l'allongement de l'ouverture

Les débits déversés à travers l'ouverture (Q_{dev}), sont déduits des enregistrements de niveaux d'eau au droit des 13 sondes, et de la mesure du débit introduit sur le modèle par les pompes. Le coefficient de déversement (C_{dev}) est calculé à l'aide de la relation du seuil épais ($Q_{dev} = C_{dev} * B * H^{3/2}$).

Le coefficient de bifurcation (C_{bif}) exprime l'influence de l'angle de bifurcation (α_{bif}) sur la capacité de déversement. Il est calculé en rapportant le coefficient de déversement à la valeur correspondante d'un même écoulement mais frontal, sur un seuil épais ($C_{bif} = C_{dev}/1.37$). Ainsi ce coefficient passe de 1,0 (pour $\alpha_{bif} = 0^\circ$) à 0,65 (pour $\alpha_{bif} = 90^\circ$). Les valeurs intermédiaires calculées par interpolation linéaire, vont dans le sens des observations, et s'inscrivent dans les fourchettes figurant dans la littérature (Lautrich, 1966).

5. Paramètres en vraie grandeur

L'ensemble des études sur modèles réduits a été mené à l'échelle géométrique 1/3. Compte tenu de dimensions proches de la réalité, l'utilisateur a la liberté d'extrapoler les résultats selon d'autres proportions, soit 1/4 voire 1/5. Ceci dit, les indications mentionnées dans ce chapitre sont référées à l'échelle 1/3. Les paramètres sans indice correspondent au modèle. Les paramètres avec l'indice zéro correspondent à la réalité. Le processus développé met en activité 2 phénomènes hydrauliques distincts, à savoir les écoulements souterrains pour la rupture du fusible, et les écoulements à surface libre pour l'allongement de l'ouverture déversante. C'est pourquoi, il y a lieu de transposer les paramètres hydrauliques selon des règles de similitudes distinctes.

5.1 Similitude des écoulements en milieu poreux

Le nombre de Reynolds ($Re = V * D / \nu = K * I * D / \nu$) est significatif de la similitude des écoulements en milieux poreux ($Re = Re_0$). Le terme de vitesse est donné par la loi de Darcy ($V = K * I$), et celui de longueur est le diamètre (D) des granulats (souvent D_{10}). Comme la viscosité (ν) et le gradient (I) sont les mêmes sur le modèle qu'en vraie grandeur, la perméabilité et le diamètre liés entre eux, ne peuvent pas être différents ($K = K_0$ et $D = D_0$). Or la loi de Darcy n'est valable qu'en cas de stabilité du milieu poreux. Cette condition n'est donc pas respectée lors de la rupture du fusible. Des expériences traitent des effets de turbulence qui conduisent à la destruction du massif, sans déboucher sur des règles de similitude établies. Toutefois, des approximations permettent de croire que D/D_0 est compris entre 1 et $(L/L_0)^{1/2}$. C'est pourquoi, nous

proposons de réaliser le couronnement en vraie grandeur avec du sable standard 0 à 3 mm, en correspondance avec le matériau utilisé pour les essais (sable 0.4 à 1.0 mm).

5.2 Similitude des écoulements à surface libre

En conservant le nombre de Froude, l'analyse dimensionnelle permet de donner des échelles propres à chaque paramètre, en se référant à l'échelle géométrique (L/L_0). Ainsi, le temps réel est $t_0 = t / (L/L_0)^{1/2}$, et le débit réel est $Q_0 = Q / (L/L_0)^{5/2}$. A l'échelle géométrique 1/3, les valeurs en jeu pour le déversement dans l'ouverture libérée sont les suivantes :

	Sur modèle (1/3)	En réalité (3/3)
Hauteur d'eau amont (= du fusible)	H = 0.4 m	H ₀ = 1.2 m
Longueur de l'ouverture	B = 3.5 m	B ₀ = 10.5 m
Temps d'ouverture (yc rupture du fusible)	t _B = 10 min	t _{B0} = 17.3 min
Débit écoulé sur l'ouverture ($Q_{dev} = B \cdot H^{3/2}$)	Q _B = 0.9 m ³ /s	Q _{B0} = 13.8 m ³ /s
Débit unitaire	q _B = 0.3 m ³ /s*m	q _{B0} = 1.3 m ³ /s*m

En référence aux cas envisageables dans le cadre de la 3^{ème} correction du Rhône, il faudrait compter avec une longueur totale de l'ouverture d'environ 300m, pour le déversement de 400 m³/s, pour autant que la hauteur moyenne dans le fleuve (sur la longueur de l'ouverture) soit de l'ordre de 1.2 m. Cette disposition serait rythmée par l'installation de 30 éléments fusibles, distants de 10 m. Ceci dit, la problématique de la forme de la ligne d'eau au passage du déversoir reste à étudier de cas en cas, et les scénarios d'enchaînement des ruptures à développer.

6. Conditions de mise en œuvre - Recommandations

Si nos travaux apportent des résultats conceptuels, la mise en œuvre des solutions proposées doit encore franchir le cap du projet d'exécution. Bien que laissée aux soins de l'utilisateur, l'étude des détails constructifs tiendra compte des indications mentionnées.

6.1 Stabilité du couronnement avant rupture

Le parement amont du couronnement est soumis à la contrainte de cisaillement imposée par l'écoulement principal dans le fleuve. Dans le cas d'une hauteur d'eau H₀ = 1.2 m, d'une pente longitudinale i=1‰, et d'une pente de parement amont de 1/2, une couverture végétale maigre offrira une résistance suffisante. Rappelons dans ce but que le choix d'un mécanisme de rupture du fusible par érosion interne a précisément été préféré, parce qu'il donnait l'avantage de déstabiliser un revêtement végétal. Cet effet ne sera toutefois exploitable qu'à la condition d'un enracinement superficiel.

La stabilité du couronnement avant rupture est dépendante de l'étanchéité du parement amont. Lors du choix du matériau de la couche imperméable, il y a lieu de considérer la faculté de dislocation de celle-ci lors de la rupture du couronnement. Une couche d'argile paraît indiquée dans ce but. S'il s'agit d'une couverture synthétique, il faudra l'appliquer en bandes et étudier leur recouvrement.

Parlant de stabilité, nous relevons les résultats d'une tentative infructueuse de conformer la pente des parements du couronnement fusible à celle de la digue qui le supporte, soit à 1/2 (26°). En effet, si le parement aval est réalisé à 1/2, le fusible peine à se rompre

alors que des percolations abondantes et continues apparaissent en pied rapidement. Il est donc important de ne pas donner au parement aval une pente inférieure à 2/3. Cette expérience met par ailleurs en évidence la nécessité de drainer l'interface entre le couronnement et la digue qu'il surmonte.

6.2 Viabilité du couronnement fusible

Pour des questions de commodité, nous avons constitué le dispositif fusible sous forme d'un corps de granulats grossiers, par ailleurs flottants. Il se trouve que si ce dispositif est opérationnel en laboratoire, la question de sa viabilité reste préoccupante : L'embouchure logée dans la partie sommitale du couronnement, restera-t-elle bien dégagée ? Le boyau de granulats grossier ne va-t-il pas se colmater par l'intrusion de fines ? Quelle surveillance et quel entretien nécessite-t-il ? La compétence de l'ingénieur praticien peut venir à bout de pareilles préoccupations.

Alors qu'un système tubulaire rigide pourrait être envisageable, nous accordons notre préférence à un dispositif déformable, qui ne constitue pas un point dur dans la continuité du couronnement. Pour remédier à l'intrusion de fines il est souhaitable de l'envelopper dans un géotextile. Il y a cependant lieu de se préoccuper de sa perméabilité car en sens inverse lors de la destruction, il doit être diffusant.

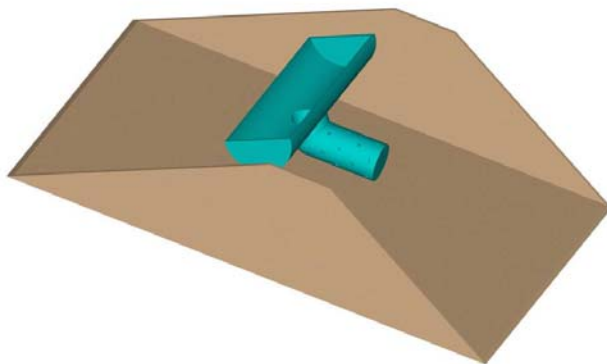


Figure 10: Représentation tubulaire du dispositif fusible

7. Conclusions générales

Selon les objectifs initiaux, l'étude de l'autodestruction du couronnement de digues fluviales pour la gestion de crues extrêmes par épanchements, aboutit sur une solution intégrée, autant par son apparence, que par sa constitution, ainsi que par les mécanismes activés. Il n'empêche que notre contribution est volontairement limitée au stade morphologique. En effet, il nous paraît illusoire d'aborder la partie constructive sans une référence concrète, quand bien même les essais ont permis de toucher certains points pratiques importants. Les résultats produits constituent donc une base de projet, alors que toute l'attention doit encore être accordée pour amener la solution au stade

opérationnel. Le cas échéant, les installations expérimentales et le savoir faire acquis, sont tenus à disposition de tout intéressé. Enfin, les résultats de cette étude ne sauraient être détachés de ceux issus des 3 autres volets du projet DIFUSE.

Bibliographie

- H. Armbruster-Veneti** (1999) *Ueber das Versagen von Erddämmen*, Wasserwirtschaft 89. Jahrgang, No 10, pp. 504-512
- T. Boisseau, N. Camp'Huis, A. Gautheron** (1997) *Stratégie d'écrêtement des crues fortes de la Loire moyenne*, Agence de l'eau Loire-Bretagne.
- K. Broich** (2000) *Simulation of the impact Dam-break experiments using different calculation methods*, University of Federal Armed Forces Munich.
- R. Lautrich** (1966) *Der Abwasserkanal*, Verlag Wasser und Boden.
- M. Lino, P. Mériaux, P. Royet** (1999) *Méthodologie de diagnostic des digues appliquée aux levées de la Loire moyenne*, édition Cemagref, ISBN 2-85362-524-9.
- M. J. Franca, A.B. Almeida**(2000) *A computational model of rockfill dam breaching caused by overtopping*, Journal of Hydraulic Research Vol 42, No 2.
- A. Rozov** (2003) *Modeling of washout of dams*, Journal of Hydraulic Research Vol 41, No 6, pp. 565-577
- P. Volkart** (1989) *Notentlastungen der Reuss im Abschnitt See-Amsteg*, ETHZ-VAW.

Remerciements

Ce projet a été financé par la Commission fédérale pour la Technologie et l'Innovation, l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie, le Service des routes et cours d'eau du Canton du Valais, l'Etablissement Cantonal fribourgeois d'Assurance des Bâtiments et la Haute Ecole Spécialisée de la Suisse Occidentale. Les auteurs remercient également le Laboratoire de Constructions Hydrauliques de l'EPFL pour l'excellente collaboration.

Adresse des auteurs

Prof. Jean-Marc Ribí, Johann Pury
Institut de la Construction et de l'Environnement
Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg
Boulevard de Pérolles 80,
1700 Fribourg, Suisse
++41 26 429 66 84
<http://www.eif.ch>
jean-marc.ribi@eif.ch , johann.pury@eif.ch

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Écoulement sur le parement aval d'une digue et érosion en pied

Jacques Bonvin

Résumé

Dans le cadre du projet de recherche DIFUSE, l'Ecole d'Ingénieurs du Canton de Vaud (EIVD), s'est vu confiée les tâches suivantes : traiter les problèmes liés au déversement latéral des digues, résoudre les problèmes de stabilité du revêtement de la digue, contrôler l'érosion du pied de digue, déterminer des systèmes d'évacuation des eaux.

Les bases théoriques ont été établies par exploration expérimentale systématique des paramètres à considérer soit: le type de fusible, les dimensions, l'orientation et la forme du déversoir, la nature de la couche superficielle, l'inclinaison du revêtement, la vitesse de submersion, la nature du terrain en pied de digue, l'énergie de l'écoulement, la hauteur d'eau, la zone de dissipation de l'énergie en pied de digue.

Pour l'expérimentation, l'EIVD a construit un canal extérieur d'essais hydrauliques ($L=25.0$ m ; $l=5.0$ m ; $h=1.20$ m). Les résultats obtenus ont abouti au choix d'un type de digue adéquat avec l'utilisation de matériaux de construction adaptés à chaque situation locale. Après vérification des critères et des bases de dimensionnement, une formule de dimensionnement de l'affouillement qui prend en compte la hauteur d'eau et/ou la hauteur de la ligne d'énergie a été établie. Une liste de recommandations constructives à l'intention des ingénieurs projeteurs complète le rapport de recherche.

Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungskonzeptes DIFUSE, die Fachhochschule vom Yverdon (EIVD), hat sich die nächsten Aufgaben anvertraut: die Probleme zu behandeln, die am seitlichen Ausschütten der Damme gebunden werden, die Probleme von Stabilität von der Verkleidung des Dammes zu lösen, die Erosion vom Dammfuß zu kontrollieren, Systeme von Evakuierung der Gewässer zu bestimmen.

Die theoretischen Grundlagen sind von systematischer Versuchserforschung der Parameter erstellt worden, zu berücksichtigen entweder: der Sicherungstyp, die Dimensionen, die Orientierung und die Form des Überlaufes, die Natur der oberirdischen Schicht, die Neigung der Verkleidung, die Überschwemmungsgeschwindigkeit, die Natur des Terrains in Fuß von Damm, die Energie des Abflusses, die Wasserhöhe, die Zone von Vergeudung der Energie in Fuß von Damm.

Für die Erprobung hat der EIVD einen außerhalb befindlich Kanal von hydraulischen Versuchen gebaut, ($L=25.0$ m ; $l=5.0$ m ; $h=1.20$ m). Die erhaltenen Resultate haben zur

Wahl eines angemessenen Dammtypes mit der Ausnutzung von an jeder örtlichen Situation angepassten Baumaterialien geführt. Nach Überprüfung von den Kriterien und den Dimensionalitätsgrundlagen, eine Formel von Dimensionalität der Unterkolkung, die die Wasserhöhe in Rechnung zieht, und/oder die Höhe von der Energielinie ist erstellt worden. Eine Liste von aufbauenden Empfehlungen an der Absicht der Ingenieure vervollständigt den Untersuchungsbericht.

1. Objectifs techniques

Sur le plan technique les buts poursuivis sont :

- d'augmenter la sécurité de l'ouvrage,
- de définir la vulnérabilité de celui-ci,
- d'assurer la fiabilité de fonctionnement,
- de veiller à l'intégration environnementale et paysagère,
- d'optimiser l'entretien.

Les objectifs techniques ont mis l'accent sur la recherche et l'analyse comparative de solutions orientées vers la sécurité de l'ouvrage, sa vulnérabilité, sa fiabilité de fonctionnement, son intégration environnementale et paysagère, ainsi que l'optimisation de son entretien.

Les résultats obtenus permettent le choix d'un type d'ouvrage adéquat comprenant: l'utilisation et la mise en place de matériaux de construction de la digue, du type de revêtement, de la protection du pied de digue, adaptés à chaque situation locale.

2. Installation d'essais

Le projet reposant essentiellement sur une approche expérimentale, nous avons construit en 2001, un canal extérieur d'essais hydrauliques.

Les essais du fusible (EIF) et les essais d'ensemble (EPFL-EIVD-EIF) ont été réalisés dans le bassin extérieur du laboratoire d'hydraulique à Yverdon. (Figure 1).

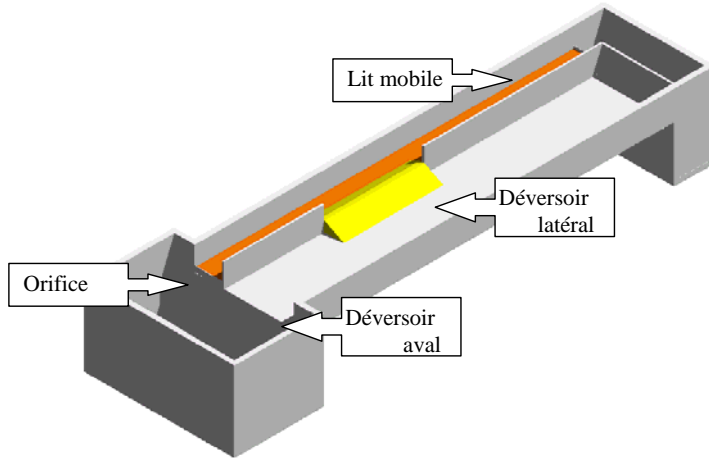


Figure 1: Schéma du canal d'essais

Le canal extérieur est rectangulaire en béton armé avec comme dimensions principales: longueur totale du canal 25.0 m, longueur du canal de mesure : 19.0 m, largeur intérieure 5.0 m, hauteur intérieure des murs 1.20 m.

La pente longitudinal est fixe et réglée à : 1 ‰.

Le canal est alimenté en eau par deux pompes immergées débitant 189 l/s chacune et travaillant en circuit fermé.

Sur les tuyaux d'alimentation sont fixés deux débitmètres électromagnétiques de diamètre 300 mm.

Un pont roulant, se déplaçant sur un rail fixé le long du canal, supporte les appareils de mesures nécessaires aux expériences (moulinets et capteurs). Dans un Portakabin sont branchés tous les réseaux électriques et un ordinateur réceptionne les signaux de mesures (Labview).

Pour nos essais, nous avons mis en place deux configurations de digues :

- un déversoir latéral de longueur $L= 1.33$ m, avec pente de digue 2 :3 , une fosse d'érosion (granulométrie 0/4 et 0/16), échelle 1 :10 ,
- un déversoir latéral de longueur $L= 4.5$ m, avec une pente de 1 :2 , une fosse d'érosion (granulométrie 0/16), échelle 1 :15 .

3. Etat de la recherche dans le domaine

3.1 Situation

La figure 2 donne un aperçu des protections de digues qui sont couramment utilisées et qui correspondent à la situation dans laquelle nous nous trouvons. Pour le

dimensionnement des éléments, nous avons comparé les différentes approches connues à ce jour.

3.2 Choix des domaines d'utilisation

Les conditions fixées au départ de l'étude, en relation avec la 3^{ème} correction du Rhône, sont les suivantes : une hauteur moyenne des digues d'environ 6.0 m ; une hauteur de lame déversante ne devant pas dépasser 1.0 m ; une pente de 2 : 3 et plus particulièrement 1 : 2 ; le choix d'un revêtement adapté aux matériaux à disposition sur place, et enfin un système compatible avec les exigences de l'environnement.

Sur la base de ces exigences et, en tenant compte des vitesses, des lignes d'eau et d'énergie, du nombre de Froude, etc. notre choix pour cette étude s'est dirigé vers des revêtements adaptés de types rugueux, macro- rugueux et enrochement (Rip-Rap).

types de revêtement Froude	Revêtement herbeux	Enrochement Rip-Rap	Gabions	Blocs liés et recouvrement de terre végétale	Béton préfabriqué reliés par câbles	RCC (roller compact concrete)	Spillway avec escaliers et macro-rugosités	
>30								
30								
20								
15								
10								
	limites du domaine d'application pratique							
8								
5								
3								
1								
0.5								

Figure 2: Revue des principaux types de revêtement de digues pour le déversement contrôlé

4. Types d'essais effectués

4.1 Principaux essais

Les essais se sont déroulés en 4 phases :

- phase1 : essais sans fosse d'érosion, L = 1.33 m, pente 2 : 3, sur revêtement lisse avec et sans macro- rugosités et sur revêtement rugueux avec et sans macro-rugosité, éch.1 : 10,

- phase 2 : essais avec fosse d'érosion (0/4 mm), $L = 1.33$ m, pente 2 : 3 , sur revêtements lisse, rugueux, rugueux avec macro-rugosité, éch. 1 : 10,
- phase 3 : essais avec fosse d'érosion (0/16mm), $L = 1.33$ m, pente 2 : 3 sur revêtements lisse, rugueux et rugueux avec macro-rugosité, éch. 1 : 10,
- phase 4 : essai selon nouveau dispositif constructif et fosse d'érosion (0/16mm), $L = 4.5$ m, pente 1 : 2, sur revêtements lisse (carton bitumineux), rugueux (dalles de jardin délavées), rugueux avec macro-rugosités (dalles et cubes de $4 \times 4 / 4$ cm et $4 \times 4 / 8$ cm avec différentes dispositions des cubes) et enrochement (Rip-Rap), éch. 1 : 15.

La phase 4 découle des expériences faites dans les 3 premières phases. Elle a été retenue pour le choix définitif des éléments constitutifs de notre système et pour les applications théoriques.

4.2 Exemples d'essais

- **Dissipation de l'énergie $L_{\text{déversé}} = 1.33$ m; pente 2 : 3; granulométrie de la fosse 0/16 ; échelle 1:10 hauteur de la lame déversée $h = 7$ cm ; type de revêtement rugueux.**



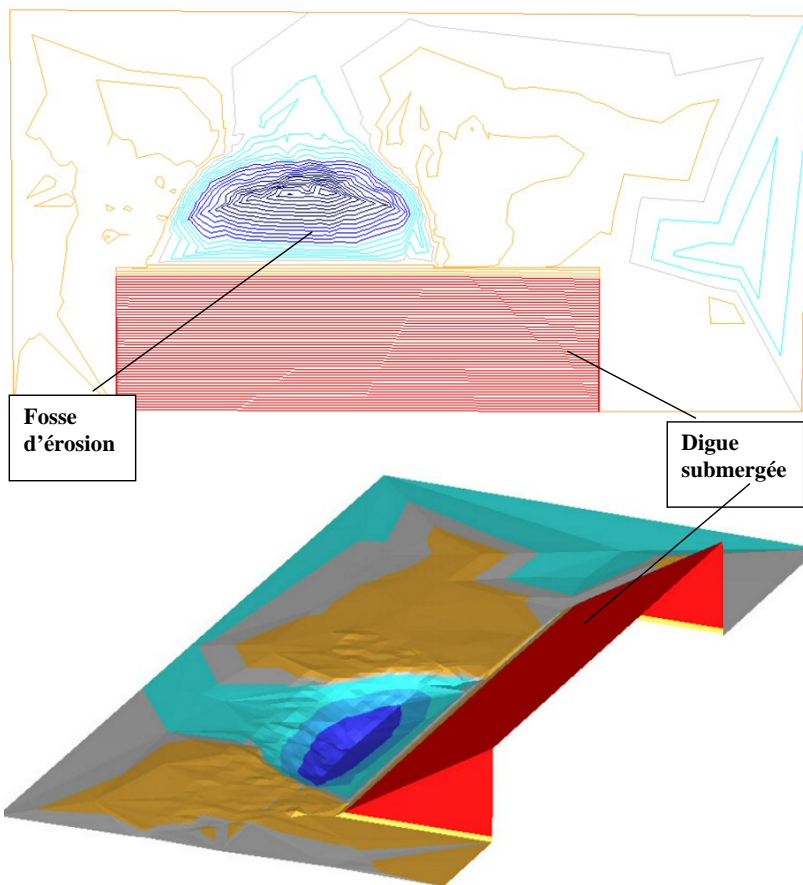


Figure 3: vue du revêtement rugueux, de la forme de l'affouillement en pied de digue submergée avec une représentation 3D.

- **Dissipation de l'énergie: $L_{\text{déversé}} = 4,5 \text{ m}$; pente 1: 2; granulométrie de la fosse 0/16 ; échelle 1:15 ; type de revêtement rugueux, macro-rugueux et enrochement (Rip-Rap).**

Cas:

Revêtement lisse:	$h = 7 \text{ cm}$;	$t = 3 \text{ h}$; $V = 0.510 \text{ m}^3$; $S = 3.8 \text{ m}^2$
Revêtement rugueux:	$h = 7 \text{ cm}$;	$t = 24 \text{ h}$; $V = 0.285 \text{ m}^3$; $S = 2.04 \text{ m}^2$
Revêtement macro-rugueux:	$h = 7 \text{ cm}$;	$t = 24 \text{ h}$; $V = 0.274 \text{ m}^3$; $S = 2.56 \text{ m}^2$
Revêtement enrochement:	$h = 7 \text{ cm}$;	$t = 24 \text{ h}$; $V = 0.191 \text{ m}^3$; $S = 1.92 \text{ m}^2$

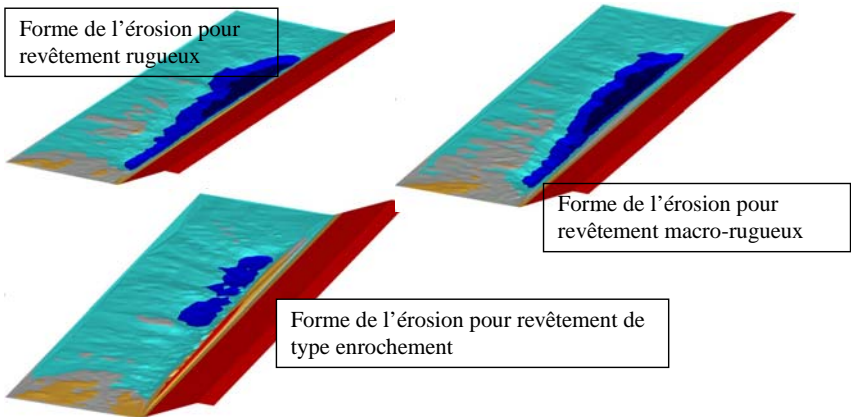


Figure 4: essais sur revêtements rugueux, macro-rugueux et enrochement (Rip-Rap) avec représentation en 3 D de l'affouillement pour une hauteur de déversement de 7 cm.

5. Déversoir et déversement latéral

5.1 Dimensionnement de la longueur minimale du déversoir latéral

La longueur minimale du déversoir latéral a été déterminée à partir du calcul de la stabilité de l'enrochement (RIP-RAP). Le but étant d'éviter la destruction du revêtement de la digue, nous avons déterminé le diamètre critique d_{65} des éléments de l'enrochement pour un débit unitaire maximum.

En fonction des conditions propres à notre situation un certain nombre de formules ont été testées :

Hartung / Scheuerlein (1968):
$$Fr_{s,cr} = 5 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{(S-1)}{\sigma}} \cdot (\sigma - 1 + 1.3 \cdot \sin \alpha) \cdot \sqrt{\cos \alpha}$$

Lindford / Saunders (1967):
$$Fr_{s,cr} = \frac{7.97}{\sqrt{g}} \cdot \left[\frac{1.2}{P_c} \cdot \frac{0.263 \cdot \tan \varphi}{P_{cl}} \cdot (S-1) \right]^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$$

Olivier (1967):
$$Fr_{s,cr} = \frac{0.235}{\sqrt{g}} \cdot (S-1)^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$$

Schoklitsch (1932-1935):
$$Fr_{s,cr} = \frac{0.26}{\sqrt{g}} \cdot (S-1)^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$$

Whittaker / Jäggi (~1990):
$$Fr_{s,cr} = 0.257 \cdot (S-1)^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$$

avec :
$$Fr_{s,cr} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot d_s^3}} \text{ et } d_s / 1.06 = d_{65}$$

Valeurs utilisées : $Fr_{s,cr}$: Froude critique [-]
 q : débit spécifique [m^2/s]
 $S = 2.65$ (densité spécifique des grains) [t/m^3]
 $\alpha = 1 : 2 = 26.57^\circ = 0.46$ rad (angle du talus de la digue) [$^\circ$]
 $P_c = 1.2 ; P_{cl} = 1.6$ coefficients [-]
 d_{65} : diamètres des blocs avec 65% d'éléments $<$ à d (0.60 m) [m]
 φ : angle de frottement interne (30) [$^\circ$]
 σ : densité de l'eau = 1.0 [t/m^3]

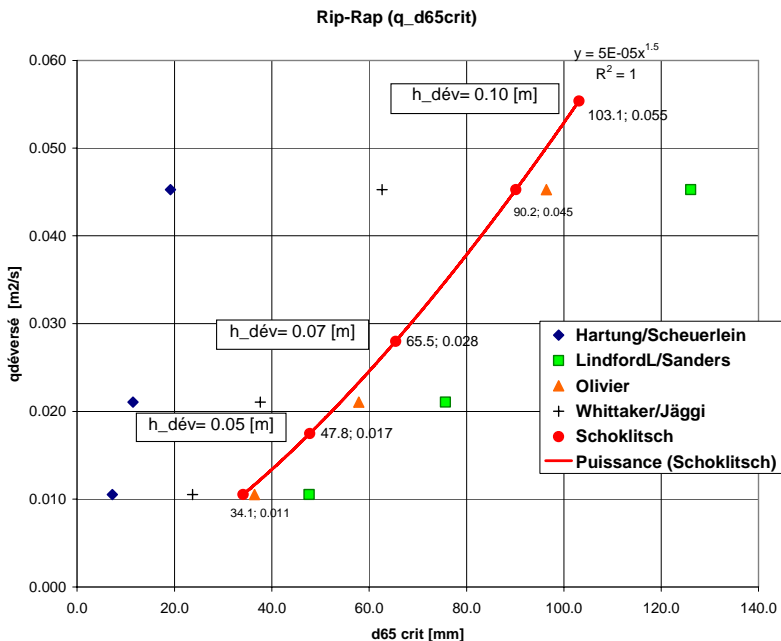


Figure 5: relation entre le débit déversé $Q_{déversé}$ et la diamètre critique des blocs d_{65crit} pour différentes formules

Les calculs ci-dessus ont été réalisés pour des hauteurs déversées du modèle de respectivement : $h_{dév} = 0.05, 0.07$ et 0.10 m.

Pour des blocs de diamètre $d_{65} = 60$ cm la valeur déterminante de la longueur du déversoir est, selon Whittaker / Jäggi, d'environ 50 m. Les résultats obtenus avec Schoklitsch semblent plus représentatifs de notre application avec toutefois des valeurs d_{65crit} supérieures: a) pour $h_{déversé}$ de 0.07 m, $q_{dév} = 0.032$ [m^2/s], $d_{65crit} = 65.5$ mm; b) pour $h_{déversé}$ de 0.10 m, $q_{dév} = 0.061$ [m^2/s], $d_{65crit} = 103$ mm. Sur la base des ces calculs, nous estimons que la longueur du déversoir du prototype devrait se situer entre 60 et 65 m pour une lame d'eau déversée d'environ 1.0 m, et un débit spécifique déversé d'environ 2.0 [m^2/s]. Par rapport au Rhône en Valais (région Sion), cela correspond environ à la largeur du lit majeur.

6. Ecoulement le long de la digue

6.1 Ecoulement sur la digue – calcul de l'énergie résiduelle

Le rôle principal du revêtement de la digue, hormis la protection de la digue elle-même, est de diminuer l'énergie de l'écoulement. En effet, l'augmentation de la vitesse le long du talus engendre une augmentation de l'énergie résiduelle qui risque de créer d'importants dégâts en pied de digue. Il est donc nécessaire de diminuer ce risque au maximum.

Afin de déterminer la perte de charge due au frottement de l'écoulement sur les différentes rugosités (lisse, rugueux, macro-rugueux, enrochement) deux méthodes ont été utilisées :

- le calcul pas-à-pas à partir de l'équation fondamentale de la conservation de l'énergie,
- la modélisation numérique à l'aide du programme de calcul HEC-RAS.

6.2 Calcul de l'énergie résiduelle en pied de digue:

Bernoulli :

$$H_{AMONT} = H_{AVAL}$$

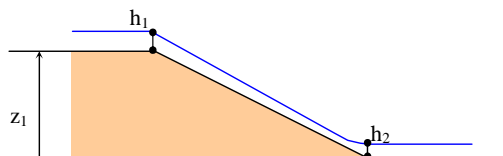


Figure 6: schéma de la ligne d'eau le long de la digue

$$H_{AMONT} = z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = H_{AVAL} = z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} = z_2 + h_2 + \frac{Q^2}{2g \cdot S_2^2} = z_2 + h_2 + \frac{Q^2}{2g \cdot (L \cdot h_2)^2}$$

La hauteur amont de l'écoulement est supposée égale à la hauteur critique de l'écoulement avec une charge amont correspondant à 1,5 fois la hauteur critique. Il est ainsi possible de déterminer la hauteur de l'écoulement à l'aval du plan incliné pour n'importe quelle géométrie de digue ou conditions hydrauliques.

Les hauteurs d'eau sur le plan incliné étant très faibles et la longueur déversée élevée, le rayon hydraulique R_h peut être considéré égal à la hauteur d'eau. Quant au coefficient de rugosité (coefficient K_s de Strickler) il est calculé selon Müller avec la formule:

$$K_s = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$$

Type de revêtement	Valeurs de n	Valeurs de Ks
Enrochement	0.03846	26
Macro-rugueux	0.04545	22
Rugueux	0.0303	33
Lisse	0.010	100

6.3 Modélisation par HEC-RAS

Ce logiciel est spécialement conçu pour des pentes de fond relativement faibles, lorsque $d \cong y$. Lorsque la pente est plus forte ($d \neq y$) on introduira un troisième terme (h) pour le calcul de la section de l'écoulement avec : $h = y \cdot \cos^2 \alpha$.

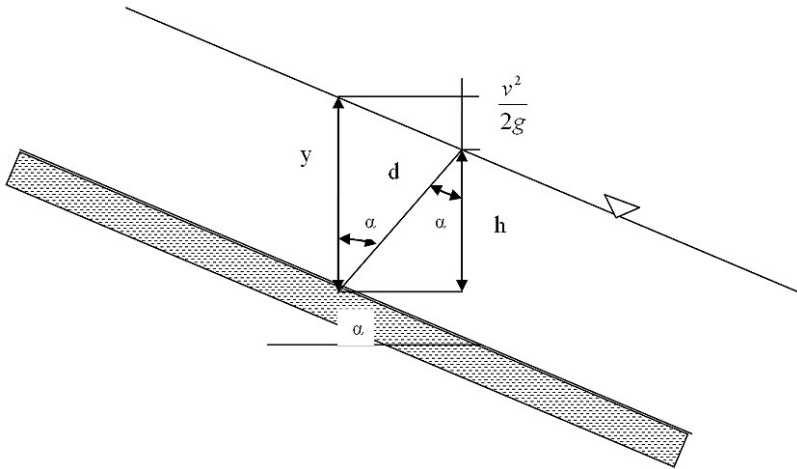


Figure 7: détermination de la profondeur h

Pour analyser les comportements observés, nous avons fait une simulation numérique de l'écoulement sur le parement aval en utilisant le logiciel WS 77, conçu pour des écoulements lisses à forte pente. Après une détermination des lignes d'eau et d'énergie pour des hauteurs déversées de 0.05 et 0.07 m et une comparaison avec les résultats obtenus par Hec-Ras a été faite. Suite à un calage sur le plan lisse, une corrélation a été appliquée aux autres types de revêtements.

Avec Hec-Ras le calcul des lignes d'eau et d'énergie, des valeurs de Froude, des vitesses, etc. a été entrepris pour les trois types de revêtements (rugueux, macro-rugueux et enrochement).

7. Estimation de l'érosion en pied de digue

7.1 Charge résiduelle en pied de digue

L'énergie de l'écoulement n'étant pas totalement annulée au bas du parement, il y a érosion des matériaux en pied de digue.

L'érosion en pied de digue est principalement dépendante de la charge résiduelle et du débit unitaire. Pour limiter l'érosion plusieurs possibilités sont envisageables, dont : a) augmenter les pertes de charges le long de la digue en modifiant la rugosité, ou en diminuant la pente du talus, b) diminuer le débit unitaire notamment au début de l'ouverture de la brèche, c) protéger le pied de digue contre l'affouillement.

L'érosion (profondeur de l'affouillement) a été calculée et comparée aux valeurs expérimentales afin de déterminer le type de matériaux de substitution (fosse d'érosion), et pour connaître les effets d'un renforcement ou d'un bassin amortisseur en pied de digue.

7.2 Formules empiriques

De nombreuses théories, basées principalement sur des essais, ont été élaborées pour le calcul de l'érosion due à de jets ou à des déversements. Les calculs de l'énergie résiduelle en pied de digue sont basés sur les valeurs obtenues par simulation avec Hec-Ras.

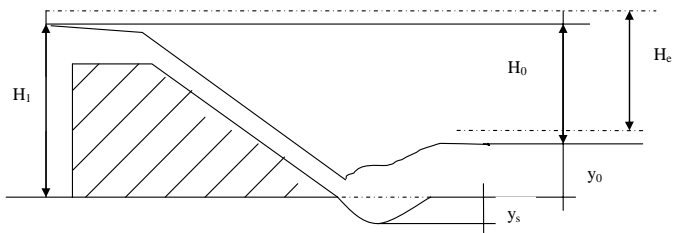


Figure 8: Schéma de l'affouillement en pied de digue

Les formules suivantes ont été utilisées :

Shalash (1959) :

$$y_s + y_0 = 9.65 \cdot H^{0.5} \cdot q^{0.6} \cdot d_{90}^{-0.4} \cdot \left(\frac{L_{\min}}{L} \right)^{0.6}$$

Çatakli (1973) :

$$y_s + y_0 = 1.6 \cdot H_1^{0.2} \cdot q^{0.6} \cdot d_{90}^{-0.1}, \text{ bassin amortisseur}$$

Schoklitsch (1932, 1935):

$$y_s + y_0 = 4.75 \cdot H^{0.2} \cdot q^{0.57} \cdot d_{90}^{-0.32}$$

Veronese (1937):

$$y_s + y_0 = 3.68 \cdot H^{0.225} \cdot q^{0.54} \cdot d_{50}^{-0.42}$$

Jaeger (1939):

$$y_s + y_0 = 6 \cdot H^{0.25} \cdot q^{0.5} \cdot \left(\frac{y_0}{d_{90}} \right)^{0.33}$$

Eggenberger (1944):

$$y_s + y_0 = 9.65 \cdot H^{0.5} \cdot q^{0.6} \cdot d_{90}^{-0.4}$$

Hartung (1957):

$$y_s + y_0 = 12.4 \cdot H^{0.36} \cdot q^{0.64} \cdot d_{85}^{-0.32}$$

Martin:

$$y_s + y_0 = 1.5 \cdot H^{0.1} \cdot q^{0.6}$$

Pour ces formules et selon les auteurs, la dimension caractéristique des grains d_{90} est prise en millimètres, les autres valeurs étant en mètres.

Comparaison des résultats suivant les formules choisies								Valeurs expérimentales			Revêtements
Veronese y _o +y _s [m]	Martin y _o +y _s [m]	EIVD/ligne d'eau y _o +y _s [m]	EIVD/ligne d'énergie y _e +y _s [m]	Schocklit sch y _o +y _s [m]	Jaeger y _o +y _s [m]	Eggenber ger y _o +y _s [m]	Hartung y _o +y _s [m]	y _e max [m]	y _e +y _s [m]	y _e +y _s [m]	
0.354	0.257	0.356	0.334	0.348	0.209	0.402	0.670				rugueux modèle 2 non stab. modèle 2 stabilisé modèle 2 stabilisé
0.249	0.175	0.249	0.245	0.240	0.138	0.270	0.441	0.150	0.205	0.243	
0.215	0.148	0.214	0.210	0.205	0.107	0.228	0.369	0.127	0.166	0.211	
0.354	0.257	0.356	0.344	0.347	0.209	0.401	0.670				macro-rugueux modèle 2 non stab. modèle 2 stabilisé modèle 2 stabilisé
0.249	0.175	0.249	0.246	0.240	0.138	0.270	0.441	0.160	0.215	0.247	
0.213	0.148	0.212	0.212	0.204	0.115	0.225	0.365	0.140	0.190	0.210	
0.360	0.259	0.362	0.341	0.353	0.174	0.418	0.689				Riprap modèle 2 non stab. modèle 2 stabilisé modèle 2 stabilisé
0.253	0.176	0.252	0.240	0.243	0.112	0.279	0.451	0.115	0.143	0.240	
0.210	0.147	0.209	0.208	0.201	0.130	0.216	0.355	0.110	0.187	0.206	

avec d₅₀
avec d₉₅
 avec d₉₀

Tableau 1: Comparaison des formules et application de la nouvelle formule empirique proposée

7.3 Nouvelle formule empirique proposée suite aux essais à l'EIVD

Sur la base des essais effectués dans le cadre de cette étude (valeurs expérimentales), nous avons comparé les résultats obtenus par les formules ci-dessus. Dans le cadre des conditions limites fixées par le projet, nous proposons une nouvelle relation qui répond mieux aux exigences spécifiques du projet et de ce type de digue.

$$y_{e,o} + y_s = 4.4 \cdot H_{e,o}^{0.21} \cdot q^{0.55} \cdot d_{90}^{-0.3}$$

Avec comme conditions limites à l'échelle du prototype:

- 0.15 < h_{déversé} < 1.5 [m]
- 0.80 < q < 5 [m²/s]
- H (hauteur de la digue) < 10.0 [m]
- 60 < d₉₀ < 240 [mm]

et :

- h : hauteur d'eau déversée (modèle) [m]
- y_e : charge après le ressaut hydraulique [m]
- y_o : hauteur d'eau après le ressaut hydraulique [m]
- y_s : profondeur de l'affouillement [m]
- q : débit spécifique déversé [m²/s]
- H_e : charge totale, avec y_e, ligne d'énergie [m]
- H_o : charge totale, avec y_o, ligne d'eau [m]
- d₉₀ : dimension des grains 90% [mm]

Remarques: les valeurs calculées pour la profondeur de l'affouillement en pied de digue avec la nouvelle formule EIV (avec la ligne d'eau ou avec la ligne d'énergie) sont très proches des valeurs expérimentales observées. De plus, nous remarquons qu'avec la formule de Veronese, qui utilise d_{50} , et celle de Schoklitsch (d_{90}) nous obtenons des résultats également proches de nos valeurs expérimentales, ce qui confirme la robustesse de notre relation. Ainsi, avec cette nouvelle formule, nous étendons les possibilités de calculs avec d_{90} , H_o et H_e , y_o et y_e .

7.4 Effets du renforcement en pied de digue par prolongation horizontale du revêtement et par bassin amortisseur

a) Prolongation horizontale du revêtement en pied de digue

En vue de réduire la profondeur de l'érosion en pied de digue, nous avons appliqué à notre système la relation de Shalash (renforcement du pied par prolongation horizontale du revêtement de la digue: théorie du jet horizontal). Les résultats montrent que nous pouvons obtenir une réduction de la profondeur d'érosion jusqu'à env. 47% pour une longueur de protection en pied de digue de 1.5m (à l'échelle du modèle). Cf tableau 2.

$$y_s + y_o = 9.65 \cdot H^{0.5} \cdot q^{0.6} \cdot d_{90}^{-0.4} \cdot \left(\frac{L_{\min}}{L} \right)^{0.6} \quad \text{avec : } L_{\min}=1.5 H, d_{90}=14 \text{ [mm]}$$

q [m ² /s]	H _o [m]	L _{min} [m]	L [m]	ys+y _{o,e} [m]	expérimental [m]	gain [%]
enrochement						
0.061	0.335	0.503	1.000	0.241		
0.032	0.332	0.498	1.000	0.163	0.240	32.2%
0.025	0.348	0.522	1.000	0.145	0.206	29.4%
0.032	0.332	0.498	1.500	0.128	0.240	46.8%
0.025	0.348	0.522	1.500	0.114	0.206	44.6%
macro-rugueux						
0.032	0.371	0.557	1.000	0.184	0.247	25.5%
0.025	0.374	0.561	1.000	0.157	0.210	25.0%
0.032	0.371	0.557	1.500	0.144	0.247	41.6%
0.025	0.374	0.561	1.500	0.123	0.210	41.2%
rugueux						
0.032	0.364	0.546	1.000	0.180	0.243	25.9%
0.025	0.360	0.540	1.000	0.151	0.211	28.4%
0.032	0.364	0.546	1.500	0.141	0.243	41.9%
0.025	0.360	0.540	1.500	0.118	0.211	43.9%

Tableau 2: Application de la relation de Shalash (1959)

b) Bassin amortisseur

Pour ce cas, nous avons testé la relation de Çatakli (1973) qui nous donne, avec l'aménagement d'un bassin amortisseur, une réduction de l'érosion jusqu'à 41% dans la zone de contact eau / digue. Au-delà, en fonction de la profondeur du bassin, l'érosion est entièrement supprimée. Cf. tableau 3.

$$y_s + y_0 = 1.6 \cdot H_1^{0.2} \cdot q^{0.6} \cdot d_{90}^{-0.1}$$

q [m ² /s]	H _{1e} [m]			ys+y _{0,e} [m]	expérimental [m]	gain [%]
enrochement						
0.061	0.747			0.217		
0.032	0.707			0.147	0.240	38.9%
0.025	0.694			0.124	0.206	39.9%
0.032	0.707			0.147	0.240	38.9%
0.025	0.694			0.124	0.206	39.9%
macro-rugueux						
0.032	0.708			0.147	0.247	40.6%
0.025	0.694			0.124	0.210	41.0%
0.032	0.708			0.147	0.247	40.6%
0.025	0.694			0.124	0.210	41.0%
rugueux						
0.032	0.707			0.147	0.243	39.7%
0.025	0.694			0.124	0.211	41.3%
0.032	0.707			0.147	0.243	39.7%
0.025	0.694			0.124	0.211	41.3%

Tableau 3: Application de la relation de Çatakli

Selon Novak (1961) la réduction de l'érosion dans la zone de contact eau / digue peut varier de 45 à 65%.

8. Relation empirique entre l'énergie résiduelle en pied de digue et le volume érodé

Sur la base des expériences faites à l'EIVD, nous avons établi une relation adimensionnelle entre l'énergie résiduelle en pied de digue et le volume érodé pour les revêtements de type enrochement et macro- rugosité, en utilisant un nombre de Froude densimétrique et un volume d'affouillement adimensionnel :

$$\text{avec : } F_* = \frac{u}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right) \cdot g \cdot d_{50}}} \quad [-] \quad \text{et} \quad V_* = \frac{H_e \cdot \rho_{\text{eau}} \cdot g \cdot h_{0,e}^2 \cdot b}{(\rho_s - \rho_{\text{eau}}) \cdot \nabla_{\text{érodé}} \cdot g \cdot y_s} \quad [-]$$

u : vitesse en pied de digue [m/s]

d₅₀ : 0.0045 [m]

y_s : profondeur de l'affouillement [m]

h_{0,e} : hauteur de la ligne d'eau, resp. ligne d'énergie en pied de digue [m]

b : largeur de déversement [m]

H_e : hauteur résiduelle en pied de digue [m]

ρ_s : masse volumique du matériau	[t/m ³]
ρ : masse volumique de l'eau	[t/m ³]
g : accélération gravitationnelle	[m/s ²]
∇ : volume érodé	[m ³]

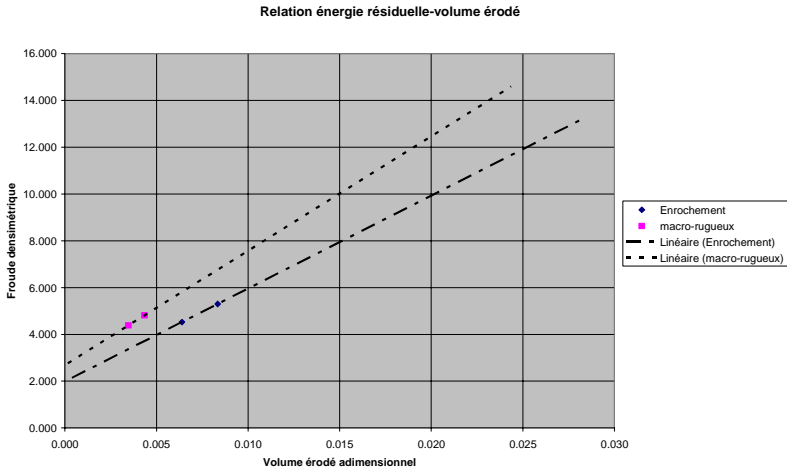


Figure 9: Relation entre l'énergie résiduelle et le volume érodé avec une granulométrie de la fosse d'érosion de 0 / 16

D'autres tests ont été faits avec F^* et $d_{\text{afouillement}}/h_0$.

Vu le nombre insuffisant d'essais avec une érosion stabilisée (6 : deux pour chaque type de revêtement : rugueux, macro- rugueux, enrochement), **les résultats obtenus (fig. 9) ne sont aujourd'hui pas suffisamment fiables, raison pour laquelle il sont donnés uniquement à titre indicatif.** Une augmentation du nombre d'essais stabilisés consoliderait ces premières impressions.

9. Recommandations finales et conclusion

Sur la base des résultats expérimentaux, un certain nombre de recommandations peuvent être faites :

- La crête, en dessous de l'élément fusible, sera protégée (empierrement, couche de béton, etc.) et rendue étanche afin d'éviter des risques d'infiltration.
- Des précautions particulières seront prises pour l'exécution de la tête du fusible, tout particulièrement aux bords d'attaque à l'amont du déversoir, ainsi qu'au bord de fuite à l'aval pour lutter contre les phénomènes de sous-pression et d'érosion lors des débordements.
- Le coeur de digue sera également étanche sur toute la hauteur pour éviter les phénomènes d'infiltration et les risques de renard en pied de digue, côté aval.

- Le pied de digue côté aval sera de préférence drainé sur son tiers inférieur afin d'éviter des risques d'effondrement et des phénomènes de renard.
- Le choix de la surface de protection du parement aval tiendra compte de la hauteur de la surverse et de la pente de la digue. Ainsi un débit unitaire maximum sera calculé.
- Une préférence sera donnée à des hauteurs de déversement faibles, proches de 1 m voire inférieures et à des longueurs de déversement égales à environ 1 à 1.5 x la largeur du cours d'eau.
- L'érosion en pied de digue est principalement dépendante de la charge de l'écoulement et du débit unitaire.
- Pour limiter l'érosion, plusieurs possibilités sont envisageables, dont : l'augmentation des pertes de charges le long de la digue par modification de la rugosité du revêtement du parement aval ; la réduction de la pente du talus ; la diminution du débit unitaire notamment au début de la surverse ; la prolongation horizontale du revêtement en pied de digue, le renforcement par des blocs, la création d'un bassin amortisseur etc.
- Pour des faibles hauteurs de déversement, une préférence sera donnée à un revêtement de type enrochement.
- Pour des grandes hauteurs d'ouvrage, la vitesse d'écoulement sera plus élevée et les risques d'érosion augmentés. Les mesures de renforcement seront complétées par des dispositifs de dissipation d'énergie dimensionnés en fonction de l'importance du risque.
- Pour des hauteurs de déversement (prototype) supérieures à 1.0m, l'implantation de macro- rugosités (blocs de béton de formes diverses) peut s'avérer nécessaire. La dimension des éléments et leur écartement dépendront des volumes déversés et de la hauteur de la digue.
- En pied de digue, une zone de réception des eaux sera spécialement aménagée. Sa longueur sera d'environ 1,1 x la longueur du fusible et sa largeur dépendra de la hauteur de la lame déversante. Cette zone sera, par exemple, comblée jusqu'à environ 2.0 m de profondeur par de la grave II (0/100 mm) ou grave I (0/63 mm) compactée en couches d'au moins 0,3 m. La protection du pied de digue par des gros blocs, par prolongation horizontale du revêtement (cf. 7.4.a)) ou autres mesures bien connues est évidemment envisageable. Ces aménagements n'ont pas été développés ici puisque l'aspect environnemental était prépondérant pour cette étude.
- Le système d'évacuation des eaux est fortement dépendant de la topographie et de la géologie du site concerné. Nous ne pouvons, à ce stade de l'étude, donner seulement quelques recommandations générales, le choix définitif, lié aux conditions locales spécifiques du projet, est laissé à l'ingénieur du projet. Toutefois, il nous paraît intéressant de créer une zone de rétention au moyen de contre-digues, puis de relâcher les eaux après abaissement du niveau d'eau dans le cours d'eau. Cette rétention artificielle, sous forme de lac ou d'étang (bassin

amortisseur) est intéressante du point de vue environnemental et demeure un très bon destructeur d'énergie en pied de digue (cf. 7.4.b).

Bibliographie

- Boillat, J.-L.** (1999). *Hydraulique II et réseaux d'assainissement* - cours EPFL.
- Bollaert, E., Schleiss, A.** (2002). *Transient water pressures in joint and formation of rock scour due to high-velocity jet impact* – EPFL – LCH.
- Breusers, G et Randkivi, H.-J.** (1991). *Scouring* – IAHR –A.A Balkema / Rotterdam / Brookfield.
- Carlier, M.** (1980). *Hydraulique générale et appliquée* – Editions Eyrolles, Paris.
- Ven Te Chow,** (1973). *Open-channel hydraulics* – McGraw-Hill International Editions.
- Braja M. Das,** (1997). *Advanced Soil Mechanics* – Editions Taylor & Francis, Washington.
- Emami, S., Schleiss, A.** (2004). *Erosion protection downstream of diversion tunnels using concrete prisms- Design criteria based on a systematic physical model study* – EPFL – LCH.
- Graf, W., Altinakar, M.S.** (1993). *Hydraulique fluviale* – Traité de Génie civil de l'EPFL, tomes 1 et 2 – Presses polytechniques et universitaires romandes .
- Hager, W.** (1999). *Wastewater hydraulics* – Editions Springer.
- Hoffmans, G. and Verkeij, H.** (1997). *Scour Manual* - IAHR –A.A Balkema / Rotterdam / Brookfield.
- Jäggi, M.** (1995). *Flussbau* – ETHZ Abt. II, VIII und XC.
- Lencastre, A.** (1966). *Manuel d'hydraulique générale* – Eyrolles/ Paris.
- Manso, P. and Schleiss, A.** (2004). *Stability of lining by concrete elements for surface protection of overflow earthfill dams* – EPFL – LCH.
- OFEG,** (2001). *Protection contre les crues des cours d'eau* - directives.
- Scheuerlein, H.** (1984). *Die Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen*- Editions Ernst & Sohn, Berlin.
- Schleiss, A.** (2004). *Aménagements hydrauliques* – cours EPFL.

Remerciements

Ce projet a été financé par la Commission fédérale pour la Technologie et l'Innovation, l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie, le Service des routes et cours d'eau du Canton du Valais, l'Etablissement Cantonal fribourgeois d'Assurance des Bâtiments et la Haute Ecole Spécialisée de la Suisse Occidentale.

Adresse de l'auteur

Prof. Jacques Bonvin
Ecole d'ingénieurs du Canton de Vaud
Département EC + G
CH-1401 Yverdon-les-Bains
+41-79-220 71 51
<http://www.eivd.ch>
jacques.bonvin@eivd.ch

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Modélisation et simulation virtuelle des crues

Robert Haldi, Denis Berthoud

Résumé

Cette présentation consiste en une application des techniques de constructions hydrauliques au « dimensionnement » et à la modélisation d'un dispositif de rétention complet, avec l'intégration géographique dans un site alibi. Elle comprend la mise au point des techniques infographiques et de modèles réduits appliqués à la simulation d'écoulements libres.

Les logiciels d'infographie actuellement disponibles permettent le déplacement virtuel de l'observateur à l'intérieur d'un volume de synthèse « habillé » d'une orthophotographie. La mise en mouvement d'un solide virtuel dans ce volume est aisée, toutefois la visualisation de l'écoulement d'un fluide est moins évidente.

Pour modéliser le dispositif de rétention dans un site alibi, une solution de simulation mixte est adoptée. La topographie et les installations fixes sont représentées à l'aide d'un volume de synthèse tandis que les écoulements sont filmés sur un modèle réduit.

Les deux films sont superposés afin de produire une présentation animée de l'évènement.

La modélisation de la situation antérieure à la correction du cours d'eau permet de calibrer l'installation par comparaison avec les évènements survenus récemment.

Après aménagement du dispositif de rétention, l'application des mêmes évènements sur le modèle permet de contrôler et de valider l'efficacité de l'intervention.

Zusammenfassung

Diese Präsentation besteht aus einer Anwendung der Technik der hydraulischen Bauwerke auf die Dimensionierung und die Modellierung eines kompletten Rückhaltedispositivs inklusive der Integration in eine Referenzlandschaft. Sie beinhaltet die Aufbereitung infographischer und modelltechnischer Methoden zwecks Simulation der Gerinnehydraulik.

Die zur Zeit verfügbare Infographiesoftware erlaubt die Verschiebung eines Beobachters im Innern eines virtuellen, mit einer "Orthophotographie" überlagerten Raumes. Das Bewegen eines virtuellen Objekts in diesem Raum ist problemlos, die Visualisation des Abflusses einer Flüssigkeit hingegen ist schwieriger.

Um das Rückhaltedispositiv in einer Referenzlandschaft zu modellieren wird eine kombinierte Simulationslösung angewendet:

Die Topographie und die fixen Installationen werden in einem virtuellen Raum dargestellt

Die Fliessverhältnisse werden in Modellversuchen gefilmt

Beide Filme werden überlagert um eine wirklichkeitsnahe Darstellung der Vorgänge zu erhalten.

Die Modellisierung der Situation vor der Gewässerkorrektur und der Vergleich mit einem kürzlich eingetretenen Ereignis erlaubt die Kalibrierung der Installation.

Die Eingabe des Rückhaltedispositifs und des gleichen Ereignisses ins Modell erlaubt die getroffenen Massnahmen zu kontrollieren und ihre Wirksamkeit zu überprüfen.

1. Introduction

Les tests réalisés à l'aide de logiciels infographiques sur des sites fictifs donnent des résultats satisfaisants pour des images fixes, ou pour des animations produites par le déplacement d'un observateur (ou caméra) dans un volume de synthèse (Figure 1). La simulation de l'écoulement et du mouvement de l'eau n'est pas satisfaisante.



