



# Communication 23

Master of Advanced Studies (MAS)  
en aménagements hydrauliques  
*in hydraulic schemes*  
Edition 2003-2005

**Collection des articles  
des travaux de diplôme**  
***Collection of papers of the  
diploma theses***

- 
- 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
- N° 22 2005 INTERREG IIIB - Projet ALPRESERV. Conférence sur la problématique de la sédimentation dans les réservoirs - Gestion durable des sédiments dans les réservoirs alpins
- N° 23 2005 Master of Advanced Studies (MAS) in hydraulic schemes  
Collection des articles des travaux de diplôme

## PREFACE

Les aménagements hydrauliques réalisés par l'homme depuis l'antiquité ont pour objectifs d'exploiter les fonctions vitales de l'eau mais aussi de se protéger contre son pouvoir dévastateur.

Dans la présente communication, les 19 nouveaux diplômés de la troisième édition du cycle d'études postgrades en aménagements hydrauliques 2003-2005, qui a évolué en cours de route vers un programme de Master of Advanced Studies (MAS), présentent le résultat de leur travail de fin d'études. Les sujets traités par ces travaux remarquables couvrent le vaste domaine des aménagements hydrauliques incluant les barrages et leurs ouvrages annexes, les grands comme les petits aménagements hydrauliques, la sécurité des barrages, la sédimentations des réservoirs, les prises d'eau industrielles en rivière, les réseaux d'assainissement, les aménagements de cours d'eau et les mesures de protection contre les crues, les écoulement en milieu poreux, la gestion des eaux et des dangers naturels et finalement les aspects de développement de hydroélectricité. La haute qualité des travaux réalisés démontre que les nouveaux diplômés ont acquis les compétences scientifiques et professionnelles nécessaires pour gérer des projets complexes dans le domaine des aménagements hydrauliques en qualité de d'ingénieur chef, ce qui était le but du MAS. A ce niveau de connaissances, ils vont certainement contribuer avec succès au grand défi de ce siècle, qui est de satisfaire les besoins vitaux en eau sur notre planète.

Nous aimerions remercier toutes les personnes qui ont contribué à l'enseignement, toutes les entreprises et bureaux d'ingénieurs qui ont accueilli les étudiants étrangers comme stagiaires et qui ont proposés des sujets d'étude. Nous remercions également toutes les personnes qui ont suivi ces travaux de fin d'études et participé comme experts au jury.

Finalement, nous remercions le Dr Giovanni De Cesare qui a réalisé la compilation finale de la présente communication.

Master of Advanced Studies (MAS) en aménagements hydrauliques

Prof. Dr Anton Schleiss  
Directeur

Dr Jean-Louis Boillat  
Directeur adjoint

# FOREWORD

Since antiquity, hydraulic schemes created by man have the objective not only to use the vital functions of water but also to protect humans against its destructive forces.

In the present communication the 19 newly graduated participants of the 3<sup>rd</sup> edition of postgraduate studies in hydraulic schemes 2001-2003, that became a Master of Advanced Studies (MAS) programme in the meantime, present the results of their practical master thesis. The topics treated of these remarkable thesis projects cover the wide field of hydraulic schemes such as dams and appurtenant structures, large and small hydropower plants, safety of dams and storage schemes, reservoir sedimentation, industrial water intakes in rivers, water drainage systems, river training works and flood protection measures, flow in porous media, water resources management and natural hazards and finally the development of hydropower. The high quality papers confirm that the new graduated engineers have acquired additional scientific and professional competences required to manage complex projects in the field of hydraulic schemes as chief engineer, which was the purpose of the postgraduate studies. With their knowledge they will certainly contribute with great success to the challenge of this century, which is to satisfy the human vital needs in water all over the world.

We would like to thank all lecturers, all companies which have hosted foreign students as trainees and which have proposed the topics for the master thesis works. We thank also all persons who have supervised the thesis projects and participated as experts to the examination committees.

Finally we would like to thank Dr Giovanni De Cesare who prepared the final page set-up of this communication.