Figure 1: Image réalisée avec le logiciel "Vue d'Esprit"

Une maquette de petite taille d'un site est construite afin d'y simuler une crue, de la filmer, et d'insérer les images obtenues dans une animation virtuelle.

Le résultat du mixage étant concluant à cette échelle, la construction d'une maquette plus grande est décidée, afin d'obtenir un rendu plus précis et plus réaliste.

2. Conception et mise en œuvre d'un dispositif de rétention

2.1 Site Alibi

La région de Riddes est retenue. La situation géographique permet l'aménagement d'un bassin de rétention entre la courbure du Rhône et l'autoroute rive gauche entre les km 48.400 et 53.080 du profil en long du Rhône (Figure 2).

Les digues rehaussant l'autoroute constituent les limites du bassin.

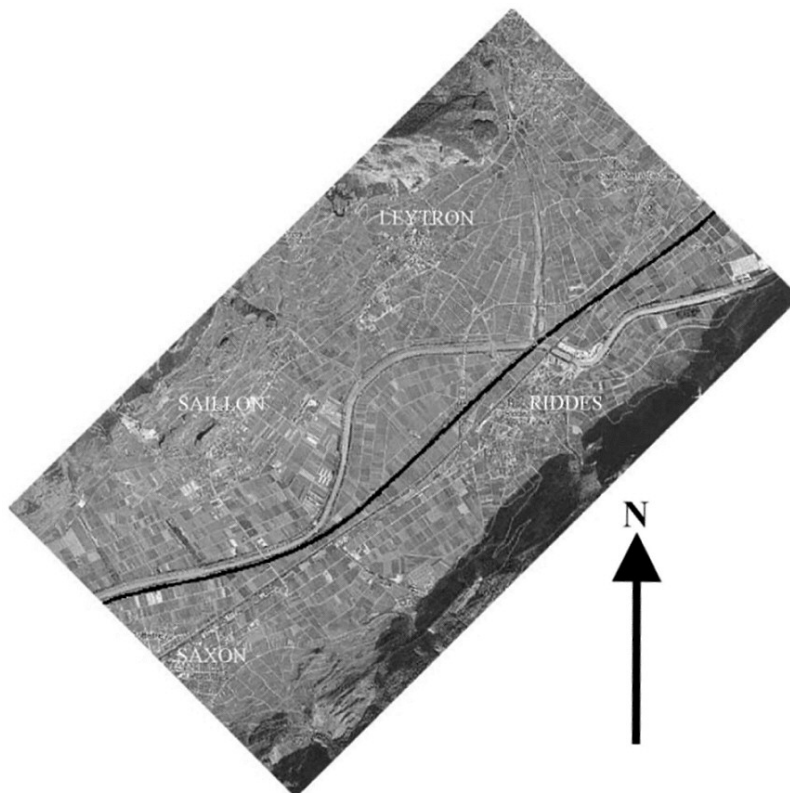


Figure 2: Vue aérienne du site retenu (en noir l'autoroute)

Les villes de Riddes, Saillon, Leytron et une toute petite partie de Saxon y sont comprises. Les bâtiments ne sont pas modélisés sur la maquette.

Le canal Sion-Riddes, ainsi que les rivières la Solentse, la Lasentse et la Fare y sont modélisés.

Les schémas ci-après montrent les zones inondées par la crue de 1987. Cet événement sert de référence pour « calibrer » le modèle. Les hachures correspondent à une hauteur d'eau de plus de 2m.). Les croix situent les points de débordement (Figure 3).

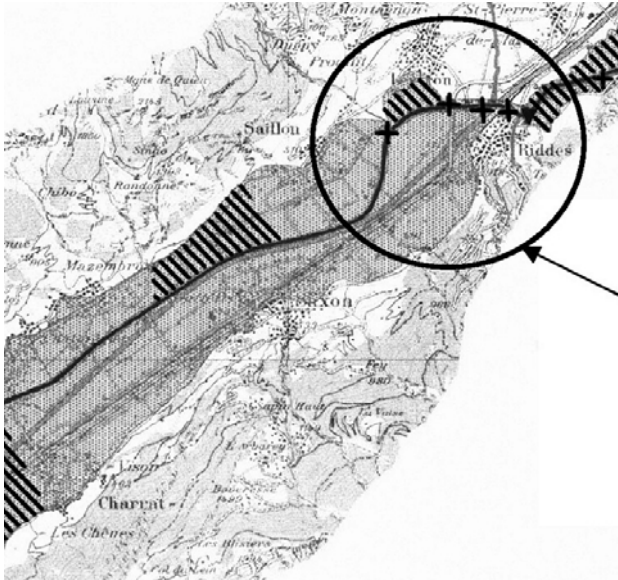


Figure 3: Zones inondées, situation actuelle (crue de 1987)

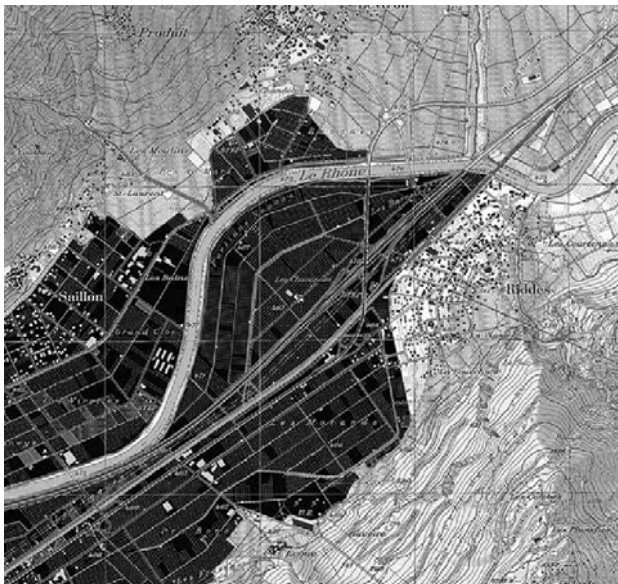


Figure 4: Zone inondée, situation actuelle (reportée sur la carte au 1 :50'000^{ème})

Les figures 5 et 6 montrent les mêmes zones après corrections.

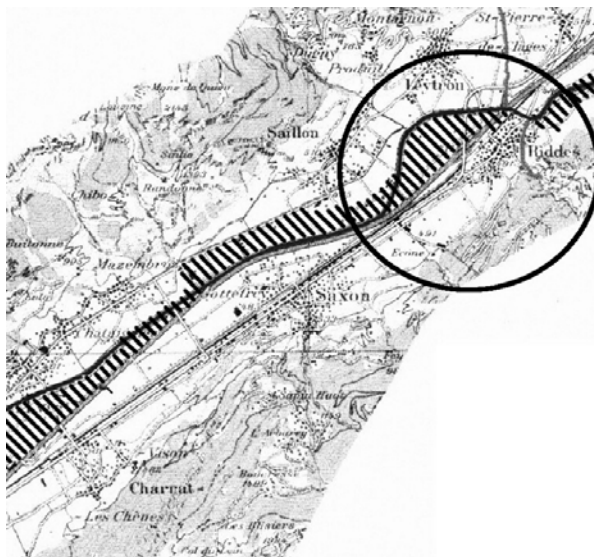


Figure 5: Hachurées, les zones inondées après corrections

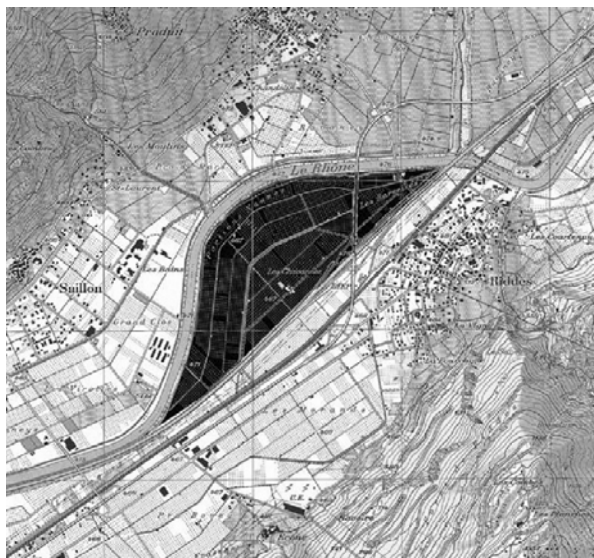


Figure 6: Zone alibi inondée, situation après corrections (carte au 1 : 50'000^{ème})

3. Construction de la maquette

3.1 Modélisation du site

Après visite des lieux, le point d'observation idéal du site alibi est choisi. Une prise de vue depuis Isérables (Figure 7) est retenue pour filmer les crues sur la maquette.

De façon à pouvoir superposer les films réalisés sur la maquette avec l'image fixe prise sur le site, il faut reproduire à l'échelle la position du point de vue d'où est prise la photo (Figure 8) en tenant compte de la distorsion des échelles.



Figure 7: Vue du site alibi depuis Isérables

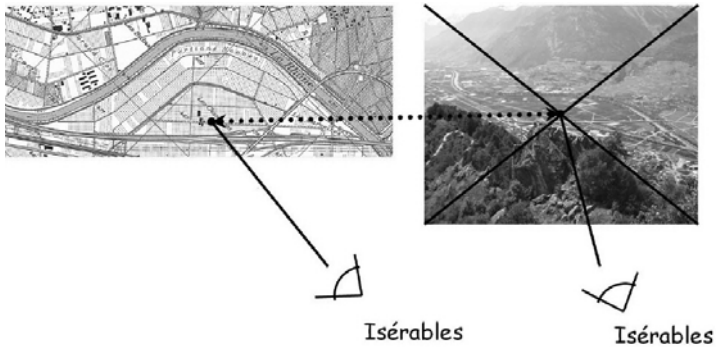


Figure 8: Positionnement de la caméra

3.2 Distorsion des échelles :

Pour une modélisation à échelle réduite d'un canal à faible pente (env. 1,3 ‰), le respect des échelles géométriques et hydrauliques mène rapidement à une maquette inutilisable, aussi bien pour la visualisation que pour les mesures hydrauliques.

En effet, les propriétés physiques d'un liquide ainsi que la gravité terrestre ne sont pas modifiables. Pour palier à cette difficulté, l'échelle des hauteurs est distordue d'un facteur 10 (valeur couramment utilisée dans le domaine de la construction par les ingénieurs civils) tant pour le dimensionnement géométrique qu'hydraulique.

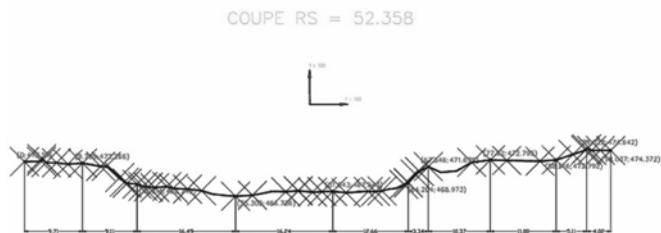


Figure 9: Profil en travers du cours d'eau (échelles géométriques non distordue)

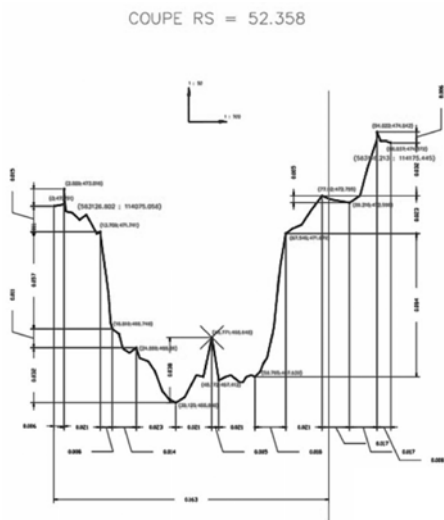


Figure 10: Même profilé après distorsion des échelles

Afin de respecter les dimensions hydrauliques l'équation de Bernoulli est utilisée en exprimant toutes les hauteurs d'énergies en mètre. Autrement dit, toutes les énergies (puissances) sont représentées sur le profil en long à la même échelle distordue.

4. Fabrication du film

En utilisant le modèle numérique de terrain (MNT) un volume de synthèse est construit, il permet de déterminer les courbes de niveaux du site choisi. La maquette est construite sur la base de celles-ci. Le relief est constitué de plaques en mousse de polystyrène extrudé (type : roofmate). Le relief de la maquette est réalisé en deux parties bien distinctes, l'une immuable formée par le terrain naturel, et l'autre amovible comprenant le Rhône et les digues afin de pouvoir tester différentes options d'aménagement.

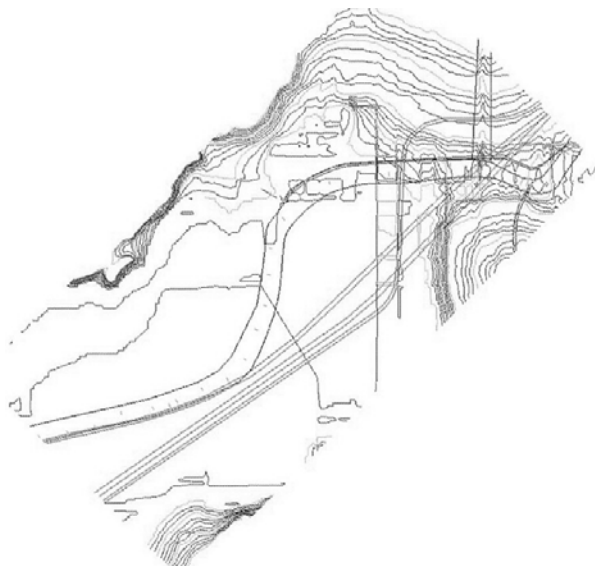


Figure 11: Courbes de niveaux définies à partir d'un MNT



Figure 12: Orthophotographie plaquée sur le volume de synthèse de la zone simulée (sans distorsion d'échelle)

L'alimentation de la maquette est assurée par une pompe en circuit fermé. Le débit passe par un bac d'introduction équipé d'un plongeur permettant l'introduction contrôlée de la pointe de l'hydrogramme de crue en respectant les règles de similitudes avec distorsion des échelles (dans ce cas un évènement dont la durée est de 24 heures dans la réalité est simulée en 21 minute sur le modèle réduit).

L'eau est colorée à l'aide d'oxyde de titane, afin de pouvoir traiter les images filmées infographiquement, c'est-à-dire séparer la partie animée (l'eau) qui nous intéresse du reste de la maquette. Ces images sont superposées au film virtuel du site après correction de la distorsion.



Figure 13 : Volume plongeur installé sur le bassin amont

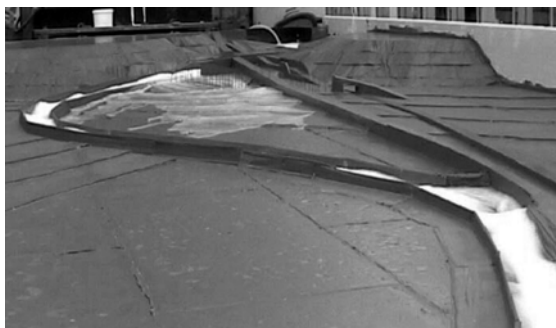


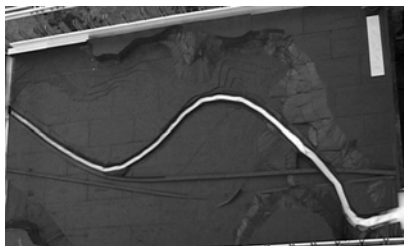
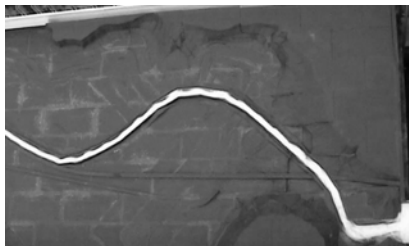
Figure 14: Vue de la maquette

4.1 Images tirées des films de l'évènement sur le modèle réduit distordu:

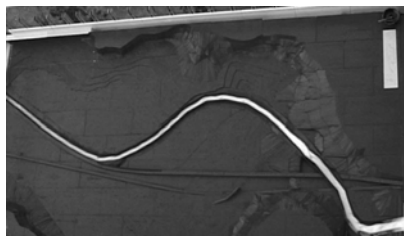
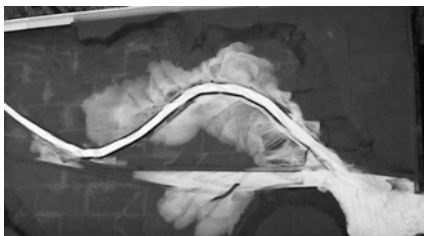
Avant aménagement.

Après aménagement.

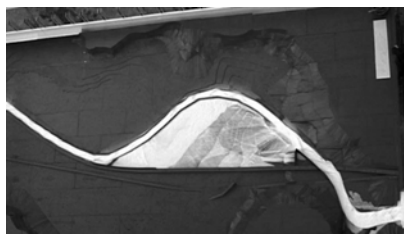
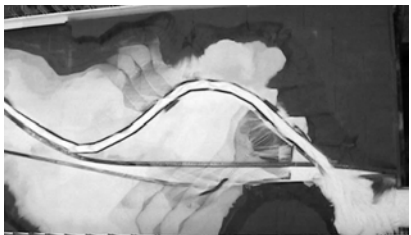
$Q_{\max. \text{ actuel}}$



$Q_{\max. \text{ futur}}$



$Q_{\text{excep. futur}}$



4.2 Superposition des deux films par montage infographique:

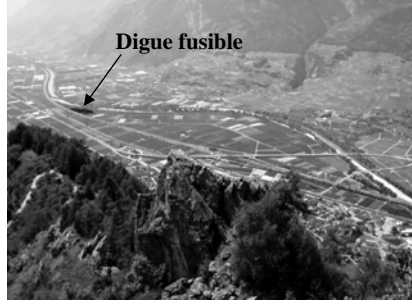
Avant aménagement

Après aménagement

$Q_{\max. \text{ actuel}}$



Pas de débordement

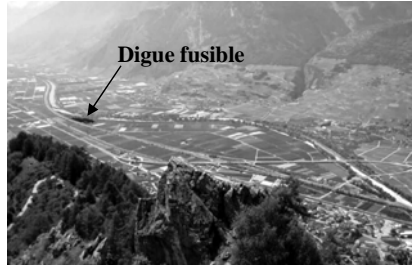


Pas de débordement

$Q_{\max. \text{ futur}}$



Débordements aux emplacements constatés en 1987



Pas de débordement

$Q_{\text{excep. futur}}$



Inondation conforme aux constats de 1987



Déversements limités au bassin de rétention aménagé (ici en situation de vidange par la digue fusible rompue).

5. Conclusion

Les logiciels infographiques actuellement disponibles ne permettent pas encore de se passer totalement des maquettes hydrauliques. Cependant la superposition des deux techniques est particulièrement performante pour l'étude d'un dispositif de rétention et l'établissement de documents destinés au transfert de connaissances.

Remerciements

Ce projet a été financé par la Commission fédérale pour la Technologie et l'Innovation, l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie, le Service des routes et cours d'eau du Canton du Valais, l'Etablissement Cantonal fribourgeois d'Assurance des Bâtiments et la Haute Ecole Spécialisée de la Suisse Occidentale.

Adresse des auteurs

Denis Berthoud et Prof. Robert Haldi
Laboratoire d'hydraulique du génie civil
Ecole d'ingénieurs de Genève EIG
CH-1202 Genève, Suisse
+41-22-338 04 86

<http://eig.unige.ch/~haldir>

robert.haldi@eig.unige.ch , denis.berthoud@eig.unige.ch

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Session 2

**Gestion préventive des crues
(MINERVE)**

**Präventive Hochwasserbewältigung
(MINERVE)**

Ouverture de la session, Introduction par le président

Dominique Bérod

L'influence des retenues valaisannes sur les crues

Jean-Louis Boillat

Modèle de prévision hydrologique du Rhône supérieur

Benoît Hingray, Yasser Hamdi, André Musy

**Gestion des crues par opérations préventives sur les
aménagement hydroélectriques à accumulation**

Frédéric Jordan

**Simulation des systèmes hydrauliques et hydrologiques
complexe : Routing System II**

Jérôme Dubois

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Gestion préventive des crues Präventive Hochwasserbewältigung

Dominique Bérod

Introduction

Malgré d'indéniables bénéfices, les mesures structurales de protection contre les crues ont des effets limités. Elles doivent être accompagnées par des mesures organisationnelles destinées à mettre à l'abri la population et à limiter les dégâts lors de l'apparition d'une intempérie dépassant les limites du système de protection. La mise en place de systèmes de préventions et d'alertes est l'un des éléments clés de cette stratégie. Déployés au niveau local (communal), les systèmes d'interventions d'urgence doivent être appuyés par une organisation d'alarme cantonale et régionale, à même de fournir les renseignements nécessaires et de coordonner les actions en cas de catastrophe de grande ampleur.

Lors de l'arrivée de fortes précipitations, nul ne peut dire d'emblée si l'on aura affaire à une crue fréquente, rare ou extrême. Les alarmes météorologiques provenant de Météosuisse, bien que très précieuses, ne suffisent pas à évaluer correctement une situation de crue. Une des difficultés majeures consiste à deviner s'il faut intervenir en évitant deux types d'erreurs : l'inaction en cas de catastrophe et les fausses alertes.

Afin de remédier ces problèmes et pour appuyer au mieux les communes dans leurs efforts de prévention, le Canton du Valais a décidé de mettre en place différents systèmes d'alarme selon les types de bassins versants. Pour les petits bassins, il est envisagé de constituer un réseau d'observateurs au sol, qui pourraient renseigner rapidement sur l'évolution des phénomènes et conseiller sur les éventuelles mesures d'urgence à déployer en cas de crise. Dans les régions fréquemment visitées par des intempéries, une instrumentation peut être prévue (pluviomètres, hydrophones, caméras, etc.). Une étude pilote nommée IFKIS-HYDRO est en cours de développement par le WSL/SLF sous mandat de l'Etat du Valais.

Pour les bassins plus grands, des prévisions hydrométéorologiques devraient être possibles : c'est le rôle du projet MINERVE, réalisé par l'EPFL en collaboration avec Météosuisse. Cet outil devra permettre également d'améliorer l'effet de rétention des retenues hydroélectriques, par une gestion optimisée des entrées et des sorties des différents ouvrages.

Le fonctionnement des systèmes d'alertes et de gestion dépend de la disponibilité des informations sur l'état du système (météorologie, hydrologie, état du bassin versant, état des ouvrages hydroélectriques, ...). Les accords avec les fournisseurs d'information d'une part, et les systèmes de télécommunication d'autre part représentent des chapitres

importants de la démarche, bien qu'ils ne soient pas présentés dans cette série de conférences.

En conclusions, la protection contre les crues doit être atteinte par une somme de mesures complémentaires afin de diminuer la vulnérabilité du système. Le lien entre les mesures structurelles et organisationnelles doit se faire de manière souple et continue, nul ne pouvant distinguer au début d'une montée de débit la différence entre une crue importante mais restant dans l'espace cours d'eau et une crue débordante ; le débit de pointe n'est connu qu'a posteriori. Grâce à l'amélioration continue de la connaissance des processus, la mise en place d'outils fiables de prévention et d'alerte se généralisera.

Cette démarche n'est possible que par un partenariat entre les acteurs : autorités, spécialistes, bureaux d'ingénieurs, monde académique, sans oublier en l'espèce les sociétés d'hydroélectricité, dont l'appui est essentiel. Nous nous félicitons donc des bonnes relations existant dans le projet MINERVE.

L'enseignement principal des crues récentes, c'est qu'il convient d'adopter une certaine humilité face aux événements de grande ampleur, et que l'on n'arrête pas d'apprendre. Dans ce domaine comme dans d'autres, nous sommes plus forts ensemble.

Dr Dominique Bérod

SRCE Valais
Bâtiment Mutua
Creusets 5
Ch-1950 Sion

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

L'influence des retenues valaisannes sur les crues

Jean-Louis Boillat

Résumé

Dès le VI^e siècle de notre ère, les crues du Rhône en amont du lac Léman ont périodiquement inondé la plaine. Malgré deux importantes entreprises de correction du fleuve et en dépit des volumes de rétention offerts par les barrages à accumulation, les crues continuent à alimenter la chronique. Les dommages sont d'autant plus importants que l'utilisation agricole et le développement socio-économique du territoire se sont considérablement accrues au cours du temps. En outre, la période des fortes crues tend à reculer dans la saison, typiquement entre septembre et octobre, lorsque les retenues des barrages à accumulation atteignent leur niveau maximum de remplissage. En vue d'améliorer le niveau de protection de la plaine, des mesures structurales sont d'ores et déjà planifiées dans le cadre d'une nouvelle entreprise de correction. Parallèlement, une gestion adéquate des aménagements hydroélectriques permettra de réduire significativement les pointes de crue sur l'ensemble du réseau hydrographique. Le projet MINERVE poursuit cet objectif en offrant un outil de simulation numérique du comportement hydrologique du bassin versant et du fonctionnement hydraulique des aménagements. Il est alimenté par les mesures des stations météorologiques d'une part et par les prévisions de MétéoSuisse d'autre part. Il est également doté d'un système expert d'aide à la décision qui propose des scénarios d'interventions préventives destinées à augmenter l'effet de laminage par les retenues.

Zusammenfassung

Seit dem 6. Jahrhundert kommt es zu regelmässigen Überflutungen der Rhone oberhalb des Genfer Sees. Zwei bedeutende Regulierungsmassnahmen sowie die Schaffung von Rückhaltevolumen durch Stauwehre veränderten wenig an dieser Tatsache. Vielmehr haben die Schäden im Laufe der Zeit aufgrund intensiver landwirtschaftlicher Nutzung und sozio-ökonomischer Entwicklung beträchtlich zugenommen. Darüber hinaus scheinen die typischerweise im September und Oktober auftretenden Starkregenperioden in die Zeit zu fallen, in der die Rückhalteräume bereits maximal gefüllt sind. Im Rahmen einer neuen Korrektur sind wasserbauliche Massnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes geplant. Parallel dazu ermöglicht eine gezielte und angepasste Steuerung der Wasserkraftanlagen eine signifikante Reduktion der Hochwasserspitzen. Im Rahmen des Projektes MINERVE wird ein numerisches Simulationsmodell entwickelt, welches das hydrologische Verhalten des Einzugsgebietes und den Betrieb der Wasserkraftanlagen berücksichtigt. Das Modell greift dabei zum einen auf Daten der meteorologischen Stationen und zum anderen auf Vorhersagen von MétéoSuisse zurück. Darüber hinaus ist es mit einem Decision Support System ausgestattet, welches

die Simulation verschiedenster präventiver Szenarien zur Kappung des Hochwasserscheitels mittels Talsperrenretention erlaubt.

1. L'évolution historique du Rhône alpin

Le Rhône alpin prend sa source à 2000 m d'altitude, au pied du glacier qui porte son nom, et s'écoule jusqu'au lac Léman dont le niveau moyen est régulé à 372.30 m s^om. Son régime nivo-glaciaire est caractérisé par des fortes crues durant la période été-automne, qui génèrent une relation parfois conflictuelle avec les habitants de la plaine.

1.1 La situation avant 1860

Des témoignages datant du VI^e siècle relatent déjà des inondations dommageables aux moissons. L'exploitation agricole de la plaine était difficile en raison des sauts d'humeurs du fleuve. Une grande partie des terres était marécageuse, d'importantes surfaces étaient régulièrement recouvertes par des alluvions. En 1883, l'écrivain Charles Lenthéric (1883) compare la plaine rhodanique à une « steppe de la Camargue provençale ». Il décrit un milieu présentant une grande richesse biologique, avec une faune et une flore très diversifiées. La formation d'îlots pâturables dont l'étendue varie à chaque crue ainsi que l'apparition de dunes créées par le vent contribuent à la richesse du paysage. Sous l'effet du vent, les sables déposés par les crues s'amassent en collines ondulées atteignant 15 à 20 m, colonisées de pains nains, de chênes et de genévriers.

Jusqu'à la fin du 19^e siècle, les ouvrages de protection contre les débordements du fleuve étaient presque toujours réalisés de manière isolée, sans coordination, par les particuliers, consortages ou communes. Les premiers timides essais d'endiguement apparaissant dans les archives cantonales datent de 1532. Le but principal était de sauvegarder tant bien que mal les cultures, les habitations se situant généralement sur les flancs de la vallée ou sur les cônes de déjection des affluents. Les ouvrages de l'époque consistaient en un rehaussement des berges par de la terre et du gravier, le tout consolidé par des troncs d'arbres et des fascines. Ces structures étaient parfois disposées de manière offensive, sous forme d'épis obliques par rapport au courant, rejetant ainsi les eaux contre la berge opposée rendue plus vulnérable.

En 1602, la première disposition concernant le Rhône fixait la largeur du lit à 185 mètres. Cette largeur fut réduite de moitié 150 ans plus tard, suite à l'apparition de bancs de gravier. Les premiers aménagements se faisaient de manière disparate sans organisation globale. Au début du 19^e siècle, les autorités cantonales et communales décident d'établir un plan d'ensemble dans le but de coordonner les travaux. Afin de rectifier le cours du fleuve, certaines communes sont autorisées à établir des digues offensives alors que celles se trouvant sur la rive opposée ne sont habilitées qu'à défendre leurs berges. En 1833, le parlement régional adopte une loi sur l'endiguement du Rhône, des rivières, des torrents ainsi que l'assèchement des marais. Il interdit notamment la réalisation de digues offensives et favorise la mise en culture de la plaine.

1.2 La première correction du Rhône (1863-1894)

Les hautes eaux du 1^{er} au 3 septembre 1860 furent à ce point dévastatrices qu'elles développèrent une prise de conscience collective sur la nécessité de réaliser des aménagements sur le Rhône. Les travaux de la première correction se déroulèrent entre 1863 et 1894. Le projet consistait en la réalisation de deux digues parallèles

insubmersibles renforcées par des épis opposés et perpendiculaires à l'axe du fleuve. A la fin de l'année 1863, l'Assemblée fédérale décida d'octroyer un subside fédéral au canton du Valais. Cette contribution se montait à un tiers des frais engagés. Les travaux de correction ne furent pas uniformes sur tout le tracé du fleuve. Selon leurs caractéristiques morphologiques, certaines parties du lit ne subirent que peu de modifications. La correction du Rhône s'est concentrée en aval de l'embouchure de la Massa sur une distance de 120 km. Jusqu'à Sion, le Rhône fut doté presque partout d'un nouveau lit (Fig. 1) et il subit d'importantes interventions en aval jusqu'au Léman. L'essentiel du projet portait sur la partie du fleuve située en amont de St-Maurice.



Figure 1 : Le lit du Rhône à Sion. En haut, avant la 1^{ère} correction (carte Dufour de 1848).
En bas, le tracé actuel après la 2^{ème} correction

1.3 La deuxième correction du Rhône (1928-1958)

Les travaux de la première correction du Rhône fixèrent précisément le cours du fleuve et permirent d'intensifier la mise en culture de la plaine. Cependant de nouvelles inondations se produisirent à plusieurs reprises après ces travaux, causant à nouveau d'importants dégâts.

L'insuffisance des ouvrages avait trois causes principales :

- L'exhaussement du lit était observé sur certains tronçons, en particulier au centre du Valais, entre Chippis et Dorénaz.

- Plusieurs ruptures de digues étaient survenues sans que le couronnement des digues eût été atteint par les hautes eaux. Les matériaux sableux utilisés autrefois n'offraient pas l'étanchéité et la stabilité nécessaires.
- Les nouvelles crues survenues atteignaient des débits de pointe plus élevés que ceux adoptés pour le dimensionnement du chenal.

La menace que représentait le Rhône n'était ainsi pas résolue d'autant plus que la 1ère correction avait permis la densification de l'occupation de la plaine, augmentant le potentiel des dommages en cas de nouvelle inondation. Suite aux crues extraordinaires de 1920, ce bilan négatif ne pouvait plus être ignoré. Il s'agissait donc de poursuivre les travaux de correction avec comme priorités de résoudre l'exhaussement du lit, d'assurer des digues fiables et une capacité hydraulique suffisante en cas de hautes eaux.

Il fut décidé de maintenir le profil double en limitant le lit mineur sur toute sa longueur par deux digues parallèles submersibles. La disposition offensive des épis était éliminée et le lit recevait un profil plus constant et plus régulier, offrant moins d'obstacles à l'écoulement et facilitant l'entraînement des alluvions. Les travaux consistèrent à draguer le lit et à déposer les matériaux entre les épis pour former un glacis incliné vers le Rhône et sur les digues pour les exhausser.

Des essais de validation de ce nouveau concept se révélèrent concluants et le Département des travaux publics présenta, le 23 avril 1934, au Département fédéral de l'intérieur un projet de deuxième correction du Rhône. Début 1935, toutes les dispositions étaient prises pour entamer les travaux mais au mois de juin, sous la sollicitation de forts débits continus, les matériaux limoneux utilisés en phase expérimentale n'eurent pas la force de résister et s'écroulèrent. Le choix se porta définitivement sur les matériaux dragués dans le fleuve pour la réalisation des digues.

De manière surprenante, un nouvel exhaussement fut remarqué entre 1938 à 1950 à certains endroits. Par contre dès les années 50 cette tendance s'arrêtait et le lit du Rhône entraînait dans une phase d'érosion sur de nombreux tronçons, déstabilisant les fondations d'ouvrages existants. Il est reconnu aujourd'hui que ce sont les intenses extractions des gravières et la diminution des apports solides des affluents par l'effet des barrages qui sont les principales causes de ce renversement de tendance. Sans cela, l'exhaussement du lit aurait théoriquement continué au rythme d'environ 1 à 2 cm par année.

Les observations révélèrent également que les digues construites faisaient obstacle à l'évacuation des eaux provenant des coteaux et de la plaine. L'état marécageux de cette dernière ne provenait pas des infiltrations du Rhône, dont les limons transportés colmatent le lit, mais de la stagnation des eaux. La construction de canaux d'assainissement a été le complément nécessaire pour l'assainissement de la plaine.

L'endigement du Rhône n'a pas cependant pas résolu complètement le problème de la sécurité (Bianco et al. 1999). L'espace disponible pour le cours d'eau est aujourd'hui réduit à un couloir étroit entre deux digues surélevées de 3 à 4 m par rapport au niveau de la plaine. Ainsi même si les crues de 1987 et 1993 n'entraînèrent pas d'inondations aussi importantes que par le passé, elles révélèrent le mauvais état de certaines digues et la nécessité d'effectuer de nouveaux travaux pour assurer la sécurité.

1.4 Les barrages valaisans

La construction des aménagements hydroélectriques en Valais (Fig. 2) a commencé en 1893 avec une centrale à Zermatt sur le Triftbach. Jusqu'en 1950, l'utilisation de l'eau pour la production d'électricité n'évolua pas beaucoup. Seules les centrales de Chippis „Navisence“, Fully, Vernayaz, Chandoline et Miéville furent mises en service pour un débit équipé total inférieur à 50 m³/s. La quasi totalité des grandes centrales actuelles, Riddes, Ackersand, Nendaz, Stalden, Bitsch1, La Bâtiaz, Steg, Bitsch2, ont été réalisées entre 1950 et 1980. La capacité de turbinage installée se monte alors à 275 m³/s. Avec, la mise en service de l'Usine de Bieudron en 1998 avec une capacité de 75 m³/s le débit total turbinable se monte à 350 m³/s. Il convient de mentionner que ce dernier aménagement est provisoirement hors service, suite à la rupture du puits blindé survenue le 12.12.2000.

Il est intéressant de constater que le débit installé des aménagements hydroélectriques à accumulation est nettement supérieur au débit annuel moyen actuel du Rhône à la porte du Scex qui est de l'ordre de 180 m³/s. En comparaison des valeurs considérées à Branson pour le dimensionnement de la troisième correction du Rhône, env. 1200 m³/s, et au débit extrême d'une crue millénaire, évalué à 1600 m³/s, cette capacité de turbinage de 275 m³/s (350 m³/s avec Bieudron), n'est de loin pas négligeable. Jusqu'en 1950, le volume utile des retenues valaisannes demeurait relativement modeste, de l'ordre de 97 Mio m³. Entre 1950 et 1980, avec la réalisation des grands aménagements, le volume utile total passait à 1157 Mio m³ puis, avec la surélévation du barrage de Mauvoisin en 1991, à 1195 Mio m³. Cela représente 21% du volume transitant annuellement à la Porte du Scex. Il est ainsi évident que la capacité de turbinage actuelle de 275 m³/s (350 m³/s avec Bieudron) et le volume de rétention de 1'200 Mio m³ influencent de manière significative le régime du Rhône, notamment en situation de crue (Biederman et al 1996).

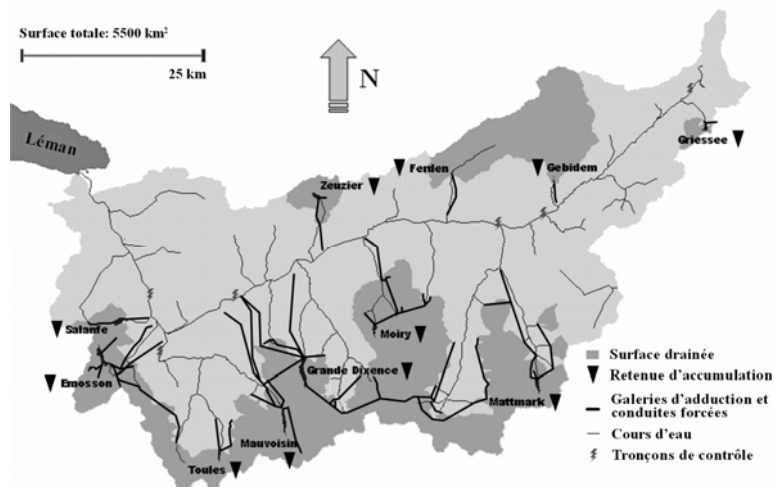


Figure 2 : Les principaux éléments du réseau de rétention des aménagements à accumulation et d'évacuation des eaux en Valais

1.5 La situation actuelle et le projet de troisième correction du Rhône

L'endiguement du Rhône a permis de gagner 17'000 ha de terre. Autrefois inculte la plaine du Rhône est aujourd'hui très prospère et les marécages ont fait place à un territoire fertile. L'endiguement opéré par la première et la deuxième correction du Rhône n'a cependant pas résolu complètement le problème de la sécurité. La majeure partie du Rhône est canalisée dans un double lit composé d'un lit mineur d'environ 40 mètres de largeur et d'un lit majeur capable d'accueillir un volume d'eau important en cas de crue. Seules la région du bois de Finges à Sierre, classée zone alluviale d'importance nationale, et la source du Rhône sont préservées de toutes atteintes.

Ainsi, même si les crues de 1987 et 1993 n'entraînèrent pas d'inondations aussi importantes que par le passé, les dommages occasionnés s'en trouvaient considérablement accrus en raison de la valeur des biens menacés. Ces crues révélèrent en particulier le mauvais état de certaines digues et la nécessité d'effectuer de nouveaux travaux pour assurer la sécurité.

Il est également intéressant de remarquer que les inondation qui, à partir de la fin du XIXe siècle, se produisaient généralement entre la fin juillet et la mi septembre développent une tendance à survenir plus tard dans la saison, typiquement entre septembre et octobre. Ce décalage temporel déplace les crues vers la période où les retenues saisonnières des grands aménagements atteignent leur niveau maximal de remplissage. La capacité de rétention favorable au laminage des crues s'en trouve ainsi fortement réduite.

Face à cette situation, le canton du Valais a initié dès 1995 le projet d'une troisième correction du Rhône, avec les objectifs de garantir la sécurité contre les crues et de rétablir ou de renforcer les fonctions biologiques et socio-économiques que le fleuve doit assurer. Parmi les grands principes du projet (Arborino, 2000) il est prévu d'optimiser la rétention à l'amont pour ne pas aggraver la situation à l'aval. Dans les cas rares à extrêmes, cette rétention peut se réaliser dans la plaine en inondant les secteurs dont le potentiel de dommage est peu élevé. Cet effet de rétention, s'ajoute à celui produit par les retenues des aménagements hydroélectriques qu'il s'agit de privilégier et dont l'efficacité peut être augmentée grâce à une gestion préventive de leur exploitation.

Cette rétrospective historique de l'évolution du Rhône alpin montre que outre les modifications morphologiques apportées dans l'optique de la protection contre les crues, le régime hydrologique a subi des modifications importantes sous l'effet de la construction des retenues des aménagements hydroélectriques et vraisemblablement sous l'effet de modifications climatiques dont l'évolution en cours n'est pas prévisible.

2. L'influence des aménagements hydroélectriques sur les crues

En l'espace de 13 ans, quatre épisodes de crues importantes ont été observés (1987, 1993, 1994, 2000) sur le bassin versant du Rhône alpin en amont du lac Léman. En 1993, des inondations catastrophiques se produisaient dans la région du Haut-Valais, en Ville de Brigue en particulier. En 2000, la région du Bas-Valais était également touchée. Suite à l'événement de 1993, le canton du Valais a mis sur pied le groupe de travail CONSECRU (CONcept de Sécurité contre les risques liés aux CRUes) chargé d'établir un plan visant à atténuer les conséquences négatives des crues. Dans le rapport final

d'avril 2001, des propositions ont été faites concernant la suppression/diminution du danger et la planification de mesures d'urgence.

Dans ce cadre, la contribution potentielle des aménagements hydroélectriques à accumulation a été analysée. La nécessité d'un modèle d'ensemble du système hydraulique est rapidement apparue, incluant aussi bien les bassins versants et le réseau hydrographique que les aménagements hydroélectriques. Cette modélisation devait permettre, dans un premier temps, de mettre en évidence l'effet des retenues valaisannes sur les crues du Rhône et de ses affluents et de quantifier le potentiel de protection offert par les aménagements en situation de crue. Le Conseil d'Etat valaisan a ainsi décidé, en séance du 13 octobre 1999, de lancer une première phase d'étude pour la modélisation des effets des barrages valaisans sur les crues du Rhône et de ses principaux affluents.

2.1 La simulation des crues

Le modèle de simulation développé dans l'étude de faisabilité concernait le bassin versant du Rhône jusqu'à Branson, sur lequel un découpage en 83 sous-bassins versants autorisait la production et le transfert des hydrogrammes de crues résultant des précipitations. L'utilisation d'un modèle de génération stochastique a également permis de constituer une base de données regroupant plus de 7000 averses associées à des conditions limites telles que l'altitude de l'isotherme zéro degré et les débits spécifiques glaciaires. La modélisation numérique du transfert pluie-débit a été effectuée à l'aide du logiciel Routing System (Dubois et Boillat, 2000). Elle prend en compte la distribution spatio-temporelle des précipitations, les caractéristiques des différents bassins versants, le routage dans les cours d'eau, les captages, la rétention dans les retenues, l'exploitation des centrales hydroélectriques et des stations de pompage.

Le but premier de cette étude était de mettre en évidence l'effet des aménagements hydroélectriques sur les crues importantes. Le modèle développé permet de répondre à cette question en activant ou non la présence des ouvrages hydrauliques. La comparaison des résultats avec et sans aménagements a ainsi pu être obtenue en tout point du modèle (Dubois et al., 2000 ; Raboud et al., 2001). Les résultats présentés à la figure 3 illustrent bien l'effet de laminage produit par les retenues.

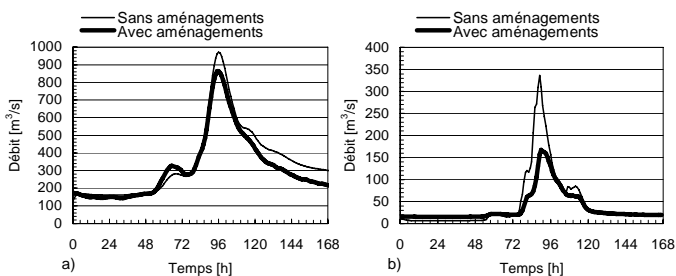


Figure 3 : Hydrogrammes simulés avec et sans la présence des aménagements hydroélectriques. a) Branson, b) Viège

Pour la crue considérée, le débit de pointe subit une réduction de 11.6% à Branson, situé à l'exutoire de la zone d'étude. Sur la Viège à Viège, le débit de pointe diminue de 51.8%, sous l'effet de la retenue de Mattmark et des nombreux captages destinés à

Grande Dixence. Ces résultats illustrent bien l'effet protecteur des aménagements hydrauliques. Le modèle de simulation a ensuite été utilisé pour établir la probabilité d'apparition de certains débits. A l'aide du générateur stochastique de pluie, 30 séries de pluie continues de 120 ans chacune ont été produites puis introduites dans le modèle. Sur l'ensemble des crues ainsi générées, seules celles dont le débit de pointe à Branson se situait entre 1020 et 1600 m³/s ont été retenues. D'un point de vue statistique, ces valeurs correspondent aux quantiles 10% et 90 % du débit centennal à cet endroit. Cette démarche a conduit à la sélection de 459 crues qui ont ensuite permis une étude de sensibilité sur le niveau initial dans les retenues et la gestion du turbinage lors des crues.

Le taux initial de remplissage de l'ensemble des retenues a été varié entre 92% et 100%, sachant que la valeur moyenne observée durant les 15 dernières années se situe aux environs de 94% en période de fortes crues. Le taux d'enclenchement du turbinage a lui été varié entre 92 et 96%. Toutes les turbines étaient enclenchées lorsque le remplissage des retenues atteignait 99%. Dans ce domaine d'exploration, la réduction des débits de pointe due aux aménagements a été calculée pour les 459 crues sélectionnées.

Il ressort des résultats présentés sur la figure 4 que le taux d'enclenchement du turbinage préventif n'a que peu d'influence sur les débits de pointe. Ce résultat n'est pas vraiment surprenant dans la mesure où la stratégie de turbinage adoptée ne poursuit d'autre objectif que d'éviter ou de réduire le débit de pointe déversé par les organes de sécurité du barrage, sans toutefois interrompre le turbinage pendant la pointe de crue. Une stratégie de vidange préventive produira certainement un meilleur résultat. Par contre, le taux initial de remplissage des retenues produit un effet plus marqué, aux deux emplacements considérés. Il apparaît surtout que la prise en compte des aménagements hydrauliques est incontournable, pour la simulation de situations de crue. En effet, même si toutes les retenues sont initialement pleines et que le turbinage ne fonctionne pas, une réduction significative du débit de pointe est toujours observée.

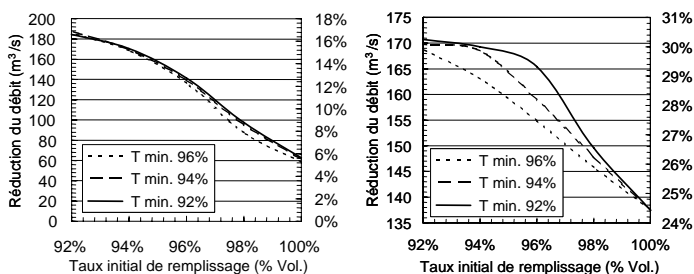


Figure 4: Etude de sensibilité du taux initial de remplissage des retenues et du taux d'enclenchement T_{min} du turbinage. a) Branson, b) Viège

2.2 La crue d'octobre 2000

En octobre 2000, le canton du Valais et en partie le canton du Tessin, ont été victimes de graves catastrophes dues aux crues (OFEG, 2002). Le triste bilan fait état de 16 morts. Un tiers du village valaisain de Gondo a été détruit par les eaux et les éboulis. L'étendue des destructions a été d'une telle ampleur (Fig. 5) qu'il en résulte des dommages évalués à 670 millions de francs.



Figure 5: Images de la crue du Rhône d'octobre 2000 en Valais

Afin de quantifier l'influence des aménagements hydroélectriques sur la crue du Rhône d'octobre 2000, le modèle numérique a été calé sur les valeurs de débit mesurées aux stations limnimétriques du Rhône puis utilisé pour simuler une situation fictive ignorant la présence des aménagements hydroélectriques (Boillat et Jaberg, 2001 ; Boillat et al., 2002a). Les résultats obtenus permettent non seulement d'évaluer les volumes d'eau captés pendant la crue mais aussi d'apprécier le laminage produit par les barrages.

Les hydrogrammes calculés à Brigue et à Branson, avec et sans les aménagements hydroélectriques sont présentés sur la figure 6 à titre d'exemple. A ces deux stations, considérées comme représentatives des tronçons amont et aval du Rhône alpin, la réduction du débit de pointe est respectivement de $85 \text{ m}^3/\text{s}$ et $140 \text{ m}^3/\text{s}$. Cette dernière valeur correspond à une différence de niveau du Rhône de l'ordre de 75 cm à Branson. Il suffit de se remémorer les limites atteintes par le passage de la crue pour apprécier à sa juste valeur l'effet bénéfique produit par les barrages valaisans à cette occasion.

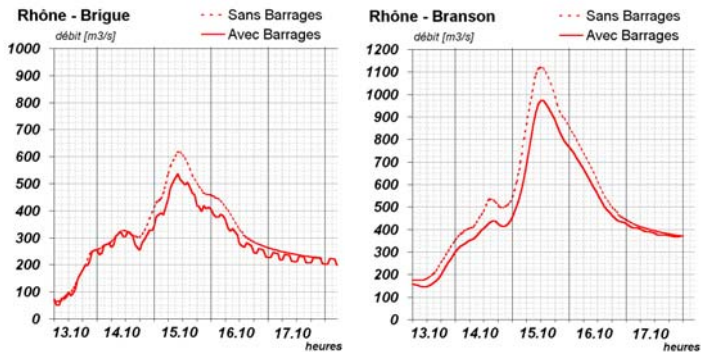


Figure 6: Hydrogrammes modélisés de la crue d'octobre 2000, aux stations limnimétriques du Rhône à Brigue et Branson, avec et sans la présence des barrages

Ce dernier constat débouche tout naturellement sur l'intérêt de pouvoir utiliser les aménagements hydroélectriques dans un but de protection contre les crues. Il ne faut pas oublier cependant que leur fonction prioritaire et actuellement unique est la production d'électricité et qu'ils sont exploités selon un cycle d'accumulation caractérisé par des réservoirs pleins vers la fin de l'été (septembre-octobre), précisément à la saison des fortes crues. Malgré ces intérêts antinomiques, il n'est pas utopique de penser qu'une gestion intelligente des aménagements est susceptible d'augmenter sensiblement leur effet de laminage en période de crue, sans préjudice pour autant la production énergétique.

Des pluies extrêmes de longue durée, telles que celles tombées entre le 10 et le 16 octobre 2000 sur le sud des Alpes du Piémont au Tessin, avec des précipitations centrées sur la région du col du Simplon, sont à l'origine de laves torrentielles et de glissements de terrain qui ont aggravé l'ampleur des dégâts dus aux crues elles-mêmes. Les volumes de précipitations étaient tels qu'ils auraient pu avoir des conséquences bien plus désastreuses encore. Grâce essentiellement aux mesures d'urgence qui ont été prises par le canton du Valais suite aux intempéries de 1993, une plus grande catastrophe a pu être évitée.

La gestion de crise pratiquée en une telle circonstance montre que, seules des actions concertées entre toutes les parties concernées permettent de limiter les dégâts à un niveau acceptable. Il est ainsi établi qu'avec un bon concept de prévisions, des mesures efficaces de protection contre les crues peuvent être prises. Même si la protection absolue ne peut être garantie, une bonne connaissance des phénomènes hydrologiques et hydrauliques basés sur la prévision météorologique facilite la gestion du risque résiduel. C'est le défi qu'il s'agit de relever en matière de protection contre les crues.

3. Modélisation des intempéries de nature extrême du Rhône valaisan et de leurs effets. Le projet MINERVE.

A la fin de la phase préliminaire du projet de simulation des crues en Valais, le canton dispose d'un modèle numérique capable de modéliser les écoulements dans les réseaux hydrographiques naturels et aménagés, à partir de la connaissance des pluies et des consignes d'exploitation des aménagements. Ce modèle se révèle comme un outil performant pour le couplage hydrologique et hydraulique dans la simulation de systèmes complexes. L'intérêt, l'efficacité et la précision de ce modèle devaient toutefois être améliorés par l'intégration combinée de données mesurées (précipitations, débits, températures, etc.) et de prévisions météorologiques. Pour ce faire, il devait être adapté de manière à suivre l'évolution des crues en temps réel et à suggérer la gestion des aménagements la plus adéquate.

3.1 Les partenaires du projet

Le projet MINERVE, actuellement en phase de développement (Boillat et al., 2002b; Jordan et al., 2004), est élaboré en partenariat par les institutions suivantes :

- le Département des transports, de l'équipement et de l'environnement, par son Service des Routes et Cours d'Eau (SRCE) et le Département de la santé, des affaires sociales et de l'énergie, par son Service des Forces Hydrauliques (SFH) sont

- les représentants du maître de l'ouvrage. En qualité de futurs utilisateurs, Ils ont la compétence d'orienter l'avancement des différents axes de développement du projet ;
- l'Office fédéral de eaux et de la géologie (OFEG) intervient comme organe de supervision et comme fournisseur de données hydrométriques par le réseau fédéral des stations limnimétriques; son rôle est aussi de subventionner le projet et d'apporter ses compétences techniques et son expérience issue notamment des prévisions du Rhin alpin ;
 - MétéoSuisse est l'organisme qui gère les stations climatiques automatiques des réseaux ANETZ et ENET ainsi que les stations radar (Albis, Dôle, Monte Lema). Cette institution est principalement chargée de fournir les prévisions météorologiques.
 - les exploitants des aménagements hydroélectriques qui interviennent pour la fourniture d'informations concernant l'état et l'exploitation des aménagements mais aussi pour la transmission de données issues de leurs réseaux de mesures hydrauliques et climatiques ;
 - le Service cantonal des forêts et du paysage (SFP) pour la fourniture des données nivales (réseau IMIS) ;
 - le bureau d'ingénieurs HydroCosmos à Vernayaz, spécialisée en modélisation hydraulique numérique ;
 - le Laboratoire d'hydrologie et aménagements" (HYDRAM) de l'EPFL, spécialiste de la modélisation hydrologique,
 - le Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) de l'EPFL, qui assure la coordination du projet et qui procède au développement d'un système expert d'aide à la décision pour la gestion des crues.

Dans ce contexte de modélisation, le service des routes et cours d'eau du canton du Valais, en charge du projet de la troisième correction du Rhône, contribuera à définir les caractéristiques de fonctionnement des zones d'épanchement prévues en bordure du cours d'eau, dont la modélisation sera également intégrée à MINERVE.

3.2 Les objectifs et l'organisation du projet

Les principaux objectifs du projet Minerve tels que fixés lors de l'initiation du projet et complétés en cours d'étude peuvent se résumer comme suit :

- développer un outil de prévision des crues en temps réel couplant des informations météorologiques avec un modèle hydrologique ;
- simuler les écoulements au travers des aménagements et dans les cours d'eau, sur la base de scénarios météorologiques ;
- suivre en temps réel les écoulements au travers des aménagements et dans les cours d'eau, grâce à l'acquisition automatiques de données mesurées ;
- optimiser les consignes d'exploitation des aménagements dans l'objectif de la protection contre les crues, sur la base scénarios prévisionnels ;
- développer la convivialité de l'outil de simulation par l'intégration de panneaux de commande, de fenêtres de visualisation et par l'édition de rapports à l'intention des utilisateurs ;

- mettre cet outil à disposition de la cellule scientifique CERISE chargée d'établir les bases de décisions et d'actions à l'intention de la cellule d'intervention en cas de catastrophe « CECA/KAZE » (vidange anticipée d'ouvrages d'accumulation, décision de maintien ou d'arrêt du turbinage, ordres d'évacuation à la population, etc.)

Mis à part les aspects de développement, la formulation de ces objectifs met en évidence deux modes différents de fonctionnement et d'utilisation du modèle. Le premier correspond à une exploitation normale, en continu, qui permet de suivre l'évolution de la situation hydrologique sur le bassin versant. Le deuxième répond à une situation " de crise " dans le but d'informer et de faciliter les prises de décisions pour la protection des personnes et des biens contre les crues.

La modélisation effectuée en fonctionnement normal pourra être mise à profit pour la définition de la distribution annuelle des débits. Elle contribuera ainsi à l'étude d'assainissement des cours d'eau pour laquelle des statistiques saisonnières sont requises pour réguler les débits de base. Les informations acquises pourraient également être mises à disposition des exploitants d'aménagements dans l'objectif d'une gestion optimisée. Ce fonctionnement du modèle en continu offre le double avantage de contribuer à la valorisation des données et à la maintenance du système d'acquisition et de modélisation. Il garantit ainsi que le modèle soit opérationnel en situation de crise car exploité et entretenu par des utilisateurs expérimentés.

Ces outils informatiques d'acquisition automatique des données, de modélisation météorologique, hydrologique et hydraulique et d'aide à la décision sont destinés à une cellule scientifique de crise (CERISE) dont le rôle est de conseiller l'état-major de la cellule catastrophe (CECA/KAZE) et les communes, auxquels appartiennent les prises de décisions.

3.3 Les axes de développement

Le projet MINERVE est organisé selon cinq axes de développement, tous indispensables pour rendre le système opérationnel :

- la gestion administrative est de la compétence du canton, elle consiste principalement à assurer l'exploitation du modèle et à régler les questions relatives à la publication, à l'archivage et à la propriété des données, aux droits d'accès, à la sécurité et la fiabilité du système informatique et des moyens de transmission;
- le développement d'un système de communications pour l'acquisition et la diffusion des données d'entrée et de contrôle du modèle numérique (Fig. 7); les principales données concernent les précipitations, les débits, les prévisions météorologiques et l'état opérationnel des aménagements hydroélectriques, elles seront archivées dans une base de données qui contiendra également les résultats de simulation ;
- le développement informatique du modèle de simulation numérique du réseau naturel et des aménagements ainsi que la couche logicielle de gestion du modèle numérique vise à donner une vision claire des situations présente et prévisionnelle, il inclut également la connexion au système d'aide à la décision ;
- Les prévisions météorologiques sont fournies par MétéoSuisse à fréquence de 12 heures pour un horizon de 72 heures ; elles seront interprétées par le modèle

MINERVE pour calculer la prévision des débits ; ce dernier subira une mise à jour périodique de ces variables d'état sur la base des observations;

- Les développements scientifiques concernent prioritairement l'affinement de l'échelle de modélisation pour tenir compte des aménagements (Guex 2000), l'extension du domaine modélisé jusqu'au Léman, la simulation de la fonte et de la gestion des stocks de neige et de glace, le développement d'un système expert d'aide à la décision pour la gestion préventive des aménagements hydroélectriques destinés à décharger le Rhône et les affluents principaux.

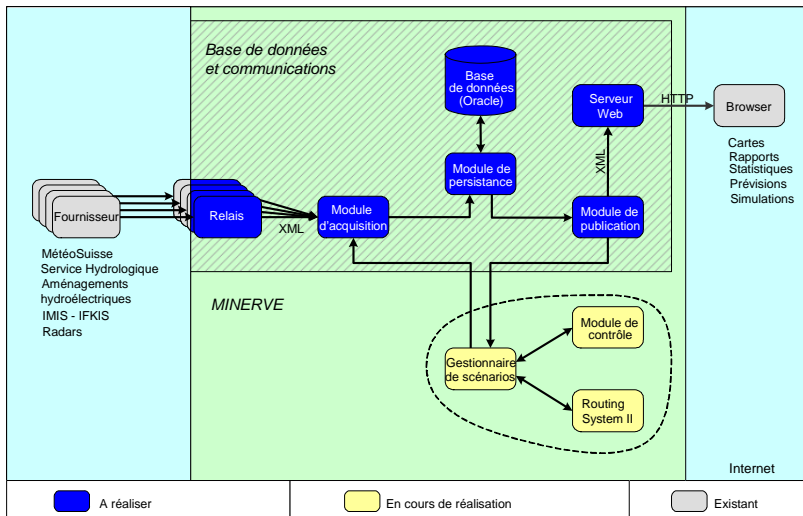


Figure 7: Architecture du système de communications de MINERVE

4. Conclusions et perspectives

Le modèle MINERVE permet de simuler le comportement hydrologique du réseau naturel de drainage du bassin versant du Rhône alpin, d'une surface de 5500 km², en incluant les effets produits par les aménagements hydroélectriques. Le territoire étudié est découpé en 239 sous-bassins versants eux-mêmes subdivisés en 1054 bandes d'altitude de 500 de dénivellation moyenne. La modélisation numérique de ce système complexe, effectuée à l'aide du logiciel Routing System, permet d'établir des prévisions de débits à un horizon de 72 heures sur la base des prévisions météorologiques fournies par MétéoSuisse. Le modèle prend en compte la distribution spatio-temporelle des précipitations pluviales ou neigeuses, le routage dans les cours d'eau, les captages et la rétention dans les retenues ainsi que l'exploitation des centrales hydroélectriques et des stations de pompage. Un système expert permet en outre de générer des scénarios d'exploitation préventive des aménagements dans l'objectif d'une optimisation économique de la protection contre les crues.

Par sa connexion on-line aux réseaux de mesures des stations météorologiques et hydrologiques le modèle sera pleinement opérationnel. Il permettra de suivre l'évolution des crues en temps réel, d'établir les prévisions sur la base desquelles des scénarios de gestion anticipée des aménagements pourront être définis. Ce système informatique d'acquisition automatique des données, de modélisation météorologique, hydrologique et hydraulique et d'aide à la décision sera de première utilité à la cellule scientifique de crise (CERISE) dont le rôle est de conseiller l'état-major de la cellule catastrophe (CECA/KAZE), auquel appartiennent les prises de décisions.

Le modèle pourra être exploité en continu, pour suivre l'évolution hydrologique du bassin versant. Les résultats obtenus contribueront aux projets d'assainissement des cours d'eau pour la modulation saisonnière des débits, ils seront également utiles aux exploitants dans l'objectif d'une gestion optimisée des aménagements à accumulation. Ce fonctionnement en continu offre le double avantage de contribuer à la valorisation des données et à la maintenance du système d'acquisition et de modélisation. Il garantit l'opérationnalité du modèle en situation de crise, car exploité et entretenu par des utilisateurs expérimentés.

Le projet MINERVE fait ainsi partie des mesures prises par le canton du Valais pour améliorer la protection de son territoire contre les crues. A ce titre il convient de citer la création d'un volume réservé dans la retenue de Mattmark (Boillat et al., 2000c ; André et Boillat, 2002) et l'entreprise de la troisième correction du Rhône en cours d'élaboration. Le lien avec ce projet sera établi par l'intégration dans MINERVE des zones d'épanchement prévues le long du Rhône pour la gestion du risque résiduel.

Bibliographie

- André S., Boillat J.-L.** (2002). *Schaffung eines Rückhaltevolumens im Stausee Mattmark für den Hochwasserschutz*, Proc. Int. Symposium 7. – 9. Oktober: Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau, pp. 509 – 518, VAW, ETH, Zürich, Switzerland
- Arborino, T.** (2000). *3^e Correction du Rhône – Sécurité pour le futur*, Rapport de synthèse, Département des Transports, de l'Équipement et de l'Environnement – Canton du Valais
- Bianco, P., Genolet, F., Rebord, Y.G.** (1999). *La 2^{ème} correction a-t-elle résolu le problème du charriage ?* Wasser, Energie, Luft – Eau, énergie, air, 3/4, Baden, Suisse
- Boillat, J.-L., Jaberg, P.** (2001). *Modélisation des crues du Rhône en Valais. Événement d'octobre 2000*, Proc. Conférences du 25e anniversaire du GC à l'EIVD, 14 juin, pp. 41 – 49, Yverdon-les-Bains, Suisse
- Boillat J.-L., Dubois J., Schleiss A., Jordan F.** (2002a). *Flood Modelling and Prevention in the Rhone basin upstream of lake Geneva*, Proc. International Conference on Flood Estimation, March 6-8, pp. 389–395, Bern, Switzerland
- Boillat, J.-L., Jordan, F., Ulrich, D., Hingray, B., Hamdi, Y.** (2002b). *MINERVE, a Tool for Prediction and Management in Valais*, Proc. Int. Conférence IUKB, October, Sion, Switzerland
- Boillat, J.-L., Dubois, J., Schleiss, A.** (2000c). *Utilisation possible de la retenue de Mattmark pour la protection contre les crues et la production d'énergie*, Actes du XX Congrès des Grands Barrages, CIGB/ICOLD, Q.77 – R.23, pages 339-355, Beijing, China
- Biedermann, R., Pougatsch, H., Darbre, G., Raboud, P.-B., Fux, C., Hagin, B., et Sander, B.** (1996). *Aménagements hydroélectriques à accumulation et protection contre les crues. Speicherkraftwerke und Hochwasserschutz*, Wasser, Energie, Luft – Eau, énergie, air, 10, 221-266
- Dubois, J., Boillat, J.-L.** (2000). *Routing System – Modélisation du routage de crues dans des systèmes hydrauliques à surface libre*, Communication 9, Laboratoire de constructions hydrauliques, Ed. A. Schleiss, Lausanne, Suisse

- Dubois, J., Boillat, J.-L., Raboud, P.-B., Costa, S., Pitteloud, P.-Y.** (2000). *Einfluss der Wasserkraftanlagen auf die Hochwasser der Rhone im Kanton Wallis (Schweiz)*, Proc. Symposium Betrieb und Überwachung wasserbaulicher Anlagen, 19.-21. Oktober, Graz, Austria
- Guex, F.** (2000). *Modélisation du comportement hydrologique d'un bassin versant alpin en tenant compte des aménagements hydroélectriques. Application à la Viège en Valais*, Séminaire interdisciplinaire HYDRAM-LCH, EPFL, Suisse
- Jordan, F., Boillat, J.-L., Dubois, J., and Schleiss, A.** (2004). *MINERVE, a tool for flood prediction and management of the Rhone river catchment area*, Proc., Risks in Design and Management of Rivers and Reservoirs, Technische Universität Dresden
- Raboud, P.-B., Dubois, J., Boillat, J.-L., Costa, S., et Pitteloud, P.-Y.** (2001). *Projet MINERVE-Modélisation de la contribution des bassins d'accumulation lors des crues en Valais*, Wasser Energie Luft, 11/12, 313-317

Remerciements

Le projet MINERVE est accompagné et financé par l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie (OFEG) et par le Canton du Valais. Les prévisions hydrométéorologiques sont fournies gratuitement par MétéoSuisse en phase de développement du projet. Les propriétaires d'aménagements hydroélectriques contribuent à la fourniture de données historiques d'exploitation.

Adresse de l'auteur

Dr Jean-Louis Boillat
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Bât. GC, Station 18
CH-1015 Lausanne, Suisse
+41-21-693 23 76
<http://lchwww.epfl.ch>
jean-louis.boillat@epfl.ch

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Modèle de prévision hydrologique du Rhône supérieur

Benoît Hingray, Yasser Hamdi, André Musy

Résumé

Cet article présente les principaux résultats des activités menées dans le cadre du projet MINERVE par le laboratoire Hydrologie et Aménagements (HYDRAM) de l'Institut des Sciences et Technologie de l'Environnement de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Ce projet a été initié par le Canton du Valais dans le but de prévoir les crues importantes du Rhône à l'amont du lac Léman ainsi que de ses principaux affluents et d'en réduire si possible les impacts par diverses actions préventives. Le projet fait suite aux inondations catastrophiques de Septembre 1993. La contribution de l'HYDRAM à ce projet a consisté à développer une méthodologie capable de produire l'évolution temporelle des débits pour les 72 heures à venir en différents points du réseau hydrographique du bassin considéré. Ces prévisions hydrologiques sont réalisées sur la base de la météorologie observée en temps réel aux différentes stations de mesure du réseau d'observation au sol et sur la base de la météorologie prévue par le modèle de prévision météorologique aLMO de MétéoSuisse. L'approche utilisée pour prévoir les débits résultant de ces situations météorologiques combine différents modèles dont en particulier un modèle hydrologique conceptuel déterministe adapté au milieu alpin considéré. La modélisation permet en particulier de simuler les débits provenant des précipitations liquides, de la fonte de neige et de la fonte glaciaire. Un modèle de mise à jour des variables d'état du modèle hydrologique permet de plus de gérer en temps réel les erreurs constatées a posteriori entre les débits prévus et les débits observés en différents stations de contrôle. Cette communication présente succinctement les concepts principaux de ce modèle de prévision ainsi que quelques résultats obtenus pour l'application de la méthode sur le Rhône à Brigue.

Zusammenfassung

Diese Arbeit stellt die wichtigsten Ergebnisse des Forschungsprojekts MINERVE vor, das am Labor für Hydrologie und Raumplanung (HYDRAM) der Eidgenössischen Technischen Hochschule Lausanne durchgeführt wurde. Dieses Projekt wurde in Folge der katastrophalen Überschwemmungen im Jahr 1993 durch den Kanton Wallis initiiert, um gefährliche Hochwasser der Rhone oberhalb der Genferseemündung vorherzusagen. Das Vorhersagemodell bezieht auch die wichtigsten Rhone-Zuflüsse mit ein und soll gleichzeitig ermöglichen, die Auswirkungen verschiedener präventiver Massnahmen abzuschätzen. Der Beitrag des HYDRAM zu diesem Projekt war die Entwicklung einer Simulationsmethode zur Vorhersage der Abflüsse an verschiedenen Orten des analysierten Gewässernetzes über einen Zeitraum von 72 Stunden. Diese hydrologischen Vorhersagen beruhen auf meteorologischen Beobachtungen an verschiedenen Messstationen und der Wettervorhersagen des Vorhersagemodells aLMO

von MeteoSchweiz. Die entwickelte Methode zur Vorhersage der Abflüsse besteht aus einer Modellkombination, dessen Kernbestandteil ein konzeptuelles hydrologisches Modell für hochalpine Einzugsgebiete ist. Dieses Modell erlaubt die Simulation von Abflüssen, die aus Regen, Schnee- und Gletscherschmelze entstehen. Ein Modell zur Korrektur der Zustandsvariablen erlaubt es gleichzeitig, die Modellfehler in Echtzeit auszugleichen. Diese Modellfehler werden durch Vergleichen der Simulationen und der Messungen an mehreren Kontrollpunkten ermittelt. Dieser Beitrag stellt die grundlegenden Konzepte dieses Vorhersagemodells und die wichtigsten Resultate anhand einer Anwendung für die Rhone bei Brig vor.

1. Introduction

Le concept de prévision hydrologique présenté dans cet article ainsi que les modèles associés ont été développés au sein du laboratoire Hydrologie et Aménagements (HYDRAM) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) dans le cadre du projet MINERVE (Boillat et al. 2002). Ils ont été élaborés pour la prévision des débits horaires en différents points du réseau hydrographique du Rhône à l'amont du Léman (Hamdi et al., 2005). Un outil opérationnel de prévision hydro-météorologique des crues pour le Rhône est en cours de développement sur la base de ce concept. Il est réalisé par le bureau d'étude HYDROCOSMOS (Dubois, 2005). Il intègre par ailleurs les aspects de modélisation liés d'une part au fonctionnement des aménagements hydrauliques présents dans le système (prises d'eau, barrages,...) et d'autre part à la propagation de l'onde de crue dans le réseau hydrographique principal. Ces autres aspects, non présentés dans cet article sont développés par le Laboratoire de Constructions Hydrauliques de l'EPFL (Jordan et al., 2005).

En mode opérationnel, le système de prévision hydro-météorologique sera alimenté en continu par les données hydrométriques et météorologiques observées aux différentes stations de mesures (publiques et privées) situées dans ou à proximité du bassin. Le système permet ainsi d'avoir une estimation à tout moment de l'état des bassins versants (stocks de neiges, état de saturation des bassins versant, état de remplissage des réservoirs artificiels...) et en particulier avant un événement météorologique pouvant devenir critique. Dès qu'une alarme hydro-météorologique est émise (émission sur la base des mesures au sol, des hauteurs de précipitations prévues ou des bulletins d'alarme MétéoSuisse), c'est à dire dès lors qu'une situation potentiellement critique est identifiée, le système réalise une prévision des débits horaires sur les 72h00 à venir. Il utilisera pour ce faire les prévisions à 72h00 des champs horaires de différentes variables météorologiques (précipitations, températures) produites par le modèle aLMO, le modèle de prévisions météorologiques développé et exploité en temps réel par MétéoSuisse. Les prévisions hydrologiques seront de plus renouvelées avec une fréquence supérieure ou égale à la fréquence de renouvellement des prévisions MétéoSuisse qui est actuellement de 12h00.

La présente communication décrit dans une première partie le bassin versant modélisé puis les différents modèles constituant le système de prévision hydrologique développé (*figure 1*).

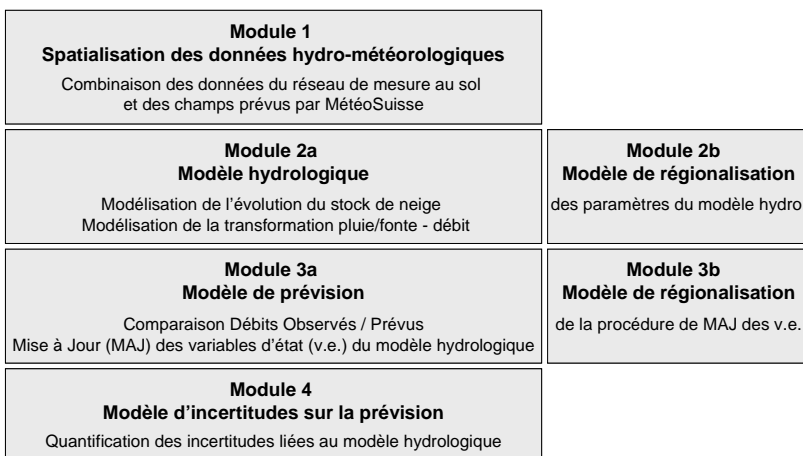


Figure 1: Concept du modèle de prévision hydrologique

2. Le système étudié

Le bassin versant du Rhône a une superficie de plus de 5000 km² à son embouchure dans le Léman. Il couvre une gamme d'altitudes importante et certains massifs y atteignent des sommets à plus de 4000m. Il contient par ailleurs de nombreuses régions couvertes de glaciers. Ceci induit en particulier des comportements hydrologiques très différents suivant les sous bassins versants. Les crues qui s'y produisent proviennent de situations météorologiques conduisant soit à des précipitations régionales importantes, soit à une fonte de quantités considérables de neige accumulée sur les versants soit à une combinaison de ces deux phénomènes. La modélisation hydrologique doit donc tenir compte non seulement des débits dus aux précipitations, mais également de ceux liés à la fonte de la neige et de la glace. Elle doit par suite aussi permettre d'estimer la quantité de neige accumulée sur les versants à un moment donné de l'année.

Le bassin versant du Rhône comporte un nombre important d'aménagements hydrauliques dont le fonctionnement en modifie profondément le comportement hydrologique (Spreafico, 1992). Il a de ce fait été discrétisé en 239 bassins versants dont la taille varie entre 10 km² et 100 km². Cette discrétisation a été réalisée conjointement avec le Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) de l'EPFL sur la base de la discrétisation fournie par le Service valaisan des Forces Hydrauliques. Elle réalise un compromis entre la nécessité de prendre en compte toutes les prises d'eau et la nécessité de réduire le nombre et la diversité des entités hydrologiques à modéliser.

3. Traitement des données météorologiques

Les données météorologiques retenues comme entrées du modèle hydrologique sont les précipitations et les températures horaires. La détermination de ces variables pour chaque unité hydrologique du modèle nécessite un prétraitement des données disponibles.

Pour la simulation des débits du passé proche les données utilisées sont celles provenant du réseau de mesure au sol (stations climatologiques, stations pluviométriques) éventuellement complétées par les champs des variables météorologiques prévus par MétéoSuisse. La spatialisation de ces données stations est délicate du fait du contexte montagneux considéré. Plusieurs méthodes de spatialisation des précipitations ont été comparées dans le cadre de ce projet par Faivre (2004). A défaut de méthode éprouvée pour ce contexte difficile, la spatialisation des précipitations est effectuée par une moyenne pondérée des précipitations observées aux stations situées dans ou à proximité de l'unité hydrologique considérée. La méthode permet une mise à jour rapide des pondérations en cas de panne ou de réactivation de l'une ou l'autre des stations du réseau de mesure. Les températures sont spatialisées sur le même principe à la différence que l'on tient compte en plus de la dépendance observée à chaque pas de temps entre la température et l'altitude. Il est important de noter que la spatialisation des températures, essentielle pour l'estimation de l'altitude de la limite des chutes de neige ainsi que pour l'estimation de l'altitude de l'isotherme 0°C, est aussi délicate que la spatialisation des précipitations.

Pour la prévision des débits futurs, seuls sont utilisés les champs météorologiques prévus par le modèle aLMo de MétéoSuisse. Les précipitations au sol et les températures pour différents niveaux géopotentiels sont disponibles en chaque point d'une grille régulière (résolution d'environ $7 \times 7 \text{ km}^2$ sur la zone étudiée) couvrant la totalité du bassin du Rhône. Un prétraitement de ces données est aussi nécessaire pour produire les variables météorologiques nécessaires à chaque unité hydrologique. La méthodologie utilisée pour ces prétraitements est détaillée dans Hamdi et al. (2005).

4. Modélisation hydrologique

Différentes approches ont été développées et appliquées avec succès pour la prévision des crues sur des systèmes hydrologiques variés (tant pour les conditions hydro-climatiques des bassins étudiés que pour les processus principaux en jeu dans la formation des crues analysées). Une revue des approches possibles est donnée par (Fortin et al., 1997). Certaines approches empiriques telles que celles basées sur les modèles autorégressifs ou les réseaux de neurones démontrent souvent des performances très intéressantes. Une application de quelques uns de ces modèles a été réalisée, sous la direction conjointe de l'HYDRAM et du Laboratoire d'Automatisme de l'EPFL, pour plusieurs bassins du Rhône par Mtir (2004). Ces modèles présentent cependant certaines limites qui les rendent inexploitable pour une application sur un système complexe tel que celui étudié ici. Ces modèles ne sont véritablement appropriés que pour la représentation de comportements linéaires ou pseudo linéaires entre variables explicatives et variable expliquée. Les seules variables explicatives actuellement utilisables dans notre contexte sont les précipitations et les températures au sol. Le stockage puis destockage différé d'une partie des précipitations par le biais du manteau neigeux rend cependant la relation précipitations-débit fortement non-linéaire et donc difficile à représenter. Cette limitation pourrait être partiellement levée par un prétraitement approprié des données météorologiques (Mtir, 2004). Une limitation plus sérieuse de ces approches empiriques provient du fait qu'elles sont très mal adaptées pour une application à des bassins non-jaugés. Leurs paramètres, obtenus par calage sur les bassins jaugés, n'ont aucun sens physique, ni conceptuel. Une extrapolation de ces

paramètres pour les bassins non jaugés est donc hasardeuse. La structure de ces modèles doit aussi souvent être optimisée pour s'accorder au mieux au jeu de données observées. Elle peut par suite différer d'un bassin à un autre ce qui interdit la transposabilité spatiale du modèle.

Le modèle hydrologique retenu pour le projet MINERVE permet de s'affranchir des limitations relevées pour les approches mentionnées ci dessus. C'est un modèle conceptuel semi-distribué dit à réservoirs. Il permet de réaliser une simulation dite continue, nécessaire pour permettre de suivre l'évolution temporelle et spatiale de l'état des différents compartiments de stockage de l'eau dans le système (sous forme liquide ou solide). Il se base sur le modèle GSM-SOCONT développé à l'HYDRAM dans le cadre du projet de recherche européen SWURVE (Schaeffli, 2005; Schaeffli et al. 2005). Le modèle GSM-SOCONT a été adapté pour les contraintes spécifiques du projet MINERVE (Peissard, 2003; Hamdi et al., 2005). Les éléments principaux de ce modèle modifié sont synthétisés dans les paragraphes suivants (v. aussi Figure 2).

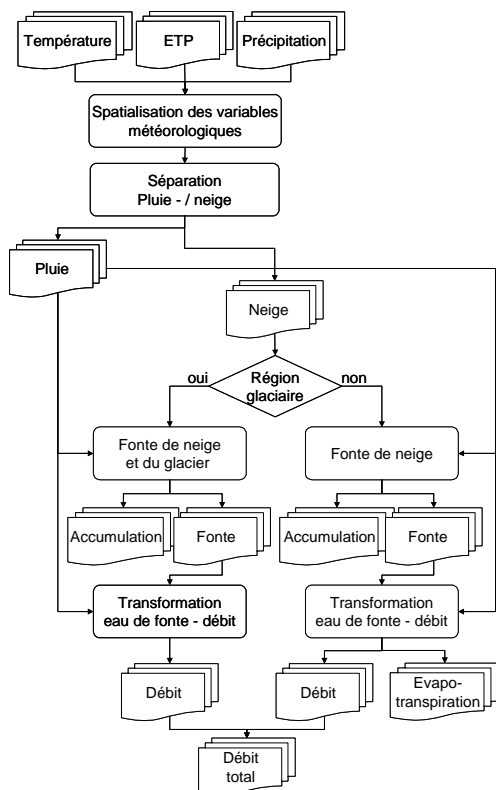


Figure 2 : Schéma de principe du modèle hydrologique

Discrétisation spatiale. Chacun des 239 sous-bassins versants du système complet est représenté par un ensemble d'unités hydrologiques spatiales dont chacune est supposée avoir un comportement hydrologique homogène. La partie glaciaire d'un bassin versant (partie recouverte de glacier) et la partie non glaciaire sont de fait modélisées séparément. La distinction est faite sur la base de la digitalisation des glaciers réalisée à l'aide des cartes nationales de l'Office Fédéral de la Topographie et du contour du bassin versant. Par ailleurs une discrétisation en bandes d'altitudes est opérée de façon à reproduire au mieux la variabilité altitudinale de la dynamique du stock de neige. Une analyse de sensibilité a en effet clairement montré le gain en performance du modèle lorsque l'on augmente le nombre de bandes d'altitude pour simuler l'évolution du stock de neige (Schaepli et al., 2005; Hamdi et al. 2005). La discrétisation en bandes d'altitudes est réalisée sur la base de la courbe hypsométrique du bassin considéré. Le débit produit par chaque bassin versant est finalement estimé par la somme des débits de ruissellement produits par les différentes bandes d'altitude du bassin.

Evolution temporelle du manteau neigeux et fonte de neige. Pour chaque bande d'altitude de chaque bassin versant, une série de température et de précipitation est estimée sur la base des températures et des précipitations observées et prévues (cf. paragraphe ci dessus). La température horaire conditionne d'abord la nature des précipitations (pluie, neige, mélange). La séparation pluie/neige se fait suivant la fonction de répartition suivante :

$$\text{Si } T(t) < T_{c1} \quad \text{alors } N(t) = P(t); \quad \text{Pluie}(t) = 0 \quad (1)$$

$$\text{Si } T_{c1} < T(t) < T_{c2} \quad \text{alors } N(t) = P(t) * (T(t) - T_{c2}) / (T_{c1} - T_{c2}); \\ \text{Pluie}(t) = P(t) - N(t) \quad (2)$$

$$\text{Si } T_{c2} < T(t) \quad \text{alors } N(t) = 0; \quad \text{Pluie}(t) = P(t) \quad (3)$$

où $P(t)$, $N(t)$ et $\text{Pluie}(t)$ sont respectivement la hauteur précipitée totale, précipitée sous forme solide ou sous forme liquide, où $T(t)$ est la température au pas de temps t et où T_{c1} et T_{c2} sont deux température critiques à estimer. Pour chaque bande, l'évolution temporelle du stock de neige est estimée par le biais d'un modèle conceptuel d'accumulation et de fonte. Le manteau neigeux est supposé avoir une certaine capacité de rétention qui lui permet de stocker l'eau liquide provenant soit de la fonte de neige soit des précipitations lorsqu'elles sont liquides. L'approche retenue est similaire à celle présentée par Kuchment et Gelfan (1996) et à celle utilisée en Suède dans une version récente du modèle HBV (Grabs, 2005) ou au Canada dans le modèle HSAMI (V. Fortin, communication personnelle).

Les précipitations solides et les précipitations liquides estimées par le modèle de répartition pluie/neige sont respectivement ajoutées au réservoir de neige et au réservoir d'eau liquide contenu dans le stock de neige.

$$H_n(t) = H_n(t) + N(t) \quad (4)$$

$$W_n(t) = W_n(t) + \text{Pluie}(t) \quad (5)$$

où $H_n(t)$ et $W_n(t)$ sont respectivement le stock de neige et le stock d'eau liquide au sein du manteau neigeux (Figure 3). De même que le second réservoir peut être aussi alimenté par la fonte de neige provenant du réservoir de neige, le réservoir de neige peut

être alimenté par la quantité d'eau liquide (re)mobilisée sous forme solide lors de températures négatives.

La quantité $M_n(t)$ de neige fondue en cas de température positive ou la quantité $M_r(t)$ de regel en cas de température négative est estimée à l'aide d'un modèle s'apparentant à la méthode du degré jour.

$$\text{Fonte : Si } T_{c3} < T(t) \text{ alors } M_n(t) = \text{Min} [a_n \cdot (1 + b_{\text{pluie}} \cdot \text{Pluie}(t)), (T(t) - T_{c3}), H_n(t)] \quad (6)$$

$$\text{Regel : Si } T(t) < T_{c3} \text{ alors } M_r(t) = \text{Max} [a_r \cdot (T(t) - T_{c3}), -W_n(t)] \quad (7)$$

où a_n et a_r sont respectivement les coefficients de fonte ou de regel apparentés au degré jour (en mm/°C/heure), où b_{pluie} est un paramètre (heure/mm) permettant de prendre en compte une fonte plus importante en cas de précipitations liquides sur le stock neigeux et où T_{c3} est la température critique de fonte ou de regel ($T_{c3} = 0^\circ\text{C}$). Un débit de ruissellement est produit par le manteau neigeux lorsque la quantité d'eau liquide présente dans le manteau neigeux dépasse sa capacité de rétention.

La vidange éventuelle d'une partie de l'eau liquide contenue dans le manteau neigeux produit une « pluie-équivalente » $P_{eq}(t)$ issue de la bande d'altitude considérée.

$$\text{si } W_n(t) > \theta_r \cdot H_n(t) : P_{eq}(t) = (W_n(t) - \theta_r \cdot H_n(t)) / K_f \quad (8)$$

où θ_r est la capacité maximum de stockage du réservoir neige et où K_f (en heures) est une constante de vidange du réservoir eau liquide lorsque cette capacité de rétention est dépassée.

Fonte glaciaire. Pour chaque bande glaciaire découverte (stock de neige vide pour la bande d'altitude considérée), la lame d'eau $M_g(t)$ provenant de la fonte glaciaire est aussi calculée sur la base d'une expression de type degré-jour :

$$M_g(t) = a_g \cdot (T(t) - T_{c3}) \quad (9)$$

où a_g est le coefficient de fonte du glacier apparenté au degré jour (en mm/°C/heure). Le stock de glace disponible pour le calcul de la fonte glaciaire est supposé infini.

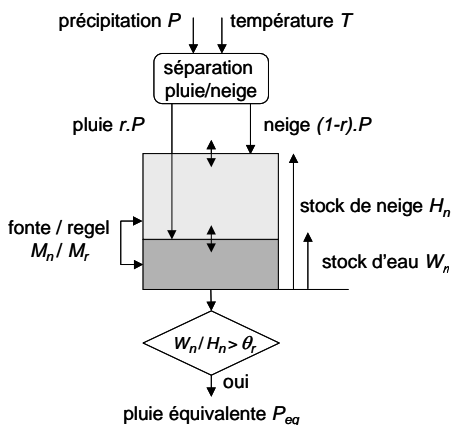


Figure 3 : Modèle de fonte et de suivi du stock de neige pour une bande d'altitudes donnée

Fonctions de transfert. Le transfert à l'exutoire du bassin versant de la « pluie équivalente » provenant de la partie non glaciaire est opéré par deux réservoirs linéaires sensés représenter respectivement les écoulements lents et les écoulements rapides (Consuegra et al., 1998) et similaires aux réservoirs de type GR (Edijatno et Michel, 1989). Une partie de la « pluie équivalente » s'infiltré, l'autre ruisselle, ces deux fractions alimentant respectivement les réservoirs lents et rapides (Figure 4). Le réservoir lent se vidange par le biais de l'évapotranspiration $ET(t)$ et d'un débit de base $q_L(t)$. La fraction de la pluie équivalente qui s'infiltré ainsi que l'évapotranspiration réelle sont fonction du taux de remplissage du réservoir lent :

$$P_{inf}(t) = P_{eq,n-gl}(t) \left(1 - \left(\frac{h_L(t)}{A} \right)^2 \right) \quad (10)$$

$$P_{nette}(t) = P_{eq,n-gl}(t) - P_{inf}(t) \quad (11)$$

$$ET(t) = PET(t) \cdot \left(\frac{h_L(t)}{A} \right)^{0.2} \quad (12)$$

où $P_{eq,n-gl}(t)$, $P_{inf}(t)$, $P_{nette}(t)$ sont la « précipitation équivalente » provenant de la partie non glaciaire, la pluie infiltrée et la pluie ruisselée (mm), où $ET(t)$, $ETP(t)$ sont l'évapotranspiration réelle et l'évapotranspiration potentielle (mm) et où A (mm) est la capacité maximum de stockage du réservoir lent. Le débit de base q_L (mm/h) est une fonction linéaire de la lame d'eau h_L (mm) stockée dans le réservoir lent.

$$q_L(t) = \frac{h_L(t)}{K_L} \quad (13)$$

où K_L est la constante de vidange du réservoir.

Le transfert à l'exutoire du bassin versant de la pluie nette ($P_{nette}(t)$) provenant de la partie non glaciaire, le transfert de la « pluie équivalente » ($P_{eq-g}(t)$) provenant de la partie glaciaire ainsi que le transfert de la lame d'eau ($M_g(t)$) provenant de la fonte glaciaire est opéré par le biais de réservoirs linéaires spécifiques. Le fonctionnement de chacun de ces réservoirs est régi par une équation de continuité et une équation de débit faisant intervenir un paramètre de vidange à caler :

$$\frac{dh_k}{dt} = qe_k(t) - qs_k(t) \quad (14)$$

$$qs_k(t) = \frac{h_k(t)}{K_k} \quad (15)$$

où $h_k(t)$: lame d'eau stockée dans le réservoir linéaire k (en mm);
 $qe_k(t)$: débit entrant (en mm/h) (pluie nette, « pluie équivalente » ou fonte de glace);
 $qs_k(t)$: débit sortant (en mm/h);
 K_k : constante de vidange du réservoir (en h);

$k=r$: réservoir « rapide » pour le transfert de la pluie nette dans la partie non glaciaire,
 $k=n$: réservoir de transfert pour la neige fondue ou pour la pluie (en l'absence de couvert neigeux) provenant de la partie glaciaire,
 $k=g$: réservoir de transfert pour la fonte de glacier provenant de la partie glaciaire.

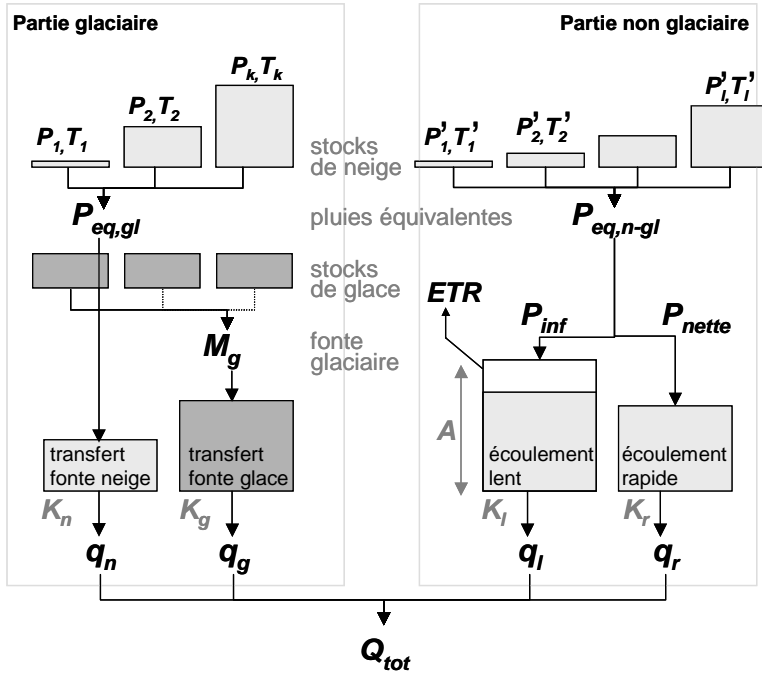


Figure 4 : Stocks de neige, pluies équivalentes, fonte glaciaire et fonctions de transfert utilisées dans le modèle hydrologique

Débit total à l'exutoire du bassin versant. Le débit total à l'exutoire du bassin versant est finalement obtenu par la somme, pondérée par les surfaces respectives des parties glaciaires et non glaciaires, des lames d'eau provenant des 4 réservoirs précédents :

$$Q(t) = u [S_{n-gl} \cdot (q_r(t) + q_l(t)) + S_{gl} \cdot (q_g(t) + q_n(t))] \quad (16)$$

où S_{n-gl} et S_{gl} sont la surface totale des parties non glaciaires et glaciaires (ha) et u un coefficient de changement d'unité.

Estimation des paramètres du modèle. Le modèle hydrologique comporte 8 à 11 paramètres à estimer (suivant que le bassin comporte ou non une partie glaciaire). Pour les bassins versants jaugés, les paramètres peuvent être en principe calibrés. La calibration est cependant loin d'être facile dans le contexte étudié. Les données météorologiques ne sont disponibles au pas de temps horaire qu'à partir des années 80 et les bassins jaugés de la zone d'étude ont, pour une grande majorité, un comportement hydrologique fortement perturbé depuis les années 1950-60 (période de construction des barrages en Valais). L'échantillon des bassins disposant de données concomitantes de précipitations, températures et débits naturels se réduit de ce fait à moins d'une dizaine. La procédure de calibration a été élaborée pour assurer une certaine cohérence régionale

des paramètres et ainsi permettre une estimation raisonnable de ces derniers pour les bassins non jaugés ou pour les bassins jaugés fortement perturbés. La procédure tente d'utiliser le maximum d'information disponible. Les principales étapes sont résumées ci-dessous.

Les températures critiques de séparation pluie/neige ont été déterminées sur la base des observations effectuées en différentes stations climatologiques de MétéoSuisse (précipitations, nature des précipitations, températures). La faible variabilité spatiale et temporelle de ces températures a conduit à l'utilisation de valeurs régionales constantes : $T_{c1}=0^{\circ}\text{C}$; $T_{c2}=2^{\circ}\text{C}$. Les valeurs des paramètres du modèle de fonte (b_{pluie} et θ_f) sont celles utilisées dans le modèle canadien HSAMI (Fortin, 1999). Une relation de dépendance entre le degré jour de fonte de neige a_n et l'altitude a été établie sur la base des séries de précipitation, températures et hauteurs de neige mesurées aux stations climatiques mentionnées ci dessus. Les paramètres de cette relation ont été localement ajustés de sorte que combinés au degré jour pour la fonte du glacier (a_g) le cycle inter-annuel moyen observé sur la période naturelle disponible soit reproduit. La capacité maximum de stockage A et la constante de vidange K_L du réservoir lent ont été estimés pour les quelques bassins non-glaciers disponibles dans la région. Des valeurs régionales constantes ont été ensuite retenues ($A=300\text{mm}$, $K_L=600\text{ h}$). Les paramètres restant (K_r , K_g et K_n) ont été calibrés de façon à ce que le modèle reproduise l'évolution temporelle des débits horaires observés et en particulier les crues. Dans le cas de certains bassins versants au régime perturbé, les paramètres de transfert ont pu être calés sur les crues exceptionnelles de 1987 et 1993 préliminairement reconstituées par le SHN (Service Hydrologique National) (OFEG, 2002).

Performance du modèle. La performance du modèle hydrologique est très bonne pour la reproduction de l'évolution temporelle des débits sur les périodes de N années utilisées soit pour le calage soit pour la validation des paramètres. Le critère de Nash est supérieur à 0.7 pour les bassins non glaciers, et à 0.9 pour les bassins glaciers (la valeur optimale du critère de Nash (Nash et Sutcliffe, 1970) est 1). Pour la reconstitution de crues individuelles telles que les crues extrêmes de 1987, 1993 ou 2000, la performance est variable suivant les événements et les bassins versants (Figure 5). Les raisons de cette performance plus modeste sont la conceptualisation imparfaite du processus pluie-débit mais aussi et surtout la méconnaissance de la variation spatiale des variables météorologiques (pluies, températures) ainsi que celle des conditions initiales du système (stocks de neige disponibles pour la fonte, état d'humidité des bassins versants...). Il est important de noter que si l'estimation des pluies de bassin est particulièrement difficile dans le contexte montagneux considéré, l'estimation des températures représentatives d'une bande d'altitude donnée l'est tout autant. Certaines vallées sont très encaissées et les phénomènes qui s'y passent peuvent de ce fait être relativement indépendants des vallées voisines. La dépendance de la température avec l'altitude obtenue sur la base des mesures effectuées aux stations du réseau au sol peut donc être fréquemment mal estimée ce qui peut par suite conduire à une mauvaise estimation de l'altitude du 0°C ou de l'altitude de la limite des chutes de neige.

5. Mise à jour du modèle hydrologique

Quelque soit le modèle de prévision hydrologique mis en place, une prévision de débit est toujours plus ou moins entachée d'erreurs lorsqu'elle est confrontée a posteriori avec les valeurs des débits observées. Ceci provient des diverses sources d'erreurs mentionnées précédemment, mais aussi des approximations induites par la nécessaire transposition spatiale, pour les bassins non jaugés, des paramètres hydrologiques obtenus par calage pour les bassins jaugés, ainsi que de la méconnaissance des flux dérivés ou des consignes de gestion effectuées sur les ouvrages hydrauliques pendant la période considérée.

Si les erreurs observées a posteriori ne sont pas utilisées pour corriger, en temps réel, le système de prévision, une dérive, c'est à dire une dégradation progressive de la prévision est possible. Différentes techniques ont été décrites dans la littérature scientifique pour gérer ces erreurs (Fortin et al., 1997).

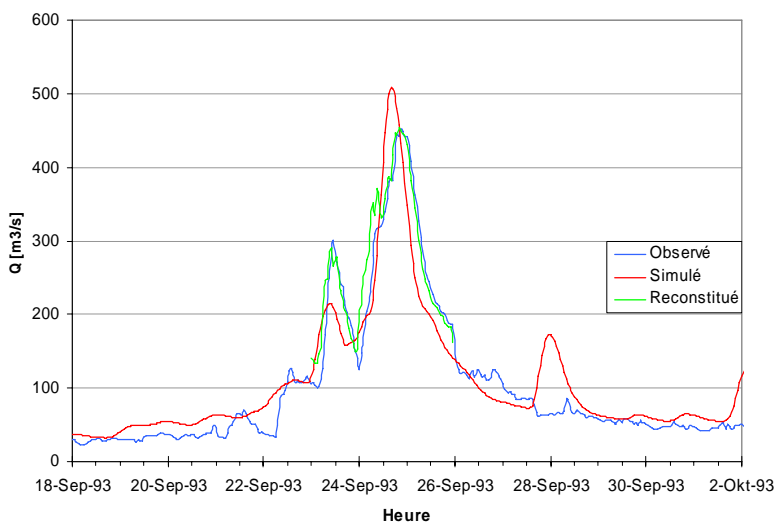


Figure 5: Hydrogramme reconstitué et hydrogramme simulé pour la crue de Septembre 1993 (Rhône à Brigue)

Les quatre principales consistent soit 1) en une extrapolation dans le futur des erreurs observées dans le passé proche ou 2) un recalage permanent des paramètres du modèle hydrologique ou 3) une correction des données d'entrée du modèle (lames d'eau précipitées) ou finalement 4) une Mise A Jour des variables d'état (*MAJ des v.e.*) du modèle hydrologique. En raison de la complexité du système modélisé, certaines de ces techniques sont en fait ici soit inapplicables soit non pertinentes: 1) une extrapolation dans le futur des erreurs observées dans le passé proche est possible pour les bassins jaugés mais une transposition spatiale des extrapolations est nécessaire pour les bassins non-jaugés. Le nombre très restreint de bassins jaugés sur le bassin du Rhône rend

l'application de cette technique plutôt hasardeuse. 2) La procédure mise au point dans le cadre de ce projet pour l'estimation des paramètres du modèle hydrologique est délicate et fastidieuse tant pour les bassins jaugés (calibration) que pour les bassins non-jaugés (transposition spatiale). Le recalage permanent des paramètres du modèle hydrologique est donc aussi inapplicable pour le système étudié. 3) Corriger les précipitations utilisées comme données d'entrée du modèle hydrologique est une technique fréquemment utilisée pour gérer les erreurs constatées a posteriori entre débits observés et débits simulés. Une part significative des erreurs provient en effet souvent de la mauvaise estimation des lames d'eau précipitées sur les bassins considérés. Les débits sont cependant aussi fortement conditionnés par l'état initial du système. En milieu alpin, la température peut de plus influencer les débits autant que les précipitations. Les erreurs possibles quant à l'estimation de l'une ou l'autre de ces différentes variables (précipitations, température, conditions initiales) sont potentiellement aussi importantes et ont potentiellement autant d'influence sur la précision de la prévision. La nature des corrections à appliquer à l'une et l'autre de ces variables devient de ce fait très hasardeuse. 4) La technique basée sur une Mise A Jour des variables d'état du modèle hydrologique présente aussi un certain nombre de limitations mais elle s'avère être la seule technique raisonnable pour gérer les erreurs constatées a posteriori entre débits observés et simulés (Hamdi et al., 2005). Plusieurs stratégies de MAJ des v.e. sont en fait possibles. La stratégie retenue pour MINERVE, actuellement en phase de développement et d'évaluation, est décrite ci dessous.

La MAJ des v.e. peut se faire pour tout bassin versant pour lequel on dispose d'un débit mesuré. Supposons que le débit $Q_m(t)$ mesuré au temps t à l'exutoire de ce bassin est composé des débits inconnus $Q_k(t)$ provenant de N sous bassins amont non jaugés ainsi que d'un débit $Q_j(t)$ connu provenant de P sources mesurées (bassins amont jaugés, turbinages, débits dérivés). La procédure de MAJ des v.e du système consiste alors à corriger les contributions simulées des différents sous bassins non jaugés de sorte que le nouveau débit total simulé $Q'_s(t)$ corresponde au débit observé.

$$Q'_s(t) = \sum_{k=1}^N (1 + \varepsilon_k(t)) \cdot Q_k(t) + Q_j(t) \quad (17)$$

où $\varepsilon_k(t)$ est le coefficient de correction à appliquer à la contribution du $k^{ème}$ sous bassin versant amont non jaugé. Le coefficient de correction est dépendant du temps et peut être en principe différent d'un sous bassin versant à un autre. Par soucis de simplification, une valeur unique est retenue pour l'ensemble des bassins versants non jaugés situés à l'amont du point de contrôle considéré. Cela implique que les corrections relatives sur les débits seront identiques sur tous les bassins versants a contrario des corrections absolues: une correction absolue sera d'autant plus forte sur le débit produit par un bassin donné que sa contribution au débit total sera forte. En d'autres termes, si le débit observé à la station de mesure est de $n\%$ supérieur au débit total simulé, la procédure conduit à augmenter artificiellement les contributions des différents sous bassins amont de $n\%$ de sorte que la somme des contributions mises à jour soit $n\%$ supérieure à celle initialement simulée. Cette procédure suppose donc que la répartition spatiale des contributions de bassins simulées par le modèle hydrologique est raisonnable.

Pour chaque sous bassin, la procédure consiste ensuite à corriger la valeur des niveaux d'eau stockée dans les différents réservoirs conceptuels du modèle hydrologique de sorte que le nouveau débit simulé à l'exutoire du bassin corresponde au débit cible. Ce débit cible est soit le débit observé lorsque le bassin est jaugé soit le débit corrigé suivant le principe exposé ci-dessus dans le cas contraire. Un nombre infini de stratégies de correction permet à nouveau de produire pour le bassin d'intérêt un débit simulé identique au débit cible. Pour réduire la complexité de l'opération nous avons de nouveau considéré en première approximation que la correction à apporter à chaque réservoir devait être proportionnelle au débit produit par ce réservoir. Ceci repose sur l'hypothèse que le modèle hydrologique simule raisonnablement les différentes composantes de l'écoulement.

Les hypothèses sous-tendues par cette procédure sont bien entendu fortes mais conduisent, au vu de la faible quantité d'informations disponibles sur le comportement du système, à une procédure raisonnable de MAJ du modèle. Malgré l'apparente simplicité de la procédure, sa mise en oeuvre reste complexe du fait de l'arrivée décalée, en une station de contrôle donnée, des contributions des bassins amont. Lorsqu'une correction est nécessaire à la station de contrôle à l'instant HH0, une MAJ des v.e. doit être opérée à des instants antérieurs différents suivant l'éloignement temporel des bassins contributifs.

Au vu des différentes hypothèses et simplifications retenues pour la mise en place de cette procédure, les corrections successives pourraient conduire dans certains des réservoirs conceptuels du modèle à une dérive aberrante des stocks d'eau corrigés. Pour éviter de telles situations, la procédure de MAJ des v.e. est seulement activée pendant les périodes d'alarme hydro-météorologique. Pour les situations hydro-météorologiques courantes (la majeure partie du temps), le modèle hydrologique produit en continu des débits en tout point du système sur la base de la météorologie observée mais le modèle n'est pas corrigé.

Tableau 1 : Dates des événements sélectionnés pour illustrer la performance du modèle.

7-7-87	18-7-87	24-8-87	17-6-91	24-9-93	27-6-94	03-7-95	22-7-95	03-6-99
--------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

Performance du modèle de prévision. Pour analyser la performance du modèle de prévision, trois aspects sont considérés :

- La précision du modèle, i.e., sa capacité à prévoir les débits moyens sur différentes durées d'intégration (T_c) et pour différents temps d'anticipation (T_a).
- La robustesse de la procédure de MAJ des v.e., i.e., la stabilité temporelle des corrections opérées sur les variables d'état.
- L'intérêt de la procédure de MAJ des v.e., i.e. le gain de performance obtenu par rapport à une prévision effectuée sans MAJ des v.e.

Une illustration des résultats obtenus avec cette procédure de correction est donnée Figure 6 pour les 9 événements de crues indépendants du tableau 1. Pour chaque événement la prévision est réalisée sur une fenêtre de 11 jours centrée sur la pointe de crue. La fréquence de la MAJ des v.e. est horaire. Lorsque la procédure de MAJ des v.e. est utilisée, la performance du modèle décroît avec le délai d'anticipation des débits. La

performance est en revanche indépendante du délai d'anticipation lorsque la procédure de MAJ est désactivée. La figure illustre aussi l'intérêt de la MAJ des v.e. qui permet de réduire les incertitudes sur la prévision.

6. Incertitudes sur la prévision

Pour être intéressante, une prévision de débit devrait en principe indiquer la prévision la plus probable de la variable hydrologique d'intérêt (débit) et donner de plus une information permettant d'évaluer l'incertitude liée à cette estimation. La méthode idéale devrait intégrer d'une part les incertitudes sur la prévision météorologique (incertitudes sur les précipitations et les températures tant en intensités qu'en distributions spatiales et temporelles) et d'autre part les incertitudes dues à la modélisation hydrologique elle-même. Dans le cadre de MINERVE 2, les incertitudes relatives aux intrants et à la prévision météorologique en particulier sont exclues de l'analyse: seules les incertitudes liées au modèle hydrologique sont caractérisées. Elles sont illustrées pour l'exemple précédent par les différents graphiques de panneau droit de la Figure 6. L'intégration des incertitudes liées à la prévision météorologique, opération essentielle si l'on souhaite donner une gamme d'incertitude réaliste sur les débits prévus, sera effectuée lors développements ultérieurs du projet. La possibilité d'utiliser les prévisions d'ensemble des modèles météorologiques sera analysée dans un tel contexte avec intérêt.

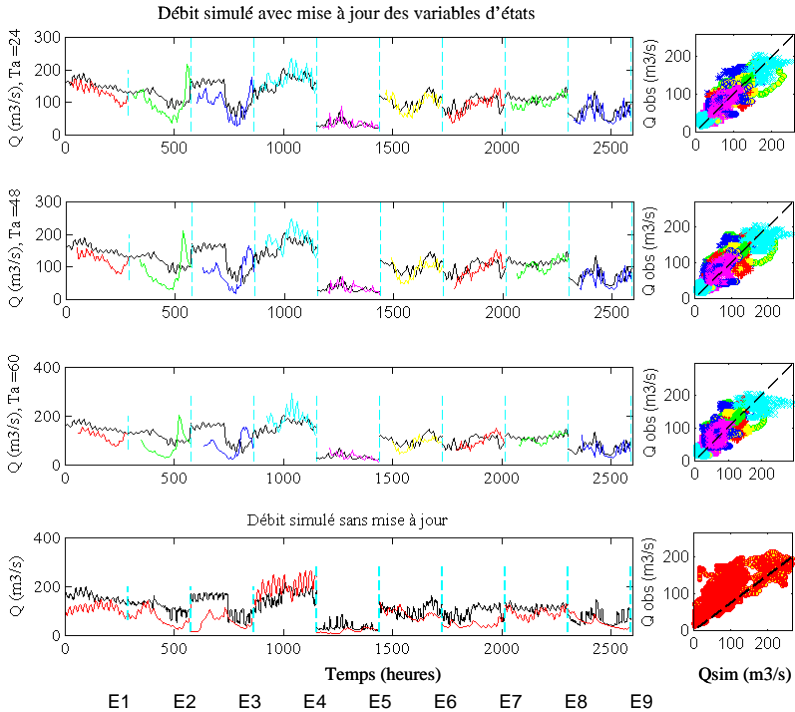


Figure 6: Débits horaires observés (courbe noire) et prévus (courbes en couleur) pour différents temps d'anticipation. Résultats du modèle de prévision à Brigue. De haut en bas : résultats avec MAJ des v.e. (temps d'anticipation de 24, 48 et 60 heures) ; en bas : débit simulés sans MAJ des v.e. Graphiques de gauche : évolution temporelle des débits pour les 9 événements sélectionnés. Graphiques de droite : débits prévus fonction des débits observés

7. Conclusion

Pour prévoir les débits de crue du Rhône en Suisse, l'HYDRAM a développé une modélisation hydrologique conceptuelle adaptée au milieu alpin considéré. La modélisation permet en particulier de simuler les débits provenant des précipitations liquides, de la fonte de neige et de la fonte glaciaire. Elle permet aussi d'estimer l'évolution temporelle des stocks de neige sur chaque bande d'altitudes des différents sous-bassins utilisés pour la discrétisation du système.

La performance du modèle hydrologique est très bonne pour la reproduction de l'évolution temporelle des débits sur plusieurs saisons. Pour la reconstitution de crues individuelles, la performance est variable suivant les événements et les bassins versant. Les raisons de cette performance modeste sont la conceptualisation imparfaite des processus hydrologiques en jeu mais aussi et surtout la méconnaissance de la variation

spatiale des variables météorologiques (pluies, températures), l'incertitude majeure sur la limite pluie/neige et sur l'altitude de l'isotherme 0°C ainsi que la méconnaissance des conditions initiales du système (stock de neige disponible pour la fonte, état d'humidité des bassins versants...). Une procédure de Mise A Jour des variables d'état du modèle hydrologique a de ce fait été développée pour permettre de gérer au mieux les erreurs constatées *a posteriori* entre les débits observés et les débits simulés. Cette procédure qui a montré tout son intérêt pour différents bassins versants au régime hydrologique non perturbé est en cours de développement et d'évaluation pour le système complet. Le système de prévision en temps réel, qui sera testé en mode opérationnel à partir de janvier 2006, intégrera par ailleurs les développements réalisés par les autres partenaires du projet et liés par exemple à la modélisation des composantes hydrauliques du système (fonctionnement des aménagements, propagation des crues dans le réseau hydrographique) ou à l'élaboration d'un système expert pour la proposition de stratégies de gestion optimales des ouvrages en cas de situation hydro-météorologique à risque.

References

- Boillat, J.L.** 2005. *L'influence des retenues valaisannes sur les crues*. Comptes Rendus de la Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la IIIème correction du Rhône.
- Consuegra, D., Niggli, M. Musy, A.** 1998. *Concepts méthodologiques pour le calcul des crues. Application au bassin versant supérieur du Rhône*. Eau, Energie, Air, 9/10, 223-231.
- Dubois, J.** 2005. *Nouvel outil de modélisation des systèmes hydrauliques complexes, Routing System II*. Comptes Rendus de la Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la IIIème correction du Rhône.
- Edijatno et Michel, C.** 1989. *Un modèle pluie-débit journalier à 3 paramètres*. La Houille Blanche, 2, 113-121, 1989.
- Faivre, G.** 2004. *Etude comparative de méthodes de spatialisation des précipitations en région montagneuse*. Application à la région du Valais. Travail de diplôme. Laboratoire Hydrologie et Aménagements. EPFL, Lausanne.
- Fortin, V.** 1999. *Le modèle météo-apport HSAMI : historique, théorie et application*. Institut de recherche d'Hydro-Québec. Montréal, Canada. 68p.
- Fortin, V., Ouarda, B.M.J., Rasmussen, P.F., Bobee, B.** 1997. *Revue bibliographique des méthodes de prévision des débits*. Rev. Sci. Eau, 4, 461-487.
- Grabs, T.** 2005. *Distributed snow modeling in a boreal landscape. Validation of snow models based on runoff measurement at different scales*. Travail de diplôme. Swedish University of Agricultural Sciences, Laboratoire Hydrologie et Aménagements. EPFL, Lausanne.
- Hamdi, Y., Hingray, B., Musy, A.** 2005. *Prévision hydro-météorologique pour les crues du Rhône à l'amont du Léman*. Volet B: Modèle hydrologique. Rapport intermédiaire du projet MINERVE. Laboratoire Hydrologie et Aménagements. EPFL, Lausanne.
- Jordan F., Boillat J.-L., Ulrich D., Hingray B., Hamdi Y.** 2002. *MINERVE, a Tool for Flood Prediction and Management in Wallis. Mountains, Sources of water, sources of knowledge*. International Conference IUKB, Oct. 2002, Sion, Switzerland.
- Jordan, F.** 2005. *Gestion des crues par opérations préventives sur les aménagements hydroélectriques*. Comptes Rendus de la Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la IIIème correction du Rhône.
- Kuchment, L.S., Gelfan, A.N.** 1996. *The determination of the snowmelt rate and the meltwater outflow from a snowpack for modeling river runoff generation*. J. of Hydrol. 179 (1-4): 23-36.
- Mtir, A.** 2004. *Modélisation d'un système de prévision de crues pour les différents affluents du Rhône à l'amont du Léman*. Travail de diplôme. Laboratoire d'Automatique, Laboratoire Hydrologie et Aménagements. EPFL, Lausanne.

- Nash, J.E., Sutcliffe, J.V.** 1970. *River flow forecasting through conceptual models*. Part I, a discussion of principles. J. Hydrol., Amsterdam, The Netherlands, 10 (3), pp. 282-290.
- OFEG.** 2002. *Les Crues 2000. Rapports de l'OFEG*. Série Eaux. Nr 2. Bern.
- Peissard, L.** 2003. *Modélisation de la fonte de la neige et de la contribution glaciaire sur différents bassins versants en Valais*. Travail de diplôme. Laboratoire Hydrologie et Aménagements. EPFL, Lausanne.
- Schaefli, B., Hingray, B., Niggli, M. Musy, A.** 2005. *A conceptual hydrological model for highly glacierized alpine catchments*. (available online in "HESSD": http://www.cosis.net/members/journals/df/abstract.php?a_id=1504).
- Schaefli, B.** 2005. *Quantification of modeling uncertainties in climate change impact studies on water resources: application to a glacier-fed hydropower production system in the Swiss Alps*. PhD Thesis N°3225. EPFL, Lausanne. (disponible en ligne : <http://library.epfl.ch/theses>).
- Spreafico, M., Weingartner, R., Leibundgut, C.** 1992. *Atlas Hydrologique de la Suisse*. Service Hydrologique et Géologique National. SHGN. Bern.

Remerciements

Le projet MINERVE est un mandat de l'état du Valais financé par le Service des routes et cours d'eau avec la participation du Services des Forces Hydrauliques du canton du Valais et par l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie. Les champs de prévision des variables météorologiques sont fournis gratuitement par MétéoSuisse pendant la phase de développement du projet.

Adresse des auteurs

Dr Benoît Hingray, Dr Yasser Hamdi, Prof. Dr André Musy
 Laboratoire Hydrologie et Aménagements (HYDRAM)
 Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
 Bât. GR, Station 2
 CH-1015 Lausanne, Suisse
 +41-21-693 37 34
<http://hydram.epfl.ch>
benoit.hingray@epfl.ch , yasser.hamdi@epfl.ch , andre.musy@epfl.ch

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Gestion des crues par opérations préventives sur les aménagements hydroélectriques à accumulation

Frédéric Jordan

Résumé

L'utilisation des retenues d'accumulation pour la gestion des crues est courante dans le cas d'aménagements hydrauliques à buts multiples où des tranches mortes sont réservées. L'utilisation généralisée des nombreux aménagements hydroélectriques pour le contrôle des crues d'un bassin versant fait par contre l'objet de nouveaux développements. Sur la base de prévisions de débit sur différents tronçons de cours d'eau, il est possible de déterminer les opérations à effectuer sur certains aménagements hydroélectriques afin de maximiser leur effet de laminage des crues tout en leur garantissant un niveau de remplissage optimal à la fin de l'événement. Suivant les principes de turbinage et vidange préventifs, un volume de stockage est libéré quelques heures avant la pointe de la crue afin de permettre à l'aménagement de capter un volume maximum pendant cette pointe, maximisant ainsi son effet protecteur au meilleur moment.

Un modèle de gestion comprenant les 11 aménagements hydroélectriques les plus influents en Valais a été réalisé. Il permet de déterminer, pour chaque aménagement, les instants de début et de fin de turbinage et de vidange préventifs. Des simulations effectuées sur la base d'événements historiques et fictifs ont montré un important potentiel de réduction des pointes de crue dans le Rhône. Ces résultats prometteurs ont été obtenus par le lancement d'opérations préventives 30 heures avant le passage de la pointe de crue sur le tronçon à l'aval de Lavey et en supposant les retenues alpines pleines.

Ce concept de gestion des crues par opérations préventives peut offrir une protection efficace pour les crues de temps de retour entre 50 et 100 ans. Il se révèle également complémentaire aux mesures de protections de la 3^e Correction du Rhône pour des temps de retour plus élevés en réduisant la fréquence d'utilisation des zones d'épanchement.

Zusammenfassung

Während der letzten 20 Jahre war das Wallis von drei grossen Hochwassern betroffen. Die Rhone und einige ihrer Zuflüsse überfluteten und führten zu katastrophalen Schäden. Um solche Katastrophen zukünftig zu verhindern, wurden verschiedene Schutzmassnahmen analysiert und ein Abflussvorhersage-System entwickelt. Das Ziel dieses Systems ist die Reduktion der Hochwasserspitzen durch die Benutzung der Retentionsvolumen der alpinen Wasserkraftwerke.

11 grosse Wasserkraftwerken des Kantons Wallis wurden in ein Hochwasser-Management Modell integriert. Dieses Modell erlaubt, die fachgerechten Operationen der Kraftwerken zu rechnen, so dass der Einfluss auf das Hochwasser optimal wird. Die Simulationen historischer und fiktiver Abflusssituationen zeigen einen hohen Schutzeinfluss der Retentionsfähigkeit der Stauseen während Hochwasserereignissen, sofern präventive Operationen 30 Stunden im Voraus durchgeführt werden.

Das Vorgestellte System erlaubt einen effizienten komplementären Schutz für 50-100 jährliche Ereignisse. Zudem ergänzt das System die Schutzmassnahmen der 3. Rhone Korrektion für das Restrisiko Management durch Verminderung der Frequenz der Überflutungen in den Flachland Retentionszonen.

1. Introduction

Dans le cadre de la 3^e Correction du Rhône, le Canton du Valais a décidé de développer une stratégie de gestion des crues suivants plusieurs axes. En particulier, l'utilisation des aménagements hydroélectriques existants pour le contrôle des crues sur la base de prévisions de débit constitue l'un des axes de recherche. Dans ce but, le projet MINERVE a débuté en octobre 2001 et doit permettre le développement d'un outil d'acquisition en temps réel de données et de prévisions hydrométéorologiques, de prévisions de débit en de nombreux tronçons du bassin versant du Rhône et d'aide à la décision pour la gestion des aménagements hydroélectriques en cas de crue (Jordan & al., 2004).

Situé entre la crête principale des Alpes et la crête Nord des Alpes, le bassin versant du Rhône est soumis à un régime hydrologique particulier. D'une part, il se caractérise année après année par une relative sécheresse, les nuages étant transportés au-dessus de cette vallée intra-alpine. D'autre part, il subit parfois des crues provoquant de nombreux dégâts, en particulier lors de situations de barrage du Sud où de fortes pluies se prolongent des jours durant et accélèrent la fonte de neige même en relativement haute altitude (Grebner, 1994, Grebner & al., 2000).

La présence de nombreux aménagements hydroélectriques à accumulation sur le bassin versant du Rhône offre pourtant la possibilité d'effectuer un contrôle des crues par stockage d'une partie des volumes ruisselés. Sans consignes particulières, ces aménagements ont déjà contribué très favorablement à limiter les dommages lors des crues de 1987, 1993 (Biedermann & al., 1996) et 2000. Une étude préliminaire au projet MINERVE a d'ailleurs mis en évidence l'effet protecteur des aménagements hydroélectriques lors de ces trois crues historiques. Sans les aménagements hydroélectriques, les débits de pointe mesurés à Branson auraient été de 10% à 20% supérieurs (Raboud & al., 2001).

Les 11 aménagements hydroélectriques les plus influents pour le contrôle des crues drainent 26% de la surface totale du bassin versant du Rhône jusqu'au lac Léman (Fig. 1). Ils ont en outre une capacité totale de stockage de 1170 mio m³ à lacs vides, soit 97% de la capacité totale de stockage dans les retenues valaisannes.

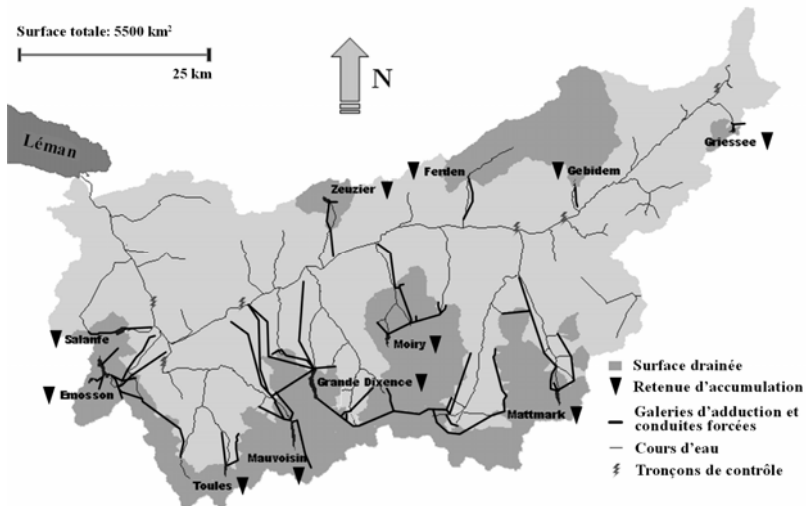


Figure 1: Bassin versant du Rhône jusqu'au lac Léman avec les 11 principaux aménagements hydroélectriques et leurs surfaces drainées.

La gestion type des aménagements hydroélectriques lors des crues a pour objectif de garantir la sécurité de l'ouvrage. En l'absence de prévisions de débit, l'exploitant attend que sa retenue se remplisse jusqu'au niveau normal d'exploitation, qui correspond en général à la crête des ouvrages d'évacuation de crue. Dès ce moment, le risque de débordement de la retenue augmente et le règlement d'urgence doit être appliqué. Dans l'ordre, le pompage est arrêté, les prises d'eau régulées sont mises hors service, le turbinage est enclenché et enfin la vidange de fond ainsi que l'évacuateur de crue sont utilisés. De telles procédures garantissent la stabilité de l'ouvrage mais soulèvent un certain nombre de problèmes à l'aval. En cherchant à minimiser le stockage au plus fort de la crue pour ne pas risquer de faire déborder sa retenue, l'exploitant minimise simultanément l'effet protecteur de sa retenue pour l'affluent et le cours d'eau principal. Si le turbinage, l'évacuation par un ouvrage déversant ou la vidange est effectuée pendant la pointe, son effet sera même directement défavorable dans la mesure où un débit additionnel sera fourni au cours d'eau aval.

Par l'exploitation judicieuse de prévisions de débit, il est possible de maximiser la rétention durant la pointe de la crue en libérant de la retenue si nécessaire le volume excédentaire par turbinage ou vidange préventifs. Ainsi, le règlement d'urgence ne s'applique plus car la retenue n'atteint son niveau normal qu'à la fin de la crue, ce qui permet de garantir les pompages et l'adduction pendant la pointe sans turbinage à ce moment particulièrement dangereux de l'événement.

2. Calcul de l'influence des manoeuvres préventives sur les débits de crue

Les manoeuvres préventives sur les aménagements peuvent être déterminées à partir de trois types de données: les prévisions de débit aux captages, les prévisions de débit aux tronçons de contrôle et les niveaux initiaux des retenues. Ces données sont intégrées dans la méthode de calcul décrite ci-dessous et permettent un calcul rapide des opérations préventives nécessaires.

2.1 Estimation des apports

Le débit à l'exutoire du bassin versant i , obtenu par simulation, peut être intégré sur la période de simulation considérée. Le volume ainsi calculé constitue l'apport durant cette période. L'efficacité de ruissellement E_i , définie comme le rapport entre l'apport au bassin versant i et le volume ruisselé total à l'exutoire durant la même période, constitue l'indicateur principal pour le calcul des manoeuvres préventives.

$$E_i = \frac{\int_{t_0}^{t_f} Q_i(t) \cdot dt}{\int_{t_0}^{t_f} Q_{tot}(t) \cdot dt} = \frac{V_i}{V_{tot}} \quad (1)$$

$Q_i(t)$, $Q_{tot}(t)$ [m³/s] sont les débits au temps t à l'exutoire du bassin versant i , respectivement du domaine, t_0 , t_f [s] sont les instants de début et de fin de simulation, V_i et V_{tot} [m³] sont les volumes ruisselés à l'exutoire du bassin versant i , respectivement du domaine, entre t_0 et t_f .

Le coefficient de répartition spatiale des volumes ruisselés du bassin versant i , α_i [-], peut être ensuite obtenu par l'introduction des surfaces des sous-bassins versants considérés:

$$\alpha_i = \frac{V_{s,i}}{V_{s,tot}} = E_i \cdot \frac{S_{tot}}{S_i} \quad (2)$$

$V_{s,i}$, $V_{s,tot}$ [m³/km²] sont les volumes spécifiques ruisselés du bassin versant i , respectivement du domaine, entre t_0 et t_f et S_i , S_{tot} [km²] les surfaces du bassin versant i , respectivement du domaine.

En considérant la structure et les fonctionnalités d'un aménagement hydroélectrique, il est possible d'estimer les apports dans la retenue. Les surfaces drainées directes (retenues) et indirectes (captages), les capacités des captages en rivière, des installations de pompage et des collecteurs doivent être également prises en compte.

$$E_{add,j} = \sum_{i=1}^m \alpha_i \cdot \frac{S_{d,i}}{S_{tot}} + \sum_{k=1}^p \min \left\{ \sum_{i=1}^n \min \left[\alpha_i \cdot \frac{S_{c,i}}{S_{tot}} ; \gamma_{c,i} \cdot \frac{Q_{c,i} \cdot \beta_{c,i} \cdot (t_f - t_0)}{V_{tot}} \right] ; \gamma_{coll,k} \cdot \frac{Q_{coll,k} \cdot \beta_{coll,k} \cdot (t_f - t_0)}{V_{tot}} \right\} \quad (3)$$

$E_{add,j}$ [-] est l'efficacité d'adduction de l'aménagement j , $S_{d,i}$ et $S_{c,i}$ [km²] les m surfaces drainées directes et n surfaces drainées indirectes; $\gamma_{c,i}$ [-] est le taux de fonctionnement du captage i , $Q_{c,i}$ [m³/s] son débit équipé, $\beta_{c,i}$ [-] son coefficient de pointe; $\gamma_{coll,k}$ le taux de fonctionnement du collecteur k , $Q_{c,i}$ son débit équipé et $\beta_{c,i}$ son coefficient de pointe.

2.2 Calcul des opérations préventives d'un aménagement

Quel que soit le modèle calculant les débits à l'exutoire de chaque sous-bassin versant, il est possible de prévoir les opérations préventives nécessaires pour chaque aménagement séparément. Le problème consiste à maximiser l'efficacité d'adduction pendant la pointe de la crue et donc à libérer le cas échéant la place nécessaire au stockage de cet apport. Il peut s'écrire comme suit:

$$\text{Max}(E_{add,j}) \quad (4)$$

sous les contraintes: $E_{add,j} \leq E_{add,max,j}$ (5)

$$E_{add,j} \leq E_{stock,j} \quad (6)$$

$$E_{stock,j} = E_{disp,j} + E_{TP,j} \quad (7)$$

$E_{add,max,j}$ [-] est l'efficacité d'adduction maximale théorique de l'aménagement j (calculée indépendamment des possibilités de turbinage et vidange préventifs), $E_{stock,j}$ l'efficacité de stockage définie en (7), $E_{disp,j}$ l'efficacité due au volume initial disponible (rapport entre volume initial disponible et volume total ruisselé) et $E_{TP,j}$ l'efficacité due aux manoeuvres préventives (rapport entre volume libéré par turbinage préventif et volume total ruisselé).

La résolution de ce problème est explicite, sa solution étant composée d'une durée de turbinage préventif et d'une durée de vidange préventive.

2.3 Optimisation des manoeuvres de plusieurs aménagements

L'effet de manoeuvres préventives simultanées de plusieurs aménagements hydroélectriques peut être défavorable si le débit dans le cours d'eau principal est déjà élevé. En effet, l'addition du débit naturel avec les débits provenant du turbinage ou des vidanges peut provoquer un dépassement de capacité et il est nécessaire de prévoir une séquence appropriée de ces manoeuvres. Les combinaisons possibles étant nombreuses, il est nécessaire d'optimiser les manoeuvres selon une fonction objectif qui peut être de type économétrique, et le problème se résume comme suit:

$$\text{Min}\left(\sum_{k=1}^K \text{Cost}_k\right) \quad (8)$$

Les contraintes (5), (6) et (7) restent valables. L'équation (8) représente la somme des coûts des dommages aux k tronçons de contrôle. Ces dommages sont actuellement calculés à partir des dépassements de capacité des cours d'eau, particulièrement pénalisants dans le Rhône. Une définition plus réaliste de ces coûts doit être effectuée sur la base des cartes de danger existantes (OFEG, 2001).

2.4 Evaluation de l'effet des manoeuvres préventives dans le cours d'eau principal

Le stockage des volumes captés et pompés dans les retenues d'accumulation produit une réduction du débit de pointe dans le cours d'eau situé à l'aval de ces ouvrages. Cet effet peut être directement estimé en réduisant le débit prévu de la part protégée grâce aux manoeuvres préventives des différents aménagements hydroélectriques.

$$Q_{k,red}(t) = Q_k(t) \cdot (1 - E_{TP,k}) \quad (9)$$

$Q_k(t)$ [m³/s] est le débit prévu (hydrogramme prévu) sur le tronçon k au temps t , $Q_{k,red}(t)$ [m³/s] le débit réduit correspondant (hydrogramme réduit) et $E_{TP,k}$ [-] l'efficacité dues aux manœuvres préventives. Le débit effectif tenant compte des manœuvres préventives (hydrogramme effectif) $\hat{Q}_k(t)$ [m³/s] s'obtient comme suit:

$$\hat{Q}_k(t) = \sum_{j=1}^n Q_{TP,j}(t - t_{transfert,j-k}) + Q_{k,red}(t) \quad (10)$$

où $Q_{TP,j}(t - t_{transfert,j-k})$ [m³/s] est le débit dû aux manœuvres préventives de l'aménagement j au temps t tenant compte du temps de transfert entre la restitution j et le tronçon de contrôle k . Le débit effectif $\hat{Q}_k(t)$ peut finalement être introduit dans (équ. 8) pour permettre l'évaluation de la fonction de coût.

3. Performance théorique des manœuvres préventives

La performance des stratégies de gestion des crues du Rhône par manœuvres préventives a été évaluée sur la base d'événements de crue fictifs et historiques. Tenant compte des 11 aménagements hydroélectriques les plus influents (Fig. 1) et considérant leurs retenues respectives complètement pleines au début de chaque simulation, les résultats montrent des réductions de débit importantes sur le tronçon à l'aval de Lavey.

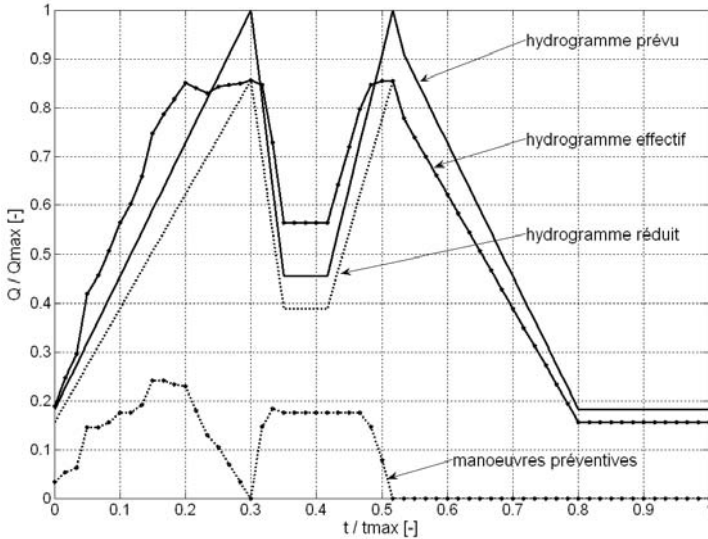


Figure 2: Influence des manœuvres préventives (turbinage) sur un hydrogramme fictif. L'hydrogramme prévu ne tient pas compte des aménagements hydroélectriques, l'hydrogramme réduit est une homothétie du précédent tenant compte de l'effet protecteur des aménagements, l'hydrogramme effectif est la superposition de l'hydrogramme réduit et des débits provenant des manœuvres préventives effectuées par les aménagements hydroélectriques.

La Fig. 2 présente les résultats d'opérations préventives (turbinage) effectuées 18 heures avant la première pointe de la crue. La durée totale de simulation est de 60 heures et le débit maximum prévu 1100 m³/s. La réduction possible du débit de pointe est alors de 15%. Des opérations préventives utilisant les vidanges permettent même une réduction de 21% du débit de pointe lors du même événement de crue fictif (Fig. 3). La pointe de la crue arrive plus tôt sur le tronçon de contrôle mais à une plus faible intensité, grâce à la redistribution spatio-temporelle des volumes captés.

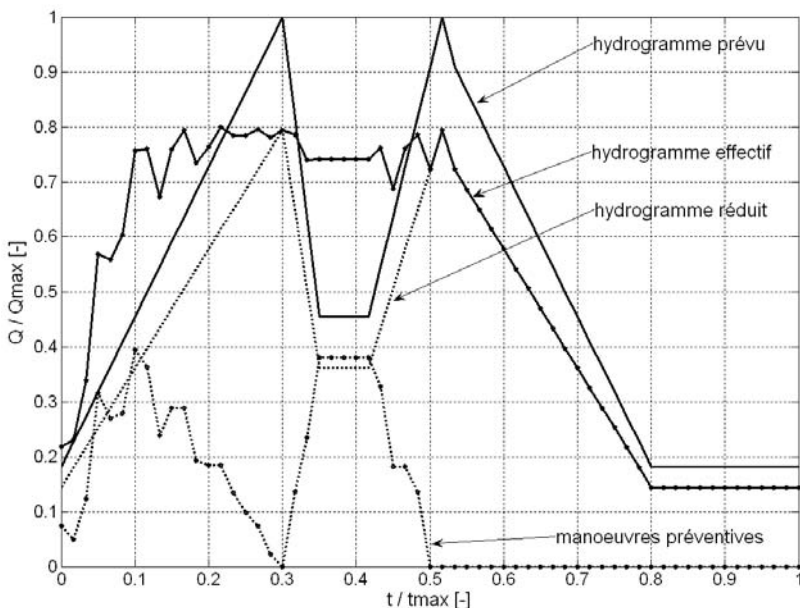


Figure 3: Influence des manoeuvres préventives (turbinage et vidange préventive) sur un hydrogramme fictif.

Les crues de septembre 1993 et octobre 2000 ont également été analysées. Les hydrogrammes sans effet des aménagements hydroélectriques, observés et avec opérations préventives sont comparés. La situation réelle des aménagements 50h (1993) et 34h (2000) avant la pointe de la crue à Lavey a été prise en compte.

En 1993, le taux de remplissage moyen des retenues valaisannes était de 98.5%. Une réduction de 6% du débit de pointe (964 m³/s) de 65 m³/s a ainsi été obtenue grâce à l'effet de laminage de ces retenues. Pourtant, de nombreux aménagements ont turbiné et même parfois vidangé pendant la pointe de la crue afin de garantir leur propre sécurité. Si ces aménagements disposaient de prévisions de débit à 72h et débutaient leurs opérations préventives 50h avant la pointe de crue, ils auraient pu permettre une réduction du débit de pointe totale de 205 m³/s sans utilisation des vidanges de fond et même de 335 m³/s avec leur utilisation (Fig. 4).

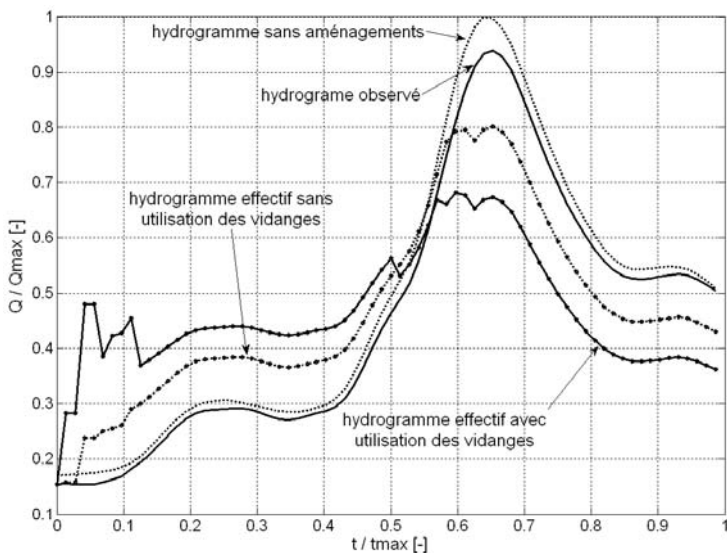


Figure 4: Influence des aménagements hydroélectriques et effet des opérations préventives (turbinage seul ou combiné avec vidanges) lors de la crue 1993 à Lavey.

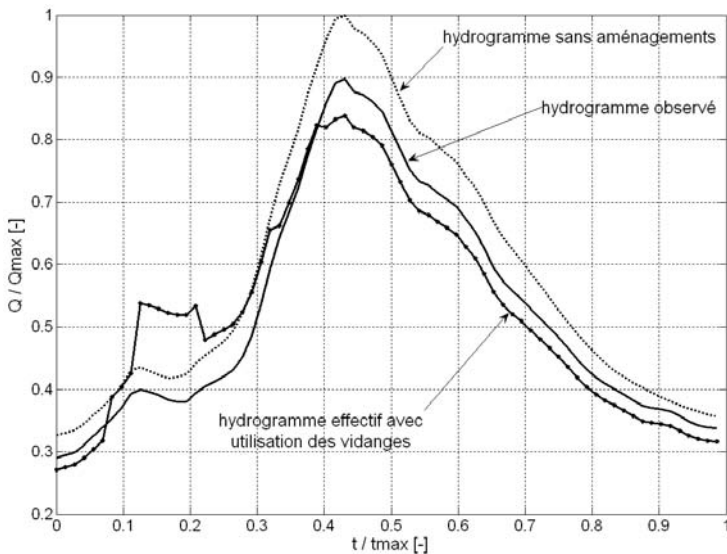


Figure 5: Influence des aménagements hydroélectriques et effet des opérations préventives (turbinage combiné avec vidanges) lors de la crue 2000 à Lavey.

En 2000, le taux de remplissage moyen des retenues était de 93.6% 34h avant la pointe de crue. Le volume disponible pour stockage était donc plus important, ce qui explique la réduction de 10% (130 m³/s) du débit de pointe (1142 m³/s), plus importante que celle obtenue en 1993. Une réduction supplémentaire de 80 m³/s aurait toutefois pu être obtenue par des manoeuvres préventives effectuées 34h avant la pointe de crue à Lavey (Fig. 5).

La durée comprise entre le début des opérations préventives et l'arrivée de la pointe de la crue détermine la performance de telles stratégies. Une analyse de l'influence de l'horizon de gestion sur la réduction du débit de pointe et des coûts des dommages a été effectuée en se basant sur l'hydrogramme de la crue d'octobre 2000 à Lavey (Fig. 6). Les dommages ont été estimés à partir des dépassements de débit sur les différents cours d'eau considérés. Les résultats montrent qu'un délai minimum de 30h avant la pointe permet de garantir le maintien du débit de pointe en-dessous du seuil fixé à 1100 m³/s sans l'utilisation des vidanges. Leur utilisation permettrait de réduire ce délai à 20h avant la pointe. Des dommages seraient alors possibles en raison des forts débits rejetés dans les cours d'eau situés à l'aval des retenues. Les résultats obtenus permettent au décideur de ne pas précipiter une décision risquée et d'attendre que la prévision de débit se confirme jusqu'à 30h avant la pointe. L'utilisation abusive du turbinage préventif conduirait en effet à des demandes de dédommagements pour pertes d'eau de la part des exploitants d'aménagements hydroélectriques. L'utilisation à mauvais escient des vidanges conduirait de plus à la création de dégâts sur les cours d'eau à l'aval des retenues.

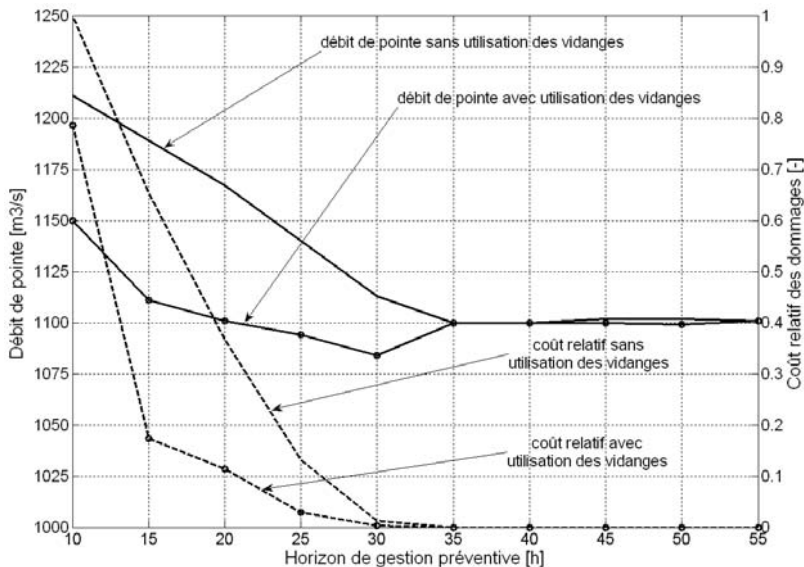


Figure 6: Influence de l'horizon de gestion préventive sur le débit de pointe et le coût relatif des dommages (calculé par rapport au coût maximum).

4. Intégration des opérations préventives dans le concept de la 3^e Correction du Rhône

4.1 Complémentarité des mesures de protection contre les crues

La 3^e Correction du Rhône (R3) est un projet aux objectifs multiples, dont l'augmentation du niveau de sécurité vis-à-vis des crues et de la valeur écologique, économique et sociale du fleuve (DTEE, 2000). La protection contre les crues sera améliorée grâce à un nouvel aménagement du fleuve pour atteindre les objectifs de protection et à une gestion des risques (ou cas de surcharge) pour des scénarios extrêmes (risque résiduel) incluant la rétention de plaine le long du Rhône.

Le passage des crues sera donc possible sans générer d'importants dégâts aux biens et aux infrastructures, mais pourra provoquer des coûts de remise en état importants comprenant l'assainissement des zones d'épanchement et la reconstruction des digues contrôlant les déversements. L'intérêt de mesures de protection d'un autre type se révèle dans ce contexte, dont la gestion des crues par opérations préventives sur les aménagements hydroélectriques (projet MINERVE) et l'implantation d'aménagements fluviaux à buts multiples (Heller & al., 2005, projet SYNERGIE). De tels systèmes permettent de réduire significativement les impacts de crues ayant des temps de retour importants (risque intermédiaire) sans provoquer de dégâts aux ouvrages de protection. Le Tab. 1 résume les potentialités de ces trois types de mesures de protection et illustre leur grande complémentarité. Il convient en outre de rappeler que ces mesures ne sont pas exclusives et doivent fonctionner ensemble. Le volume de stockage supplémentaire dû aux manœuvres préventives a été calculé en admettant les retenues pleines 30 heures avant la pointe de la crue à Lavey et des manœuvres préventives sans utilisation des vidanges.

Mesure de protection (projet associé)	Risque intermédiaire	Risque résiduel	Volume de stockage moyen [mio m ³]	Répartition du volume stocké
MINERVE			19	distribué
SYNERGIE			5	ponctuel
R3			12	distribué

Tableau 1: Synthèse des potentialités de trois types de mesures de protection contre les crues. Gris foncé: fonctionnement optimal. Gris clair: fonctionnement partiel.

4.2 Risques liés aux manœuvres préventives sur les aménagements hydroélectriques

Les risques liés aux manœuvres préventives proviennent essentiellement de deux facteurs: l'incertitude de la prévision hydrométéorologique et les dégâts dûs aux vidanges. Tout d'abord, une surestimation des précipitations engendrera une surestimation du débit de pointe de crue. Des opérations préventives éventuellement effectuées pourraient ainsi s'avérer inutiles et conduire les exploitants d'aménagements hydroélectriques à des pertes d'eau. Ces derniers auraient donc légitimement droit à un dédommagement financier. L'ordre de grandeur d'un tel dédommagement se calculerait

par différence entre le volume perdu et le volume correspondant au programme d'exploitation prévu par l'exploitant. Ensuite, une sous-estimation du débit de pointe de crue conduirait soit à une absence de manœuvre préventive, soit à une manœuvre effectuée tardivement et donc moins efficace. Cependant, les coûts des dégâts liés à une telle situation ne seraient en aucun cas supérieurs aux coûts des dégâts sans système de prévision et sans opérations préventives. Enfin, des dégâts pourraient survenir suite à l'utilisation préventive des vidanges pour augmenter le volume disponible pour stockage pendant le pointe de crue. Ces dégâts pourraient se produire soit dans le cours d'eau situé à l'aval de l'ouvrage, soit dans le Rhône lui-même en raison d'un débit important s'additionnant au débit naturel dans le fleuve. Le décideur devra donc tenir compte de la comparaison entre dégâts prévus sans et avec utilisation des vidanges afin de déterminer la meilleure stratégie de gestion préventive. Il ne faut enfin pas oublier le risque de non fonctionnement des turbines lors des crues (pannes, dégâts, limitation de la puissance électrique sur le réseau de transport d'électricité). Dans ce cas, les vidanges de fond devraient être utilisées et la prise de risque liée à la gestion préventive augmenterait.

4.3 Bénéfices liés aux manoeuvres préventives sur les aménagements hydroélectriques

La gestion des risques de crue doit tenir compte des incertitudes liées aux processus météorologiques et hydrologiques et offrir un système de protection robuste incluant des mesures structurales correctement dimensionnées (évacuateurs de crue). Cependant, les bénéfices tirés de l'utilisation d'un modèle de prévision et de gestion des crues par opérations préventives comme système complémentaire sont importants. Premièrement, les coûts de développement d'un tel système sont faibles. Deuxièmement, les manœuvres préventives permettront éventuellement d'éviter ou de retarder le fonctionnement des dispositifs de protection tels que digues fusibles et zones d'épanchement pour une importante gamme de débits de crue et économiseront des frais de remise en état. Troisièmement, les réduction de débit peuvent se révéler importantes (jusqu'à 200 m³/s sans et 400 m³/s avec utilisation des vidanges 30 heures à l'avance) et améliorer d'autant l'effet de laminage produit par les retenues sans ces manœuvres préventives. Finalement, ces manœuvres préventives placent par définition le décideur du côté de la sécurité en regard des incertitudes due aux prévisions hydrométéorologiques, puisque des manœuvres trop conservatrices ne péjorent pas la situation à l'aval et que des manœuvres trop tardives soulagent de toute manière le Rhône.

5. Conclusions

L'effet bénéfique pour la protection contre les crues des ouvrages hydroélectriques existants en Valais a plusieurs fois été démontré lors des dernières crues du Rhône. Toutefois, le potentiel de réduction des dommages grâce à l'utilisation de manœuvres de turbinage et vidange préventives sur la base de prévisions de débit est important et pourrait contribuer à la gestion des risques. En effet, les volumes disponibles pour le stockage des eaux sont répartis sur le bassin versant et ont une capacité supérieure aux zones d'épanchement sans générer de coûts de remise en état, à condition que les ouvrages de captage, d'amenée, de turbinage et de vidange des aménagements hydroélectriques ainsi que les lignes à haute tension soient en état de fonctionnement.

Une stratégie de gestion des crues intégrant non seulement la planification de mesures constructives mais également l'utilisation et le contrôle en temps réel d'ouvrages existants sera en mesure de réduire efficacement et de manière fiable les dommages résultants de telles catastrophes.

Bibliographie

- Biedermann, R., Pougatsch, H., Darbre, G., Raboud, P.-B., Fux, C., Hagin, B., et Sander, B.** (1996). *Aménagements hydroélectriques à accumulation et protection contre les crues - Speicherkraftwerke und Hochwasserschutz*, Wasser Energie Luft - Eau Energie Air, 10, 221-266
- Grebner, D.** (1994). *Meteorologische Analyse des Unwetters von Brig und Saas Allmagell vom 24. September 1993*, Wasser Energie Luft - Eau Energie Air, 1/2, 41-44
- Grebner, D., Aschwanden, H., Steinegger, U., und Zimmermann, M.** (2000). *Charakteristik des Hochwassers vom 9. bis 16. Oktober 2000 auf der Alpensüdseite und im Wallis*, Wasser Energie Luft - Eau Energie Air, 11/12, 369-377
- Heller, P., Schleiss, A., and Bollaert, E.** (2005). *Synergies possibles pour des aménagements hydroélectriques fluviaux à buts multiples*, Proc., Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône, 9 juin, Martigny, Communication LCH N° 21
- Jordan, F., Boillat, J.-L., Dubois, J., and Schleiss, A.** (2004). *MINERVE, a tool for flood prediction and management of the Rhone river catchment area*, Proc., Risks in Design and Management of Rivers and Reservoirs, Technische Universität Dresden
- OFEG** (2001). *Protection contre les crues des cours d'eau*, BWG-804.801.f, Office Fédéral des Eaux et de la Géologie, Berne
- Raboud, P.-B., Dubois, J., Boillat, J.-L., Costa, S., et Pitteloud, P.-Y.** (2001). *Projet MINERVE- Modélisation de la contribution des bassins d'accumulation lors des crues en Valais*, Wasser Energie Luft - Eau Energie Air, 11/12, 313-317
- DTEE** (2000). *3^e Correction du Rhône – Sécurité pour le futur*, Rapport de synthèse, Département des Transports, de l'Équipement et de l'Environnement – Canton du Valais

Remerciements

Le projet MINERVE est financé par l'OFEG (Office Fédéral des Eaux et de la Géologie) et le Canton du Valais (Service des Routes et Cours d'Eau, Service des Forces Hydrauliques). Les nombreuses informations et mesures relatives aux aménagements hydroélectriques sont gracieusement fournies par leurs exploitants. Les prévisions hydrométéorologiques sont fournies gratuitement par MétéoSuisse lors de la phase de développement du projet.

Adresse de l'auteur

Frédéric Jordan
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Bât. GC, Station 18
CH-1015 Lausanne, Suisse
+41-21-693 23 85
<http://lchwww.epfl.ch>
fred.jordan@epfl.ch

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Simulation des systèmes hydrauliques et hydrologiques complexes : Routing System II

Jérôme Dubois

Résumé

Dans le cadre du projet Minerve, il est rapidement apparu qu'un outil de simulation numérique original devait être développé afin de pouvoir mettre en œuvre les modèles hydrologiques et hydrauliques proposés dans ce projet. Grâce à la description fonctionnelle d'un réseau et à la programmation objet, Routing System II offre un degré d'abstraction exemplaire qui en permet un usage très simplifié.

D'un point de vue scientifique, l'originalité de ce code réside essentiellement dans sa structure objet associée à un algorithme de résolution original d'un système d'équations différentielles ordinaires.

D'un point de vue pratique, ce programme se caractérise par une grande simplicité d'usage et de vastes possibilités de modélisation de systèmes hydrologiques et hydrauliques complexes.

Zusammenfassung

Bereits am Anfang des Projektes Minerve hat sich gezeigt, dass die Entwicklung eines innovativen Programms für die numerischen Simulationen notwendig ist. Dieses Programm muss nämlich alle hydrologischen und hydraulischen Modelle, welche für das Projekt benutzt werden sollten, respektive entwickelt wurden, interaktiv implementieren. Die funktionale Beschreibung der simulierten Systeme und die Objekt-Orientierte Programmstruktur erlauben eine den Modellen optimal angepasste, abstrakte Darstellung der Systeme und erleichtern die Benutzung des Programms.

Aus wissenschaftlicher Sicht zeigt vor allem die Objekt-Orientierte Struktur kombiniert mit einer innovativen Methode zur Lösung der bekannten Differentialgleichung die Originalität des Programms.

Für den Anwender ist die grosse Benutzerfreundlichkeit und die unzähligen Möglichkeiten der Modellierung komplexer hydrologischer und hydraulischer Systeme charakteristisch für Routing System II.

1. Introduction

Le projet Minerve, initié par le canton du Valais, a comme objectif la mise en place d'un système de prévision des crues sur l'ensemble du bassin versant du Rhône, à l'amont du lac Léman. Ce projet implique plusieurs domaines de recherche, notamment en météorologie, en hydrologie et en gestion des aménagements hydroélectriques. Ces

axes sont principalement à la charge du laboratoire Hydrologie et Aménagements (Hydram) et du laboratoire de constructions hydrauliques (LCH) de l'EPFL.

Des développements informatiques ont lieu parallèlement à ces développements scientifiques afin de proposer un outil de calcul adapté aux besoins particuliers de ce projet. Le bureau HydroCosmos SA est en charge de ces développements en sous-traitance du LCH.

A partir du moment où de nouveaux modèles hydrologiques et hydrauliques sont développés au niveau de la recherche, il devient évident qu'il n'existe aucun programme informatique commercial apte à appliquer ces modèles et à effectuer les simulations souhaitées. Des développements informatiques originaux sont par conséquent indispensables.

Lors de la première phase du projet Minerve, le programme Routing System I (RSI) avait été exclusivement utilisé pour effectuer les calculs. Ce logiciel se fonde sur l'environnement LabView et offre une bibliothèque de fonctions personnalisées aptes à simuler un réseau hydrologique et hydraulique à surface libre. La construction et l'édition d'un modèle utilisent directement l'interface graphique de LabView. Le principe du dataflow programming s'adapte admirablement bien aux réseaux hydrauliques et permet une simulation des différents objets modélisés de l'amont vers l'aval.

Lors de la deuxième phase du projet Minerve, passablement plus ambitieuse que la première, il est assez rapidement apparu que cet outil numérique n'offrait plus toute la souplesse et les performances requises par les nouveaux modèles scientifiques proposés. En conservant le concept fondamental de RSI, présenté au chapitre suivant, un nouvel outil a été entièrement pensé et programmé : Routing System II (RSII). Ce logiciel, présenté dans cet article, se veut aussi général que possible. Il n'est pas directement et essentiellement lié au projet Minerve et peut fort bien être mis en œuvre dans n'importe quelle analyse hydrologique et/ou hydraulique.

2. Description fonctionnelle des réseaux

Afin d'obtenir toute la souplesse d'utilisation possible, la structure des données décrivant un réseau hydraulique et intégrée à un outil de simulation doit présenter un niveau d'abstraction maximum. Pour atteindre cet objectif synonyme de simplicité, d'efficacité et de puissance d'analyse, RSII intègre deux niveaux d'abstraction : la description fonctionnelle des réseaux et le concept d'objet hydraulique rendu possible par la programmation objet. Ce premier niveau est décrit dans ce chapitre ; il avait été conçu lors du projet de recherche HydroInvent du LCH mandaté par l'OFEG en 1993 (Dubois, Boillat, 2000). Le concept de la programmation objet sera repris plus bas.

2.1 Sémantique

Les ouvrages hydrauliques représentent typiquement un domaine où la normalisation est quasi inexistante. L'imagination et l'expérience accumulées par chaque constructeur sont généralement à l'origine des solutions et des choix constructifs. Il résulte de cette liberté de conception un parc d'ouvrages hydrauliques très variés et adaptés de cas en cas aux conditions locales.

L'informatique, par contre, impose une structure rigide et des définitions précises au modèle des données. Cette rigueur convient bien aux domaines très structurés comme la comptabilité, mais s'adapte plus difficilement à la richesse constructive des ouvrages hydrauliques.

En raison de la complexité des objets qu'il décrit, le langage de l'ingénieur hydraulicien est délicat à transcrire en termes de base de données. Bien qu'il paraisse rigoureux et rationnel, il peut être dans certain cas flou, imprécis, voir paradoxal.

2.2 Structure

La représentation des aménagements et organes hydrauliques doit satisfaire aux objectifs suivants :

- Le parcours de l'eau au travers des aménagements doit pouvoir être constitué.
- Les données doivent pouvoir être manipulées à des niveaux d'agrégation différents en fonction de l'échelle d'étude.
- Les éléments peuvent être créés ou consultés à des niveaux de richesse différents.

Ces objectifs induisent les règles suivantes :

- La base de données doit contenir les informations topologiques permettant de lier les éléments entre eux.
- Les données définissant un élément doivent permettre de connaître les sous-éléments qu'il agrège.
- Une description détaillée d'un élément doit contenir la description simplifiée qui le caractérise.

En conséquence, les éléments placés dans la base de données seront connectés par trois types de liens : les liens topologiques, les liens d'appartenance et les liens de richesse.

2.3 Fonction hydraulique

Un réseau hydraulique peut être décomposé en éléments de base caractérisés par leur fonction hydraulique. Ces éléments de base, en plus de la description de leur fonction (acheminement, stockage, ...) doivent pouvoir être reliés à ceux qui les entourent. L'élément le plus simple, permettant de manipuler la topologie du réseau, est donc un contenant, c'est-à-dire une boîte vide pouvant avoir n entrées et m sorties. En termes de base de données, cet objet n'est constitué que d'une liste de liens amont et d'une liste de liens aval (figure 1).

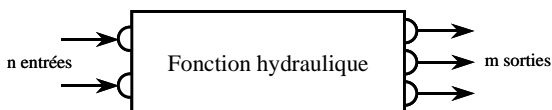


Figure 1 : Définition schématique d'une fonction hydraulique

Suivant cette définition, l'ensemble du réseau est constitué de fonctions hydrauliques : tout est fonction !

A cet objet de base pourront être associées des méthodes de traitement ou de calcul élémentaire, telle que le comptage et la recherche des éléments placés en amont ou en aval. La représentation cartographique d'une fonction hydraulique générique est

rigoureusement impossible. Elle peut cependant être symbolisée graphiquement par une icône ainsi que par ses liens.

2.4 Fonctions hydrauliques de base

Le concept présenté ci-dessus aboutit à la définition de 6 fonctions hydrauliques élémentaires, présentées sur la figure 2.

- La génération des débits. Sous cette appellation générale se regroupent toutes les méthodes et modèles hydrologiques.
- La séparation des débits. Cette fonction générale est à même de représenter aussi bien un simple orifice disposé dans une retenue qu'une prise d'eau complexe comportant un barrage, une retenue, un évacuateur, un dessableur, ou encore un ouvrage de déversement latéral dans un système de protection contre les crues.
- Le transport du débit. Mis à part son rôle d'acheminement du débit d'un point vers un autre, cette fonction modifie les hydrogrammes, en particulier leur débit de pointe, lorsqu'elle est considérée en comportement instationnaire.
- L'addition des débits. Cette fonction simple simule la confluence des divers flux dans un réseau hydraulique.
- Le stockage des débits. Elle permet le calcul du laminage de crue dans une retenue.
- La régulation des débits. Cette fonction particulière permet de générer les relations fonctionnelles de différents ouvrages de régulation (déversoir, orifice, hauteur normale, hauteur critique), ainsi que les centrales hydroélectriques, pour les introduire ensuite dans les autres fonctions de base.

Uniquement à l'aide de ces 6 fonctions hydrauliques de base, il est possible de modéliser n'importe quel système hydraulique.

3. Formulation mathématique et numérique

Ce chapitre tente de décrire et d'expliquer le contexte mathématique et numérique du problème à résoudre. Il survole différents aspects traditionnels de l'analyse numérique que le moteur de simulation de Minerve doit gérer le plus proprement possible

3.1 Formulation générale

Le modèle Minerve est constitué de modèles élémentaires dont les principaux sont les modèles hydrologiques, essentiellement constitué de réservoirs, les modèles de routage des crues dans les rivières (par Muskingum ou St-Venant complet), le modèle de rétention dans les retenues, les modèles de contrôle du débit, tels que déversoirs, orifices, stations de pompage, centrales de turbinage et les composants topologiques comme les prises d'eau ou les confluences.

D'un point de vue mathématique, il s'agit de résoudre un système d'équations différentielles ordinaires (Ordinary Differential Equation, ODE) qui décrit l'évolution temporelle des variables d'état du système. Ces variables d'état **E** sont des nombres réels supposés continus.

$$\frac{d\mathbf{E}}{dt} = F(t, \mathbf{E}) \quad (1)$$

Le terme de droite dans cette équation peut également dépendre d'autres fonctions qui elles même dépendent d'autres variables d'état. Prenons par exemple le cas d'un réservoir. La variation temporelle du volume stocké V (la variable d'état) s'écrit :

$$\frac{dV}{dt} = Q_e - Q_s \quad (2)$$

Q_e et Q_s sont respectivement le débit entrant et le débit sortant. Le débit entrant peut provenir d'un bassin versant, d'une prise d'eau, d'une station de pompage ou d'un cours d'eau. En général, la topologie du système permet de le déterminer.

Le débit sortant est quant à lui plus délicat à calculer. Si la retenue est équipée d'un évacuateur de crue et que son niveau dépasse le niveau du seuil de ce dernier, alors il se détermine par application de la formule du déversoir. Dans cette formule, le niveau d'eau de la retenue (directement lié à la variable d'état V) doit être introduit. Si la retenue est équipée d'une centrale de turbinage, le débit sortant est alors uniquement dicté par le débit turbiné, régulé temporellement et indépendant du niveau d'eau.

Ce problème est un standard de l'analyse numérique pour lequel il existe plusieurs méthodes. Dans le cadre de Routing System II, la méthode de Euler 1^{er} ordre a été retenue, telle qu'indirectement proposée dans les modèle hydrologiques. Cette méthode explicite permet d'obtenir les variables d'état au pas de temps suivant par la relation :

$$\mathbf{E}^{t+\Delta t} = \mathbf{E}^t + \Delta t \cdot F(t, \mathbf{E}) \quad (3)$$

Tentons une estimation du nombre de variables d'état contenues uniquement dans les modèles hydrologiques de Minerve. Soient en compte deux (niveau d'eau dans le réservoir sol et dans le réservoir rapide). Le modèle de neige en compte également deux (hauteur de neige et teneur en eau). Le nouveau modèle pour une bande d'altitude non glaciaire compte donc 4 variables d'état. Pour une bande d'altitude glaciaire, il faut compter à nouveau deux variables supplémentaires, soit un total de 6 par bande. Avec en moyenne 4 bandes pour chacun des quelques 230 bassins versants, le système à résoudre se compose donc de 5520 variables d'état et autant d'équations différentielles à résoudre simultanément.

3.2 Régulation

Le projet Minerve souhaite tenir compte de toutes les consignes de régulation auxquelles sont soumis les aménagements hydroélectriques, particulièrement en période de crue. Cela signifie que le comportement même d'un ouvrage peut être appelé à changer au cours du temps. Par exemple, une vidange intermédiaire peut être fermée, partiellement ouverte ou totalement ouverte lors d'un événement. La relation niveau-débit de vidange, qui permet de calculer le débit sortant de la retenue, n'est donc plus unique. Elle dépend d'un autre type de variable d'état, qui définit précisément dans quel « état » se trouve l'ouvrage considéré. Les prises d'eau, les turbines, les vidanges, les pompes sont des éléments du modèle Minerve soumis à ce genre de régulation.

Ce nouveau type de variables d'état est représenté par des nombres entiers discontinus. Et les techniques de simulation de ce genre de système sont différentes de celles des systèmes continus.

Minerve veut donc mélanger des systèmes continus et des systèmes discontinus. La science de l'automatisme appelle cela des systèmes hybrides.

Le changement de ces états discontinus se fait sur la base de critères logiques. En toutes lettres, cela donne, par exemple : « Si le niveau de Grande Dixence dépasse la cote X, alors le pompage de Zmutt est arrêté. » L'état de cette station de pompage passe donc de 1 à 0.

3.3 *Discontinuités*

En fait, les variables d'état continues ne le sont pas totalement ! Elles sont soumises à certaines contraintes physiques, mais nullement mathématiques. Par exemple, le volume d'eau dans un réservoir n'est défini que positif ou nul. De même, certaines fonctions qui contrôlent les flux dépendent de valeurs seuils. L'exemple le plus parlant est celui du déversoir. Ces valeurs particulières devraient être traitées avec une grande prudence car elles font basculer fortement et rapidement le résultat.

Dans des codes commerciaux, comme Simulink, ce problème est résolu par la technique du *Zero-Crossing Detection*. Si, sur un pas de temps, une variable d'état traverse sa valeur seuil, l'instant exact de ce phénomène peut être déterminé et le solveur recommence le pas de temps avec un nouveau dt qui permet d'arriver exactement à l'instant de la discontinuité. L'exemple le plus typique est celui du calcul de la trajectoire d'une balle qui rebondit sur le sol. Si le pas de temps est trop grand, la balle peut se trouver sous le sol au pas de temps suivant et le phénomène de rebond ne peut plus être traité correctement.

Dans un système hybride comme Minerve, tous les changements d'état discontinus d'un ouvrage se produisent également à un instant précis qui correspond au franchissement d'un seuil. Il est fort improbable qu'un solveur à pas de temps constant tombe exactement sur cet instant pour le traiter correctement.

Un système hybride ne devrait donc pas être résolu par un solveur à pas de temps constant, mais par un algorithme plus sophistiqué qui adapte son pas de temps aux discontinuités rencontrées. C'est le seul moyen de garantir un bilan en volume correct, et d'éviter, par exemple, des volumes négatifs dans les retenues en fin de vidange.

Bien évidemment, l'erreur commise avec un pas de temps constant augmente considérablement pour des grands pas de temps. Si Minerve est simulé avec un pas de temps de 1 jour, les petits bassins de compensation entre des paliers de turbinage, qui se remplissent et se vident en quelques heures, risquent bien de montrer des comportements peu réalistes...

Dans Routing System II, il n'est actuellement pas prévu d'implémenter un tel algorithme avec détection de discontinuité. Dès lors, le seul moyen de minimiser les erreurs est de travailler avec un petit pas de temps.

3.4 Convergence

Tous les solveurs « sérieux » ODE (par exemple ceux proposés dans *Numerical Recipes*) travaillent avec un pas de temps adaptatif. Lorsque les variables du système n'évoluent que lentement, l'algorithme augmente le pas de temps. Et lorsque le système évolue rapidement, le pas de temps est diminué. Ce principe de résolution offre deux avantages certains. Premièrement, il permet de garantir une précision souhaitée sur les résultats obtenus et deuxièmement, il diminue les temps de calcul par un facteur allant de 10 à 100 par rapport à une méthode à pas de temps constant offrant la même précision.

L'adaptation du pas de temps est décidée en fonction d'une estimation de l'erreur numérique commise. Cette erreur est déterminée en calculant un seul pas de temps avec deux méthodes d'ordre différent (par exemple un schéma du 4^{ème} ordre et un schéma du 5^{ème} ordre) et en comparant les deux estimations obtenues. Sur cette base, et en fonction d'une précision souhaitée, le modèle est capable d'ajuster son pas de temps.

A nouveau, Routing System II ne dispose certainement pas d'un tel algorithme et le seul moyen de garantir une certaine précision (*accuracy*) avec le schéma de Euler du 1^{er} ordre à pas de temps constant est de travailler avec des petits dt .

3.5 Stabilité

La convergence vers la solution analytique n'est pas le seul élément essentiel d'un schéma numérique. Sa stabilité est également indispensable. Minerve est majoritairement composé de modèles en réservoir, et ce type de modèle exige également un pas de temps maximum afin de stabiliser la solution. Fort heureusement, ce critère n'est que peu limitatif par rapport aux pas de temps envisagés dans ce projet.

Cependant, en présence d'une retenue de petit volume et équipée d'un déversoir, un pas de temps trop grand peut avoir des conséquences graves. La figure 2 suivante illustre ce phénomène.

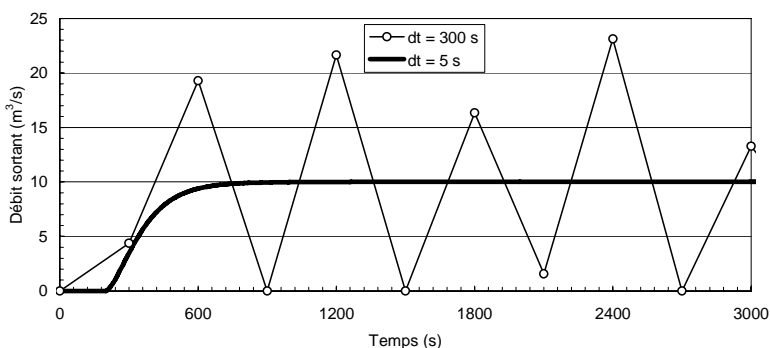


Figure 2 : Exemple d'instabilité numérique dans un calcul de rétention. La retenue, initialement vide, présente une surface de 1000 m^2 . Le débit entrant est constant et vaut $10 \text{ m}^3/\text{s}$. La retenue est équipée d'un déversoir standard de 2 m de largeur et dont le seuil se situe à la cote de 2 m.

Simuler des crues sur des bassins versants, les router dans les rivières, les stocker dans des retenues et les additionner aux confluences semble *a priori* n'est pas une activité simple. En fait, il ressort de cette brève analyse que le problème posé est le plus complexe possible dans le domaine de la simulation de systèmes dynamiques.

Le moteur de calcul parfait pour Minerve devrait être du 4^{ème} ordre de précision, détecter les discontinuités pour les traiter à l'instant précis de leur apparition, offrir un contrôle automatique du pas de temps pour obtenir la précision souhaitée et une bonne vitesse d'exécution, et tester le pas de temps maximum admissible de chaque modèle interne afin de garantir la stabilité numérique.

RSII n'offre pas toutes ces options. Son moteur de calcul travaille sur un schéma d'Euler du 1^{er} ordre à pas de temps constant.

Dans cette situation, le seul moyen de déterminer la validité de la simulation est de la répéter avec un pas de temps plus petit et de comparer les deux résultats. Si l'écart entre les deux est admissible, cela signifie que le pas de temps choisi est suffisamment petit et que le résultat numérique est satisfaisant. Si l'écart est important, cela démontre certainement des erreurs en bilan ou des instabilités numériques. Le pas de temps doit alors être réduit.

La condition minimale requise pour chacun des modèles constitutifs de Minerve est donc de pouvoir changer librement le pas de temps de la simulation. Evidemment, le paramétrage des modèles doit rester constant et ne pas dépendre du pas de temps. Cette dépendance des paramètres au pas de temps est un défaut rédhitoire pour un modèle. Dans une telle situation, le schéma est qualifié d'inconsistant, c'est-à-dire qu'il est d'ordre 0. En d'autres termes, l'erreur numérique commise est du même ordre de grandeur que la variable calculée.

A ces difficultés numériques s'ajoutent encore celles de compréhension des processus de crues et de leur représentation synthétique.

4. Structure objet et algorithme de résolution

Comme mentionné dans le chapitre 2, le premier niveau d'abstraction des éléments constitutifs d'un réseau est rendu possible grâce à la description fonctionnelle proposée. RSII ne calcule pas une relation Hauteur-Débit sur la base de dimensions, de coefficient de débit, etc... mais il utilise simplement cette relation pour simuler le réseau.

Un deuxième niveau d'abstraction a été rendu possible grâce à la programmation objet et à un de ses concepts fondamentaux : l'héritage.

Ce chapitre veut faire découvrir le concept d'objet hydraulique tel que proposé par RSII. Cette approche influence de manière décisive aussi bien la structure des données et l'interface graphique que l'algorithme de résolution du système.

4.1 Objet hydraulique

Un outil de simulation de réseau idéal devrait permettre à l'utilisateur de poser n'importe quels objets, de les lier entre eux et de lancer un calcul. Mais concrètement, certains types d'objets ne peuvent physiquement pas être liés (comme un déversoir à l'aval d'un bassin versant) et le programme informatique doit alors gérer au cas par cas les connections possibles. Ce type d'approche a souvent été retenu, mais il souffre d'une

grande lourdeur lors de l'ajout de nouvelle fonctionnalité, ou, à chaque fois, une matrice de connectivité doit être mise à jour.

La programmation objet offre une alternative fort élégante : il suffit de créer un objet hydraulique générique, avec toutes les données et les comportements communs, et de créer ensuite des objets hydrauliques spécialisés, qui héritent de l'objet générique et profitent ainsi directement de tout son comportement. Les mises à jours se font à un seul endroit.

Pour RSII, les caractéristiques génériques de tout objet hydraulique pouvant être intégré à un réseau sont montrées sur la figure 3.

HydroObject
Parameters
InitialStates
Inputs
Outputs
Results
Serie

Figure 3 : Concept de l'objet hydraulique et structure de données internes.

Les paramètres, les conditions initiales, les inputs et les outputs sont tous des collections d'objets « paramètre » qui regroupent une description, une unité, un type de grandeur physique ainsi que sa valeur numérique. Les paramètres regroupent les facteur d'un modèle (les caractéristiques d'un bassin versant, le coefficient de Strickler d'un cours d'eau,...), les conditions initiales donnent la valeur des variables d'état au début de la simulation (niveau initial d'un réservoir, débit initial dans un cours d'eau,...), les inputs sont toutes les valeurs indispensables pour calculer le terme de droite dans l'équation (1) et les outputs sont les résultats calculés par l'objet, soit un flux, soit un état.

Chaque input a en plus une position au sein de l'objet, à son aval, son amont ou indéterminée. Cette approche permet de gérer un même type de paramètre en fonction de sa position topologique, comme par exemple le débit entrant (input amont) et le débit sortant (input aval) d'une retenue.

Les résultats sont là pour stocker le produit d'une simulation et la série est à disposition des héritiers, en cas de besoin (relation Hauteur-Volume d'une retenue, relation H-Q,...)

4.2 Structure objet

La figure 4 présente une vue générale de la structure objet de RSII.

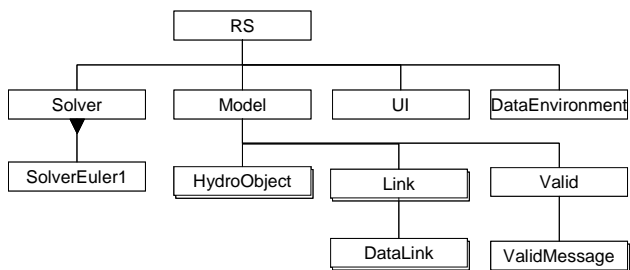


Figure 4 : Structure objet de Routing System II.

L'objet principal est le programme Routing System lui-même. Il est composé d'objets fixes (le Solver, le User Interface et le DataEnvironment) et d'un objet variable (le modèle à simuler).

Le solver se charge de la résolution numérique d'un modèle. Comme cela est décrit dans le chapitre 3, seul un solver Euler 1^{er} ordre est actuellement implémenté. Il hérite des caractéristiques communes de tous les solvers. Le User Interface (UI) représente l'interface graphique du programme RSII et sera présenté dans le chapitre 5. Le DataEnvironment permet de gérer un lien vers une base de données hydro-météo. Il est également présenté au chapitre 5.

Un modèle est essentiellement constitué d'objets hydrauliques et de liens. Cette situation simpliste est le résultat des gros efforts conceptuels consentis afin d'obtenir un niveau d'abstraction maximal, abstraction offerte grâce au concept de fonction hydraulique (chapitre 2) et d'objet hydraulique (chapitre 4). Les liens connectent évidemment les objets hydrauliques entre eux et transportent chacun une collection de paramètres (DataLink). Ils sont à la base de toute la communication d'informations entre les objets au moment de la simulation. L'objet Valid, constitué d'une collection de message, est créé par le solver en début de simulation d'un modèle. Il contient des avertissements concernant la validité des données, et peut même empêcher le calcul si un de ses messages est marqué comme fatal.

Beaucoup d'objets hydrauliques particuliers héritent évidemment de l'objet hydraulique générique. La figure 5 les indique partiellement. Il serait un peu fastidieux ici de les décrire tous en détail. Leur nom informatique est souvent suffisamment clair pour comprendre leur rôle.

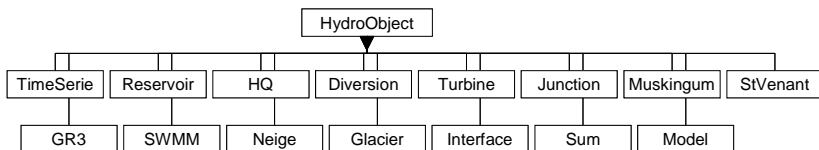


Figure 5 : Liste des objets héritant de l'objet hydraulique générique.

Un point particulier, discret et fondamental de cette figure 5 est la présence de l'objet « Model » parmi les héritiers de l'objet hydraulique. Un modèle contient des objets

hydrauliques, qui peuvent aussi être un modèle. Cette option permet de structurer hiérarchiquement les modèles entre eux, de manière imbriquée. Elle permet de gérer les liens d'appartenance et de richesse décrits dans le chapitre 2. Elle permet encore de créer des sous modèles, et de les utiliser ensuite à une plus grande échelle.

4.3 Principe de résolution

Avec cette structure des données, la programmation du schéma numérique de résolution devient incroyablement simple. Il est appliqué „à l'aveugle“, sans se soucier à quel objet hydraulique en particulier il s'adresse.

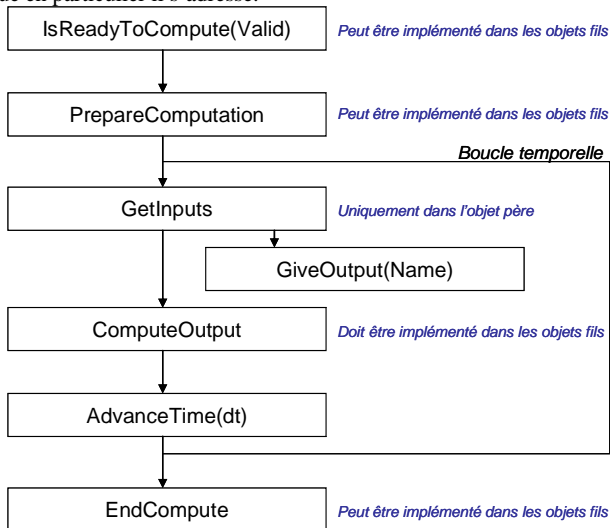


Figure 6 : Liste des objets héritant de l'objet hydraulique générique.

Chacune des boîtes représentées sur la figure 6 est une méthode de l'objet hydraulique. Elles sont implémentés dans cet objet, mais les objets fils de la figure 5 peuvent ou doivent « override » ce comportement de base.

Comme déjà mentionné plus haut, le solveur commence par appeler la méthode « IsReadyToCompute » de chaque objet. Cette méthode permet une validation des données avant une simulation. Si cette première démarche n'aboutit pas sur un message fatal, le solveur appelle ensuite la méthode « PrepareComputation » de chaque objet. Le but de cette procédure, comme son nom l'indique, est de préparer le calcul, principalement dans un but d'optimisation, et de calculer certaines valeurs fixes une fois pour toute, et non pas à chaque pas de temps.

Le solveur entre ensuite dans la boucle temporelle qui permet l'intégration des variables d'état du système. Cette procédure est relativement originale comme elle est programmée dans RSII, grâce à la programmation objet.

Le solveur commence par demander à tous les objets d'aller chercher leurs inputs (« GetInputs »), sans vraiment savoir qui ils sont en détail et sans établir au préalable un

ordre d'exécution. Cette procédure est uniquement implémentée dans l'objet hydraulique père puisqu'elle suit une logique commune à tous les objets. Lors de cette procédure, un objet doit demander aux objets de son entourage topologique de lui fournir les paramètres dont il a besoin pour se calculer. Pour ce faire, il appelle la méthode « GiveOutput » de ses voisins, en demandant la valeur d'un paramètre particulier. La réaction du voisin à cette demande peut être de deux types : soit il a déjà effectué son « GetInputs » et « ComputeOutputs », auquel cas il est à même de fournir immédiatement le paramètre demandé ; soit il ne s'est pas encore calculé et effectue alors son « GetInputs » de manière récursive.

Dès qu'il est en possession de ses inputs, un objet hydraulique appelle sa méthode « ComputeOutput ». Evidemment, l'objet père n'implémente pas cette méthode car aucune équation de comportement n'est commune aux différents objets. Chacun d'eux doit donc implémenter ici son comportement spécialisé. En fait, programmer un nouvel objet revient essentiellement à programmer sa méthode « ComputeOutput » particulière, tout le reste étant une mécanique gérée par l'objet père. D'un point de vue mathématique, cette procédure revient à évaluer le terme de droite des équations différentielles (1).

Lorsque chaque objet est ainsi calculé, ceux qui contiennent réellement des variables d'état peuvent avancer d'un pas de temps (« AdvanceTime ») en utilisant la formule (3). Les autres, qui ne représentent que des fonctions, ne font rien lors de cette étape.

A la fin de la simulation, la méthode « EndCompute » est appelée afin de libérer la mémoire et pour d'autres tâches finales.

5. Structure informatique

Routing System II est un programme exécutable indépendant programmé en Visual Basic.Net 2003. Il permet la création, l'édition, la visualisation, la simulation et la sauvegarde des résultats d'un modèle. Sa structure informatique générale est présentée au chapitre suivant.

5.1 Concept général

Dans le cadre du projet Minerve, une imposante structure informatique va être mise en place au sein de l'administration cantonale valaisanne. Sa présentation sort du cadre de cet article.

Durant la phase de développement, une version « prototype » de RSII a été conçue et développée afin de permettre la construction du modèle, ainsi que son calage et sa validation. Cette version prototype est à même de servir d'outil pour une quelconque analyse hydrologique – hydraulique d'un réseau. La figure 7 présente schématiquement la structure informatique de ce programme.

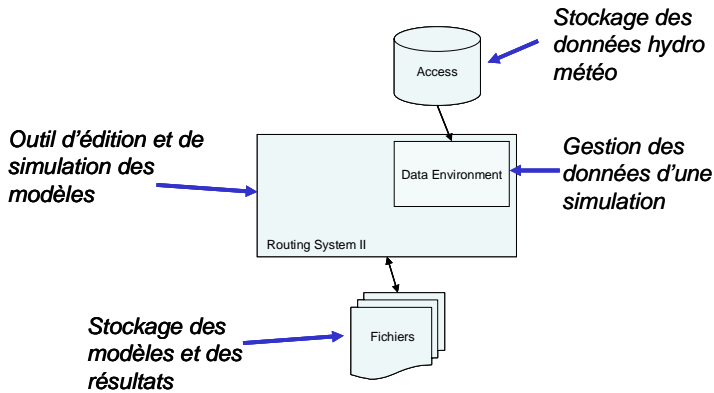


Figure 7 : Structure informatique de Routing System II.

Routing System II est l'outil de création, d'édition, de consultation et de simulation principal des modèles analysés. Ces derniers sont enregistrés dans un fichier texte. Une base de données hydro météo au format Access 2000 permet d'alimenter une simulation en conditions limites au travers du DataEnvironment.

5.2 Interface graphique

L'interface graphique de RSII bénéficie de tous les avantages et facilités offertes par l'environnement de programmation Visual Studio .Net 2003. Malgré les réticences viscérales de certains informaticiens professionnels, cet environnement de programmation de la dernière génération de Microsoft offre des performances sans concurrence au programmeur non professionnel. Sans parler de l'aisance de l'accès aux données, soit vers une base de données ou soit par l'intermédiaire d'un *Web Service*, sans citer une possibilité complète de programmation objet décrite plus haut, ce langage de programmation offre une simplicité exemplaire de développement d'un interface graphique offrant toutes les richesses auxquelles est habitué l'utilisateur de Windows. Depuis l'apparition des versions .Net, et pour reprendre un bon mot d'informaticien, Visual Basic ne conserve de « Basic » que la deuxième partie de son appellation ! Ce langage se fonde désormais sur le .Net Framework commun à tous les langages de chez Microsoft, comme le C# ou le C++. Par conséquent, il offre les mêmes performances à l'exécution que ces langages plus « professionnels ». Il est encore à noter que VB 2003 offre des performances de calculs largement supérieures à celles de LabView, environnement dans lequel a été programmé la première version de RS.

Tout comme le concept de modélisation, l'interface graphique de RSII se veut simple. Il offre une palette d'objet hydraulique à disposition, une zone graphique qui affiche le schéma topologique sous forme d'icônes de fonctions hydrauliques, et une table d'édition facilitée des paramètres d'un même type d'objet hydraulique. Un exemple est présenté sur la figure 8.

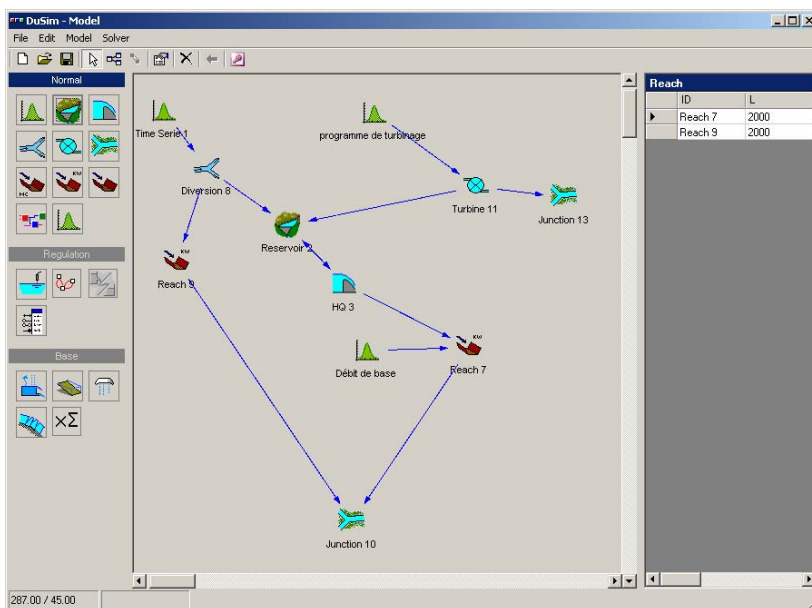


Figure 8 : Interface graphique de Routing System II.

5.3 Liens vers la base de données

L'alimentation en conditions de bords, c'est-à-dire en séries temporelles de précipitations, de température et d'évapotranspiration de chaque bande de chaque sous bassin versant modélisé est vite apparu comme une tâche ardue pour le modélisateur. Une organisation plus automatique et transparente a été rendue nécessaire.

Pour ce faire, il a été décidé de réaliser une base de donnée dans laquelle RSII puisse s'alimenter en informations nécessaires au calcul. Par cette organisation, et dès que cette base hydro-météo est réalisée, la simulation de n'importe quelle période à n'importe quel endroit devient très facile et ne demande pas un travail préalable de préparation des données.

Dans RSII, l'objet « DataEnvironment » visible sur la figure 4, se charge de cette connexion.

Un objet hydraulique particulier, la station virtuelle, a été développée pour alimenter sur cette base les modèles hydrologiques. Cet objet sélectionne dans la base de données les stations météo qui sont à même de fournir des données pour la fenêtre temporelle simulées et dans un certain rayon autour d'elle. Il effectue en fait une interpolation spatiale des valeurs de précipitation, de température et d'évapotranspiration selon la méthode de Shepard (Franke 1982). De cette façon, chaque bassin versant, où qu'il se trouve géographiquement, est alimenté de manière optimale à partir des informations contenues dans la base de données. Cette option offre une grande simplicité d'usage et

la possibilité d'une simulation continue automatique telle que souhaitée dans le cadre du projet Minerve.

6. Conclusions

Le projet Minerve demande non seulement des développements dans les domaines de l'hydrologie et de l'hydraulique, mais également dans le domaine de l'informatique et de la numérique afin d'appliquer les méthodes développées. C'est dans ce contexte qu'a été développé Routing System II. Ce logiciel de simulation de systèmes intègre des concepts développés depuis une dizaine d'années au LCH-EPFL.

Son usage ne se limite pas au projet Minerve et l'expérience désormais acquise avec des étudiants montre que sa prise en main est très aisée. Il permet des analyses rapides des systèmes hydrologiques et/ou hydrauliques à surface libre, à l'aide des plus récents développements dans ces domaines.

Bibliographie

Dubois, J., Boillat, J.-L. (2000). *Routing System, Modélisation du routage de crues dans des systèmes hydrauliques à surface libre*, Communication 10, Laboratoire de Constructions Hydrauliques LCH-EPFL

Franke, R. (1982). *Scattered Data Interpolation: Tests of Some Methods*; Mathematics of Computation 38 (157): 181-200.

Remerciements

Le projet MINERVE est financé par l'OFEG (Office Fédéral des Eaux et de la Géologie) et le Canton du Valais (Service des Routes et Cours d'Eau, Service des Forces Hydrauliques). Les prévisions météorologiques sont fournies gratuitement par MétéoSuisse lors de la phase de développement du projet.

Adresse de l'auteur

Jérôme Dubois
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Bât. GC, Station 18
CH-1015 Lausanne, Suisse
+41-21-693 23 85
<http://lchwww.epfl.ch>
jerome.dubois@epfl.ch

Session 3

Synergies possibles pour les aménagements à buts multiples (SYNERGIE)

Mögliche Synergien mit Mehrzweckprojekten (SYNERGIE)

Ouverture de la session, Introduction par le président

Pierre-Benoît Raboud

Mögliche Synergien zwischen Hochwasserschutz, Flussrevitalisierung und Wasserkraft dank innovativer Mehrzweckprojekte

Anton Schleiss

Entwicklung des Abflussregimes der Rhone seit dem Beginn des 20. Jahrhunderts

Tobias Meile, Anton Schleiss, Jean-Louis Boillat

Analyse et objectifs de gestion d'un aménagement hydraulique fluvial à buts multiples

Philippe Heller

Objectifs environnementaux et paysagers d'un aménagement hydraulique à buts multiples

Marc Pellaud, Ion Iorgulescu, Thierry de Pourtalès, Rodolphe Schlaepfer

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Synergies possibles pour les aménagements à buts multiples
Mögliche Synergien mit Mehrzweckprojekten

Pierre-Benoît Raboud

Introduction

Le titre de cette session pourrait faire l'objet d'un livre. Elle a pour objectif modeste, mais néanmoins intéressant, d'en faire découvrir quelques chapitres à l'aide de 4 présentations.

Cette session vise en définitive à faire connaître, au travers de quelques exemples concrets, une philosophie simple, celle de l'approche multidisciplinaire et transversale, celle qui facilite la solution de problèmes complexes. Cette philosophie s'appuie cependant sur des bases conceptuelles scientifiques de modélisation complexe qui nécessite une approche systémique.

La modélisation par la dynamique des systèmes se divise en 4 étapes principales :

1. la conceptualisation (description verbale du système)
2. la formulation du modèle
3. la phase de test qui permet de vérifier la solidité du modèle
4. l'implémentation du modèle qui doit permettre le transfert des connaissances aux utilisateurs

Ces quatre étapes sont nécessairement reliées dans un processus itératif.

Avant que les 4 orateurs de cette session abordent des exemples, un peu d'histoire est aussi utile pour situer le contexte.

Pour les projets à buts multiples, les méthodes participatives ont été développées au USA au début du XX^{ème} siècle et ont été appliquées ensuite seulement en Europe. On peut penser par exemple aux Agences de l'eau (sous la tutelle de 2 Ministères en France) qui agissent avec les comités de bassins, sorte de Parlements de l'eau. Il existe actuellement 6 Agences en France qui se financent à travers les redevances perçues proportionnellement aux quantités d'eau prélevées ou consommées.

Les méthodes participatives en hydraulique sont donc définies comme des assemblées de partenaires qui se réunissent périodiquement pour discuter ou négocier la gestion des rivières, des fleuves ou des bassins versants. Ces méthodes comprennent trois éléments: les acteurs, le projet et le processus.

Les bases légales de ces méthodes se retrouvent :

- pour les pays signataires, dans l'Agenda 21 défini lors de la conférence de Rio (ONU 1992).
- pour l'Europe, dans la Directive-cadre sur l'eau 2000/60/CE (Europäische Wasserrahmenrichtlinie) qui entend impulser une politique de l'eau plus cohérente, en posant le cadre européen d'une gestion et d'une protection des eaux par district hydrographique.
- pour la Suisse dans quelques lois (LAT, LEaux, LACE, LFH, etc.), complétées par des directives comme "Idées directrices Cours d'eau suisses pour une politique de gestion durable de nos eaux" de l'année 2003 qui rappelle le principe fondamental du développement durable: réaliser un équilibre entre les aspects écologiques, économiques et sociaux d'un cours d'eau.

En Suisse, les méthodes participatives ont été ou sont utilisées pour des projets intercantonaux de correction de cours d'eau et maintenant en Valais dans le projet de 3^{ème} correction du Rhône où les grandes familles de partenaires ont été désignées.

- Administration cantonale
- Communes
- Associations, Organismes, Sociétés privées ou publiques
- Tout public.

Le projet de 3^{ème} correction du Rhône a débuté en avril 1995 par une décision du Conseil d'Etat. Dès le début du projet, il ne s'agissait pas seulement d'assurer la sécurité des biens et des personnes en cas de crue, mais aussi d'améliorer le potentiel écologique du fleuve, en prévoyant une revitalisation importante du milieu naturel et en prenant en considération les aspects socio-économiques.

Novembre 1998: le Conseil d'Etat du Valais décidait d'accorder un mandat à un groupement de bureaux dans le but d'étudier si une synergie est envisageable entre la 3^{ème} correction du Rhône et la production hydroélectrique.

Septembre 1999: un rapport était rendu en septembre 1999 "Etudes de variantes de paliers et harmonisation des projets".

Janvier 1999: un rapport "Présentation au Conseil d'Etat" relative à la 3^{ème} correction du Rhône était rédigé.

Juin 2000: le rapport de synthèse sur la 3^{ème} correction du Rhône était rédigé et le Grand Conseil l'acceptait en septembre 2000.

Janvier 2003: la 1^{ère} séance de mise sur pied du projet par le LCH (EPFL) avait lieu, projet financé à 50 % par la CTI et le reste par différents partenaires dont les FMV et le service des forces hydrauliques. Ce projet, intitulé "*Synergies possibles pour les aménagements hydrauliques à buts multiples - Développement de conceptions innovatrices et de méthodologies scientifiques pour l'évaluation de tels aménagements*", reprenait l'étude commencée à fin 1998 sur la synergie entre la 3^{ème} correction du Rhône et la production hydroélectrique.

Pour terminer, je me dois de citer un autre exemple de projet multidisciplinaire, c'est le Projet Rhone-Thur réalisé conjointement par l'EAWAG, la WSL, la VAW (EPFZ) et le LCH (EPFL) qui s'étend sur la période 2002 à 2006. L'objectif du projet "Rhône-Thur" est *l'élaboration des bases scientifiques permettant la prise de décisions dans des projets de revitalisation des grandes rivières. Des bases quantifiées doivent être élaborées pour des tronçons de la Thur et du Rhône.*

Conformément à la philosophie actuelle de la Confédération en matière de protection contre les crues, la planification de mesures contre les déficits de protection doit également prendre en compte les déficits écologiques du cours d'eau. La directive 2001 "*Protection contre les crues des cours d'eau*" recommande une procédure systématique qui doit garantir un traitement identique de tous les droits des eaux et éviter un point de vue unilatéral

Le module IV ("Aménagement des cours d'eau et synergies), partie du projet Rhone-Thur comprend 4 thèmes dont deux sont présentés cet après-midi:

- Mesures pour la diminution de l'effet de marnage dû au turbinage des centrales hydrauliques.
- Synergies possibles entre la protection contre les crues et les aménagements hydroélectriques au fil de l'eau.

Ce module IV veut renforcer les bases scientifiques sur ces thèmes et les rendre accessibles par des recommandations pratiques.

Contrairement à une approche traditionnelle (orientée sur la fonctionnalité des mesures, en tenant compte de la résistance à l'écoulement et le charriage des sédiments), les projets précités visent également à garantir la fonctionnalité des mesures de protection contre les crues du point de vue de l'écologie et ceci en exploitant les synergies entre la protection contre les crues, l'environnement, la société et l'économie.

Dr Pierre-Benoît Raboud

SFH Valais
Av. du Midi 7
CH-1950 Sion

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

**Mögliche Synergien zwischen Hochwasserschutz,
Flussrevitalisierung und Wasserkraft dank innovativer
Mehrzweckprojekte**

Anton Schleiss

Zusammenfassung

Die Wasserkraft spielt eine bedeutende Rolle für die Elektrizitätserzeugung in der Schweiz. Deren weiteren Entwicklung, insbesondere der Bau von neuen Flusskraftwerken ist nur möglich falls die Anforderungen bezüglich der Nachhaltigkeit erfüllt werden können. Neue Projekte müssen neben sozioökonomischen Aspekten auch die Belange des Umweltschutzes befriedigen, indem neue Biotope geschaffen werden. Auf der anderen Seite erfordern die Zunahme der Starkniederschläge und das damit verbundene Hochwasserrisiko entlang von Flüssen in den nächsten Jahrzehnten erhebliche flussbauliche Massnahmen. Diese haben ebenfalls zum Ziele die Flüsse zu revitalisieren und ihnen wo möglich mehr Raum zu geben. Es geht darum das Gleichgewicht zwischen Umweltschutz und Hochwasserschutz zu finden.

Im Hinblick auf eine umfassende und ausgewogene nachhaltige Entwicklung, muss ein Flusskraftwerk, welches gleichzeitig mehrere Zwecke wie Energieerzeugung, Hochwasserschutz, Schaffung von Naturschutzreservaten und Naherholungszonen, Verminderung von Schwall- und Sunkerscheinungen etc. erfüllt, mit einem ganzheitlichen Ansatz entworfen und realisiert werden. Solche wasserwirtschaftlichen Mehrzweckanlagen haben einen bedeutenden Einfluss auf Umwelt, Landschaft, Wirtschaft sowie Gesellschaft und müssen deshalb mit einem multidisziplinären Ansatz entworfen werden, um die Bedürfnisse aller Aspekte und Akteure befriedigen zu können. Die Konzeption einer wasserwirtschaftlichen Mehrzweckanlage ist demzufolge eine äusserst komplexe Problematik, welche von vielen schwer zu vergleichenden und stark interaktiven Parametern beeinflusst wird. Die optimale Auslegung eines komplexen Systems ist nicht von vornherein gegeben und es müssen neue Methoden bei der gesamtheitlichen Optimierung angewandt werden.

Das multidisziplinäre Forschungsprojekt nimmt diese Herausforderung wahr, indem innovative Auslegungen sowie Methoden und Strategien zur Analyse der Synergien von wasserwirtschaftlichen Mehrzweckanlagen entwickelt werden. Dabei werden vorerst sämtliche Parameter identifiziert, welche solch komplexen Projekte beeinflussen. Anschliessend werden im Rahmen einer Systemmodellierung ihre Wechselwirkungen analysiert und quantifiziert. Als Fallbeispiel werden die Möglichkeiten von wasserwirtschaftlichen Mehrzweckanlagen im Rahmen der 3. Rhonekorrektur untersucht.

Der Beitrag erläutert die Synergien, welche im Rahmen von Mehrzweckprojekten erzielt werden können. Dabei werden die Anforderungen an ein solches Projekt im

Rhonetal im Detail diskutiert. Insbesondere wird auf die Beherrschung der Verlandung und der nachhaltige Betrieb von einer Mehrzweckflusstauehaltung eingegangen. Schlussendlich wird das Forschungsprojekt SYNERGIE vorgestellt, mit welchem die wissenschaftlichen Grundlagen zur Beurteilung und Optimierung von Mehrzweckprojekten erarbeitet werden sollen.

Résumé

La force hydraulique joue un rôle primordial pour la production d'électricité en Suisse. Le développement futur de l'hydroélectricité, surtout concernant la réalisation de nouveaux projets, dépendra avant tout de leur intégration dans le cadre d'un développement durable. Ces développements, tout en répondant aux exigences socioéconomiques, devront également satisfaire la protection de l'environnement en créant des nouveaux biotopes. D'un autre côté, l'aggravation des situations météorologiques extrêmes et l'augmentation du risque des crues sont à l'origine de travaux considérables d'aménagements sur les cours d'eau pour les prochaines décennies. Ces derniers ont également comme objectif de renaturer les cours d'eau et de leur redonner l'espace vital nécessaire. Pour ce faire, il convient de trouver le juste milieu entre le respect de la nature et les exigences de la sécurité contre les crues.

Dans l'optique d'une gestion intégrale et respectueuse du développement durable, la conception d'un aménagement hydraulique fluvial qui satisfait au même temps plusieurs buts comme la production électrique, la protection contre les crues, la création de biotopes, la réduction du marnage, et la création des zones de loisir etc., doit être effectuée selon une approche multi-objective. Ces aménagements, de par l'ampleur des travaux mis en œuvre, l'impact écologique et paysager qu'ils génèrent, et l'importance économique et sociale qu'ils représentent exigent une conception pluridisciplinaire afin de satisfaire l'ensemble des partenaires sociaux, économiques et écologiques. La conception d'un aménagement hydraulique à buts multiples forme ainsi un système complexe, dont les nombreux paramètres fortement interactifs sont difficilement comparables. À cause des unités très différentes qui doivent être confrontées, l'optimum d'un tel système n'est plus a priori évident et l'optimisation globale nécessite des nouvelles méthodes.

Le projet de recherche multidisciplinaire SYNERGIE reprend ce défi et s'oriente donc vers le développement de conceptions innovatrices ainsi que de méthodologies et de stratégies pour l'analyse des synergies qu'offrent les aménagements hydrauliques à buts multiples. La démarche envisagée consiste à répertorier l'ensemble des paramètres liés à ces ouvrages, à en analyser et en quantifier leurs interactions réciproques et à les modéliser en un même système. Le Rhône, avec ses importants travaux liés à sa Troisième Correction, servira de base pour les cas d'étude.

L'article présente les synergies qui peuvent être réalisés dans le cadre des projets à buts multiples. Les exigences d'un tel projet dans la vallée du Rhône sont discutées en détail. En particulier la problématique de l'alluvionnement et la gestion durable d'une retenue à buts multiples est abordée. Finalement, le projet de recherche SYNERGIE décrit a pour but d'élaborer les bases scientifiques nécessaires pour l'analyse et l'optimisation des projets à buts multiples.

1. Einleitung

Wasserwirtschaftliche Projekte wie Hochwasserschutzprojekte, Wasserkraftanlagen, und Flussrevitalisierungsvorhaben lassen sich in der heutzutage kaum mehr als Einzweckprojekte realisieren, da die Interessenkonflikte bei solch komplexen Projekten oft unüberwindbar werden und auch die Finanzierung auf Schwierigkeiten stösst. Wasserwirtschaftliche Projekte sind deshalb auf eine ganzheitliche und nachhaltige Basis zu stellen unter Einbezug möglichst vieler Interessen. Dies bedeutet, dass beispielsweise flussbauliche Massnahmen nicht nur im Dienste des Hochwasserschutzes, sondern auch zum Nutzen der Umwelt, Gesellschaft und Wirtschaft zu entwerfen und realisieren sind. Um bei der Planung tragfähige Projekte zu erreichen und die Akzeptanz der Hochwasserschutzmassnahmen zu verbessern, müssen neben der Mitwirkung der Betroffenen auch sämtliche möglichen Synergien ausgenutzt werden. Dies kann im Rahmen von innovativen Mehrzweckprojekten geschehen, welche im Sinne eines optimalen Kompromisses mehrere Interessen und Ziele befriedigen. Die 3. Rhonekorrektur ist wohl das bedeutendste Hochwasserschutzprojekt in der Schweiz im 21. Jahrhundert, dessen Realisierung und Auswirkungen sich über mehrere Generationen erstrecken wird. Ganzheitliche und nachhaltige Mehrzweckprojekte im Rahmen dieser 3. Rhonekorrektur sind also von grossem Interesse. Im Rahmen einer ersten Vorstudie für die Rhone im Auftrag des Kantons Wallis (Service des forces hydrauliques) wurden die möglichen Synergien zwischen Hochwasserschutz und Wasserkraft und ökologischer Gerinneaufwertung untersucht (EOS-Stucky-LCH, 1999). Dabei zeigte sich, dass mit den Konzepten Parallelgerinne und kontrollierte Überflutungsbereiche ausserordentlich interessante Synergien möglich wären, welche wirtschaftlich und ökologisch eine sogenannte „Win-Win“-Situation erzielen könnten. Deshalb wird zurzeit diese Vorstudie im Rahmen eines interdisziplinären Forschungsprojektes (SYNERGIE) vertieft. Neben dem Aufzeigen der Synergien und der Vernetzung der Einflussparameter geht es darum, Strategien und Entscheidungsgrundlagen für solche Mehrzweckprojekte zu erarbeiten.

Im folgenden Beitrag werden die möglichen Synergien von Mehrzweckprojekten an grossen Talflüssen aufgezeigt. Insbesondere werden die Anforderungen an ein solches Projekt im Rhonetal diskutiert und ihre Auswirkungen auf die Auslegung und Anordnung verdeutlicht. Anschliessend wird auf die zu erwartenden Ergebnisse des Forschungsprojektes SYNERGIE eingegangen.

2. Mögliche Synergien im Rahmen von Mehrzweckprojekten

Grosse Flüsse in den Alpentälern wie die Rhone wurden meistens im letzten Jahrhundert korrigiert und kanalisiert was zu einer Verarmung der Flussmorphologie und Gewässerökologie führte. Gleichzeitig wurde der Weg für den Bau von Infrastrukturanlagen wie Strassen, Eisenbahnen und Industrien sowie Schaffung von neuen Siedlungsräumen und Landwirtschaftsflächen geebnet, was erst eine wirtschaftliche Entwicklung dieser Alpentäler ermöglichte. Mit dem Ausbau der Wasserkräfte im Rahmen dieses wirtschaftlichen Aufschwunges wurde auch das Abflussregime der Talflüsse durch die Speicherkraftwerke verändert, wobei die Spitzenenergieproduktion insbesondere im Winterhalbjahr Schwall- und Sunkerscheinungen verursacht. Mit der Besiedelung nahm auch das Hochwasserrisiko in diesen Alpentälern zu, was durch die zunehmende Tendenz der extremen Niederschlagsereignisse noch verstärkt wird. Für die heutigen An-

forderungen und Randbedingungen ist die Hochwassersicherheit in vielen Alpentälern ungenügend. Zudem sind in den Ebenen viele Biotope oder ihre Vernetzungen verloren gegangen. Nachholbedarf besteht auch bezüglich Naherholungsgebiete in diesen ausgeräumten Talebenen und entlang den korrigierten Flüssen. Diese Herausforderung besteht auch bei der 3. Rhonekorrektur.

Andererseits ist in den grösseren Flüssen wie Alpenrhein und Rhone noch ein bedeutendes Potential von erneuerbarer und CO₂-emissionsfreier Wasserkraft vorhanden. Eine weitere Nutzung dieser Flüsse mit Laufwasserkraftwerken ist aber ökologisch, wirtschaftlich und energiepolitisch nur im Rahmen von Mehrzweckprojekten zu vertreten. Die Liberalisierung des Elektrizitätsmarktes hat einen derartigen Kostendruck verursacht, dass neue Laufwasserkraftwerke nur wirtschaftlich sind, wenn die Kosten mehreren Zielsetzungen zugeordnet werden können. Ausserdem müssen sie umweltfreundlich und innovative ausgelegt werden, so dass beim Energieabsatz ein erhöhter Preis entsprechend dem schärfsten Ökolabel erzielt werden kann.

Eine wasserwirtschaftliche Mehrzweckanlage im oben beschriebenen Kontext müsste also bestmögliche Synergien zwischen folgenden Zielsetzungen erreichen können:

- Hochwasserschutz: Verringerung der Abflussspitze durch Rückhalt und kontrollierte Bewirtschaftung von Überflutungsflächen
- Ökologische Abflussregulierung: Eliminierung von schädlichen Schwall- und Sunkerscheinungen flussabwärts als Voraussetzung für Flussrevitalisierung
- Schaffung von neuen Biotopen: Flachwasserzonen, Vogelreservate, periodisch überflutete Vegetationsflächen
- Naherholungszone: Wassersport, Wander- und Reitwege, Freizeitfischerei, zusätzlicher Flussübergang
- Wasserkraftnutzung: Bandenergieproduktion mit ökologischer Abflussregulierung, erneuerbare Energie

Eine wasserbauliche Mehrzweckanlage, welche alle diese Zwecke erfüllen kann, erfordert ein entsprechend grosses Stauvolumen resp. Wasseroberfläche, je nachdem ob ein wesentlicher Beitrag an den Hochwasserschutz geleistet werden soll. Selbstverständlich muss der Stauraum nachhaltig sein, das heisst so ausgelegt und betrieben werden, dass er nicht durch Verlandung verloren geht.

Im Folgenden werden die Anforderungen für eine solches Mehrzweckprojekt im Rhonetal näher erläutert.

3. Anforderungen an ein Mehrzweckprojekt im Rhonetal

3.1 Konzeption des Speichers

Laufwasserkraftwerke an stark sedimentführenden Flüssen werden normalerweise ohne grosse Speicher geplant, da diese neben der Problematik der Kontinuität des Geschlechtsbetransportes vor allem einer starken Verlandung durch die Schwebstoffabsetzung ausgesetzt sind. Bei einem Mehrzweckprojekt stehen wie erwähnt neben der Stromerzeugung der Hochwasserschutz, die ökologische Abflussregulierung, die Schaffung von neuen Naturreservaten sowie zusätzlichen Wasserflächen für Freizeitaktivitäten im

Vordergrund. Solche Mehrzweckstauanlagen erfordern aber entsprechend grosse Speichervolumen bzw. -oberflächen, die jedoch bezüglich der Verlandung problematisch sind. Für den Entwurf der Morphologie solcher Mehrzweckspeicher müssen deshalb neue Wege beschritten werden.

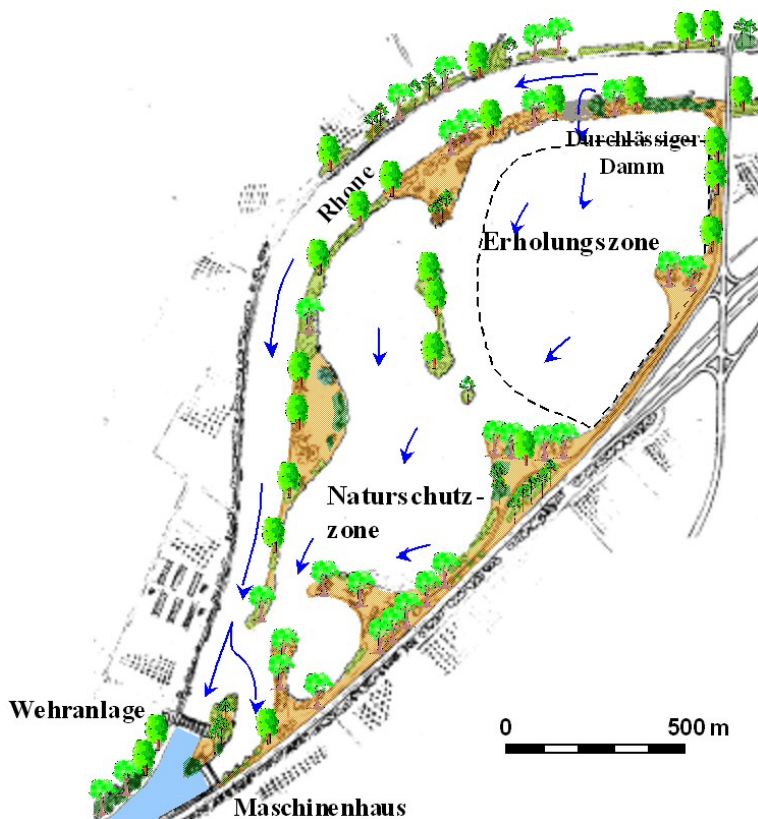


Abb. 1: Generelle Anordnung des Stauraumes des Mehrzweckprojektes parallel zum bestehenden Flussbett und Landschaftsgestaltung im bezüglich Verlandung optimierten Stauraum

Um die nachhaltige Nutzung des Mehrzweckstausees zu gewährleisten muss der zugehörige Stausee zwingend parallel zum bestehenden Flussbett angeordnet sein. Die Abtrennung geschieht durch den bestehenden Hochwasserschutzdamm, welcher teilweise gegen den Stauraum abgesenkt ist, so dass er bei Hochwasser überströmt wird. Zusätzlich kann der Damm im oberen Bereich des Stauraumes abschnittsweise durchlässig ausgebildet werden, so dass eine leichte Durchströmung mit wenig sedimentbeladenem Wasser stattfindet (Abb. 1). Dadurch wird der Stausee normalerweise von der Rhone selbst nicht durchströmt und der Geschiebetransport findet ausschliesslich im bestehenden Flussbett seitlich entlang dem Speicher statt. Eine offene Verbindung zwischen dem

Flussbett und der Stauanlage erfolgt erst in unmittelbarer Nähe des Wehres und des Krafthauses. Diese Verbindung muss so ausgestaltet sein, dass die Turbinen möglichst optimal angeströmt werden und gleichzeitig kein Geschiebe sowie keine Feinsedimente in den Stauraum gelangen können. Alpine Flüsse im generellen und die Rhone im speziellen sind stark mit Feinsedimenten belastet (bis 5g/l), welche vorwiegend aus den vergletscherten Gebieten stammen. Das stark befrachtete Wasser wird wegen seiner weiss-grauen Trübung deshalb etwa auch als Gletschermilch bezeichnet. Dieser Verlandungsproblematik kann mit einer innovativen Formgebung des Stausees mit mehreren Leitinseln sowie einer optimalen Anordnung der Wehranlage und des Kraftwerkes begegnet werden (Schleiss et al. 2000).

Bei kurzzeitigem Höherstau des Speichers um die täglichen Schwallwasser der Spitzenkraftwerke aufzufangen und anschliessend dosiert abzugeben, gelangt kurzfristig schwebstoffbeladenes Wasser in den Stauraum. Da aber immer eine schwache Durchströmung des Stauraumes mit sauberem Sickerwasser durch den Damm gewährleistet ist, können sich die Feinsedimente in der kurzen Zeit nur zu geringem Teil absetzen. In der Nacht wird dann das Schwallwasser grösstenteils wieder an die Rhone zurückgegeben. Um über das Wochenende, wo wenig turbinert wird, den geringen Rhoneabfluss anzureichern, muss eine grössere Absenkung des Stauraumes erfolgen. Diese bewirkt ein zusätzlicher Spüleffekt. Für die Bewirtschaftung des Stauraumes bezüglich Feinsedimente sei auf Abschnitt 4 verwiesen.

3.2 Hochwasserrückhalt

Um die Spitze eines 1000-jährigen Hochwassers in der Rhone von 1260 m³/s (flussaufwärts von Branson) um rund 200 m³/s zu reduzieren, wäre ein Rückhaltevolumen von 7 bis 8 Mio. m³ erforderlich. Permanente Stauflächen von mehr als 1 km² Fläche dürften in der Rhoneeben kaum realisierbar sein. Dank einer Vorabsenkung von 3 – 4 m gegenüber dem normalen Betriebsspiegel kann ein solcher Stauraum bei Hochwasserereignissen ein Rückhaltvolumen von 3-4 Mio. m³ zur Verfügung stellen. Dadurch können bereits Abflussengässe im Unterlauf der Rhone entschärft werden. Um die erwähnte 100-jährliche Abflussspitze um 200 m³/s zu brechen, müsste aber gleichzeitig über einen überflutbaren Dammabschnitt im Stauwurzelbereich eine Überflutungszone von weiteren 3-4 Mio. m³ aktiviert werden. Welcher Beitrag ein Mehrzweckprojekt zum Hochwasserrückhalt leisten kann, hängt also stark vom verfügbaren Stauraum bzw. Staufläche ab und ob im Staukurvenbereich noch zusätzliche Überflutungszonen mobilisiert werden können.

3.3 Ökologische Abflussregulierung

Neben dem eigentlichen Hochwasserschutz kann der Speicher die täglichen, unnatürlichen Abflussschwankungen in der Rhone dämpfen, welche durch die Wasserrückgaben der Speicherkraftwerke flussaufwärts verursacht werden. Die relativen Schwall- und Sunkerscheinungen sind vor allem in den Wintermonaten erheblich, wobei in extremen Jahren tägliche Abflussschwankungen von bis zu 1 m und wöchentlichen von bis 1.3 m entstehen können. Der Stauraum erlaubt diese Schwall- und Sunkerscheinungen nahezu vollständig auszugleichen und wieder ein natürliches Abflussregime herzustellen. Nur dies erlaubt eine erhebliche ökologische Aufwertung der Rhone flussabwärts im Rahmen von Revitalisierungsmassnahmen. Der Stauraum (Annahme 1 km² Fläche) müsste in der Nacht und in den frühen Morgenstunden leicht abgesenkt werden (0.3 bis 0.5 m)

um den geringen Rhoneabfluss anzureichern. In den Spitzenzeiten des Turbinierbetriebs der Speicherkraftwerke wird dann die Schwallwelle durch einen täglichen Aufstau des Stausees um 0.7 m bis 1.0 m gebrochen. Dadurch lassen sich die täglichen Spiegelschwankungen an einem Wochentag im Winter von heute max. 1 m auf zukünftig wenige cm entsprechend einem unbeeinflussten Regime reduzieren. Zusätzlicher Speicherraum wäre nötig, um auch die Rhone am Wochenende wieder auf einen natürlichen Abfluss anzureichern. Dadurch ergäben sich eine zusätzliche Spiegelabsenkung am Wochenende von 1 – 2 m.

Da der Turbinierbetrieb der Speicherkraftwerke im Sommerhalbjahr stark reduziert ist und die Rhone einen höheren Basisabfluss aufweist, sind die antropogenen Schwall- und Sunkerscheinungen erheblich geringer. Sie könnten mit sehr geringen Spiegelschwankungen im Stauraum ausgeglichen werden (weniger als 0.5 m), so dass Freizeitaktivitäten nicht beeinträchtigt würden. Es muss beachtet werden, dass im Sommer die Rhone als alpiner Gebirgsfluss mit einem stark vergletscherten Einzugsgebiet schon täglichen natürlichen Abfluss- und Pegelschwankungen unterworfen ist.

3.4 Grundwasserspiegel

Um eine merkliche Beeinflussung des Grundwasserspiegels auszuschließen, sollte die permanente Stauhöhe des Speichers bei geschlossenem Wehr 5 bis 6 m nicht übersteigen. Eine solche Wasserspiegelhöhe wird regelmässig auch in der nicht zurückgestauten Rhone bei jährlichen Hochwasserabflüssen erreicht. Der Stauraum kann zudem zusätzlich von einem Drainagekanal umgeben sein, welcher den Grundwasserspiegel im Umland fixiert. Es ist auch zu erwähnen, dass mit der Zeit eine Kolmatierung der Sohle im Stauraum stattfindet wird, so dass die der Austausch mit dem Grundwasser vernachlässigbar klein wird.

3.5 Erholungs- und Naturschutzzone

Der Speicher kann mit Inseln und Einengungen, welche ab bestimmten Hochwassern überflutet werden, in geschützte Zonen und solche mit zugelassenen Freizeitaktivitäten unterteilt werden (Abb. 1). Mit Flachwasserzonen in Ufernähe können die Voraussetzungen geschaffen werden, dass sich Teile des Stauraumes im Laufe der Zeit zu einem Naturreservat entwickeln. Insbesondere periodisch überflutete Zonen entlang der Ufer sind ökologisch wertvoll, da Auengebiete selten geworden sind. Deren Überflutung kann durch den Wehrbetrieb während Hochwasserabflüssen nach ökologischen Grundsätzen gesteuert werden. Ein abgegrenzter Teil der Stauffläche kann für Freizeitaktivitäten (Wassersport, Fischen, usw.) und Erholungsraum zugänglich gemacht werden. Da der Stauraum von der Rhone nicht durchflossen ist, wird sich die Wassertemperatur im Sommer etwas erhöhen, was sowohl für Freizeitaktivitäten sowohl für das Naturreservat von Vorteil ist. Zudem sind wie unter 3.3 erwähnt die Spiegelschwankungen im Sommerhalbjahr infolge der ökologischen Abflussregulierung im Stauraum sehr gering.

3.6 Wasserkraftnutzung

Die in einer ersten Machbarkeitsstudie untersuchte Wasserkraftanlage besteht aus dem eigentlichen Maschinenhaus und einem regulierbarem Wehr, welches mittels 5 Segmentenschützen (HxB = 6x13 m) mit aufgesetzter Klappe (H = 2 m) ein Abfluss von 1260 m³/s (1000-jährliches Hochwasser) entlasten kann. Krafthaus und Wehranlage sind

durch eine Leitinsel getrennt, welche auch das Raugerinne für den Fischaufstieg beherbergt (Abb. 2). Ein mit 5 konventionellen Rohrturbinen ausgerüstete Maschinenhaus könnte bei einer Nettofallhöhe von 5.0 m und einer Ausbauwassermenge 200 m³/s, welche an 65 Tagen im Jahr überschritten wird, eine mittlere Jahresproduktion von rund 43 GWh ermöglichen. Denkbar wären auch neuere Turbinenentwicklungen, wie Matrixturbinen (Schmid, 2000; Schmid et al., 2002).

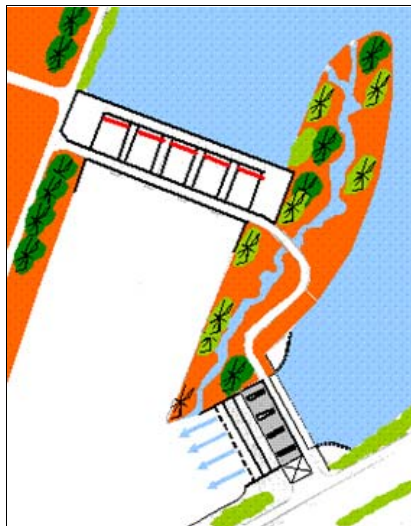


Abb. 2: Schematische Anordnung von Wehr (links), Kraftwerkszentrale (rechts) und Trenninsel mit Umgehungsgerinne. Um das Gefälle des Umgehungsgerinne zu beschränken, kann die Trenninsel resp. der Unterwasserkanal unterwasserseitig verlängert werden.

3.7 Umgehungsgerinne als Fischauf- und -abstiegshilfe

Die Durchgängigkeit von Wehr und Kraftwerk könnte durch ein Umgehungsgerinne gewährleistet werden, welches beispielsweise in der Trenninsel zwischen Wehr und Kraftwerk angeordnet ist (Abb. 2). Dieses müsste mit einer bedeutenden Abflussmenge dotiert werden (bis zu 5 m³/s), um eine ausreichende Lockströmung zu verursachen. Unterwasserseitig sollte der Einstieg möglichst nahe dem Turbinenauslauf resp. dem Unterwasserkanal angeordnet werden. Falls das Umgehungsgerinne auch für den Abstieg wirksam sein soll, müsste der oberwasserseitige Einstieg in der Nähe der Turbineneinläufe liegen. Das Umgehungsgerinne könnte wildbachartig mit einer Becken- und Schnellenstruktur ausgestaltet sein. Das Gefälle sollte aber 1 – 2 % nicht überschreiten, so dass eine Gesamtlänge des Umgehungsgerinne von etwa 300 m bis 500 m nötig wäre.

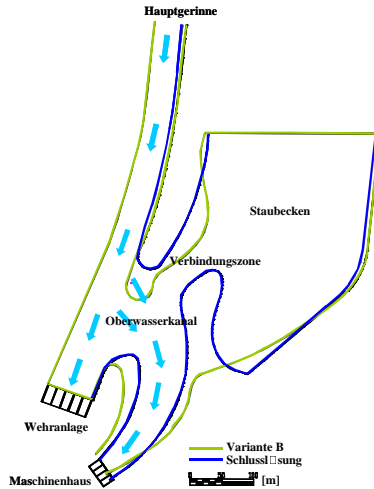


Abb. 3: Schlussendlich gewählte Anordnung mit Modifikationen gegenüber der rein hydraulisch optimalen Lösung

4. Beherrschung der Verlandung durch innovative Anordnung und Nutzung

4.1 Optimierung der Anströmverhältnisse

Um die Verlandung des Speichers beherrschen zu können, wurde in einer ersten Machbarkeitsstudie eine innovative Anordnung von Staubecken und Wasserkraftanlage entwickelt, welche mit numerischen Simulationen bezüglich Anströmung und Sedimenttransport optimiert wurde (Irniger, 2000, Schleiss et al., 2000, Bollaert et al., 2000). Dabei wurde eine hydraulisch optimale Anordnung des Stauraumes mit guten Anströmbedingungen zum Maschinenhaus gesucht. Im Weiteren sollte im Normalbetrieb möglichst wenig Wasser vom Oberwasserkanal des Maschinenhauses über die Verbindungszone in den Stauraum gelangen (Abb. 3). Um diese Bedingungen zu befriedigen wurden mehrere Varianten für die zwei folgenden Abflussbedingungen untersucht:

- Normalbetrieb des Maschinenhaus mit der Ausbauwassermenge von $200 \text{ m}^3/\text{s}$ (an 65 Tagen im Jahr überschritten) ohne Wehrabfluss
- Hochwasserabfluss mit $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ (Wiederkehrperiode von etwa 60 - 70 Jahren) ohne Betrieb des Maschinenhauses

Die schlussendlich gefundene, hydraulisch optimale Lösung ist durch eine ausgezeichnete Anströmung des Maschinenhauses im Normalbetrieb gekennzeichnet (Abb. 3, Variante B). Um zusätzlich das Risiko des Sedimenteintrages in den Stauraum zu verringern, wurde die Geometrie des Oberwasserkanals sowie die Verbindungszone zum Stauraum weiter modifiziert (Abb. 3, Schlusslösung).

Mit diesen Modifikationen konnte die gleichmässige Abflussverteilung im Zulaufkanal zum Maschinenhaus beibehalten werden, wobei die lokal maximalen Geschwindigkei-

ten auf 0.6 m/s begrenzt werden konnten (Abb. 4). Beim den Normalbetrieb des Maschinenhauses (200 m³/s) gelangen nur 3 m³/s vom Oberwasserkanal über die Verbindungszone in den Stauraum (Abb. 4 a). Dieser Abfluss in Richtung Stauraum steigt bei Hochwasser (1000 m³/s) auf 40 m³/s an (Abb. 4 b).

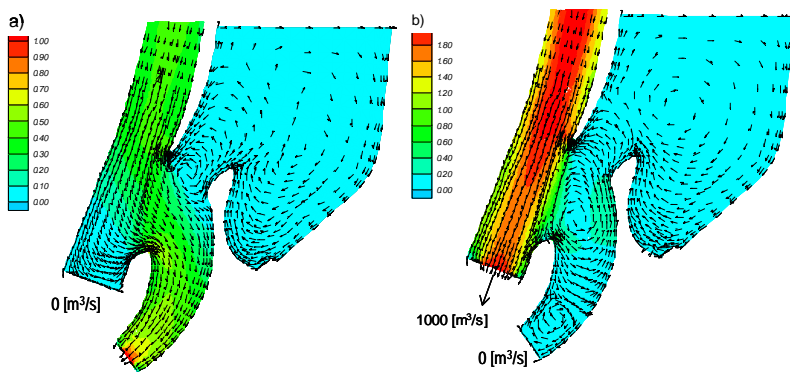


Abb. 4: Strömung und Geschwindigkeitsverteilung für die gewählte Anordnung: a) Normalbetrieb des Maschinenhaus mit 200 m³/s (links), b) Hochwasserabfluss mit 1000 m³/s über Wehr (rechts).

4.2 Optimierung hinsichtlich Sedimenteintrag in den Stauraum

Das Verhalten dieser optimierten Anordnung bezüglich Verlandung wurde vorerst mit einer Simulation über 24 Stunden im Normalbetrieb untersucht. Die ermittelten Verlandungsstärken haben also nur qualitativen Charakter. Zwei bedeutende Verlandungszonen konnten mit der Simulation identifiziert werden (Abb. 5). Die erste befindet sich im Hauptgerinne stromaufwärts des Wehres. Die zweite erstreckt sich in den Oberwasserkanal und die Verbindungszone zum Stauraum (Abb. 5 a). Diese Ablagerungen können während grösseren Hochwasserabflüssen leicht wieder aufgewirbelt und als Suspension weiter flussabwärts transportiert werden. Die detaillierte Analyse gemäss der Theorie von Hjulström (1935) zeigt aber, dass alle Ablagerungen in der Transportzone liegen und also auch in Sohlennähe als Geschiebe weiter verfrachtet werden können (Abb. 5 b). In der Verbindungszone zwischen Oberwasserkanal und Stauraum entsteht eine Rückströmung deren Geschwindigkeit ausreicht, um im Oberwasserkanal abgelagerte Sedimente in Bodennähe in den Stauraum zu verlagern.

Wie in Abschnitt 3.6 erwähnt wird das Staubecken stetig von einem minimalen Abfluss von 5 m³/s durchflossen. Dieser unterdrückt eine grossräumige Rotationsströmung oberwasserseitig der Verbindungszone des Oberwasserkanals mit dem Staubecken. Dadurch wird eine Absetzung der als Suspension über die Verbindungszone in den Stauraum gelangten Feinsedimente verhindert. Hingegen beeinflusst dieser Durchströmabfluss von 5 m³/s die Ablagerungs- und Transportzonen in der eigentlichen Verbindungszone nur unmerklich.

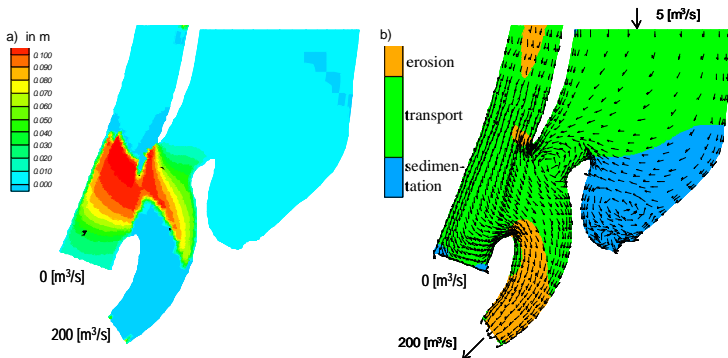


Abb. 5: a) Berechnete Verlandungszonen ($d_m = 0.02$ mm, Simulationsdauer 24 h, Suspensionsfracht 1 g/l). b) Erosions-, Transport- und Ablagerungszonen gemäss Hjulström. Durchströmung des Staubeckens mit 5 m³/s.

4.3 Einfluss des Kraftwerkbetriebs auf die Verlandung

Bis zur Ausbauwassermenge von 200 m³/s bleibt die Wehranlage geschlossen. Bei grösseren Abflüssen wird das Wehr kontinuierlich geöffnet, um den Oberwasserspiegel konstant zu halten. Bezüglich Sedimenteintrags in das Staubecken stellt sich die Frage, ob bei grösseren Hochwasserabflüssen der Kraftwerkbetrieb nicht besser eingestellt und der ganze Abfluss über die Wehranlage geleitet werden soll. Diese Frage wurde für ein 10-jährliches Hochwasser von 600 m³/s untersucht (Abb. 6). Dabei wurde der Fall mit Kraftwerkbetrieb (Abb. 6 a: 200 m³/s über Krafthaus, 400 m³/s über Wehranlage) mit demjenigen ohne Kraftwerkbetrieb (Abb. 6 b: 600 m³/s über Wehranlage) verglichen. Dabei zeigte sich, dass die Einstellung des Kraftwerkbetriebes bei grossen Hochwasserabflüssen vorteilhaft ist, indem die Absetzung von sehr feinen Sedimenten ($d_m = 0.02$ mm) im Oberwasserkanal stark reduziert wird und die grösseren Körner ($d_m = 0.08$ mm) als Suspension direkt durch die Wehranlage transportiert werden.

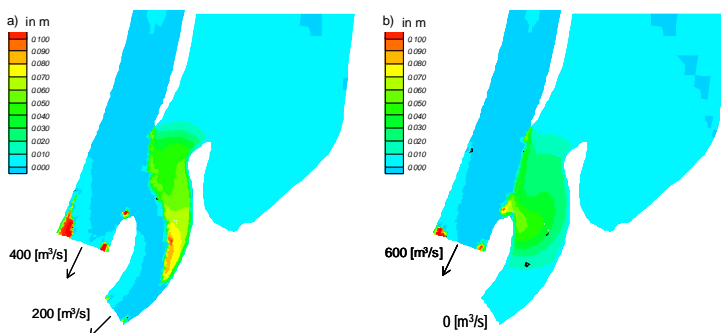


Abb. 6: Einfluss des Kraftwerkbetriebs auf die Verlandungszonen ($d_m = 0.02$ mm, Simulationsdauer 24 h, Suspensionsfracht 1 g/l). Durchströmung des Staubeckens mit 5 m³/s. a) 200 m³/s über Krafthaus, 400 m³/s über Wehranlage b) Gesamter Abfluss von 600 m³/s über Wehranlage.

4.4 Wirksamkeit der Spülungen

Nach Abklingen eines Hochwassers können durch Öffnen der Wehrschützen die im Oberwasserkanal und im Staubecken abgesetzten Sedimente gespült werden. Voraussetzung ist allerdings, dass mit der Spülung die kritischen Erosionsgeschwindigkeiten gemäss Hjulström in Sohlennähe erreicht werden. Diese kritischen Geschwindigkeiten ergeben sich, falls der Stauraum durch eine „Spülwassermenge“ von mindestens $200 \text{ m}^3/\text{s}$ durchströmt wird. Um diesen Durchfluss zu erzeugen, muss der Spiegel im Stausee kurzzeitig um 2 m abgesenkt werden.

Die Wirksamkeit dieses Spülvorganges ist in Abb. 7 für verschiedene Korngrößen verdeutlicht ($d_m = 0.02 \text{ mm}$, 0.2 mm und 2.00 mm). Es kann festgestellt werden, dass die Spülung im Hauptgerinne, im Oberwasserkanal sowie in der Verbindungszone zu Stauraum wirksam ist, da die kritischen Erosionsgeschwindigkeiten im Bereich der grössten Ablagerungen erreicht werden (vgl. Abb. 3, 4 und 5).

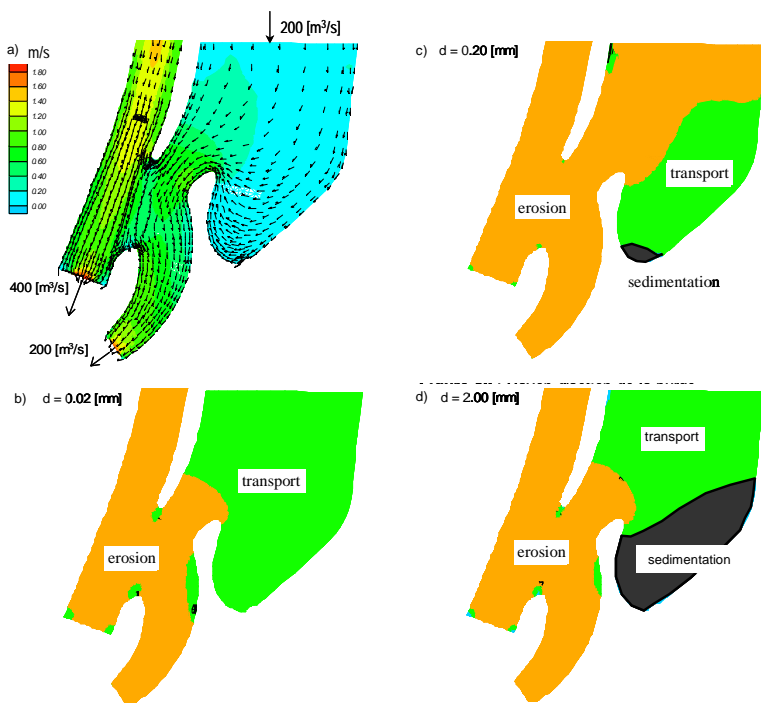


Abb. 7: Wirksamkeit der Spülung durch Absenken des Stauspiegels um 2 m und Erzeugen einer Durchströmung von $200 \text{ m}^3/\text{s}$. a) Strömungsbild und Geschwindigkeiten während Spülung. b) Erosions-, Transport- und Ablagerungszonen gemäss Hjulström für $d_m = 0.02 \text{ mm}$. c) dito für $d_m = 0.2 \text{ mm}$. d) dito für 2.00 mm .

Je nach Korngrösse der abgelagerten Sedimente, können die Bereiche im Staubecken, welche in der Transport- und Ablagerungszone liegen, nicht freigespült werden. Die im

Ansatz von Hjulström berücksichtigte Kohäsion der Feinsedimente erklärt wieso der Spülvorgang bei $d_m = 0.02$ mm weniger effizient ist (Abb. 7b) als bei größeren Ablagerungen mit $d_m = 0.2$ mm (Abb. 7c).

5. Wissenschaftliche Grundlagen zur Beurteilung und Optimierung von Mehrzweckprojekten – Forschungsprojekt SYNERGIE

5.1 SYNERGIE – ein interdisziplinäres Forschungsprojekt

Im Rahmen des Forschungsprojektes werden von einem interdisziplinären Forschungsteam, welches sich aus Bauingenieuren (Wasserbauer), Umweltingenieuren und Architekten zusammensetzt, sämtliche technischen, ökologischen und sozioökonomischen Einflussparameter des Mehrzweckprojektes und deren Wechselwirkungen analysiert. Dies erlaubt die kritischen Parameter zu identifizieren und Strategien zu entwickeln, mit welchen die best möglichen Synergien genutzt werden können.

In einem anwendungsorientierten Teil werden in Zusammenarbeit mit Industriepartnern (Ingenieurbüro und Turbinenfabrikanten) konstruktive, bauliche und betriebliche Grundlagen für die Anordnung von Mehrzweckprojekten an Flüssen erarbeitet, wobei die Rhone als Fallstudie betrachtet wird. Das Forschungsprojekt soll schlussendlich Antworten auf folgende Fragen geben:

- Wie können Synergien zwischen Flusskraftwerken und Hochwasserschutz zum Vorteil der Umwelt genutzt werden?
- Welche Konzeption ist für die Flusskraftwerke zu wählen, damit ökologische gesellschaftliche Vorteile entstehen (Verbesserung des Abflussregime, Auenwälder, Naturreservate, Naherholung etc.)?
- Welches sind die kritischen Einflussfaktoren von welchen der Erfolg eines Mehrzweckprojektes abhängt?
- Welche Strategien liefern die besten Synergien zwischen Wasserkraft, Hochwasserschutz und Umwelt?

Im Folgenden werden die verschiedenen Teilprojekte kurz vorgestellt.

5.2 Erarbeitung von konzeptionellen Grundlagen für flussbauliche Mehrzweckprojekte

Verschiedene Varianten für die Anordnung von Laufwasserkraftwerken, welche mit einem Flachwasserspeicher kombiniert sind, werden in Zusammenarbeit mit dem Industriepartner erarbeitet. Ziel ist moderne, innovative Technologien anzuwenden, welche zu minimalen Investitions- und Stromgestehungskosten führen. Die entsprechenden Konzepte müssen den kritischen Umweltbeeinflussungen Rechnung tragen (z. B. Grundwasserbeeinflussung in der Rhoneebene). Von besonderem Interesse sind innovative Anordnungen, welche ökologisch vertretbar sind und diesbezüglich Vorteile bringen können.

5.3 Wissenschaftliche Grundlagen zur gesamtheitlichen Beurteilung von Mehrzweckprojekten

Wasserwirtschaftliche Mehrzweckanlagen sind äusserst komplexe Projekte, deren Analyse und Optimierung besondere Methoden erfordert, da viele Projektfaktoren nicht

direkt quantifizierbar sind. Deshalb wird eine neue Methodik erarbeitet, welche die Auswirkungen von technischen Entscheidungen bei der Projektauslegung auf die Umwelt im Sinne einer Optimierung evaluieren kann. Dabei wird vorerst die Vernetzung der verschiedenen Einflussfaktoren nach der Methode von Gomez und Probst (1995) aufgezeigt. Berücksichtigt werden dabei die Aspekte der Zeit und der Intensität der einzelnen Einflussfaktoren. Eine Analyse der Interaktionen erlaubt die kritischen Projektfaktoren zu identifizieren. Aufgrund der kritischen Einflussgrößen des Projektes können Strategien entwickelt werden, welche es erlauben Projektvarianten mit den grössten Synergien und somit der besten Akzeptanz zu finden. Die Systemanalyse kann zudem die Grundlage für den Schlüssel des Kostenteilers liefern, welcher für den Erfolg eines Mehrzweckprojektes entscheidend ist.

5.4 Ökologische und landschaftsplanerische Grundlagen für Mehrzwecklaufwasserkraftwerke

Um eine optimale Synergie zwischen ökologischen und wasserwirtschaftlichen Aspekten ausschöpfen zu können sind auch Modelle erforderlich, welche die Funktionalität von Ökosystemen analysieren können. Diese sollen erlauben, die Wirkung von technischen Entscheidungen bezüglich Projektkonzeption auf die Umwelt zu quantifizieren. Neben der Analyse der Ökosysteme wird auch auf die landschaftsplanerische Eingliederung der Mehrzweckanlage geachtet. Schliesslich werden auch Aspekte der Kommunikation und Partnerschaft im Rahmen von Mehrzweckprojekten untersucht.

6. Schlussfolgerungen

Erste Ergebnisse der interdisziplinären Forschungsprojektes SYNERGIE zeigen, dass mit einer wasserwirtschaftlichen Mehrzweckanlage äusserst wertvolle Synergien zwischen Hochwasserschutz, Wasserkraft, ökologischer Flussaufwertung und Naherholung erzielt werden könnte. Mit einer zur Energieerzeugung genutzten Staustufe könnten die Hochwasserspitzen deutlich reduziert werden sowie die Schwall- und Sunkerscheinungen flussabwärts nahezu gänzlich eliminiert werden. Ziel des Forschungsprojektes SYNERGIE ist es in erster Linie die wissenschaftlichen Grundlagen zur Beurteilung und Optimierung von komplexen Mehrzweckprojekten zu erarbeiten. Im Rahmen von Fallstudien sollen zudem konkrete Konzeptvorschläge erarbeitet werden, welche für die 3. Rhonekorrektur diese Synergien verdeutlichen und die Vernetzung der Einflussparameter aufzuzeigen. Damit soll neben der Strategie auch eine Entscheidungsgrundlage für den Kostenteiler eines solchen Mehrzweckprojektes erarbeitet werden.

Die Anforderungen an eine wasserwirtschaftliche Mehrzweckanlage, welche sämtliche Synergien zwischen Hochwasserschutz, ökologische Abflussregulierung, Grundwasser, Erholungs- und Naturschutzzonen, Fischdurchgängigkeit, Wasserkraftnutzung usw. nutzt, konnten bereits identifiziert werden. Mit Hilfe der im Rahmen des Projektes SYNERGIE erarbeiteten wissenschaftlichen und technischen Grundlagen sollte es möglich sein eine Mehrzweckanlage zu definieren, welche einen nachhaltigen Nutzen für Umwelt, Gesellschaft und Wirtschaft garantiert.

Laufwasserkraftwerke an stark sedimentführenden Flüssen mit flächenmässig grossen Stauräumen, sind mit Verlandungsproblemen konfrontiert, welche die Nachhaltigkeit der Mehrzweckanlage gefährden können. Im Rahmen von ersten Machbarkeitsstudien konnte gezeigt werden, dass mit einer innovativen Gestaltung des Zulaufbereiches zum

Kraftwerk und der Verbindungszone zum Staubecken dessen Verlandung selbst bei stark sedimentbefrachteten Zuflüssen beherrscht werden kann. Voraussetzung ist allerdings, dass das Staubecken parallel zum Hauptgerinne angeordnet wird und somit die Geschiebedurchgängigkeit gewährleistet ist.

Bibliographie

- Bollaert, E., Irniger, Ph., Schleiss, A** (2000) *Management of sedimentation in a multiple reservoir in a run-of-river powerplant project on an Alpine river*, Proceedings of HYDRO 2000 - Making Hydro more Competitive, Session III: Sediment Management, 2-4 October, Berne, Switzerland, pages 183-192, 2000.
- EOS – STUCKY – LCH** (Schleiss) (1999). *3ème correction du Rhône – Synergie possible avec des paliers de production hydroélectrique – Etude de faisabilité*, Etude mandatée par le Département de la santé, des affaires sociales et de l'énergie du Canton du Valais.
- Gomez P., Probst G.** (1995). *Die Praxis des gesamtheitlichen Problemlösens*, Verlag Paul Haupt, Bern-Stuttgart-Wien.
- Hjulström, F.** (1935). *Studies of the Morphological Activity of Rivers as Illustrated by the River Fyris.*, Bulletin, Geological Institute of Upsala, Vol. XXV, Upsala, Sweden, 1935.
- Schleiss, A., Bollaert, E., Irniger, P.** (2000). *Beherrschung der Verlandung in einem Mehrzweckstausee eines Laufkraftwerkes an einem stark sedimentführenden Fluss*, Proceedings Wasserbau Symposium "Betrieb und Überwachung wasserbaulicher Anlagen", 19-21 October, Graz, Austria, no 34, pp. 534-552, 2000.
- Schmid, Wolfartsberger** (2002). *An innovative technology for hydraulic energy generation*, IMECHE, London, 2002
- Schmid** (2000). *Neues Zeitalter der Wasserkraft*, VA TECH HYDRO News, 2000

Verdankung

Das Forschungsprojekt SYNERGIE wird von der Kommission für Technologie und Innovation (KTI) unterstützt (Projekt Nr. 6794.1). Finanzielle Partner des Projektes sind: Forces Motrices Valaisannes (FMV), Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG – OFEG), Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband (SWV), Service des Forces Hydrauliques - Etat du Valais.

Adresse des Autors

Prof. Dr. Anton Schleiss
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Bât. GC, Station 18
CH-1015 Lausanne, Suisse
+41-21-693 23 85
<http://lchwww.epfl.ch>
anton.schleiss@epfl.ch

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Entwicklung des Abflussregimes der Rhone seit dem Beginn des 20. Jahrhunderts

Tobias Meile, Anton Schleiss und Jean-Louis Boillat

Zusammenfassung

Im Verlaufe der letzten zwei Jahrhunderte hat sich die Rhone flussaufwärts des Genfersees durch die erste und zweite Rhonekorrektio morphologisch stark verändert. Aber auch das Abflussregime im 5'500 km² umfassenden Einzugsgebiet wurde durch den Bau der grossen Speicherkraftwerke beeinflusst. Insgesamt 1/5 des mittleren jährlichen Abflussvolumens von Porte du Scex kann im Sommerhalbjahr in den Stauseen zurückgehalten und für die Spitzenenergieproduktion ins Winterhalbjahr verlagert werden. Die total installierte Ausbauwassermenge der Zentralen beträgt 275 m³/s, was rund 150 % des mittleren jährlichen Abflusses darstellt. Die Speicherkraftwerke turbinieren in Abhängigkeit des Spitzenenergiebedarfs, was in der Rhone insbesondere während der Wintermonate zu raschen Abflussänderungen und Schwall- und Sunkerscheinungen führt.

Im Rahmen der 3. Rhonekorrektio sollen Sicherheit, Umwelt, sowie soziale und wirtschaftliche Aspekte berücksichtigt werden. Das ökologische Potential der Rhone hängt von einer guten Wasserqualität und einer vielfältigen Morphologie, aber auch von einem möglichst natürlichen Abflussregime ab. Im vorliegenden Artikel wird versucht, die Abweichung vom natürlichen Abflussregime zu quantifizieren. Dazu wurden Daten vom Beginn des 20. Jahrhunderts bis heute des durch den Speicherkraftwerkbetrieb beeinflussten Rhoneeinzugsgebiets analysiert. Damit werden Grundlagen zur Beurteilung der Effizienz von allfälligen wasser- und flussbaulichen Massnahmen hinsichtlich der Reduktion von Schwall und Sunk bereitgestellt.

Résumé

Au cours des deux derniers siècles, le Rhône en amont du Léman a été soumis à deux importantes corrections entraînant des modifications morphologiques considérables. Par la construction des grandes centrales à accumulation qui rejettent les eaux turbinées dans le Rhône, le régime d'écoulement du bassin versant d'une taille de 5'500 km² a également été modifié. En contrepartie, les corrections morphologiques et l'exploitation hydroélectrique de l'eau ont permis le développement de la plaine du Rhône.

Globalement, 1/5 du débit moyen annuel du Rhône à Porte du Scex peut être stocké dans les grandes retenues durant les mois d'été pour la production d'énergie électrique de pointe en hiver. Le débit équipé cumulé des différentes centrales se monte à 275 m³/s environ, ce qui correspond à 150% du débit moyen annuel. Le turbinage effectué en fonction de la demande en énergie électrique de pointe provoque des variations de débit rapides et fréquentes, génératrices de marnage, en particulier pendant les mois d'hiver.

Dans le cadre de la troisième correction du Rhône, les aspects sécuritaires, environnementaux, sociaux et économiques sont à considérer. Le potentiel écologique du Rhône dépend de la qualité de l'eau et de sa morphologie mais également d'un régime d'écoulement aussi naturel que possible. Le présent article a comme but de montrer et de quantifier la modification du régime d'écoulement actuel du Rhône en comparaison de celui existant au début du 20^{ième} siècle. Des données couvrant cette période ont été analysées pour mettre en évidence l'influence des aménagements hydroélectriques sur la dynamique fluviale naturelle. Les données de base seront utiles pour l'évaluation de l'efficacité de futures mesures d'aménagement fluvial ou hydraulique destinées à réduire les variations d'écoulement rapides et fréquentes.

1. Einleitung

"... ohne Rhone gäbe es kein Tal, kein Wallis. ... Die Rhone ist ein Erbe, sie ist ein Erbe der Natur, von der wir sie ungezähmt - und oft unbändig - erhalten haben. Sie ist aber auch das Erbe zahlreicher Generationen, die alles unternommen haben, um sie zu bezähmen und den enormen Aufschwung der Ebene zu ermöglichen.". Das vorliegende Zitat von Staatsrat Rey-Bellet (DSFB, 2000) deutet auf die Entwicklung der Morphologie (Zähmung) aber auch der Hydrologie der Rhone sowie auf jene der Talebene (Aufschwung) hin. Morphologisch hat die Rhone mit der 1. und 2. Rhonekorrektur zwei massgebende Veränderungen erfahren. Hydrologisch war die Rhone bis zum Beginn des Baus der grossen Speicherkraftwerke ab den 50er Jahren wenig beeinflusst (Bild 1). Die morphologischen und hydrologischen Veränderungen, welche die bedeutende landwirtschaftliche, industrielle und soziale Entwicklung der Talebene ermöglicht haben, führten gleichzeitig aber auch zu einer Verarmung der benthischen und terrestrischen Fauna und Flora im und entlang dem Gewässer.

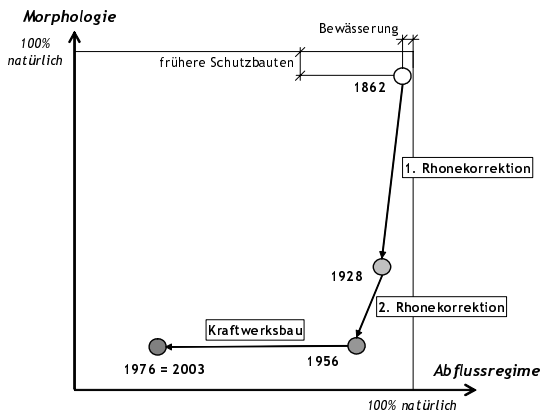


Bild 1: Schematische Darstellung der morphologischen und hydrologischen Entwicklung der Rhone.

Vor dem Jahre 1860 schützten sich die Walliser vor der Bedrohung durch die Rhonehochwasser mit Massnahmen die meist isoliert, unkoordiniert und zum Teil

offensiv waren (SFRD, 1964). Unter offensiven Hochwasserschutzmassnahmen versteht man Bauwerke, die das Wasser ans gegenüberliegende Ufer ablenken. Dies führte immer wieder zu Überschwemmungen und zu Konflikten zwischen Bewohnern der linken und rechten Talseite. Die systematischen Arbeiten der ersten Rhonekorrektur erfolgten von 1863 bis 1894, im Anschluss an die grossen Hochwasser im Jahre 1860. Nach einer Phase von Ergänzungsarbeiten begann 1930 die zweite Rhonekorrektur und dauerte bis 1960. Durch die Rhonehochwasser der Jahre 1987, 1993 und 2000 wurde die Notwendigkeit von neuen respektive ergänzenden Massnahmen zur Gewährleistung der Hochwassersicherheit (begrenzte Abflusskapazität, Dambruchrisiko) und Werterhaltung (grosses Schadenspotential) verdeutlicht (*DSFB, 2000 und BWG, 2002*).

Das Wasser im Einzugsgebiet der Rhone wird hauptsächlich für die Bewässerung und die Elektrizitätsproduktion genutzt. Die Wassernutzung zur Elektrizitätserzeugung begann in den frühen Jahren des 20. Jahrhunderts und hat entscheidend zur Entwicklung der Rhoneebene beigetragen. Vor dem Bau der Kraftwerke, wie auch heute noch, wurde vor allem das Wasser der Seitenbäche zur Bewässerung der landwirtschaftlich genutzten Flächen verwendet. Während der Einfluss der Bewässerung in den Sommermonaten hydrologisch als weitgehend unbedeutend bezeichnet werden kann, haben die Speicherkraftwerke einen wesentlichen Einfluss auf das Abflussregime der Rhone und ihre Seitenbäche. Auf die Beeinflussung der Abflüsse der Seitenbäche (Restwasserstrecken, Spülungen) wird in diesem Beitrag nicht näher eingegangen.

Der Einfluss der Kraftwerke beschränkt sich nicht nur auf das Abflussregime der Rhone und der Seitengewässer. Veränderungen zeigen sich auch bei der Wassertemperatur (Meier et al., 2004), dem Schwebstofftransport (Loizeau & Dominik, 2000; Portmann et al., 2004), beim Kolmationsverhalten der Dämme und der Gewässersohle (Schälchli, 1993), sowie beim Grundwasserspiegel (Fette et al., 2004) und dem Sauerstoffhaushalt des Genfersees (Loizeau & Dominik, 2000). Der vorliegende Beitrag beschränkt sich auf die Veränderung des Abflussregimes des Rhonehauptflusses, welche eine Folge der teilweisen Verschiebung der Abflüsse in die Wintermonate und des Schwall-/Sunkbetriebes der Speicherkraftwerke ist.

2. Kraftwerksbau im Rhoneeinzugsgebiet

Das Einzugsgebiet der Rhone mit den Gewässern, den Stauseen und den Speicherkraftwerken ist in Bild 5 dargestellt. Der Kraftwerksbau (Bild 2) an der Rhone begann im Jahre 1902 mit der Zentrale in Vouvry, welche das Wasser des Lac de Tanay turbiniert. Bis 1950 blieb die Wassernutzung zur Elektrizitätsproduktion allerdings bescheiden. Von 1950 bis 1975 wurden die meisten der heutigen, leistungsstarken Zentralen realisiert und in Betrieb genommen. Die aufsummierte für die Schwallherzeugung massgebende Ausbauwassermenge liegt heute in Porte du Scex je nach Auslegung (mit oder ohne die kleineren Zentralen Fully, Vouvry, Miéville, Chandoline und Chippis "Navissance"; mit oder ohne die Zentralen Bitsch, Ackersand 2 und Steg mit geringer Winterproduktion) zwischen 160 und 275 m³/s. Die total installierte Ausbauwassermenge von 160 bis 275 m³/s liegt somit in derselben Grössenordnung wie der mittlere Jahresabfluss der Rhone an der Messstation Porte du Scex (181 m³/s für die Periode 1975-2003). Sie entspricht zudem in etwa dem 3-fachen natürlichen Abfluss der

Rhone in Porte du Scex während den Wintermonaten Oktober bis April der Jahre 1905 bis 1927 ($69.5 \text{ m}^3/\text{s}$).

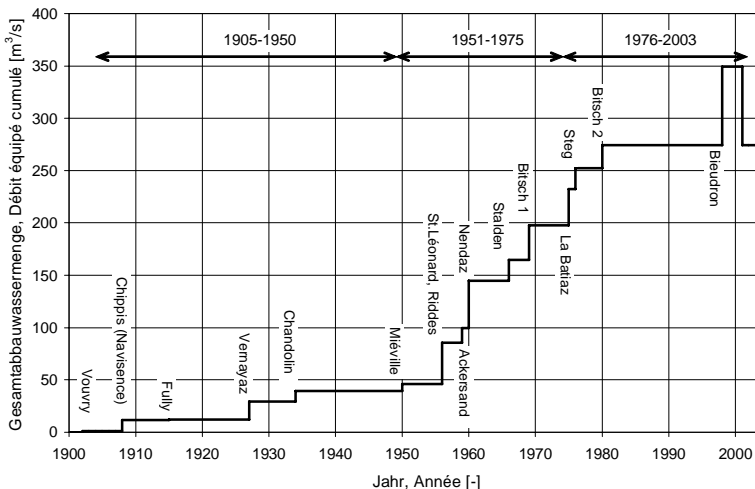


Bild 2: Entwicklung der Ausbauwassermenge der Speicherkraftwerke (siehe auch Bild 5).
Daten: Service des forces hydrauliques (<http://www.vs.ch/>)

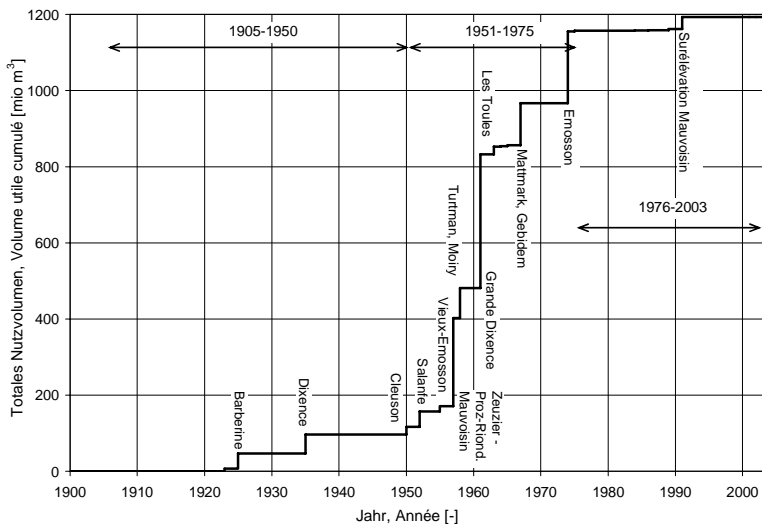


Bild 3: Entwicklung der Speicherkapazität der Stauseen (siehe auch Bild 5). Daten:
Schweizerisches Talsperrenkomitee (<http://www.swissdams.ch/>)

Das summierte Nutzvolumen der Stauseen (Bild 3) hat sich parallel zur Ausbauwassermenge entwickelt. Bis 1950 bleibt das in den Stauseen zurückgehaltene und in den Wintermonaten turbiniertere Wasservolumen mit rund 97 Mio m³ gering. Zwischen 1950 und 1975 erfolgte die Fertigstellung sämtlicher grosser Speicherseen, was zu einem totalen Nutzvolumen von 1157 Mio m³ führte, welches im Jahre 1991 durch die Erhöhung des Speichers Mauvoisin auf 1195 Mio m³ gesteigert wurde. Das Volumen von 1195 Mio m³ entspricht 21% der totalen, jährlichen Abflussmenge bei Porte du Scex.

In Bild 4 ist die heute installierte Ausbauwassermenge der Speicherkraftwerke im Verhältnis zur total installierten Ausbauwassermenge entlang der Rhone dargestellt. Diese "relative Ausbauwassermenge" darf als einfacher Indikator der Schwallbeeinflussung der Rhone in ihrem Längsverlauf verwendet werden. Es ist jedoch zu beachten, dass der intermittierende Betrieb der verschiedenen Zentralen die resultierenden Schwall- und Sunkraten (dQ/dt) der Rhone vergrössern oder verringern kann. Zudem produzieren wie gesagt nicht alle Kraftwerke gleichviel Winterenergie und wirken somit nur bedingt schwallerzeugend. Ebenfalls entscheidend ist, in welchen Tageszyklen turbiniert wird.

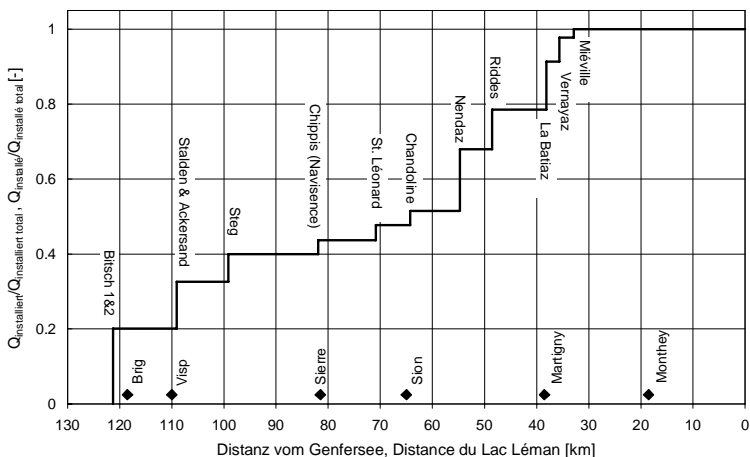


Bild 4: Zunahme der "relativen Ausbauwassermenge" entlang der Rhone (einfacher Schwallindikator).

Die insgesamt installierte Ausbauwassermenge der Speicherkraftwerke von 186 m³/s und das totale Nutzvolumen der Stauseen von rund 1'200 Mio m³ können das Abflussregime der Rhone in bedeutendem Masse verändern (Kapitel 4). Die Kraftwerke und Speicherseen beeinflussen zudem andere Faktoren, wovon die wichtigsten in Tabelle 1 zusammengefasst sind.

Tabelle 1: Einflüsse des Nutzvolumens der Speicherseen und der Ausbauwassermenge der Zentralen auf verschiedene Parameter der Rhone.

Nutzvolumen der Speicherseen <i>(1195 Mio m³/s = 21% der mittleren, jährlichen Wasserfracht von Porte du Scex der Jahre 1905-2003)</i>	Ausbauwassermenge der Zentralen* <i>(186 m³/s = ca. 2.5-fache mittlere, jährliche Abflussmenge der Wintermonate in Porte du Scex der Jahre 1905-1927)</i>
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Verschiebung der mittleren Monatsabflüsse ▪ Erhöhung/Verminderung der mittleren Tagesabflüsse ▪ Verminderung der jährlichen Hochwasserspitzen ▪ Reduktion der grossen Hochwasser (Raboud et al., 2002) ▪ Verminderung der Schwebstoffmenge (Loizeau & Dominik, 2000), Rückhalt durch Stauseeverlandung (Boillat et al., 2003; Schleiss & Oehy, 2002) ▪ Einfluss auf die mittleren Jahres- und Monatstemperaturen des Wassers 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Einfluss auf die Tagesganglinien des Abflusses und die davon abhängigen Parameter (Fließgeschwindigkeit, Wasserspiegel, ...) ▪ Zunahme der Schwall- und Sunkraten (dQ/dt) ▪ Einfluss auf den Tageszyklus der Wassertemperatur (Meier et al., 2004) ▪ Einfluss auf den Tageszyklus der Schwebstoffkonzentration/Trübung (Portmann et al., 2004) und die Kolmation der Sohle

* Die Abbauwassermenge von 186 m³/s wird als massgebend für den Winterschwallbetrieb angenommen. Dabei werden als erste Annäherung die Zentralen Bitsch, Ackersand 2 und Steg mit geringer Winterproduktion vernachlässigt.

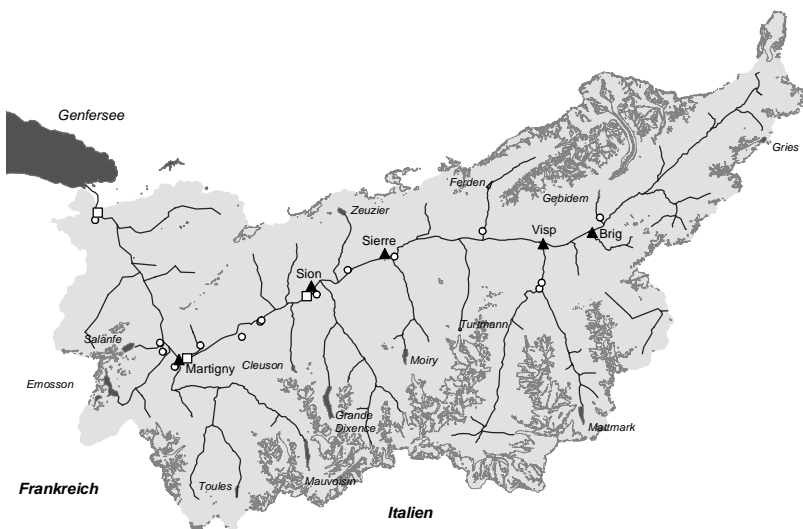


Bild 5: Übersicht des Rhoneinzugsgebiets mit Gletschern, Stauseen und Fliessgewässern, Städten (▲), Abflussmessstationen BWG (◻) und Kraftwerkszentralen (○).
 Messstationen von der Quelle zur Mündung: Sion, Branson, Porte du Scex.
 Zentralen von der Quelle zur Mündung: Bitsch, Stalden & Ackersand 2, Steg, Chippis (Navisence), St. Léonard, Chandoline, Nendez & Bieudron, Riddes, Fully, La Batiaz, Vernayaz, Miéville und Vouvy.

3. Ausgewertete Daten und untersuchte Grössen

Zur Untersuchung der Veränderung des Abflussregimes der Rhone wurden sowohl analoge (historische Linnigraphenaufzeichnungen) als auch digitale Grundlagen verwendet. Es handelt sich dabei primär um Daten der Abflussmessstationen in Sion, Branson und Porte du Scex des Bundesamtes für Wasser und Geologie. Weitere historische Abflussinformationen wurden aus Supan (1895) und Utrecht (1906) entnommen. Mit Hilfe der Linnigraphenaufzeichnungen und der Pegel-Abfluss-Beziehung in Porte du Scex konnten die Tagesganglinien des Jahres 1907 mit einer zeitlichen Auflösung von einer Stunde rekonstruiert werden. Das Jahr 1907 dient als unbeeinflusstes Referenzgewässer für die Analyse der Tagesganglinien sowie der Schwall- und Sunkraten. Es handelt sich bezüglich Jahresmittel und Monatsmittel um ein durchschnittliches Jahr und kann als repräsentativ erachtet werden. Die Schwall- und Sunkraten des Jahres 1907 müssten korrekterweise als natürliche Anstiegs- und Rückgangsraten bezeichnet werden. Der Einfachheit halber werden in diesem Bericht aber auch für 1907 die Bezeichnungen Schwallraten und Sunkraten verwendet. Die ausgewerteten Daten und untersuchten Grössen sind in Tabelle 2 dargestellt.

Tabelle 2: Untersuchte Grössen, Zeiträume und Ausgangsdaten

Untersuchte Grösse	Zeitraum	Messtation	Bezeichnung	Ausgangsdaten
Mittlerer Jahresabfluss	1905-2003	Porte du Scex	$Q_{\text{moy, annuel}}$	Mittlere Tagesabflüsse
Mittlere Monatsabflüsse	1905-2003	Porte du Scex	$Q_{\text{moy, mensuel}}$	Mittlere Tagesabflüsse
Pardéoeffizienten	1905-2003	Porte du Scex	PK_{mensuel}	$Q_{\text{moy, mensuel}}, Q_{\text{moy, annuel}}$
Dauerlinie der Tagesmittel	1905-2003	Porte du Scex	-	Mittlere Tagesabflüsse
Tagesganglinien	1907, 2003	Porte du Scex	Q_i	Linnigraphenaufzeichnungen, aktuelle Messwerte
Historische Schwall- und Sunkraten (dQ/dt)	1907	Porte du Scex	dQ/dt	Linnigraphenaufzeichnungen h_i und Pegel - Abfluss - Beziehung H-Q
Aktuelle Schwall- und Sunkraten (dQ/dt)	1998-2003	Sion, Branson, Porte du Scex	dQ/dt	Q_i (zeitliche Auflösung gemäss Daten BWG*)

*Die Zeitintervalle der Abflussmessungen des BWG sind unregelmässig und die Anzahl Messwerte pro Jahr ist nicht konstant. Um dieser Unregelmässigkeit gerecht zu werden, wurden die Schwall- und Sunkraten mit dem für die Berechnung massgebenden Zeitintervall gewichtet (1h für 1907 respektive dt_{cst} für 1998-2003). Für den Vergleich der Jahre untereinander wurden die "Schwall-/Sunkraten - Verteilungskurven" normalisiert (Beobachtungswahrscheinlichkeit, siehe Kapitel 4).

Die monatlichen Pardéoeffizienten sind definiert als der mittlere Monatsabfluss über dem mittleren Jahresabfluss gemäss der Formel:

$$PK_{m,a} = \frac{Q_{\text{moy, mensuel } m,a}}{Q_{\text{moy, annuel } a}} \quad \text{mit } 1 \leq m \leq 12 \text{ und } 1905 \leq a \leq 2003.$$

Für die verschiedenen Analysen wurde jeweils zwischen den Perioden 1905-1950 (vor Speicher- und Kraftwerksbau), 1951-1975 (während dem Ausbau der Speicher und Kraftwerke) und 1976-2003 (nach Speicher- und Kraftwerksbau) unterschieden (Bild 2 und 3).

4. Resultate

4.1 Jahresabflüsse

Bild 6 zeigt die mittleren Jahresabflüsse zwischen 1905 und 2003. Das natürliche Einzugsgebiet (topographisch und geologisch bedingt) und das effektive Einzugsgebiet (durch Zu- und Ableitungen beeinflusst) unterscheiden sich für diesen Zeitraum praktisch nicht. Lediglich $0.08 \text{ m}^3/\text{s}$ (seit 1949, Totensee) und $1.2 \text{ m}^3/\text{s}$ (ab 1966, Griessee) werden dem Einzugsgebiet der Rhone entzogen. Seit 1973 wird dem Emosson-Stausee $2.6 \text{ m}^3/\text{s}$ aus Frankreich zugeleitet. Die Kraftwerke und Speicherseen haben demzufolge auf die mittleren Jahresabflüsse keinen wesentlichen Einfluss.

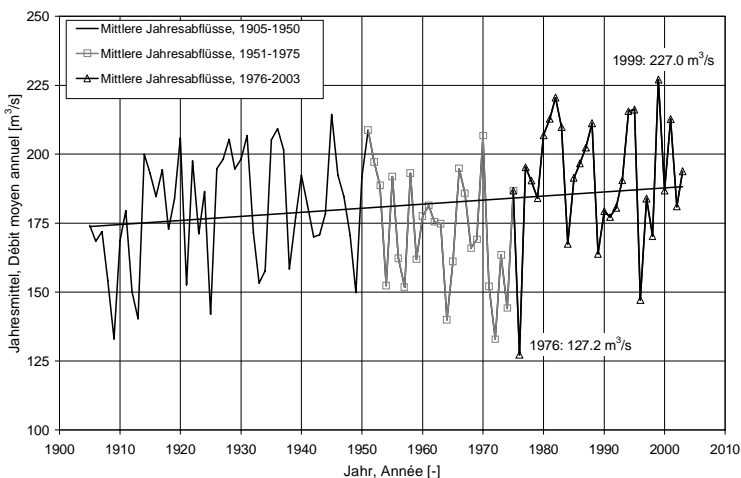


Bild 6: Entwicklung der mittleren Jahresabflüsse in Porte du Scex.

Die mittleren Jahresabflüsse weisen gemäss dem Mann-Kendall sowie dem Spearman's Rho Test für ein Signifikanzniveau $\alpha=10\%$ einen signifikant zunehmenden Trend auf (siehe Kundzewicz & Robson, 2000 für die Methoden). Die Zunahme der mittleren Jahresabflüsse ist auf eine Kombination der Veränderungen von Niederschlägen, Temperatur¹, Verdunstung und der Gletschervolumen zurückzuführen. Genauere Angaben dazu liefern Schädler (1985) und Maisch et al. (2004).

4.2 Pardékoefizienten

Das Jahresabflussregime eines Gewässers kann durch die Pardékoefizienten charakterisiert werden, welche implizit auch die Information des Monatsmittels enthalten. Die jährlichen und über die 3 Perioden gemittelten Pardékoefizienten in Porte du Scex zeigen eine deutliche Veränderung des Abflussregimes, auch wenn eine natürliche Streuung für die drei untersuchten Perioden vorhanden ist. Vergleicht man die gemittelten Pardékoefizienten mit jenen von natürlichen Einzugsbegieten

¹ Die mittlere Jahrestemperatur in Sion der Periode 1865 bis 2000 weist ebenfalls einen signifikanten zunehmenden Trend auf (Signifikanzniveau $\alpha=1\%$).

(Weingartner & Aschwanden, 1992), kann festgehalten werden, dass das Abflussregime der Rhone in Porte du Scex früher vom Typ "Glacio-nival (b)" bis "Nivo-glaciaire" war. Heute ist das Abflussregime am selben Ort vom Typ "Nival de transition" bis "Nivo-pluvial préalpin". Die Monate Oktober bis April weisen höhere und die Monate Juni bis September tiefere Monatsmittel als vor dem Bau der Kraftwerke auf. Das Monatsmittel im Mai ist unverändert. Die Verschiebung ist hauptsächlich auf die Speicherung des Wassers in den Sommer- und die Nutzung in den Wintermonaten zurückzuführen. Ein Teil der Verschiebung ist aber auch klimatischen Faktoren zuzuordnen. Birsan et al. (2004) zeigen, dass insbesondere in Einzugsgebieten mit einer Vergletscherung grösser als 5% die positiven Trends der Winter- und Frühlingsabflüsse signifikant sind, allerdings bei gleichbleibenden Sommer- und Herbstabflüssen.

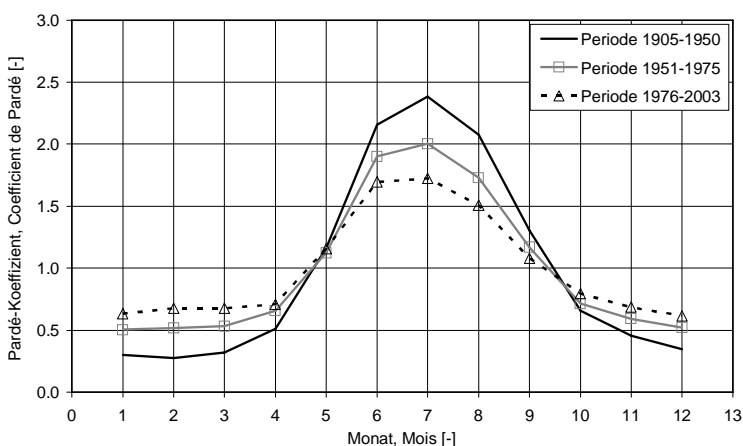


Bild 7: Gemittelte Pardé-Koeffizienten in Porte du Scex; aufgeteilt in die 3 Perioden vor, während und nach Ausbau der Kraftwerke.

Tabelle 3 fasst die gemittelten Pardé-Koeffizienten für die 3 Perioden sowie die prozentuale Veränderung zwischen Periode 1 und 3 zusammen. Die Monatsmittel im Winter haben demzufolge rund 20 bis 150% zugenommen, die Monatsmittel im Sommer etwa 15 bis 30% abgenommen.

Tabelle 3: Pardé-Koeffizienten und prozentuale Veränderung zwischen der Periode 1905-1950 und der Periode 1976-2003.

	Jan.	Feb.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.
1905-1950 (1)	0.30	0.27	0.32	0.51	1.16	2.16	2.38	2.08	1.30	0.66	0.46	0.35
1976-2003 (3)	0.63	0.68	0.68	0.71	1.16	1.69	1.72	1.51	1.08	0.80	0.69	0.62
%-Veränderung	111	147	111	39	0	-21	-28	-27	-17	21	50	77

4.3 Tagesmittel

Die Pardéoeffizienten (Kapitel 4.2) haben die Zunahme der Winter- und die Abnahme der Sommerabflüsse im Einzugsgebiet der Rhone bis Porte du Scex aufgezeigt. Dies widerspiegelt sich logischerweise auch in den Tagesmitteln (Bild 8, siehe auch Loizeau & Dominik (2000)).

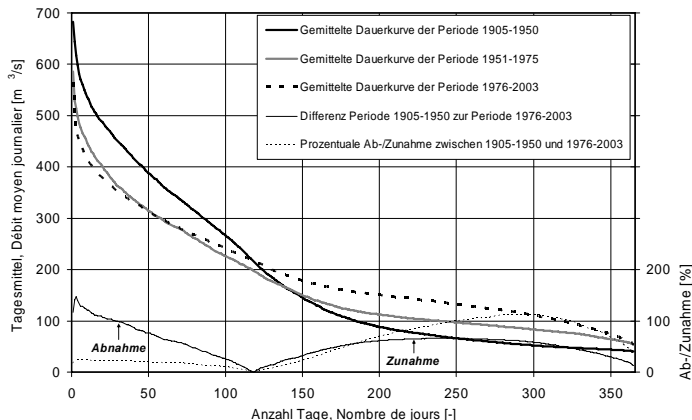


Bild 8: Dauerkurven der Tagesmittel in Porte du Scex für die Perioden 1905-1950, 1951-1975 und 1976-2003. Absolute und prozentuale Abweichung der Dauerkurve der Periode 1976-2003 von der Dauerkurve der Periode 1905-1950.

Der Vergleich der Tagesmittel der Periode von 1905-1950 (vor Ausbau der Speicherkraftwerke) mit der Periode von 1976-2003 bringt für Porte du Scex folgende Erkenntnisse

1. Die Tagesmittel sind heute während einem Drittel des Jahres (117 Tage) kleiner und während zwei Dritteln des Jahres (247 Tage) grösser als vor dem Ausbau der Speicherkraftwerke.
2. Während 80 Tagen pro Jahr beträgt die Zunahme mehr als 100% gegenüber der Periode von 1905 bis 1950.
3. Während 30 Tagen pro Jahr beträgt die Abnahme der Tagesmittel im Sommer im Vergleich zur Periode von 1905 bis 1950 mehr als 100 m³/s. Im Maximum hat das Tagesmittel rund 150 m³/s (ΔQ_3) abgenommen. Die Abnahme des jährlichen Höchstabflusses Q_1 beträgt im Mittel immerhin noch rund 120 m³/s, obwohl die drei grossen Hochwasser der Jahre 1987, 1993 und 2000 in die Periode von 1976-2003 fallen.
4. Die prozentuale Reduktion an 117 Tagen vor allem während der Sommermonate (0 % bis 24 %) ist wesentlich geringer als die prozentuale Zunahme an den übrigen 247 Tagen (0 % bis 113%). Gewässerökologisch und hydraulisch stellt eine Zunahme von 100% auf tiefem Abflussniveau im Winterhalbjahr einen wesentlich grösseren Einfluss dar als eine 20%-igen Abnahme auf hohem

Abflussniveau im Sommerhalbjahr, da sich die hydraulischen Parameter bei relativ tiefem Abflussniveau verhältnismässig viel schneller ändern. Die Gewässermorphologie, das heisst in erster Linie die Uferneigung, ist aber in den Überlegungen mitzubehrsichtigen.

- Die Differenz des Volumens der erhöhten Abflüsse an 247 Tagen (1'046 Mio m³) und des Volumens der verminderten Abflüsse während 117 Tagen (688 Mio m³) beträgt 358 Mio m³ (11.35 m³/s). Dieser Unterschied entspricht der Zunahme der gemittelten Jahresabflüsse der Perioden 1905-1950 (179.46 m³/s) und 1976-2003 (190.81 m³/s).

Aus der graphischen Analyse der Tagesmittel geht zusätzlich hervor, dass gemäss der Elektrizitätsnachfrage während der Wintermonate ein Wochenzyklus der Tagesmittel entsteht (Bild 9, oben). Für die Sommermonate ist dies nicht mehr der Fall (Bild 9, unten), da die Elektrizitätsnachfrage kleiner ist und die Stauseen für die Spitzenenergieproduktion im Winter gefüllt werden. Zudem sind die allenfalls turbinieren Wassermengen im Vergleich zum Schnee- und Gletscherschmelzabfluss der nicht gefassten Einzugsgebiete klein.

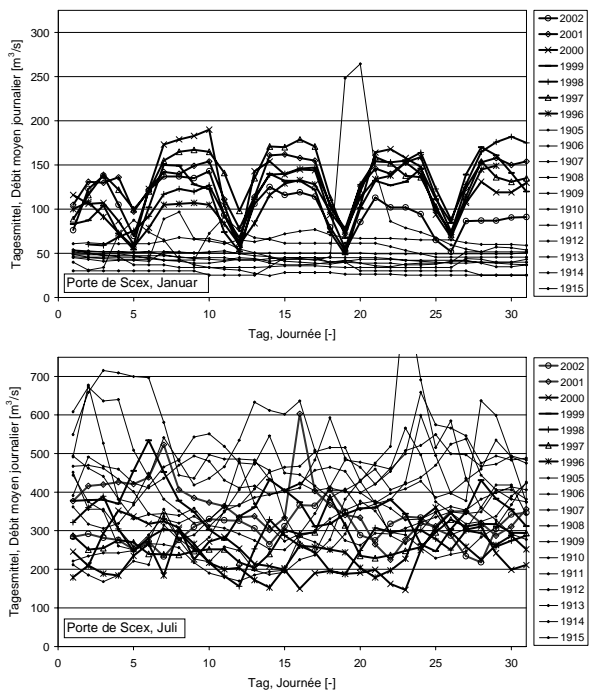


Bild 9: Oben: Erkennbarer Wochenzyklus der Tagesmittel in Porte du Scex im Januar der Jahre 1996-2003. Tag 5 entspricht jeweils einem Sonntag. Unten: Tagesmittel in Porte du Scex im Juli (kein identifizierbarer Wochenzyklus).

4.4 *Wochen- und Tagesganglinien*

Die Abflussganglinien sowie die Schwall- und Sunkraten von vier charakteristischen Wochen wurden für die Jahre 1907 und 2003 miteinander verglichen (Bild 10 bis 13) wobei folgendes zu beachten ist:

1. In die Aprilwoche 2003 fielen die Osterfeiertage, deswegen sind vom Karfreitag bis Ostermontag die Schwall- und Sunkraten und der Abfluss relativ gering. Die Aprilwoche 1907 war eine Niederwasserwoche mit wenig Abfluss und praktisch keinen Abflussschwankungen.
2. Die Maiwoche 1907 entsprach einer typischen Schneeschmelzwoche mit stets ansteigendem Abfluss aber ohne Tageszyklen. Dieser resultiert aus der zunehmenden Sättigung der Schneedecke. Dieselbe Woche im Jahr 2003 ist eine typische durch den Turbinenbetrieb beeinflusste Woche mit mehreren resultierenden Abflussspitzen.
3. In der Augustwoche 1907 mit hohen Temperaturen fand ein Sommerhochwasser statt und es sind temperatur- und sonneneinstrahlungsbedingte Schnee- und Gletscherschmelz-Tageszyklen sowohl im Abfluss und interessanterweise auch in den natürlichen Schwall- und Sunkraten klar erkennbar. Ein Tageszyklus des Abflusses ist auch für das Jahr 2003 feststellbar. Dieser ist von der Schnee- und Gletscherschmelze der nicht genutzten Einzugsgebiete sowie der beschränkten Kapazität der bestehenden Wasserfassungen abhängig.
4. Die Oktoberwoche des Jahres 1907 wies ein kleines Herbsthochwasser auf. Im Jahre 2003 handelte es sich um eine typische Turbinierwoche. Betreffend der Schwall- und Sunkraten zeigt sich, dass während dem Anstieg des Hochwassers 1907 kurzzeitig ähnliche hohe Schwallraten erreicht werden wie im Jahre 2003 während allen Wochentage mehrmals.

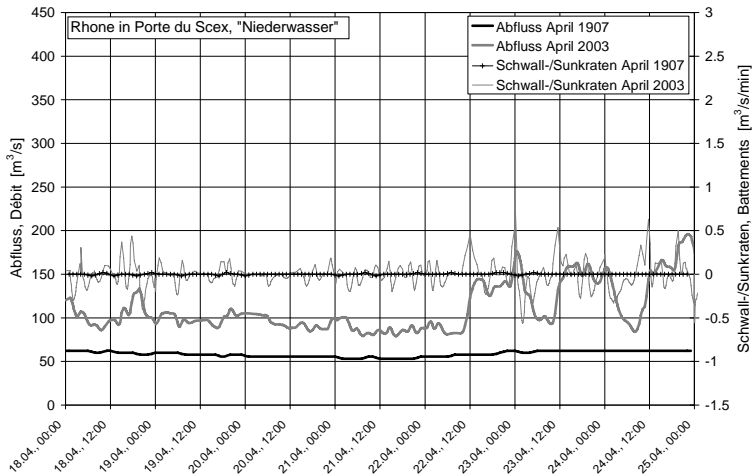


Bild 10: Vergleich von charakteristischen Wochen der Jahre 1907 und 2003.
April: Niederwasserbedingungen (1907).

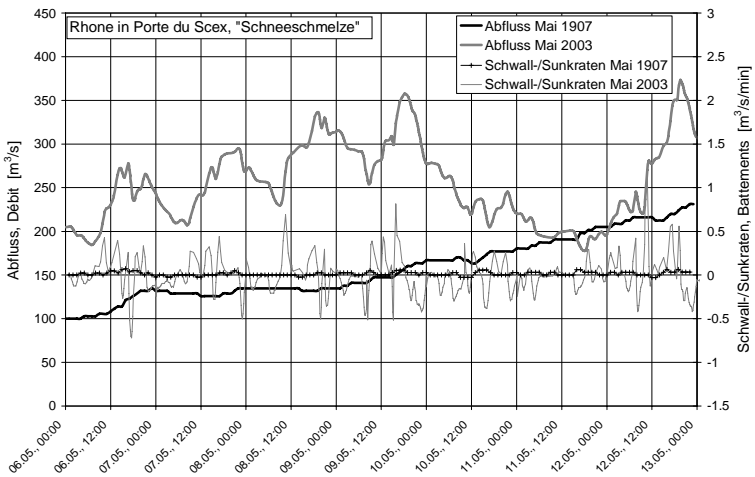


Bild 11: Vergleich von charakteristischen Wochen der Jahre 1907 und 2003.
Mai: Schneeschmelze (1907).

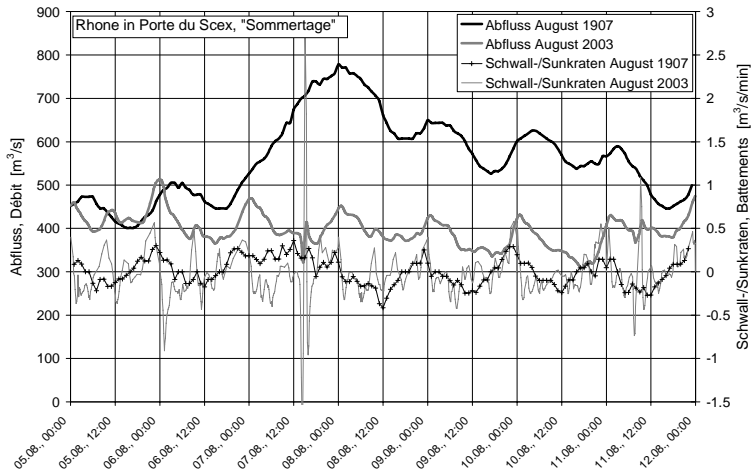


Bild 12: Vergleich von charakteristischen Wochen der Jahre 1907 und 2003.
August: heisse Sommertage (1907).

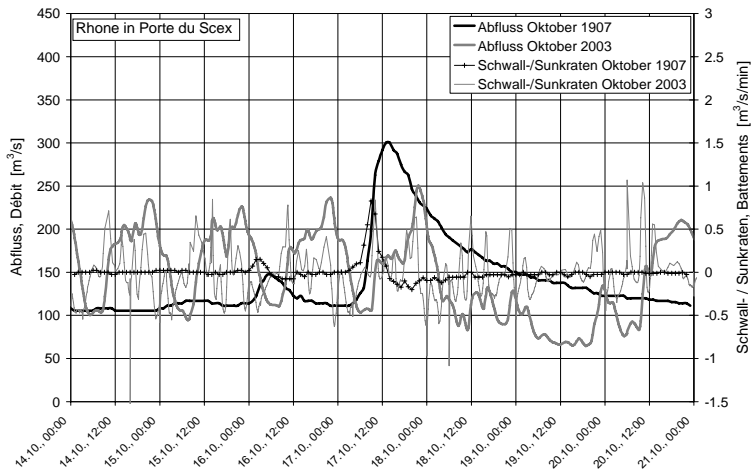


Bild 13: Vergleich von charakteristischen Wochen der Jahre 1907 und 2003.
Oktober: Herbsthochwasser (1907).

Bild 10 bis 13 zeigen lediglich die Abflussganglinien und Schwall- und Sunkraten von vier charakteristischen Wochen. Das Resultat des Vergleichs der Ganglinien 1907 und 2003 über das ganze Jahr ist in Tabelle 4 zusammengefasst.

Tabelle 4: Zusammenfassung des Vergleichs der Jahresganglinien von 1907 mit 2003.

	1907, Porte du Scex	2003, Porte du Scex
Vorhandensein des Tageszyklus	Bei Schönwetter während der Monate (Mai), Juni, Juli, Aug., Sept., (Okt.)	Während des ganzen Jahres ausser an Wochenenden/Feiertagen
Durchgang der Tages-spitze	Meistens ein Maximum zwischen 3 und 6 Uhr morgens	Ein oder mehrere Maxima (15h, 18h, 21h oder 24 bis 3h)
Gründe für den typischen Tageszyklus	Überlagerung von Schneeschmelze, Gletscherschmelze, Niederschlag	Überlagerung der Rückgabewassermengen der Zentralen, der Schnee- und Gletscherschmelze sowie der Niederschläge
Schönwetterperioden mit hohen Temperaturen führen zu hohen Tages- und Nachtabflüssen sowie zu deutlichen Tageszyklen.	... verringern den Einfluss der Rückgabewassermengen teilweise, so dass der natürliche Tageszyklus wieder dominiert.

Bezüglich Schwall- und Sunkraten kann grundsätzlich festgehalten werden, dass die maximalen absoluten Schwall- und Sunkraten während der Monate Juni, Juli, August und September für 1907 und 2003 vergleichbar sind. In den übrigen Monaten sind die maximalen absoluten Schwall- und Sunkraten 1907 wesentlich kleiner als 2003. Dem Gewässer fehlt demzufolge in diesen Monaten gegenüber dem Referenzzustand eine Ruhephase. Die Frequenz der Schwall- und Sunkraten (Anzahl von Abflusszunahmen und -abnahmen pro Tag) ist jedoch über das ganze Jahr 2003 deutlich höher als 1907.

4.5 Statistische Analysen der Schwall- und Sunkraten

Um ein ganzheitliches Bild zu erhalten, wurden die Schwall- und Sunkraten statistisch über das ganze Jahr (Bild 14 und 15) oder aufgeteilt auf die einzelnen Monate (Bild 17) ausgewertet (Histogramme, Erwartungswerte, Standardabweichungen). Um die einzelnen Jahre miteinander vergleichen zu können, wurden die Schwall- und Sunkraten mit den massgebenden Beobachtungsdauern gewichtet und die erhaltenen Histogramme normalisiert. Die Fläche unter den in Bild 14, 15 und 17 dargestellten Verteilungen beträgt jeweils 1, die y-Achsen entsprechen somit Beobachtungswahrscheinlichkeiten der zugehörigen Schwall- und Sunkraten. Je mehr eine Kurve zugespitzt ist, desto grösser ist die Wahrscheinlichkeit, dass sich der Abfluss pro Zeit nicht oder nur sehr wenig ändert. Je flacher eine Kurve ist, umso mehr nimmt Frequenz und Amplitude der grossen Schwall- und Sunkraten zu.

Bild 14, oben zeigt deutlich, wie in Porte du Scex die grossen jährlichen Schwall- und Sunkraten nach dem Bau der Speicherkraftwerke zugenommen haben. Diese Zunahme ist praktisch ausschliesslich dem Kraftwerksbetrieb zuzuordnen. Für 1998 bis 2003 sind kaum Unterschiede zu erkennen. Für die Jahre 1907 und 1999 (vor und nach dem Bau der Speicherkraftwerke) wurden die Schwall- und Sunkraten an verschiedenen Orten verglichen (Bild 15). Daraus ist ersichtlich, dass der Schwalleinfluss flussabwärts zunimmt.

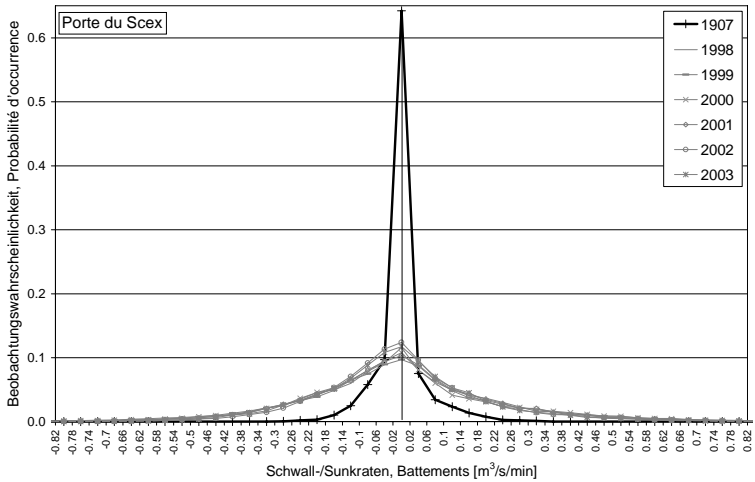


Bild 14: Jährliche Beobachtungswahrscheinlichkeiten der Schwall- und Sunkraten in Porte du Scex 1907 und 1998-2003.

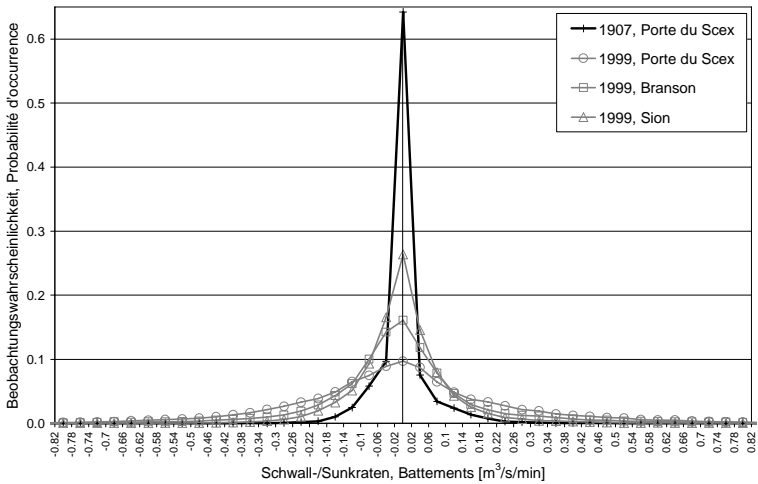


Bild 15: Jährliche Beobachtungswahrscheinlichkeiten der Schwall- und Sunkraten. Oben: Porte du Scex 1907 und 1998-2003. Unten: Porte du Scex 1907 und Porte du Scex, Branson, Sion 1999.

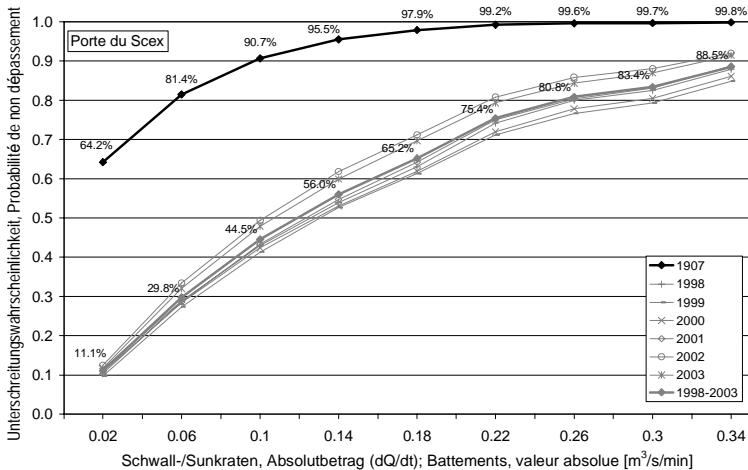


Bild 16: Unterschreitungswahrscheinlichkeit (y-Achse) gegebener Schwall- und Sunkraten (x-Achse) bei Porte du Scex.

Bild 16 zeigt die relative Anzahl Beobachtungen innerhalb bestimmter Schwall- und Sunkraten (Unterschreitungswahrscheinlichkeit). Vergleicht man 1907 mit 1998 – 2003 in Porte du Scex, so waren 1907 beispielsweise 90.7% der beobachteten Raten kleiner als $\pm 0.1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{min}$; für 1998 – 2003 sind es lediglich noch 44.5%. Für $\pm 0.3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{min}$ betragen die entsprechenden Werte 99.7% und 83.4%. Aus benthischer Sicht sind gemäss Brooker (1981) und Hamilton (1976) Schwall- und Sunkraten von $dQ/dt < 0.017$ bis $0.028 \text{ m}^3/\text{s}/\text{min}$ akzeptierbar. Diese Werte sind jedoch nur für die von Brooker und Hamilton untersuchten Gewässer gültig. Deshalb sollte zur Festlegung von Grenzwerten jedes Gewässer individuell beurteilt werden, wobei das ursprüngliche, natürliche Abflussregime und die Gewässergeometrie zu berücksichtigen sind.

Von besonderem Interesse ist die Aufteilung der Schwall- und Sunkraten auf die einzelnen Monate. Nimmt man zum Vergleich die Jahre 1907 und 2003, so geht aus Bild 17 hervor, dass für 1907 drei typische Perioden unterschieden werden können:

- 1) Wintermonate (November bis April) mit geringen Schwall- und Sunkraten.
- 2) Übergangsmonate (Mai und Oktober) mit mittleren Schwall- und Sunkraten.
- 3) Sommermonate (Juni bis September) mit hohen Schwall- und Sunkraten.

Diese Perioden können sich selbstverständlich in Abhängigkeit der meteorologischen Gegebenheiten innerhalb eines bestimmten Jahres verschieben. Die Aufteilung in Winter-, Übergangs- und Sommermonate dürfte aber allgemein gültig sein.

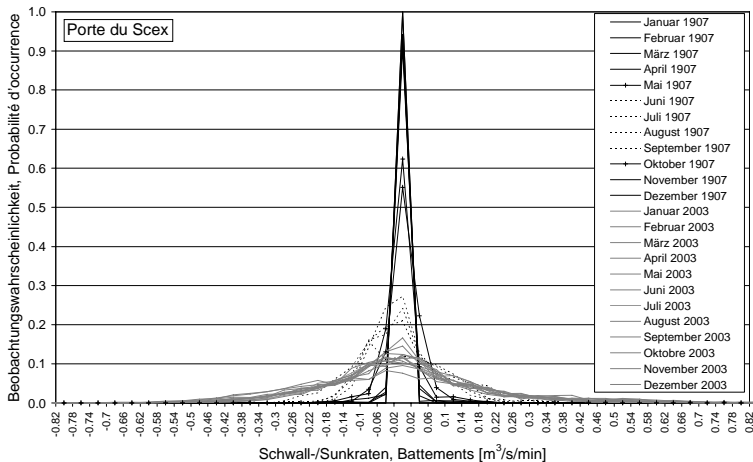


Bild 17: Monatliche Beobachtungswahrscheinlichkeiten der Schwall- und Sunkraten in Porte du Scex für 1907 und 2003. Schwarz: Wintermonate (Nov.-April), Übergangsmonte (Oktober, Mai), Sommermonate (Juni-Sept.) 1907. Grau: Alle Monate 2003.

Für 2003 (wie für sämtliche Jahre von 1998-2003) ist in Porte du Scex für die einzelnen Monate keine Aufteilung in typische Perioden mehr feststellbar. Sämtliche Monate gleichen hinsichtlich der Schwall- und Sunkraten am ehesten noch den Sommermonaten des Jahres 1907. Dies ist anhand der saisonalen Standardabweichungen der Schwall- und Sunkraten vom Mittelwerte in Tabelle 5 verdeutlicht. Der Mittelwert ist erwartungsgemäss in allen Fällen null. Die Standardabweichung vom Mittelwert variiert 1907 saisonal, für 1998 - 2003 ist diese konstant und beträgt in allen Perioden rund $0.23 \text{ m}^3/\text{s}/\text{min}$.

Tabelle 5: Standardabweichung der Schwall- und Sunkraten in Porte du Scex vom Mittelwert für 1907 und 1998-2003.

Zeitraum	Wintermonate	Übergangsmonte	Sommermonate
1907 [m ³ /s/min]	0.016	0.051	0.096
1998-2003 [m ³ /s/min]	0.234	0.234	0.230

Standardabweichung (Tabelle 5), Unterschreitungswahrscheinlichkeiten (Bild 16) oder Beobachtungswahrscheinlichkeiten (Bild 17) von Schwall- und Sunkraten können dazu dienen, die hydrologische Beeinflussung eines Gewässers durch künstlichen Schwall und Sunk zu charakterisieren. Ist das Gewässer anthropogen beeinflusst, so sollte ein unbeeinflusstes Gewässer zum Vergleich herangezogen werden, welches einen ähnlichen mittleren Jahresabfluss und einen vergleichbaren natürlichen Regimetyp besitzt (gemäss Weingartner & Aschwanden, 1992). Dadurch können die Abweichung der genannten Parameter vom natürlichen Abflussregime erfasst sowie die Auswirkungen von wasserbaulichen und betrieblichen Massnahmen quantifiziert werden.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Die durchgeführten Auswertungen zeigen, wie sich die mittleren Jahres-, Monats- und Tagesabflüsse sowie die Tagesganglinien der Rhone im Verlaufe des letzten Jahrhunderts verändert haben. Dazu wurden historische und aktuelle Daten von den drei Messstationen der Landeshydrologie – Sion, Branson und Porte du Scex – ausgewertet. Die Rhone von 1907 wird dabei als hydrologisch unbeeinflusstes Referenzgewässer erachtet.

Während die festgestellten Veränderungen bei den Monatsmitteln, Tagesmitteln und Ganglinien durch den Bau respektive Betrieb der grossen Speicherkraftwerke begründet sind, ist die Veränderung der mittleren Jahresabflüsse klimatischen Faktoren zuzuordnen. Es kann gezeigt werden, dass die mittleren Jahresabflüsse zwischen 1905 und 2003 in Porte du Scex statistisch signifikant zugenommen haben. Dasselbe gilt für die mittleren Jahrestemperaturen in Sion.

Die mittleren Monatsabflüsse in Porte du Scex wurden zur Bestimmung der Pardé-koeffizienten verwendet. Diese wiederum erlauben das Jahresabflussregime der Rhone zu quantifizieren. Vergleicht man die mittleren Pardé-koeffizienten der Periode vor dem Ausbau der grossen Speicherkraftwerke mit der Periode nach Fertigstellung derselben, so zeigt sich, dass das Abflussregime der Rhone in Porte du Scex früher vom Typ "Glacio-nival (b)" bis "Nivo-glaciaire" war. Heute ist das Abflussregime am selben Ort vom Typ "Nival de transition" bis "Nivo-pluvial préalpin". Dies verdeutlicht, dass das summierte Nutzvolumen der Speicherseen von rund 1200 Mio m³ die Verschiebung eines Teils der jährlichen Wassermenge zur Abdeckung des Spitzenenergiebedarfs ins Winterhalbjahr erlaubt.

Verglichen wurden auch die Dauerkurven der Tagesmittel in Porte du Scex. Während rund 80 Tagen im Winter sind die Tagesmittel im Vergleich zu früher mindestens verdoppelt, während 30 Tagen im Sommer hingegen beträgt die Abnahme 100 m³/s und mehr. Die Abnahme des jährlichen Höchstabflusses Q_1 beträgt im Mittel 120 m³/s.

Die Ganglinien von 1907 und 2003 wurden für vier typische Wochen in Porte du Scex dargestellt, für eine Niederwasserwoche, Schneeschmelzwoche, Sommerwoche und Herbstwoche des Jahres 1907 (Bild 10 bis 13). Nur im Sommer ist das Abflussregime bezüglich Schwall- und Sunkraten wenig beeinflusst, da während heissen Sommertagen der natürliche Abfluss der nicht genutzten Teileinzugsgebiete dominiert. In den übrigen Jahreszeiten ist der Einfluss der verschiedenen Zentralen auf die Abflussverhältnisse deutlich erkennbar.

Die Schwall- und Sunkraten (dQ/dt) eignen sich zur Charakterisierung der häufig wechselnden Abflussverhältnisse. Dieser Indikator wurde gewählt, da er auf eine beliebige Morphologie des Gewässers angewendet werden kann. So können zum Beispiel für bestimmte Schwall- und Sunkraten die zugehörigen Geschwindigkeits- oder Abflusstiefenänderungen in kanalisierten oder revitalisierten Gewässerabschnitten berechnet werden. Um die einzelnen Jahre und Messstationen untereinander vergleichen zu können wurden die Schwall- und Sunkraten normalisiert. So konnten Beobachtungswahrscheinlichkeiten von bestimmten Schwall- und Sunkraten sowohl für 1907 als auch für die Jahre 1998 bis 2003 bestimmt und verglichen werden. Betrachtet man die Standardabweichung der Schwall- und Sunkraten vom Mittelwert zeigt sich,

dass diese seit 1907 deutlich zugenommen haben und dass die Schwallbeeinflussung in Fließrichtung der Rhone zunimmt.

Werden die Monate bezüglich Schwall- und Sunkraten einzeln untersucht, soll in Wintermonate, Übergangsmo-nate und Sommermonate aufgeteilt werden. Es bestätigt sich, dass die Sommermonate der Jahre 1907 und 1998 – 2003 vergleichbar sind. Für die Wintermonate sind die beobachteten Schwall- und Sunkraten deutlich verschieden. Der heutigen Rhone fehlen demzufolge insbesondere die "Ruhemonte" im Winter mit vorwiegend niedrigem, praktisch konstantem Abfluss und geringer Trübung. Die relativ geringe Qualität der Rhone als Lebensraum, welche sich zum Beispiel in der geringen Besiedelung durch wirbellose Organismen des Benthos (Baumann & Meile, 2004) oder im schlechten Zustand der Fischfauna (Peter & Weber, 2004) widerspiegelt, ist nebst der Kanalisierung der Rhone auf die häufig und stark ändernden Abflussverhältnisse während der Wintermonate zurückzuführen.

Die vorgestellte Studie zeigt, wie das Abflussregime der Rhone früher war und wo die Unterschiede zu heute liegen. Mit den gewonnenen Resultaten können die Auswirkungen von fluss- und wasserbaulichen Massnahmen (naturnah gestaltete Ufer und Aufweitungen, etc), wie sie beispielsweise am Laboratoire de Constructions Hydrauliques in Lausanne im Rahmen des Rhone-Thur Forschungsprojektes untersucht werden, auf das Abflussregime und insbesondere auf die Schwall- und Sunkraten quantifiziert werden. Andererseits besteht noch ein gewisser Forschungsbedarf, welcher die minimalen Anforderungen an ein Abflussregime hinsichtlich Gewässerökologie verdeutlicht.

Literaturverzeichnis

- Baumann P., Meile T.** (2004): *Makrozoobenthos und Hydraulik in ausgewählten Querprofilen der Rhone*. Wasser, energie, luft – eau, énergie, air, 96.Jahrgang 2004, Heft 11/12, p. 320-325.
- Birsan M-V., Molnar P., Pfandler M., Burlando P.** (2004): *Trends in schweizerischen Abflussmessreihen*. Wasser, energie, luft – eau, énergie, air, 96.Jahrgang 2004, Heft 1/2, p. 29-38.
- Boillat J.-L., Oehy Ch., Schleiss A.** (2003): *Reservoir Sedimentation Management in Switzerland*, The 3rd World Water Forum, Challenges to the Sedimentation Management for Reservoir Sustainability, March 2003, p. 143 – 158, 2003.
- Brooker, M.P.** (1981): *The impact of Impoundments on the downstream Fisheries and general ecology of rivers*. Adv. Appl. Biol. 6, p. 91-152.
- BWG** (2002): *Hochwasser 2000 – Les crues 2000, Ereignisanalyse / Fallbeispiele – Analyse des événements / Cas exemplaires*. Berichte des BWG, Serie Wasser, Bern.
- DSFB** (2000): *Dritte Rhonekorrektio-n, Sicherheit für die Zukunft*, Synthesebericht. Kanton Wallis, Dienststelle für Strassen- und Flussbau, Juni 2000, Sitten.
- Fette M., Hoehn E., Wehrl B.** (2004): *Infiltration von Flusswasser ins Grundwasser*. Wasser, energie, luft – eau, énergie, air, 96.Jahrgang 2004, Heft 11/12, p. 301-304.
- Hamilton R., Buell J.W.** (1976): *Effects of modified hydrology on Campbell River salmonids*. Environment Canada, Fisheries and Marine Service, Technical Report Series No. PAC/T-76-20.
- Kundzewicz, Z.W., Robson, A.** (2000): *Detecting Trend and Other Changes in Hydrological Data*. World Climate Program – Water, WMO/UNESCO, WCDMP-45, WMO/TD 1013, Geneva.
- Loizeau J.-L., Dominik J.** (2000): *Evolution of the Upper Rhone River discharge and suspended sediment load during the last 80 years and some implications for Lake Geneva*. Aquatic Sciences 62: 54-67.

- Maisch M., Paul F. und Käib A.** (2004): *Kemgrößen, Flächen- und Volumenänderungen der Gletscher 1850-2000*. Hydrologischer Atlas der Schweiz, Tafel 3.10, Landeshydrologie und -geologie (Hrsggeb.), Bern.
- Meier, W., Frey, M., Moosmann, L., Steinlin, S. Wüest A.** (2004): *Wassertemperaturen und Wärmehaushalt der Rhone und ihrer Seitenbäche*. Schlussbericht SP I-2, Rhone-Thur Projekt, EAWAG, WSL: 100 Seiten.
- Peter A., Weber Ch.** (2004): *Die Rhone als Lebensraum für Fische*. Wasser, energie, luft – eau, énergie, air, 96. Jahrgang 2004, Heft 11/12, p. 326-330.
- Portmann M., Baumann P. & Imhof B.** (2004): *Schwebstoffhaushalt und Trübung der Rhone*. Publikation des Rhone-Thur Projekts c/o EAWAG, Kastanienbaum.
- Raboud P.-B., Dubois J., Boillat J.-L., Costa S., Pitteloud P.-Y.** (2001): *Projet Minerve – Modélisation de la contribution des bassins d'accumulation lors des crues en Valais*. Wasser, energie, luft – eau, énergie, air, 93. Jahrgang, Heft 11/12, p. 313-317.
- Schädler B.** (1985): *Der Wasserhaushalt der Schweiz*. Mitteilung der Landeshydrologie, Nr. 6, Bern.
- Schächli U.** (1993): *Die Kolmation von Fliessgewässersohlen*. Mitt. der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie Nr. 124, ETH Zürich.
- Schleiss A., Oehy Ch.** (2002): *Verlandung von Stauseen und Nachhaltigkeit*. Wasser, energie, luft – eau, énergie, air, 94. Jahrgang 2002, Heft 7/8, p. 227-234.
- SFRD** (1964): *La correction du Rhône en amont du lac Léman*. Publication du Service fédéral des routes et des digues (Département fédéral de l'intérieur), Bern.
- Supan A.** (1895): *Untersuchungen über die tägliche Periode der Wasserführung und die Bewegung von Hochfluten in der oberen Rhone*. Mitteilungen aus Justus Perthes' Geographischer Anstalt, 41. Band, 1895, p. 129-169.
- Utrecht E.** (1906): *Die Ablation der Rhone in ihrem Walliser Einzugsgebiete im Jahre 1904/05*, Zeitschrift für Gewässerkunde, 7. Band, Heft 5, p. 257-320.
- Weingartner R., Aschwanden H.** (1992): *Abflussregimes als Grundlage zur Abschätzung von Mittelwerten des Abflusses*. Hydrologischer Atlas der Schweiz, Tafel 5.2, Landeshydrologie und -geologie (Hrsggeb.), Bern.

Verdankung

Die vorliegende Studie wurde im Rahmen der vom Bundesamt für Wasser und Geologie BWG finanzierten Forschungsarbeit "Flussbauliche und wasserbauliche Massnahmen zur Verminderung von Schwall- und Sunkerscheinungen infolge Kraftwerkbetrieb" durchgeführt. Die Daten wurden durch die Landeshydrologie erfasst und zur Verfügung gestellt. Bei der Aufbereitung und Auswertung der Rohdaten haben Ronny Moser und Frederic Loup, Bauingenieurstudenten der EPFL wertvolle Hilfe geleistet.

Adresse der Autoren

Tobias Meile, Prof. Dr. Anton Schleiss, Dr. Jean-Louis Boillat

Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

Bât. GC, Station 18

CH-1015 Lausanne, Suisse

+41-21-693 23 85

<http://lchwww.epfl.ch>

tobias.meile@epfl.ch , anton.schleiss@epfl.ch , jean-louis.boillat@epfl.ch

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Analyse et objectifs de gestion d'un aménagement hydraulique fluvial à buts multiples

Philippe Heller

Résumé

Dans les pays où le potentiel hydroélectrique est déjà fortement exploité, de nouveaux barrages ne peuvent trouver une approbation générale que comme projets à buts multiples. A côté des objectifs techniques (production d'énergie, contrôle des crues et irrigation), les aménagements hydroélectriques fluviaux doivent également satisfaire les contraintes environnementales, paysagères et sociales. La réduction du marnage artificiel, le soutien du débit d'étiage, la création de biotopes et de zones de loisirs autour du réservoir en sont des exemples.

Traditionnellement ces aspects sont traités séparément (United Nation, 1972). La mise en commun de ces différents objectifs accroît le degré de complexité du projet. Une méthodologie capable d'appréhender cette complexité est nécessaire pour développer les synergies entre les buts proposés. La méthode choisie comprend une analyse qualitative complétée par une étude quantitative.

L'analyse qualitative est effectuée par une méthode holistique de réflexion en réseau, telle que proposée par Probst et Gomez. Les résultats mettent en valeur trois groupes de variables, celles qui influencent la taille du projet, celles qui influencent la gestion du projet et celles qui permettent de quantifier l'état du système obtenu. Cette analyse souligne particulièrement les impacts issus du marnage.

L'analyse quantitative se concentre sur les aspects de gestion du réservoir. Les opérations proposées sont calculées par différentes heuristiques ainsi qu'une technique d'optimisation non-linéaire. Cette technique permet d'améliorer l'état écologique de la rivière aval et d'augmenter les utilisations potentielles du réservoir (création de biotopes, développement de zones de loisirs, production énergétique).

Zusammenfassung

In Ländern, in denen das Wasserkraftpotential bereits intensiv genutzt wird, finden neue Laufwasserkraftwerke nur als Mehrzweckprojekt eine allgemeine Akzeptanz. Neben technischen Zielsetzungen (Wasserkraftnutzung, Bewässerung oder Hochwasserschutz), müssen die fluss- und wasserbaulichen Ausbaumaßnahmen ebenfalls ökologische, soziale und landschaftliche Aspekte berücksichtigen. Die Reduzierung von Schwall und Sunk, die Gewährleistung eines ausreichenden Mindestabflusses sowie die Schaffung von Biotopen und Freizeitzonen um das Reservoir sind nur einige Beispiele.

Traditionell werden diese Aspekte getrennt behandelt (United Nation, 1972). Eine integrale Betrachtungsweise dieser verschiedenen Zielsetzungen steigert die Komplexität des Projekts. Aus diesem Grund ist eine neue Methodologie erforderlich, die in der Lage ist, diese Komplexität zu erfassen, um Synergien zwischen den angestrebten Zielen herauszuarbeiten. Die ausgewählte Methode umfaßt eine qualitative Analyse, die durch eine quantitative Studie vervollständigt wird.

Die qualitative Analyse basiert auf einer ganzheitlichen Methode des vernetzten Denkens, welche von Probst und Gomez entwickelt wurde. Die Resultate heben drei Variablengruppen hervor, jene, die die Größe des Projekts beeinflussen, jene, die das Projektmanagement beeinflussen und jene, die erlauben, den Zustand des Systems zu quantifizieren. Diese Analyse unterstreicht im Besonderen die Auswirkungen, die auf Schwall und Sunk zurückzuführen sind.

Die quantitative Analyse konzentriert sich auf den Betrieb des Reservoirs. Die vorgeschlagenen Abflüsse werden durch verschiedene heuristische Methoden sowie eine nichtlineare Optimierungstechnik berechnet. Diese Technik ermöglicht, den ökologischen Zustand des Flusses zu verbessern sowie die potentiellen Nutzungen des Reservoirs zu erhöhen (Biotopschaffung, Entwicklung von Freizeitzone und Energieproduktion).

1. Introduction

Parallèlement à la sensibilité croissante aux problèmes environnementaux, les changements climatiques montrent des situations météorologiques extrêmes aggravées. Ces changements nécessitent, pour des raisons sécuritaires, d'importants travaux sur les cours d'eaux. D'autre part, l'espace laissé aux réseaux hydrologiques a fortement diminué. Les populations se sont installées à proximité des rivières ce qui rend leur débordement d'autant plus inacceptables.

Dans les pays développés où le potentiel hydroélectrique est largement développé, l'implantation de nouveaux aménagements est devenue difficile. Des contraintes écologiques, sociales ou politiques font souvent obstacles à des projets intéressants mais analysés seulement d'un point de vue technique ou économique. Pour répondre à cette problématique, de nombreuses méthodes participatives ont été développées (Leach & al., 2001). Elles incluent, dès les premières phases du projet, l'ensemble des partenaires potentiels. Ces méthodes ont pour but d'aboutir à un compromis raisonnable. Pour ce faire, elles favorisent des projets à buts multiples.

Un projet à buts multiples génère un système complexe avec des effets rétroactifs. Son étude doit considérer les perspectives de tous les acteurs. Les variables du projet avec leurs rétroactions doivent également être modélisée avec consistance.

Selon Flug & al. (2000) et Cai & al. (2004), les buts possibles pour un barrage fluvial peuvent être répartis dans trois catégories : hydraulique, écologique et socio-économique. La production énergétique, la protection contre les crues, l'irrigation et la navigation forment la première catégorie. L'écologie des rivières, la réduction du marnage artificiel et la création de biotopes forment la seconde catégorie. La pêche, les zones de récréation et l'intégration paysagère forment la dernière catégorie.

La littérature souligne que les systèmes complexes doivent être analysés distinctement par un modèle qualitatif et un modèle quantitatif (Coyle, 2000). Les systèmes dynamiques sont définis comme « une méthode d'analyse des systèmes complexes faite par une analyse causale, suivie d'une transcription dynamique, complétée par un modèle et terminée par une simulation informatique » (EuroDicauTom, 1982). La considération de chacun des aspects proposés du projet à buts multiples requiert ainsi initialement une analyse qualitative. Dans un second temps, l'analyse quantitative doit spécifier les aspects purement numériques. Le but de cette méthodologie appliquée à des projets hydrauliques est de développer des synergies au sein de ces ouvrages de sorte à augmenter leur degré d'acceptabilité.

Cet article se concentre sur les aménagements hydroélectriques fluviaux qui possèdent un réservoir de faible profondeur. Le but principal est de laminier le marnage artificiel et de réduire les pointes des crues. Un projet semblable est académiquement étudié sur le Rhône valaisan (Bollaert & al., 2000). A cause de ses nombreux réservoirs alpins, le régime du Rhône subit une influence journalière et saisonnière (marnage journalier et report saisonnier). Les nombreux glaciers du bassin versant provoquent dans le Rhône une eau fortement chargée en sédiments fins.

2. Analyse quantitative

2.1 Méthode de Probst et Gomez

Développée par deux socio-économistes (Gomez & al., 1995), cette approche holistique de réflexion en réseau est constituée de cinq étapes (Figure 1). « Identifier le problème » en le regardant sous différents angles, permet de « comprendre les relations » qui existent entre les différents partenaires du problème. Cette analyse, par la mise en évidence des facteurs-clés, conduit à « élaborer des solutions ». Leur « analyse » par le biais d'indicateurs permet de prendre les mesures nécessaires pour « réaliser la solution » la plus prometteuse. La réalisation génère une nouvelle situation qui engendre, probablement de nouveaux problèmes.

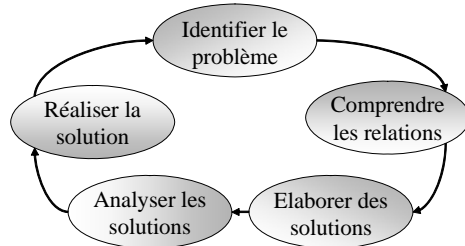


Figure 1 : Les cinq étapes de la méthode de Probst et Gomez.

Les frontières du problème sont définies au travers des partenaires et de leurs attentes vis-à-vis du projet. La compréhension du fonctionnement du système à travers les acteurs mène naturellement à la définition des variables du projet.

Ces variables sont intégrées au sein d'un réseau unique qui forme le diagramme d'influence. Les relations entre les variables sont modélisées par trois aspects : la

direction, le degré d'influence et l'effet temporel. La direction de l'influence indique si la relation est proportionnelle ou inversement proportionnelle à la cause. L'intensité distingue, sur une échelle arbitraire, si l'influence est faible, moyenne ou forte. L'effet temporel donne une indication sur le temps nécessaire à la propagation de l'influence. Mathématiquement, une influence est l'expression de la dérivée partielle entre deux facteurs successifs. Comme montré à la Figure 2 l'influence entre le débit aval et le débit lâché aux vannes (facteur B) est exprimé par l'équation suivante :

$$f = \frac{\partial F(A, B, C)}{\partial B}$$

où le facteur A représente le débit turbiné, le facteur C la débit de la rivière by-pass (rivière de contournement de l'ouvrage pour assurer la migration des poissons et le continuum écologique), F la relation mathématique qui lie ces quatre facteurs et f la dérivée partielle. Le diagramme d'influence donne ainsi un modèle relatif complexe de la réalité à partir d'information qualitative (Sterman, 2000).

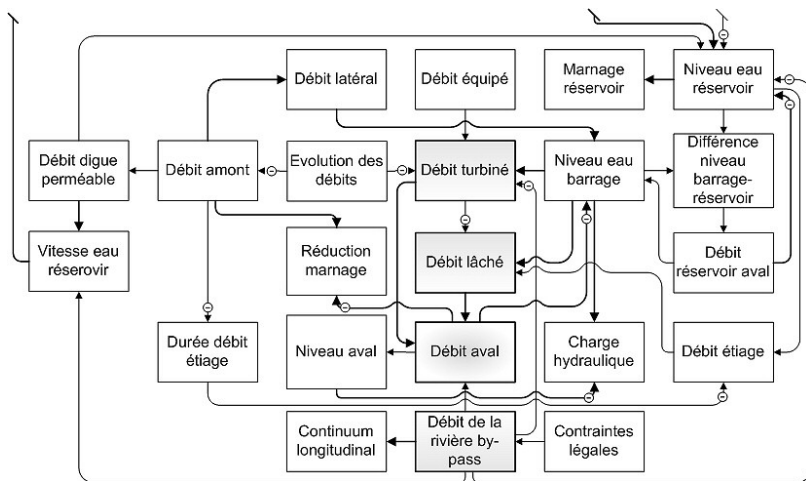


Figure 2: Diagramme d'influence; exemple du réseau hydraulique partiel; le débit de la rivière by-pass, le débit turbiné et le débit lâché influencent directement le débit aval.

L'analyse mathématique du diagramme conduit au graphe d'influence. Ce dernier synthétise toute l'information (Figure 3). L'abscisse représente la capacité active des variables (leur capacité à influencer les autres variables) et l'ordonnée leur capacité réactive (leur capacité à être influencé par les autres variables). Le graphe est divisé en quatre parties. La zone inerte contient les variables de moindre importance. La zone active contient les leviers du système. La zone réactive contient les indicateurs préférés. La zone critique contient les variables critiques. Leur activité jointe à leur réactivité nécessite une attention spéciale. Elles peuvent en effet générer des réactions en chaîne.

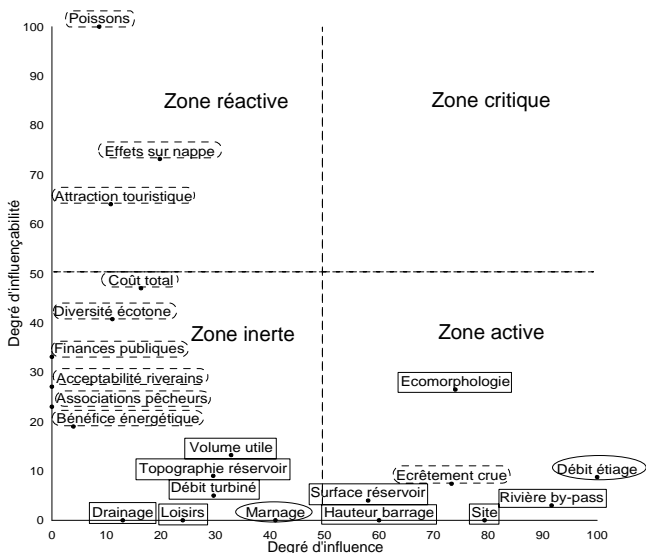


Figure 3: Répartition graphique des quatre zones; représentation des variables de taille, de gestion et d'objectif les plus importantes.

2.2 Application au Rhône

Pour l'application du projet hydroélectrique à buts multiples sur le Rhône, les acteurs du système sont répartis en six classes d'activité. La première classe considère les acteurs politiques. Ceux-ci sont divisés en trois groupes (fédérale, cantonale, communale). La seconde classe énumère les acteurs économiques. Ils se répartissent sur sept niveaux : agriculture, construction, producteurs d'hydroélectricité, artisanat, finance, tourisme et immobilier. Cette énumération suit la logique établie des secteurs primaire, secondaire et tertiaire de l'économie. La troisième classe considère les acteurs sociaux du projet. Ils sont divisés sur quatre niveaux : riverains du projet, contribuables, demandeurs d'emploi et consommateurs de loisirs. La même personne physique peut ainsi être vue sous différents angles. La quatrième classe recense les acteurs liés à l'écologie. Elle distingue les associations avec droit des associations sans droit de recours au niveau fédéral. Devant la diversité des associations à la poursuite de buts similaires, une logique thématique est également mise en œuvre. Les deux dernières classes, d'une importance moindre, sont constituées des instituts de recherche et des médias. Cette étude regroupe 125 types d'acteurs avec environ 320 attentes relatives au projet.

A partir des acteurs et de leurs attentes, 153 variables sont définies. Elles sont réparties, selon leur signification physique, dans six thèmes : hydraulique, énergie, finance, socio-économie, nappe phréatique et écologie.

Le diagramme d'influence du système est construit avec ces 153 variables. Une analyse de sensibilité sur l'interprétation des résultats permet de relativiser l'impact subjectif de

la méthode. Elle porte principalement sur le choix de l'intensité des relations et sur la manière d'agréger les influences indirectes. Cette analyse montre que la variation relative des variables entre elles reste inférieure à 10 %. L'impact subjectif de la méthode conditionne donc les résultats dans cette même mesure. Cette variation doit ainsi être prise en compte dans l'analyse des résultats. Elle reste toutefois faible.

Les résultats de l'analyse quantitative distinguent trois types de variables (Figure 3). Les variables de taille (rectangle sur le graphe) constituent le premier groupe. Les caractéristiques du site, la rivière by-pass, la hauteur du barrage, la surface du réservoir et les adaptations écomorphologiques en sont les variables principales. L'écomorphologie est définie comme « les conditions structurelles des rivières qui comprennent la morphologie de la rivière, les constructions hydrauliques faite dans son périmètre et les conditions environnantes » (OFEG, 1998). Le débit turbiné, la topographie du réservoir, les canaux de drainage, les infrastructures de loisirs et le volume utile du réservoir sont d'importance moindre. Les deux variables de gestion constituent le second groupe (ellipse). Ces deux variables, de type hydraulique, sont le soutien au débit d'étiage et le marnage artificiel aval. Toutes deux dépendent des variables de taille et de l'équation de continuité. Cette dépendance mathématique permet une analyse quantitative. Cette dernière est rendue nécessaire pour produire une solution qui reste dans le domaine physique. Les variables « objectif » constituent le troisième groupe (trait tillé). Elles se divisent en deux parties. La première est relative aux aspects monétaires. Ces variables sont l'attraction touristique, le coût total et son effet sur les finances publiques, les bénéfices tirés d'un tel projet (vente d'énergie et protection en cas de crue). La seconde partie est relative aux aspects non-monétaires. Ces variables sont la diversité de l'écotone, le développement des poissons, les effets sur la nappe phréatique, la réduction des effets du marnage artificiel, la satisfaction des associations de pêcheurs et l'acceptabilité par les riverains.

L'étude qualitative souligne également l'impact des variables de configuration. Ces variables sont implicitement contenues dans le diagramme d'influence. Avec la configuration choisie, un tel projet à buts multiples sur le Rhône est représenté à la Figure 4a (Bollaert & al., 2000). Le même projet est représenté conceptuellement à la Figure 4b pour les aspects hydrauliques.

L'analyse qualitative montre finalement la nécessité d'une étude quantitative. Cette première analyse permet d'appréhender le fonctionnement du système et d'en comprendre les relations complexes qui le lient à son environnement. La seconde partie doit quantifier plus finement les aspects relatifs à la taille et à la gestion d'un tel aménagement.

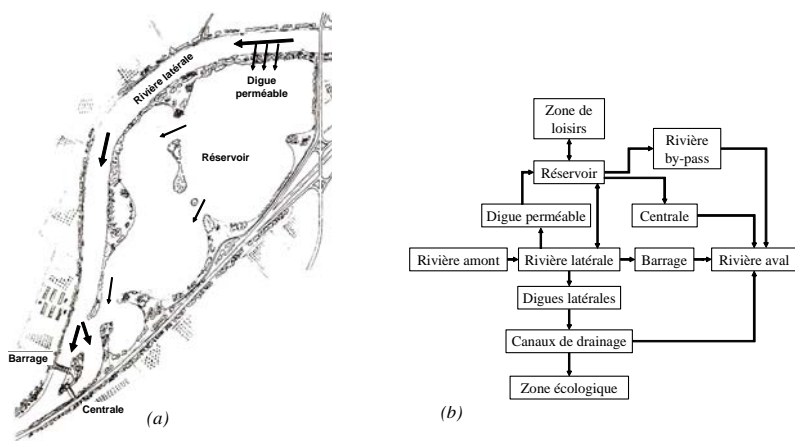


Figure 4: Configuration d'un projet à buts multiples ; (a) in situ ; (b) conceptuel.

3. Modèle numérique de simulation pour le réservoir

Le modèle de simulation du réservoir est développé de manière paramétrique. Il inclut des débits entrant horaires, des prix horaires d'énergie, une courbe de tarage de la rivière aval et une relation hauteur-volume du réservoir. Les débits de deux semaines représentatives du Rhône sont simulés. La première semaine représente une situation hivernale avec de fortes variations issues de la production hydroélectrique des grands ouvrages d'accumulation. La seconde semaine représente une situation estivale avec des variations de débits réduites et un débit moyen plus élevé. Le modèle détermine les débits horaires sortant du réservoir.

La réduction du marnage artificiel aval est un des buts principaux du réservoir. Le marnage aval est défini de manière paramétrique par son amplitude maximale (variation maximale du plan d'eau de la rivière aval en cm) et par son gradient (variation maximale du plan d'eau entre deux heures successive en cm/h). Une amplitude de 30 cm et un gradient de 8 cm/h sont admis par la littérature comme des valeurs raisonnables (Halleraker & al., 2003). La production d'énergie, la création de biotopes et de zone de loisirs sont des buts additionnels du réservoir.

Sur le Rhône, ce modèle est appliqué à un réservoir de 1 km^2 généré par un barrage de 8.6 m. Le volume hebdomadaire hivernale du Rhône s'élève à 65 mio m^3 . Le volume estival vaut 180 mio m^3 . Les débits horaires sont mesurés à Branson de même que la courbe de tarage du Rhône (station OFEG). A cet endroit le Rhône contient déjà la majeure partie de son débit. La pente de 1 ‰ est également représentative d'une grande partie du Rhône valaisan.

La régulation du réservoir est effectuée par deux approches. La première ignore la prévision des débits et calcule les débits sortants par des heuristiques (gestion *a priori*). La seconde admet une prévision hebdomadaire parfaite et définit les débits sortants par une optimisation non-linéaire (gestion *a posteriori*).

3.1 Gestion a priori du réservoir

Trois heuristiques sont développées. Elles prennent en compte seulement le débit entrant actuel et celui du pas de temps précédent. Elles calculent ensuite avec les contraintes de gestion imposées le débit sortant.

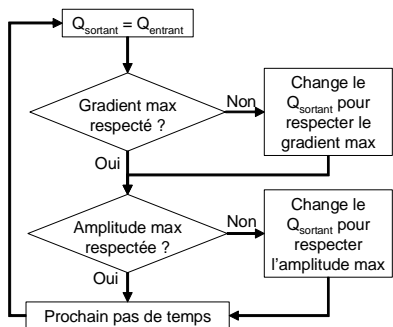
Deux cas extrêmes de gestion peuvent être mis en évidence :

- Le réservoir assure un débit sortant constant.
- Le réservoir garde un niveau constant. Le débit sortant est donc équivalent au débit entrant.

Dans le premier cas, le réservoir concentre la totalité du marnage. La rivière aval souffre alors d'un débit artificiellement constant. Le volume du réservoir nécessaire pour cette gestion est extrême. Son utilisation à d'autres fins est rendue impossible par les grandes variations qu'il subit.

Dans le second cas, la rivière aval garde la totalité du marnage. La production d'énergie de l'aménagement est maximisée mais le réservoir ne remplit plus son rôle principal. Ce cas est pris comme référence (100 %) pour la production énergétique des autres gestions.

La troisième heuristique représente une gestion intermédiaire. Elle est définie par les règles suivantes (Figure 5):



- Commence avec un débit sortant égal au débit entrant.
- Si le gradient, par rapport au débit sortant du pas de temps précédent, n'est pas respecté, modifie le débit sortant.
- Si l'amplitude est dépassée, réduit le débit sortant à la valeur maximale acceptable.
- Continue avec le prochain pas de temps.

Figure 5: algorithme a priori.

Ces règles violent légèrement le principe d'a priori. En effet, cette heuristique requiert une estimation du volume hebdomadaire pour fixer le niveau moyen dans la rivière aval. L'amplitude détermine ensuite les seuils minimal et maximal à respecter. La Figure 6 montre la régulation d'une semaine hivernale sévère avec cette gestion. La production d'énergie correspond à 65 % du maximum.

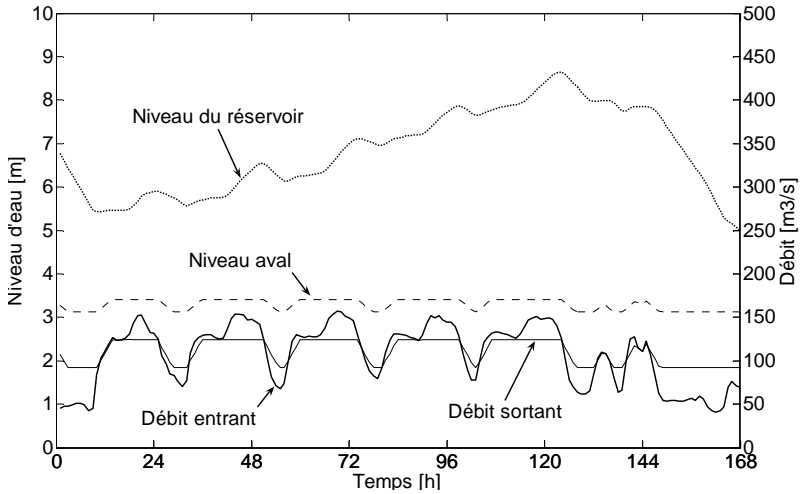


Figure 6: Régulation hebdomadaire hivernale du réservoir et de la rivière aval avec 30 cm d'amplitude et 8 cm/h de gradient, régulation a priori

La Figure 7 montre la même régulation pour une semaine estivale. La production d'énergie augmente alors à 87 % du maximum.

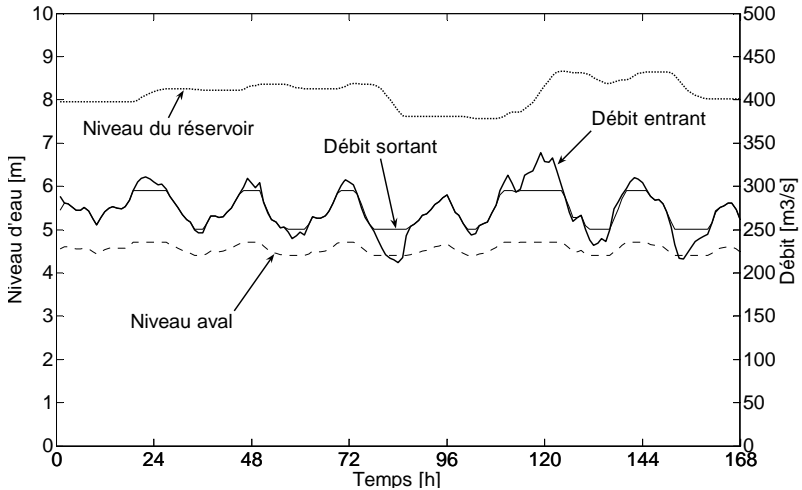


Figure 7: Régulation hebdomadaire estivale du réservoir et de la rivière aval avec 30 cm d'amplitude et 8 cm/h de gradient, régulation a priori

3.2 Gestion a posteriori du réservoir

La prise en compte de la prévision des débits permet de réduire simultanément le marnage aval et les fluctuations du réservoir. La prévision des débits rend la résolution non-linéaire (Westphal & al., 2003). Le problème est résolu en programmation AMPL (Fourer & al., 2002). Les contraintes du système sont la réduction du marnage aval (amplitude et gradient maximaux) et les limites physiques du réservoir. Trois fonctions objectives sont définies :

- Minimisation du volume d'accumulation nécessaire.
- Minimisation des variations du niveau d'eau du réservoir autour de la valeur initiale.
- Maximisation du niveau d'eau dans le réservoir.

La première fonction objective montre une tendance hebdomadaire pour la régulation hivernale. Afin de garder le débit d'étiage aval en dessus de sa valeur limite, le réservoir accumule de l'eau pendant les cinq premiers jours de la semaine. La seconde fonction objective présente la même tendance mais le réservoir garde son niveau initial aussi longtemps que possible. La troisième fonction inverse la tendance. Le réservoir reste plein toute la semaine et se vide pendant le week-end. Le prochain jour ouvrable est ainsi exclusivement utilisé pour remplir le réservoir. La maximisation du niveau de la dernière fonction objective maximise implicitement la production d'énergie. Pour une semaine hivernale, cette fonction génère une production d'énergie équivalente à 80 % du maximum (Figure 8).

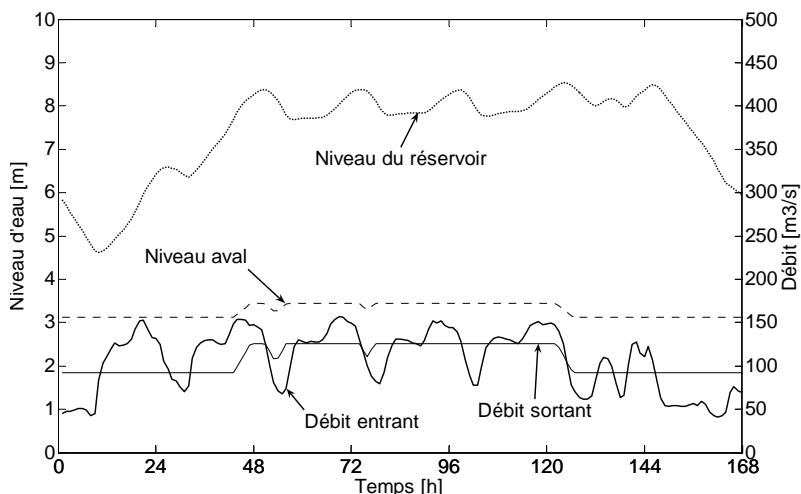


Figure 8: Régulation hebdomadaire hivernale du réservoir et de la rivière aval avec 30 cm d'amplitude et 8 cm/h de gradient, régulation a posteriori, troisième fonction.

Pour une semaine estivale, la même fonction conduit à une production d'énergie de 95 % du maximum (Figure 9).

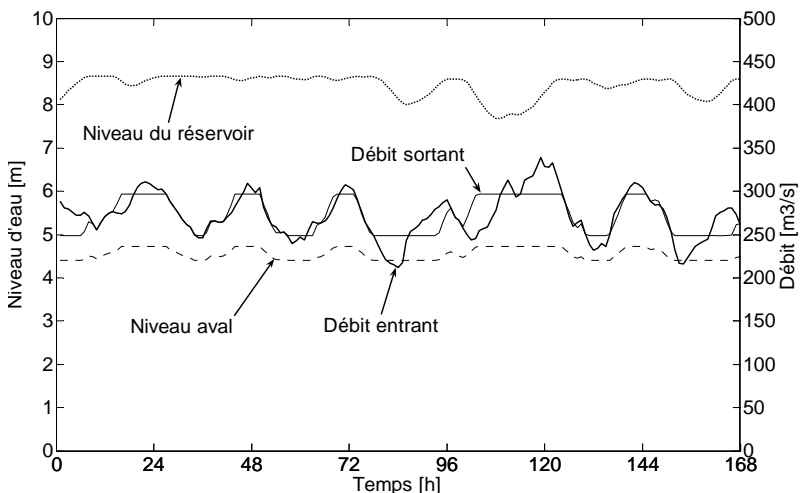


Figure 9: Régulation hebdomadaire estivale du réservoir et de la rivière aval avec 30 cm d'amplitude et 8 cm/h de gradient, régulation a posteriori, troisième fonction.

Pour la semaine hivernale, la réduction du gradient à 4 cm/h est possible sans perte d'énergie (réduction inférieure à 0.5 %). Une telle régulation génère un hydrogramme plus proche d'un hydrogramme historique (Meile & al., 2005). Pour les mêmes raisons, les contraintes de marnage aval pour l'été peuvent être relaxée jusqu'à une amplitude de 42 cm et un gradient de 10 cm/h. Avec ces changements, le niveau d'eau dans le réservoir est sensiblement stabilisé et la production d'énergie est légèrement améliorée (+ 3 %). La variation des contraintes de gestion permet de produire la courbe des solutions non-dominées (solutions de Pareto) entre le marnage aval et les fluctuations du réservoir. Une représentation conceptuelle des différentes courbes de Pareto selon le degré de prévision est donnée à la Figure 10.

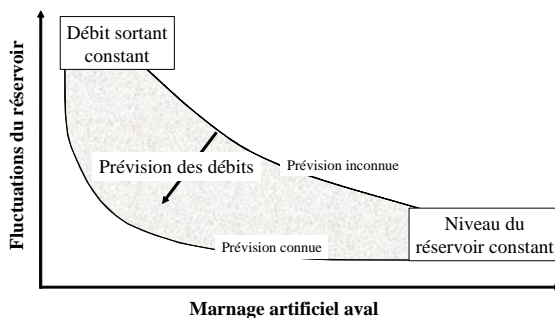


Figure 10: Courbes conceptuelles des solutions de Pareto selon le degré de prévision

4. Perspectives

Cette première analyse montre la compatibilité entre deux objectifs habituellement antagonistes, à savoir la production d'énergie et la diminution du marnage. Pour être consolidée, cette analyse doit considérer des séries annuelles entières. Avec ces dernières, des indicateurs statistiquement représentatifs peuvent être calculés. Une comparaison avec le régime historique peut ensuite être effectuée. L'amélioration quantitative obtenue par la retenue peut ainsi être calculée. Pour les situations de crue, l'analyse hydraulique doit également quantifier le laminage possible de la pointe.

Une deuxième analyse sur le fonctionnement thermique de la retenue permet de quantifier l'impact thermique de la retenue sur la rivière aval. Il est probable que cet effet soit négligeable. Cette analyse doit également permettre de prédire la température de l'eau dans la retenue et de mesurer les risques liés à la formation de brouillard par évaporation.

Une troisième analyse économique est nécessaire pour fixer les limites de faisabilité d'un tel aménagement. Elle doit également permettre de déterminer une clé acceptable de répartition des coûts.

Une quatrième analyse écologique du système est actuellement en cours. Cette analyse peut être considérée comme un ensemble d'indicateurs qui déterminent, à partir des paramètres hydrauliques, le résultat écologique probable des différents modules étudiés (retenue, rivière by-pass, rivière aval).

Finalement l'intégration de l'ensemble des outils de simulation au sein d'un algorithme d'optimisation doit permettre de dégager l'ensemble des solutions non-dominées.

5. Conclusions

L'analyse quantitative holistique de réflexion en réseau distingue et relativise les variables de taille, de gestion et d'objectif du projet. Elle souligne aussi les variables de configurations qui sont implicitement contenues dans le diagramme d'influence. Les modélisations suivantes doivent autant que possible rendre explicite ces variables. Par ailleurs les résultats qualitatifs ont montré la nécessité d'une simulation quantitative pour les aspects de gestion notamment.

L'analyse quantitative propose des gestions possibles du réservoir. La prise en compte des prévisions et les techniques de programmation non-linéaire permettent d'optimiser cette gestion. La variation des contraintes de gestion (marnage artificiel aval défini par son amplitude et son gradient) produit la courbe des solutions non-dominées entre le marnage aval et les fluctuations du réservoir. Ces solutions sont directement utiles comme alternatives proposées aux décideurs. Par itération successive, le même modèle est également capable d'optimiser les variables de taille d'un tel aménagement.

La régulation du réservoir par maximisation de son niveau d'eau (troisième fonction objective) agit directement sur l'état écologique de la rivière aval et sur le réservoir. Sa production d'énergie et son utilisation à des fins de loisirs sont également améliorées avec sa stabilité. Ainsi une gestion optimisée permet de réconcilier des buts apparemment antagonistes. Plus spécifiquement au Rhône valaisan, il semble qu'un aménagement hydroélectrique fluvial à buts multiples soient une solution adaptée pour réduire les effets négatifs du marnage issus des grands aménagements à accumulation.

Bibliographie

- Bollaert, E., Irrniger, P. and Schleiss, A.** (2000). *Management of sedimentation in a multipurpose reservoir in a run-of-river powerplant project on an alpine river*. Proc. of conf. Hydro 2000, Bern, Switzerland, pp. 183-192.
- Cai, X., Lasdon, L. and Michelsen, A.M.** (2004). *Group Decision Making in Water Resources Planning Using Multiple Objective Analysis*. J. Water Resour. Plng. Mgmt., Vol. 130 (1), pp. 4-14.
- Coyle, G.** (2000). *Qualitative and quantitative modelling in system dynamics: some research questions*. System Dynamics Review (16), pp. 225-244.
- EuroDicauTom**, A Glossary of Space Terms, ESA 1982, <http://europa.eu.int/eurodicautom/Controller>.
- Flug, M., Seitz, H. and Scott, J.F.** (2000). *Multicriteria Decision Analysis Applied to Glen Canyon Dam*. J. Water Resour. Plng. Mgmt., Vol. 126 (5), pp. 270-276.
- Fourer, R., Gay, D.M. and Kernighan, B.W.** (2002). *AMPL: A Modeling Language for Mathematical Programming*. Duxbury Press, Brooks/Cole Publishing Company.
- Gomez, P. and Probst, G.** (1995). *Die Praxis des ganzheitlichen Problemlösens*. Paul Haupt Verlag, Bern, Switzerland.
- Halleraker, J.H., Saltveit, S.J., Harby, A., Arnekleiv, J.V., Fjeldstad, H.-P. and Kohler, B.** (2003). *Factors influencing stranding of wild juvenile brown trout (salmo trutta) during rapid and frequent flow decreases in an artificial stream*. River Res. Applic., vol. 19, pp. 589-603.
- Leach, W. D. and Pelkey, N. W.** (2001). *Making Watershed Partnerships Work: A Review of the Empirical Literature*. J. Water Resour. Plng. Mgmt., Vol. 127 (6), pp. 378-385.
- Meile, T., Schleiss, A. and Boillat, J.-L.** (2005). *Entwicklung des Ablussregimes der Rhone seit dem Beginn des 20. Jahrhunderts*. erscheint in Wasser-Energie-Luft et dans la communication Nr. 21 du Laboratoire de Constructions Hydrauliques.
- OFEG** (1998). *Méthodes d'analyse et d'appréciation des cours d'eau en Suisse, Ecomorphologie – niveau R (région)*. Information concernant la protection des eaux, n° 27, Office fédéral des Eaux et de la Géologie, pp 1-49.
- Sterman, J.** (2000). *Business Dynamics: System thinking and modeling for a complex world*. McGraw-Hill, New York.
- United Nations Office of Technical Cooperation** (1972). *Water Resource Project Planning*. Water Resources Series, n°41, United Nations, New York. pp. 132-147.
- Westphal, K.S., Vogel, R.M., Kirshen, P. and Chapra, S.C.** (2003). *Decision Support System for Adaptive Water Supply Management*. J. Water Resour. Plng. Mgmt., Vol. 129 (3), pp. 165-177.

Remerciements

Ce travail de recherche est supporté financièrement par la Commission suisse pour la Technologie et l'Innovation (CTI, projet n° 6794.1 FHS - IW), en partenariat avec les Forces Motrices Valaisannes (FMV), le Service des forces Hydrauliques du Valais (SFH - Vs) et l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie (OFEG, projet Rhône - Thur). Le Laboratoire de Gestion des Ecosystèmes ainsi que les bureaux d'ingénieur STUCKY et VATECH apporte leur soutien respectif pour les domaines écologique et technique.

Adresse de l'auteur

Philippe Heller
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Bât. GC, station 18
CH-1015 Lausanne, Suisse
+41-21-693 23 85
<http://lchwww.epfl.ch>
philippe.heller@epfl.ch

Nouveaux développements dans la gestion des crues

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes

Objectifs environnementaux et paysagers d'un aménagement hydraulique à buts multiples

Marc Pellaud, Thierry de Pourtalès, Ion Iorgulescu et Rodolphe Schlaepfer

Résumé

Les aménagements hydrauliques ont causé une profonde modification de la majeure partie des systèmes rivulaires au niveau global. Le projet de recherche SYNERGIE vise le développement de conceptions innovatrices et de méthodologies scientifiques pour l'évaluation des synergies possibles pour des aménagements hydrauliques à buts multiples. Le Laboratoire de Gestion des Ecosystèmes (GECOS-EPFL) est responsable du volet écologique du projet. Les différents aspects de l'étude et de l'implémentation du projet dans le cadre d'une rivière déjà fortement régulée sont exposés et l'utilisation de façon pratique des connaissances et techniques scientifiques à disposition pour la résolution de problèmes environnementaux complexes est mise en avant. Après un bref rappel des altérations causées aux rivières et à leurs plaines alluviales par l'homme, ainsi que des objectifs écologiques du projet SYNERGIE, un modèle conceptuel spatial d'un tel aménagement est présenté et suivi par un extrait du modèle conceptuel relationnel en cours dans le projet. La problématique liée aux systèmes complexes et à l'incertitude véhiculée en écologie est abordée ainsi que le choix d'utilisation de la logique floue comme outil permettant de traiter l'information à disposition.

L'intégration synergétique à l'échelle du secteur fonctionnel est encore à faire pour achever l'élaboration du squelette du modèle. La perspective étant véritablement la création d'un outil relativement simple reposant sur des bases scientifiques solides qui soit utilisable lors des étapes de prises de décision lors de la conception et la gestion d'un tel projet.

Zusammenfassung

Die hydraulischen Bauten haben deutliche Veränderungen der Flusssysteme verursacht. Das SYNERGIE-Forschungsprojekt zielt auf die Entwicklung von innovativen Konzepten und wissenschaftlichen Methoden für die Bewertung möglicher Synergien von hydraulischen Mehrzweckbauten ab. Das Institut für Ökosystem Management (GECOS-EPFL) ist verantwortlich für den ökologischen Bereich des Projekts. Die verschiedenen Aspekte der Studie und der Implementierung des Projekts, im Rahmen eines schon stark regulierten Flusses, werden dargestellt und der praktische Nutzen verfügbarer Kenntnisse und wissenschaftlicher Techniken für die Lösung komplexer Umweltprobleme werden angeführt. Nach einer kurzen Zusammenfassung der Veränderungen, die an den Flüssen und ihren angeschwemmten Ebenen durch den Menschen verursacht wurden, sowie ökologischen Zielsetzungen des SYNERGIE-

Projekts, wird ein konzeptuelles Raummodell vorgestellt und ein Auszug des laufenden relationalen konzeptuellen Modells angedeutet. Die Problematik, die mit den komplexen Systemen und der Unsicherheit der Ökologie zusammenhängt, wird zur Sprache gebracht sowie die Wahl der Anwendung der „Fuzzy Logic“ als Analysewerkzeug diskutiert. Aehrt noch eine synergetische Integration im Maßstab des funktionellen Sektors. Um das Modell abzuschließen, das Ziel ist die Schaffung eines relativ einfachen Werkzeuges, das auf festen wissenschaftlichen Grundlagen beruht und bei den Etappen der Entscheidungsfindung, der Konzeption und dem Management eines solchen Projekts genutzt werden kann.

1. Introduction

Au cours du temps, divers aménagements ont eu de fortes répercussions sur les cours d'eau en Suisse (ex : qualité des biotopes pour la faune et la flore, éléments du paysage) ainsi que sur leurs fonctions utilitaires. Du XVII^{ème} au XIX^{ème} siècle, les défrichements et l'exploitation des forêts en montagne ont entraîné une augmentation de la violence des crues, du transport des sédiments et des inondations sur le plateau. De nombreuses corrections ont donc été effectuées principalement dans la deuxième moitié du XIX^{ème} siècle (rectifications du cours, abaissements du lit). L'utilisation accrue de l'énergie hydraulique au XX^{ème} siècle a donné naissance à des tronçons à débits résiduels et à retenues et modifié le régime d'écoulement et de charriage de bassins hydrologiques entiers (OFEFP, 1998a, 1998b).

L'exploitation d'ouvrages hydroélectriques entraîne divers effets sur les écosystèmes rivulaires.

Tout d'abord l'altération du régime hydrologique naturel par le contrôle des débits, les restitutions d'eau dues à la production hydroélectrique et les dérivations pour la production hydroélectrique (Richter et Richter, 2000; Silk et Ciruna, 2004). Elle entraîne généralement une baisse de la connectivité latérale (Amoros et Petts, 1993; Ward et Stanford, 1995) avec des conséquences négatives sur la disponibilité en ressources trophiques et spatiales (Nilsson *et al.*, 1991; Bornette *et al.*, 1998) mais également sur la recharge de l'aquifère (Tockner et Ward, 1999). Les restitutions induisent également un phénomène de marnage qui peut engendrer des variations de profondeur et de vitesse de courant soudaines et importantes (Valentin, 1995; Céregghino et Lavandier, 1998a, 1998b). Un colmatage du lit peut également être observé, qui est susceptible de restreindre la connectivité verticale entre les eaux de surface et les eaux souterraines. Cette connectivité verticale joue un rôle important au sein de l'écosystème rivulaire (Amoros et Petts, 1993; Huggenberger *et al.*, 1998; Ward *et al.*, 1999; Malard *et al.*, 2002).

Les conditions physico-chimiques de l'eau peuvent également se trouver modifiées. Lors de la création d'un réservoir au fil de l'eau, le milieu lotique caractéristique des cours d'eau s'estompe peu à peu et laisse place à un milieu de type lentique, défavorable aux organismes d'eau courante (Silk et Ciruna, 2004). L'eau prélevée dans la couche épilimnétique risque d'élever la température de la rivière, causant l'accélération des taux de croissance et une altération des périodes d'éclosion de certains organismes (éphémères), voir à terme une modification du cortège d'espèces aquatique. En revanche, l'eau prélevée dans la couche hypolimnétique peut causer une baisse de la

température du cours d'eau, ayant pour effet une baisse de la productivité et une modification du cortège faunistique. De plus, les eaux d'origine hypolimnétique ont tendance à être plus polluées par des composés organiques ou métalliques et risquent de contaminer l'aval de la rivière (Silk et Ciruna, 2004).

Finalement, les barrages forment une barrière physique au continuum et peuvent altérer le passage longitudinal des sédiments (Loizeau et Dominik, 2000), du matériel végétal grossier (Silk et Ciruna, 2004), de la matière organique fine, des nutriments et du mouvement des organismes (Amoros et Petts, 1993).

La normalisation des rivières (pour faciliter l'écoulement de l'eau, le transport solide, la navigation) a souvent entraîné une altération du lit et des berges qui peut avoir divers effets sur l'écosystème rivulaire (Amoros et Petts, 1993; Silk et Ciruna, 2004).

L'altération du régime hydrologique est également issue de la canalisation, elle entraîne des modifications dans l'intensité et la durée des inondations, ainsi qu'une diminution des échanges avec l'aquifère. Elle peut en outre favoriser la prolifération d'espèces invasives (Poff *et al.*, 1997).

Les conditions de l'habitat physique à l'écotone sont également modifiées par l'altération du lit et des berges (Céréghino *et al.*, 2004). Une homogénéisation des tronçons naturellement hétérogènes conduit à un système uniforme simplifié, ou la diversité de l'habitat se trouve réduite (ex : absence d'alternance radiers - mouilles). Dans ce type de milieu, les espèces spécialistes cèdent place aux espèces généralistes (Valentin, 1995; Poff *et al.*, 1997). Silk et Ciruna (2004) indiquent que les amphibiens, oiseaux, reptiles et mammifères souffrent des effets de la canalisation.

Bien que ces remarques ne s'appliquent pas toutes aux systèmes rivulaires suisses, les rivières helvétiques ne sont pas épargnées puisqu'il est considéré que seul 10% des cours d'eau se trouvent encore dans un état naturel ou semi naturel (OFEFP, 1998a, 1998b). En effet près de 60% de la consommation d'électricité du pays est couverte par l'hydraulique et le potentiel technique est exploité à 80% (Schleiss, 2000). Il est donc actuellement devenu indispensable et par ailleurs rendu obligatoire par la législation fédérale d'avoir une vision holistique des aménagements hydrauliques intégrant ces aspects. L'objectif de cet article est d'introduire l'aspect environnemental du projet SYNERGIE (Schleiss, 2005; Meile, 2005; Heller, 2005) qui devrait - à travers la modélisation - proposer la prise en compte et l'optimisation des aspects écologiques dès la phase de conception. Le projet SYNERGIE est mené par une équipe multidisciplinaire dirigée par le Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH-EPFL). Cette équipe est composée du Laboratoire de Gestion des Ecosystèmes (GECOS-EPFL), du Laboratoire de Paysage et Architecture (PARC) et de partenaires privés (Stucky SA et VA Tech Hydro SA). Les objectifs scientifiques sont le transfert vers la pratique des bases scientifiques et méthodologiques pour l'intégration de la réflexion écosystémique et écologique dans les aménagements hydroélectriques au fil de l'eau. La connaissance des interactions entre les aménagements, de leur gestion prévue avec les écosystèmes et les paysages concernés doit nous permettre l'élaboration des paramètres et outils simples permettant l'appréhension des impacts des paramètres caractérisant la conception d'un aménagement sur les paramètres (et processus) écologiques. Ceci afin d'identifier et de promouvoir les synergies entre les objectifs

socio-économiques, sécuritaires et écologiques dès la phase de conception. Un concept de monitoring des écosystèmes et paysages dans le but d’appréhender l’impact réel des projets réalisés sera également développé.

L’objectif de cet article est d’exposer les objectifs environnementaux lors de l’aménagement d’une rivière fortement régulée dans le cadre du projet à buts multiples (SYNERGIE). Le modèle ‘écologique’ conceptuel spatial et relationnel sera exposé et l’utilisation des systèmes flous dans la modélisation ‘écologique’ fonctionnelle d’un tel système sera introduite. La problématique des considérations à prendre pour l’intégration visuelle d’un tel projet dans un paysage donné sera également abordée et l’article s’achèvera sur les perspectives et le travail à venir au sein de SYNERGIE.

2. Objectifs environnementaux du projet SYNERGIE

L’objectif du volet ‘écologie’ de SYNERGIE est d’expliquer les principes scientifiques de base et les méthodes d’analyse écologique disponibles permettant de réaliser une meilleure synergie entre les objectifs écologiques et les autres, notamment la production d’énergie hydroélectrique. Les différentes étapes concernant les objectifs environnementaux sont :

1. l’établissement d’un état des connaissances des impacts environnementaux des aménagements hydroélectriques au fil de l’eau sur les écosystèmes et les paysages;
2. la contribution à l’identification et la validation des paramètres environnementaux et de leur relation avec les autres paramètres (paramètres ‘non-écologiques’) identifiés par le Laboratoire de Constructions Hydrauliques (paramètres hydrauliques, économiques, sociaux, etc.);
3. l’analyse des caractéristiques et du fonctionnement de quelques écosystèmes type tels que prévus par les nouvelles conceptions développées par les bureaux Stucky SA et VA Tech SA;
4. l’analyse du système paysager à l’échelle du secteur fonctionnel *sensu* Amoros (1993) et au niveau paysager dans l’état avant et après aménagement (cf. point 5);
5. l’étude de la dynamique au niveau paysager, notamment, de l’état de référence;
6. la validation des modèles pour les paramètres écologiques/environnementaux ainsi que pour les relations entre ces derniers et les paramètres caractérisant le projet;
7. l’élaboration d’un système de suivi et de contrôle des impacts réels des aménagements en vue d’adaptation de la gestion et de la maintenance;

L’analyse du système paysager à l’échelle du secteur fonctionnel est présentée en fin d’article (point 5) de manière à séparer les considérations ‘écologie fonctionnelle’ des considérations ‘perception humaine du paysage’.

3. Représentation du modèle écologique - niveau conceptuel

Une approche systémique c'est révélée être la plus rigoureuse dans l'étude conceptuelle du projet. En effet, le besoin de modularité du système lié à la quantité des paramètres, processus et sous-systèmes en jeux à mené à une schématisation complexe du système. Cette approche s'est également prouvée favorable pour l'approche interdisciplinaire et la communication entre les partenaires du projet. Nous avons donc décidé de représenter notre secteur de manière spatiale (Figure 1), de manière hiérarchique (Figure 2) et de manière relationnelle à l'aide d'un exemple extrait du modèle général : le module 'zonation de la végétation terrestre' (Figure 3).

3.1 Représentation spatiale des écosystèmes fonctionnels du projet

Le volet environnemental du projet SYNERGIE se situe dans le contexte d'un *hydrosystème fluvial* (Amoros et Petts, 1993) ayant un cours d'eau principal fortement canalisé et qui subit de fortes perturbations dues aux restitutions des eaux turbinées pour la production électrique (marnage / écluse). L'éco-complexe ou le *secteur fonctionnel* (*sensu* Amoros et Petts, 1993) est composé de plusieurs *ensembles fonctionnels* et *unités fonctionnelles* en interaction. Dans notre exemple de secteur fonctionnel, nous avons principalement 5 ensembles fonctionnels (Figure 1):

- a) la rivière à poissons – permet le maintien du continuum amont – aval mais est également une zone 'dynamique' où les radiers succèdent aux mouilles. L'importance de cette rivière à poissons est largement sous représentée dans la Figure 1. Elle devrait serpenter sur une distance d'environ 800-1000 m (Wildman, 2004) avant de rejoindre le cours principal. Deux ouvrages d'entrée garantissent une connexion permanente malgré les variations de niveau du bassin.
- b) le bassin tampon – permet une atténuation des éclusées (marnage) causées par l'exploitation hydroélectrique des barrages en amont et une chute à la centrale.
- c) la zone terrestre adjacente – les écotones liant les milieux aquatiques aux milieux terrestres, ayant généralement disparus post-régulation, présentent un véritable intérêt comme habitats, zones de refuges et zones d'apport trophiques pour le cours d'eau.
- d) l'écosystème amont – d'une manière générale les flux entrant du système, état avant l'aménagement, sera influencé par la zone de remous.
- e) le système écologique aval – d'une manière générale représente les flux sortant du système (hydrogramme, sédiments, biomasse...) et dans le cas du volet 'environnement' de SYNERGIE la cible principale du projet – les conditions doivent se trouver améliorées sur l'ensemble de la partie aval à l'ouvrage.

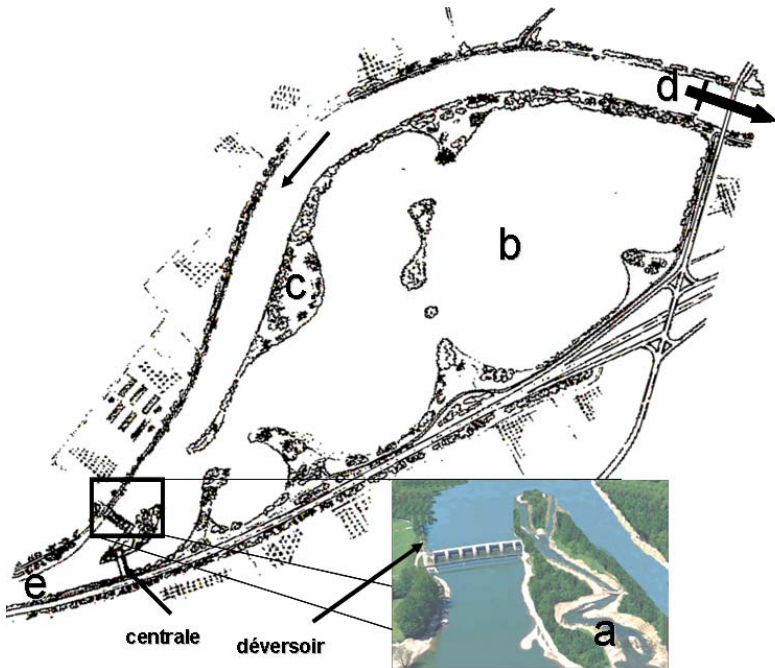


Figure1: Représentation spatiale de notre secteur fonctionnel pour le projet SYNERGIE et de ses principaux ensembles fonctionnels. Rivière à poissons (a), bassin tampon (b), zone terrestre adjacente (c), écosystème amont – au dessus de la ligne de remous (d), écosystème aval (e). Schéma modifié de Bollaert et al., (2000) et Schleiss et al., (2000).

3.2 Schéma conceptuel de la modélisation du système

Le défi principal lors de l'élaboration du modèle conceptuel était de parvenir à garder un degré de liberté maximal quand au choix des diverses unités composantes du système et de simultanément pouvoir prendre en compte les effets synergétiques issus de la juxtaposition des ensembles et unités fonctionnelles. Il fallait donc avoir une approche structurée des compartiments du système couplé à une approche holistique du système ou l'émergence de propriétés issues des synergies pouvait être prises en compte. Le système a donc été hiérarchisé, avec au niveau le plus haut l'éco-complexe ou 'secteur fonctionnel', suivi de ses diverses composantes ou 'ensembles fonctionnels', eux-mêmes constitués de leurs 'unités fonctionnelles' (Figure 2).

Dans une seconde phase, cette représentation hiérarchique a permis d'aborder la conception de la représentation conceptuelle des flux opérant au sein du système ainsi que des interactions avec les autres aspects du projet. Un extrait simplifié du modèle conceptuel de la zonation de la végétation terrestre (Figure 3) donne un premier aperçu de la complexité résultant de l'analyse du système. Ce modèle relationnel peut être utilisable à l'échelle de l'ensemble fonctionnel mais également à l'échelle de l'unité

fonctionnelle. Prenons par exemple le paramètre 'Zonation végétation terrestre' (Figure 3), la zonation de la végétation terrestre dépend de l'action des crues, de la morphologie des berges et de la saison. Ces facteurs sont eux-mêmes influencés par les caractéristiques hydrauliques de la rivière ainsi que par le design et la gestion de l'écosystème. La gestion sera également influencée par la saison et la zonation de la végétation, par exemple par des coupes de bois pour la maintenance de la diversité arbustive le long des berges.

4. Travaux en cours – modélisation fonctionnelle du système

4.1 Choix des méthodes

De part la complexité des écosystèmes, les politiques ont besoin d'une base scientifique fiable sur les conséquences des options de gestion considérées. L'élaboration de cette base passe par la structuration et la compréhension de l'information écologique à disposition, y compris 'grise', et des processus opérants de manière à cerner le fonctionnement du système. Une fois le système compris, la modélisation nous permet de modifier certains paramètres et d'en prédire les conséquences sur le système. On parvient donc à un outil servant à faciliter et conforter la prise de décision menant à une élaboration optimale des variables de design et de gestion de la zone. Cet outil est tout de même à utiliser avec prudence de part la nature de l'information, il faut prendre en compte l'incertitude inhérente à ce type de systèmes complexes car elle est de première importance et l'intégrer dans le modèle. Cette incertitude se trouve sous deux formes, une forme linguistique (véhiculée par le langage) et une forme épistémique (incertitude sur un fait ou un processus). En choisissant un modèle basé sur des règles, on aborde l'incertitude linguistique véhiculée par les systèmes complexes tels que les écosystèmes mais également l'incertitude épistémique inhérente aux systèmes vivants (Adriaenssens *et al.*, 2004). La logique floue paraît donc comme outil de premier choix et peut aisément être combinée avec des méthodes de modélisation plus 'traditionnelles'.

La problématique de la détermination de l'état de référence a également été adressée et deux points ont été retenus. Dans un premier temps *l'état 'naturel' ou historique du système avant tout aménagement*, qui est bien entendu l'idéal au niveau environnemental mais qui présente des difficultés au niveau pratique, notamment de part le manque de données historiques valables à disposition, ainsi que de part les nombreuses modifications irréversibles qu'a subies le système fluvial (bassin versant). Dans un deuxième temps, *l'état actuel, avant la mise en place des aménagements concernés*, on prédira à l'aide de modèles plus ou moins subjectifs l'évolution du système après aménagement, le but étant de comparer l'évolution post aménagement à l'évolution naturelle qui aurait eu lieu sans aménagement.

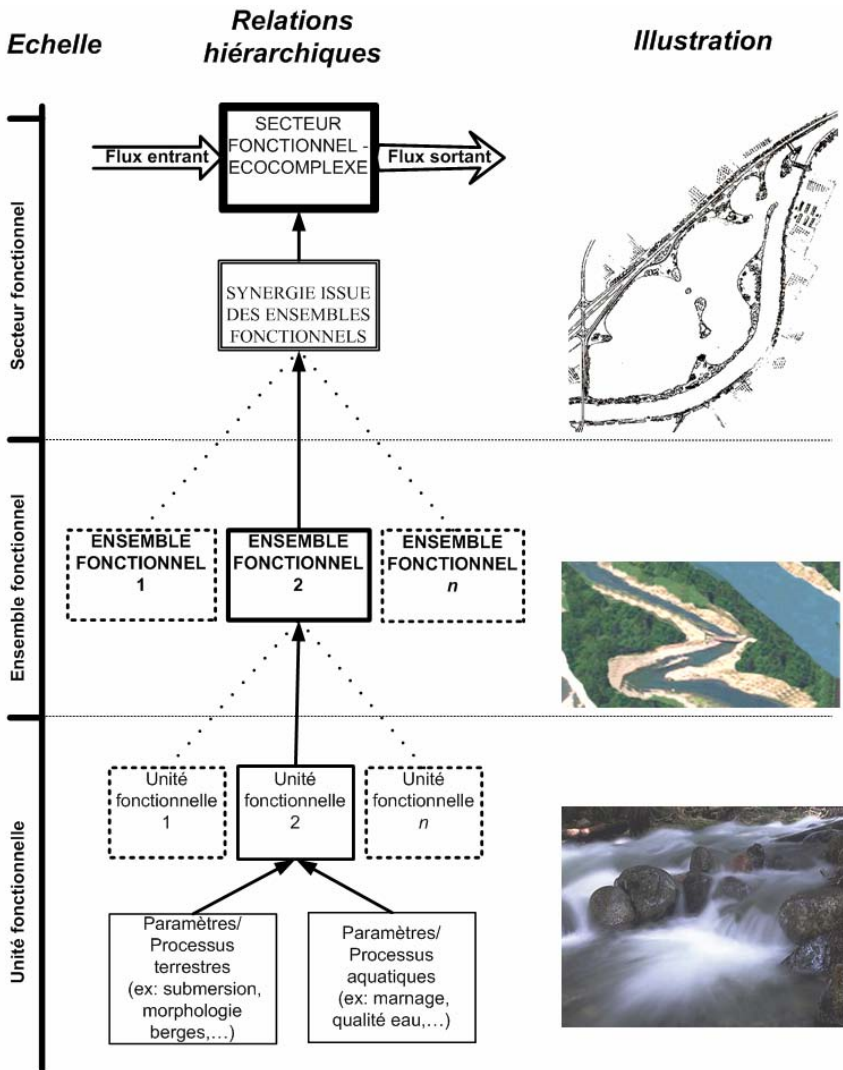


Figure 2: Approche hiérarchisée de l'écologie du système, sensu Amoros et Petts (1993)

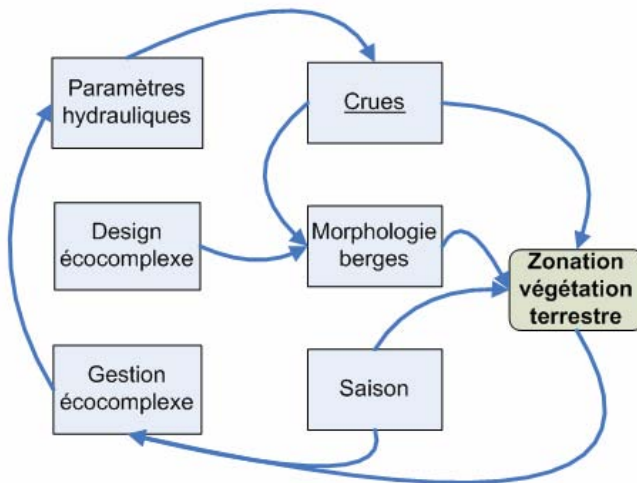


Figure 3: Extrait du modèle conceptuel 'écologique' (niveau secteur fonctionnel / ensemble fonctionnel) du module 'Zonation végétation terrestre' ainsi que des interfaces probables avec des paramètres et processus 'non écologiques' tels que 'Paramètres hydrauliques', 'Design écocomplexe' et 'Gestion écocomplexe'.

4.2 La théorie de la logique floue ou Fuzzy Sets Theory

La théorie des ensembles flous a été développée à partir de travaux pionniers de Zadeh (1965), elle est aujourd'hui appliquée de manière extensive dans des domaines allant des systèmes de guidage de missiles à l'écologie (Silvert, 1997, 2000, Adriaenssens *et al.*, 2004, Glenz *et al.*, 2005). Cette méthode a fait ses preuves dans le domaine de la modélisation de phénomènes n'étant pas entièrement compris, notamment grâce à sa capacité à traiter du savoir vagues (linguistiques) et des relations ambiguës au sein de systèmes complexes (épistémiques). La difficulté première dans le développement de modèles flous étant la définition appropriée des fonctions d'appartenance et des lois d'inférence (Qiuwen et Mynett, 2004) qui dépendent du savoir heuristique d'experts. Une description détaillée des systèmes flous n'est pas dans l'optique de cet article, mais le lecteur intéressé peut se référer aux travaux de Zimmermann, (1985).

Un exemple d'utilisation de la logique floue dans le modèle fonctionnel 'écologique' est exposé à la Figure 4 pour le module de 'l'intensité du marnage'.

Quatre variables ont été retenues pour la détermination de l'intensité du marnage (Valentin, 1995; Silk et Ciruna, 2004), la fréquence hebdomadaire des épisodes de marnage, la variation des niveaux lors d'un épisode d'éclusee (amplitude), la vitesse de variation des niveaux (gradient temporel, en cm/h) et finalement la variation thermique induite au cours d'eau.

Chaque variable doit être caractérisée par les experts ou la littérature. Pour chacune des règles du module, les *variables* (gras) sont évaluées sur une fonction d'appartenance floue (souligné) et liées avec un opérateur flou *ET* selon l'exemple suivant :

Si (**fréquence hebdomadaire** est très basse) ET (**amplitude** est très basse) ET (**gradient temporel** est très bas) ET (**la variation thermique** est très basse) ALORS (**l'intensité du marnage** est très basse)

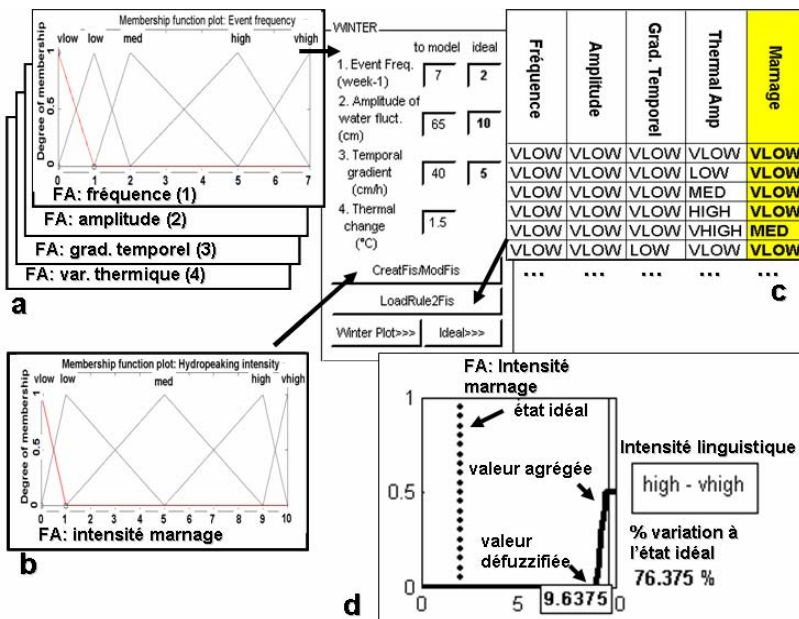


Figure 4: Exemple d'utilisation de la logique floue pour le module 'Marnage' : les fonctions d'appartenance (FA) des quatre variables d'entrée sont déterminées par les experts ou la littérature (a) ; la FA de la variable de sortie 'Intensité du marnage' est déterminée par les experts (b) ; la base de règles régissant le système déterminée par les experts (c) ; l'interface MATLAB® nous présente le résultat de manière graphique agrégée, de manière 'défuzzifiée', en tant que pourcentage de variation aux conditions idéales et finalement de manière linguistique (d).

4.3 Etat des travaux et perspectives

Plusieurs modules (3 sur un total de 5) ont déjà été modélisés et sont fonctionnels au niveau des ensembles fonctionnels:

- 1) 'Richesse potentielle du zoobenthos'
- 2) 'Notes d'habitat selon guildes pour les poissons'
- 3) 'La zonation de la végétation rivulaire'

L'interface graphique de ces modules est entièrement opérationnelle sous MATLAB. Les modules 'Faune terrestre' et 'Potential macrophytes' sont en cours de développement. Le prochain grand volet concerne la validation des paramètres choisis et leur comportement dans le modèle. Une fois le modèle validé et analysé, la jonction formelle avec les autres volets du projet devrait avoir lieu.

4.4 *Résultats attendus*

A l'achèvement du projet, on peut s'attendre à un outil écologique modulaire, relativement simple d'utilisation (fonctionnant sur une base MATLAB (MathWorks, 2002)), reposant sur des fondations scientifiques solides. L'objectif est la création d'un modèle écologique pouvant interagir avec d'autres systèmes (ex : hydraulique, financier, social,...) dans la recherche d'un algorithme d'optimisation multi-objectif. C'est la pièce écologique d'un outil plus général servant à faciliter et conforter la prise de décision pour une élaboration optimale des variables de design et de gestion du complexe en fonction des critères définis par les autorités décisionnelles.

L'analyse du système paysager à l'échelle du secteur fonctionnel devra se faire dans le contexte du projet une fois celui-ci déterminé. La partie suivante traite de manière dissertative des principes généraux lors de l'analyse du système paysager à l'échelle du secteur fonctionnel.

5. Analyse du système paysager à l'échelle du secteur fonctionnel

Trois niveaux ou échelles d'interventions principales sont à prendre en compte pour permettre l'intégration d'un aménagement à buts multiples dans un paysage donné :

- l'intégration à l'échelle du grand paysage : la vallée
- l'intégration à l'échelle du secteur d'intervention : une ou deux communes
- l'intégration des installations et des contraintes techniques dans le site : la retenue

Beaucoup d'autres éléments doivent, également, être pris en compte et intégrés au processus du choix du site dès les premières études. En effet, les accès routiers et les parkings, les cheminements pédestres, cyclables ou équestres, les zones de loisirs et sportives (aquatiques et terrestres) ou éventuellement même les quelques installations techniques impératives à l'utilisation du site, tels que vestiaires, toilettes, restaurants, commerces, font partie du projet à intégrer, au même titre que les installations techniques hydrauliques du projet.

Il est dès lors impératif de recenser les éléments préexistants dans les sites potentiels afin d'intégrer dès le début du processus un maximum de contraintes liées à l'intégration du projet aux différentes échelles territoriales.

5.1 *L'intégration à l'échelle du grand paysage : la vallée*

Une étude préalable de la géographie générale de la vallée est nécessaire. Il est en effet indispensable d'en connaître l'évolution historique au niveau de l'hydrologie, de la topographie, de l'agriculture, des vergers, des forêts et de l'urbanisation durant les deux derniers siècles.

L'étude de la vallée actuelle permet de comprendre à l'échelle territoriale, les compartimentages de terrain, les milieux urbains et les secteurs agricoles et forestiers, les voies principales de circulation routière et ferroviaire, les cours d'eau naturels et canalisés, les surfaces d'eau existantes, ainsi que tous les éléments topographiques naturels ou artificiels présents. Cette recherche permet de faire un choix de secteurs qui permettraient d'intégrer de façon paysagère la plus optimale une retenue important d'eau dans la vallée d'une part mais aussi, d'autre part, un programme s'y rattachant qui s'intègre et qui contribue au développement général de la vallée.

5.2 L'intégration à l'échelle du secteur d'intervention : une ou deux communes

L'étude du paysage à grande échelle a permis de déterminer des secteurs envisageables pouvant accueillir une retenue. A partir de ces sites sélectionnés, les calculs hydrauliques imposent un secteur général pour l'implantation du barrage, la hauteur des digues et la surface de la retenue. Il s'agit alors d'intégrer dans le paysage, le barrage en rivière avec la centrale hydroélectrique, les digues et la retenue. Il faut, dès lors, analyser précisément la topographie du lieu, les éléments de digues existants ou préexistants sous d'autres formes (routes, autoroute, voies de chemin de fer, collines etc.) et rechercher une solution paysagère pour les intégrer ou les relier harmonieusement avec les nouvelles digues construites.

A priori, il n'est pas possible d'énumérer des conditions limites pour la construction de ces digues, ni en hauteur, ni dans leur aspect (rectiligne ou non, matériaux, couverture, etc.). Le travail d'intégration doit se faire pour chaque tronçon et ce sont les conditions environnantes qui dictent les conditions architecturales et paysagères.

On peut néanmoins énoncer les trois principes suivants :

- en général, minimiser la création des digues artificielles
- maximiser les digues à fonctions multiples (diversité d'utilités architecturales et paysagères)
- minimiser la création de digues à fonction unique

En parallèle de cette étude, il s'agit de relever et recenser précisément les infrastructures existantes dans le site (accessibilités piétonnes et cyclables, routes et parkings par exemples) les périmètres urbanisés ou à développer, les types de cultures sur les terres agricoles et les secteurs à protéger impérativement et ceux, à peut-être laisser en zones inondables.

Un recensement et une analyse des besoins des communes avoisinantes (touristiques, sportifs, loisirs, environnementaux, écologiques...) et des potentiels du secteur d'intervention permettent de tracer les lignes directrices d'un programme lié à la retenue hydraulique.

5.3 L'intégration des installations et des contraintes techniques dans le site : la retenue

Le choix programmatique et de type d'utilisation et d'utilisateurs du secteur de la retenue influence la réflexion sur la manière d'intégrer les différents éléments constituant la retenue.

Les éléments principaux sont le barrage, les digues, la surface d'eau et le marnage lié à l'installation hydroélectrique et les surfaces annexes liées soit à l'ouvrage hydroélectrique soit au programme " publique " venant se greffer sur cette retenue.

Le barrage est un élément ponctuel. Ses dimensions et son caractère " construit " nécessitent de le traiter avec beaucoup de soin.

La dimension la plus imposante pour un barrage est sa hauteur. Un tel ouvrage crée en effet une coupure visuelle importante dans l'élément particulièrement longiligne qu'est une rivière.

L'emplacement du barrage, indépendamment des considérations techniques, peut être déterminant pour l'intégration de l'ouvrage dans le paysage. Deux options sont à prendre en compte dès la conception du projet. On peut soit chercher à fondre le barrage dans le paysage, soit au contraire chercher à le mettre en évidence. Ce choix d'intégration dans le site ne peut se faire qu'après une étude générale du secteur et une connaissance d'une part du concept général qui guidera la future utilisation du site et d'autre part des paramètres techniques du barrage, tel que par exemple, son accessibilité, la présence de superstructures techniques ou non, et sa hauteur totale, à mesurer depuis le plan d'eau aval jusqu'au sommet de la construction.

La seconde dimension importante d'un barrage est sa largeur, plus précisément sa longueur de couronnement. Bien que cette dernière soit strictement liée à la largeur de la rivière, relativement constante pour un tronçon donné, on peut toutefois admettre un barrage en plusieurs parties, pour autant que ces dernières soient reliées entre elles. Le nouveau paramètre n'est ainsi plus la longueur de couronnement du barrage mais la longueur de couronnement de chacune de ses deux parties. Cette division peut être créée, par exemple, par la construction d'une île entre l'évacuateur des crues et la centrale.

La retenue, qui intègre le plan d'eau en lui-même ainsi que les aménagements relatifs à celui-ci, notamment les digues rendues nécessaires par la surélévation du plan d'eau amont, est en surface l'élément le plus important et peut prendre également en coupe une réalité très imposante. En effet, il faut surélever les digues existantes et construire les digues manquantes de sorte à ce que la surface inondée ne dépasse pas le potentiel submersible.

Les mêmes éléments paysagers sont à prendre en compte que ceux évoqués dans la problématique de l'intégration du barrage ou des arrières digues, cependant, dans le cas des digues principales, leur présence est très souvent plus imposante de par leur hauteur et leur fonction très visible de digue, l'eau étant retenue en permanence sur un des côtés.

Il est dès lors indispensable d'étudier la coupe de ces digues qui d'une part doit répondre à un plan d'eau qui varie quotidiennement en hauteur au gré du marnage, ce qui selon le type de coupe laisse visible une bande de boue grisâtre et humide de plusieurs mètres et d'autre part répondre de son côté sec à un paysage préexistant qui doit s'accommoder d'une importante rupture topographique et d'un nouveau compartimentage géographique.

Les aménagements annexes, d'un point de vue paysager, doivent s'intégrer dans le site et permettre par leur utilisation la mise en valeur de la retenue. Que ce soit des bâtiments (vestiaires, restaurants, halles de sports, toilettes, commerces, bâtiments

techniques pour la centrale électrique, etc.) ou des aménagements de circulation (parking, route d'accès, arrêt de bus), des chemins pédestres, pistes cyclables et cheminements équestres ou des biotopes créés artificiellement, il faut dans tous les cas que ces derniers soient judicieusement intégrés dans le site. Une étude particulière est ainsi nécessaire pour chacun d'eux, afin d'une part permettre au site de se développer grâce aux nouvelles caractéristiques qu'il offre et d'autre part rendre possible l'intégration de ce secteur réaménagé, dans le contexte paysager et urbanistique général.

Afin de permettre une intégration paysagère optimale, il est important de se rendre compte que tous ces éléments contribuent à cette intégration et de noter qu'aussi bien pour le barrage que pour les digues et même les installations annexes, une préférence doit être donnée pour des ouvrages à fonctions et utilisations multiples. Ainsi le mur latéral du barrage peut aussi avoir la fonction de mur de soutien pour un ouvrage secondaire, le couronnement peut devenir également un pont sur la rivière, les digues des promenades pédestres ou cyclables, le plan d'eau un espace de sports et loisirs et/ou même développer des secteurs protégés pour favoriser la création de biotopes, les côtés "sec" des digues des surfaces boisées, ou des prairies maigres s'offrant aux loisirs des habitants des urbanisations proches, etc.

6. Conclusion et perspectives

Il paraît peu probable de retrouver un jour une dynamique naturelle dans les hydrosystèmes, mais il est dorénavant indispensable de prendre les plus grands soins lors des aménagements de cours d'eau. L'homme dispose de connaissances scientifiques permettant d'atténuer certains effets négatifs des aménagements lors de leur implémentation. A travers le projet SYNERGIE, le Laboratoire de Gestion des Ecosystèmes, le Laboratoire de Constructions Hydrauliques, le laboratoire de Paysage et Architecture de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, ainsi que les partenaires Stucky SA et VA Tech SA espèrent harmoniser l'exploitation de cours d'eau déjà modifiés (production énergétique, protection contre les crues et création d'espaces de détente) avec les aspects écologiques (création de biotope, amélioration des conditions environnementales du cours d'eau, solution à la problématique du marnage). A travers cet article, l'aspect et l'approche systémique environnementale / écologique du système complexe que comprend la rivière et son aménagement a été mise en avant dans le cadre du projet de recherche multidisciplinaire SYNERGIE.

Après la première année de travail, de nombreux points restent à finaliser pour les deux ans à venir, notamment au niveau de la modélisation écologique fonctionnelle du système.

La validation du modèle dans son ensemble s'annonce assez difficile, et pour cela les experts devront être largement sollicités lors de la modélisation des modules (notamment dans l'implémentation de règles et la détermination des fonctions d'appartenance).

Finalement, le modèle 'écologique' devra être couplé de manière plus précise aux autres volets du projet SYNERGIE dans la perspective d'optimiser de manière globale les prises de décision pour le projet selon les demandes des politiques. L'étude de l'intégration visuelle de l'ouvrage devra s'effectuer une fois le site choisi puisque les

paramètres en jeux sont directement dépendants de la location géographique du complexe.

Le but à l'échéance du projet est un véritable outil pour le transfert à la pratique qui soit à la fois simple et convivial à l'utilisateur et qui repose sur une base scientifique solide.

Références bibliographiques

- Adriaenssens, V., B. DeBaets, P. Goethals, et N. DePauw.** 2004. *Fuzzy rule-based models for decision support in ecosystem management*. The Science of the Total Environment **319**:1-12.
- Amoros, C., et G. Petts.** 1993. *Hydrosystèmes fluviaux*, Masson édition, Paris.
- Bollaert, E., Irniger, Ph., Schleiss, A.,** 2000. *Management of sedimentation in a multiple reservoir in a run-of-river powerplant project on an Alpine River*. Proceedings of HYDRO 2000 – Making Hydro more Competitive, Session III: Sediment Management, 2-4 October, Berne, Switzerland, pages 183-192
- Bornette, G., C. Amoros, et N. Lamouroux.** 1998. *Aquatic plant diversity in riverine wetlands: the role of connectivity*. Freshwater Biol **39**:267-283.
- Céréghino, R., et P. Lavandier.** 1998a. *Influence of hypolimnetic hydropeaking on the distribution and population dynamics of Ephemeroptera in a mountain stream*. Freshwater Biology **40**:385-399.
- Céréghino, R., et P. Lavandier.** 1998b. *Influence of hydropeaking on the distribution and larval development of the plecoptera from a mountain stream*. Regulated Rivers **14**:297-309.
- Céréghino, R., M. Legalle, et P. Lavandier.** 2004. *Drift and benthic population structure of the mayfly *Rhithrogena semicolorata* (Heptageniidae) under natural and hydropeaking conditions*. Hydrobiologia **519**:127-133.
- Glenn, C., I. Iorgulescu, D. Kuonen, F. Kienast, et S. R.** 2005. *Modelling flooding stress response of tree species using fuzzy logic*. Ecological Modelling **subm**.
- Heller, P.** 2005. *Analyse et objectifs de gestion d'un aménagement hydraulique fluvial à buts multiples*. Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône. Association suisse pour l'aménagement des eaux.
- Huggenberger, P., E. Hoehn, R. Beschta, et W. Woessner.** 1998. *Abiotic aspects of channels and floodplains in riparian ecology*. Freshwater Biology **40**:407-425.
- Loizeau, J., et J. Dominik.** 2000. *Evolution of the Upper Rhone River discharge and suspended sediment load during the last 80 years and some implications for Lake Geneva*. Aquatic Sciences **62**:54-67.
- Malard, F., K. Tockner, M. J. Dole-Olivier, et J. V. Ward.** 2002. *A landscape perspective of surface-subsurface hydrological exchanges in river corridors*. Freshwater Biology **47**:621-640.
- Meile, T.** 2005. *Schwall- und Sunkerscheinungen in der Rhône*. Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône. Association suisse pour l'aménagement des eaux.
- Nilsson, C., A. Ekblad, M. Gardfjell, et B. Carlberg.** 1991. *Long-term effects of river regulation on river margin vegetation*. Journal of Applied Ecology **28**:963-987.
- OFEFP.** 1998a. *Système modulaire Gradué. Information concernant la protection des eaux* 26, OFEFP, Berne.
- OFEFP.** 1998b. *Ecomorphologie niveau R. Information concernant les cours d'eau en Suisse* 27, OFEFP, Berne.
- Poff, N., J. Allan, M. Bain, J. Karr, K. Prestegard, B. Richter, R. Sparks, et J. Stromberg.** 1997. *The Natural Flow Regime: A paradigm for river conservation and restoration*. Bioscience **47**:769-784.
- Qiuwen, C., et A. Mynett.** 2004. *A robust fuzzy logic approach to modelling algae biomass*. Journal of Hydraulic Research **42**:303-309.
- Richter, B., et H. Richter.** 2000. *Prescribing Flood Regimes to Sustain Riparian Ecosystems along Meandering Rivers*. Conservation Biology **14**.
- Schleiss, A.** 2000 *Potential hydroélectrique de l'arc alpin*. Bulletin SEV/VSE **2/02** :13-21.
- Schleiss, A.** 2005. *Mögliche Synergien zwischen Hochwasserschutz und Wasserkraft dank innovativer Projekte*. Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône. Communication LCH N° 21, Ed. A Schleiss, 9 juin, Martigny.

- Schleiss, A., Bollaert, E., Irniger, P.** 2000. *Beherrschung der Verlandung in einem Mehrzweckstausee eines Laufkraftwerkes an einem stark sedimentführenden Fluss*. Proceedings Wasserbau Symposium „Betrieb und Überwachung wasserbaulicher Anlagen“ 19-21 Oktober, Graz, Austria **34**: 534-552
- Silk, N.**, et **K. Ciruna.** 2004. *A Practitioner's Guide to Freshwater Biodiversity Conservation*. The Nature Conservancy, Boulder, Colorado.
- Silvert, W.** 1997. *Ecological impact classification with fuzzy sets*. Ecological Modelling **96**:1-10.
- Silvert, W.** 2000. *Fuzzy indices of environmental conditions*. Ecological Modelling **130**:111-119.
- Tockner, K.**, et **J. V. Ward.** 1999. *Biodiversity along riparian corridors*. Large Rivers **11**:293-310.
- Valentin, S. 1995. Variabilité artificielle des conditions d'habitat et conséquences sur les peuplements aquatiques: effets écologiques des éclusées hydroélectriques en rivière. Université Claude Bernard - Lyon I, Lyon.
- Ward, J. V.**, et **J. A. Stanford.** 1995. *Ecological connectivity in alluvial river ecosystems and its disruption by flow regulation*. Regulated Rivers: Research & Management **11**:105-119.
- Ward, J. V.**, **F. Malard, K. Tockner**, et **U. Uehlinger.** 1999. *Influence of ground water on surface water conditions in a glacial flood plain of the Swiss Alps*. Hydrological Processes **13**:277-293.
- Wildman, L.**, **P. Parasiewicz, C. Katopodis**, et **U. Dumont.** 2004. *An Illustrative Handbook on Nature-Like Fishways* - Summarized Version.
- Zadeh, L.** 1965. *Fuzzy Sets*. Inform. Cont. **8**:338-353.
- Zimmermann, H.** 1985. *Fuzzy Set Theory - and its applications*. Kluwer Academic, Hingham, MA.

Remerciements

Ce travail de recherche est supporté financièrement par la Commission suisse pour la Technologie et l'Innovation (CTI, projet n° 6794.1 FHS - IW), en partenariat avec les Forces Motrices Valaisannes (FMV), le Service des forces Hydrauliques du Valais (SFH - VS) et l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie (OFEG, projet Rhône - Thur). Le Laboratoire de Constructions Hydrauliques ainsi que les bureaux d'ingénieurs Stucky et VATECH apportent leur soutien respectif pour les domaines hydrauliques et techniques.

Adresse des auteurs

Marc Pellaud, Dr Ion Iorgulescu et Prof. Dr Rodolphe. Schlaepfer
 Laboratoire de Gestion des Ecosystème (GECOS)
 Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
 Bât. GR, Station 2
 CH-1015 Lausanne, Suisse
<http://gecos.epfl.ch/>
marc.pellaud@epfl.ch , ion.iorgulescu@epfl.ch , rodolphe.schlaepfer@epfl.ch

Thierry de Pourtales
 Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
 Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
 Bât. GC, Station 18
 CH-1015 Lausanne, Suisse
 +41-21-693 23 85
<http://lchwww.epfl.ch>
thierry.depourtales@epfl.ch

- N° 1 1986 W. H. Hager
Discharge measurement structures
- N° 2 1988 N. V. Bretz
Ressaut hydraulique forcé par seuil
- N° 3 1990 R. Bremen
Expanding stilling basin
- N° 4 1996 Dr R. Bremen
Ressaut hydraulique et bassins amortisseurs, aspects hydrauliques particuliers
- N° 5 1997 Compte-rendu du séminaire à l'EPFL
Recherche dans le domaine des barrages, crues extrêmes

Communications du Laboratoire de constructions hydrauliques
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Editeur: Prof. Dr A. Schleiss

- N° 6 1998 N. Beyer Portner
Erosion des bassins versants alpins suisse par ruissellement de surface
- N° 7 1998 G. De Cesare
Alluvionnement des retenues par courants de turbidité
- N° 8 1998 J. Dubois
Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface
- N° 9 2000 J. Dubois, J.-L. Boillat
Routing System - Modélisation du routage de crues dans des systèmes hydrauliques à surface libre
- N° 10 2002 et suivants, voir verso page titre



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

ISSN 1661-1179

Prof. Dr A. Schleiss
Laboratoire de constructions hydrauliques - LCH
EPFL, Bât. GC, Station 18, CH-1015 Lausanne
<http://lchwww.epfl.ch>
e-mail: secretariat.lch@epfl.ch