Master of Advanced Studies (MAS) in hydraulic schemes

Prof. Dr Anton Schleiss  
Director

Dr Jean-Louis Boillat  
Deputy Director





ÉCOLE POLYTECHNIQUE  
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

En partenariat avec  
*In partnership with*



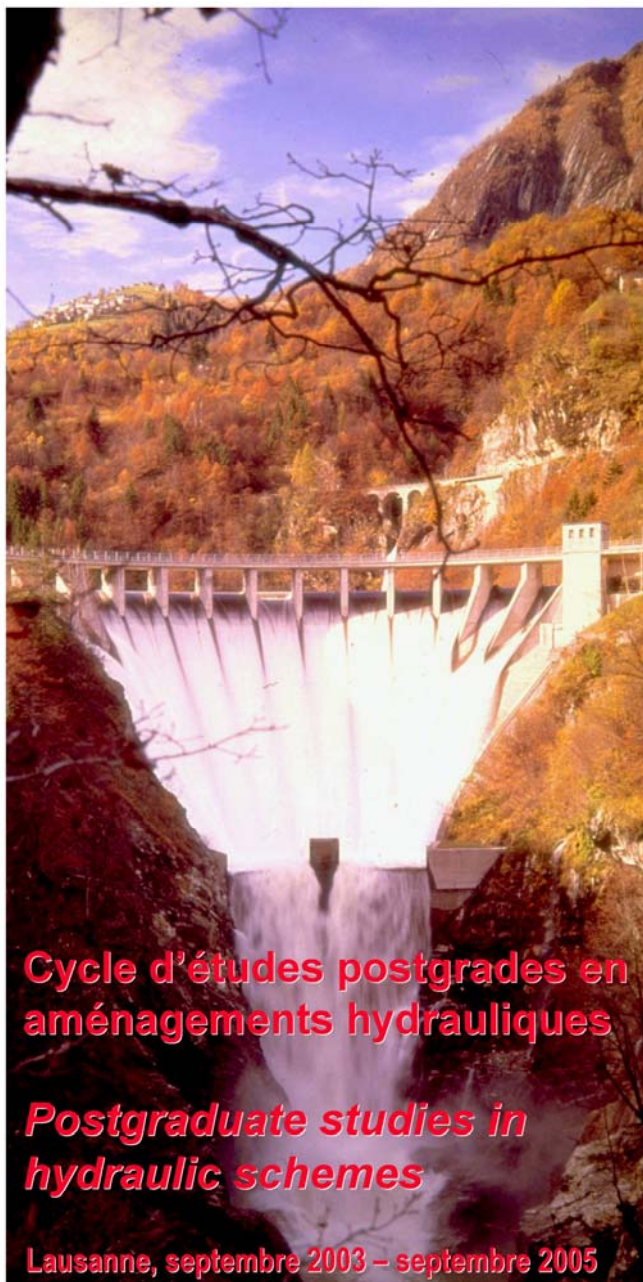
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich  
Swiss Federal Institute of Technology Zurich



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
MÜNCHEN



Cycle d'études postgrades en  
aménagement hydrauliques  
LCH – ENAC – EPFL  
CH-1015 Lausanne, Suisse  
Tel.: +41 (0)21 693 63 24 / 25 17  
Fax: +41 (0)21 693 22 64  
e-mail: [postgrade.lch@epfl.ch](mailto:postgrade.lch@epfl.ch)  
<http://lchwww.epfl.ch/postgrade>



**Cycle d'études postgrades en  
aménagement hydrauliques**

**Postgraduate studies in  
hydraulic schemes**

**Lausanne, septembre 2003 – septembre 2005**



<b>1. Standardization of civil engineering works of small hydropower plants and development of an optimization tool</b>	<b>1</b>
<p>Mohammadreza Andaroodi          Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Switzerland  <i>Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Erik Bollaert (AquaVision Engineering, Ecublens), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)</i></p>	
<b>2. Sedimentation in the Gûbsensee - Numerical modelisation and optimization of technical measures to reduce sedimentation inside the lake</b>	<b>13</b>
<p>Islam M. Awad          Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Switzerland  <i>Jury: Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne), Alain Oulevey (De Cérenville Géotechnique, Ecublens), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</i></p>	
<b>3. Lufttransport im Klassischen Wechselsprung. Beobachtungen zum Lufteintrags- und Luftaustrags- Verhalten</b>	<b>23</b>
<p>Felix Boller          Thalwil, Schweiz - ETHZ - VAW  <i>Jury: Prof. Willi Hager (VAW-ETHZ, Zürich), Peter Billeter (IUB Ingenieur-Unternehmung AG, Berne), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)</i></p>	
<b>4. Projet de petite centrale hydraulique sur le Doubs / Etude de faisabilité et de rentabilité</b>	<b>33</b>
<p>Pierre-Alain Bourquard          BCF Hydro, Bassecour, Suisse  <i>Jury: Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne), Vincent Denis (Laboratoire de mini-hydraulique - Mhylab, Montcherand), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</i></p>	
<b>5. Protections contre les crues de la ville de Rolle. Ouvrages de rétentions &amp; Equipements</b>	<b>45</b>
<p>Stéphane Bovier          B. Schenk SA, Nyon  <i>Jury: Phillipe Hohl (SESA, Lausanne), Jacques Bonvin (EIVD, Yverdon), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</i></p>	
<b>6. Etude de variantes d'ouvrages à buts multiples en rivière</b>	<b>57</b>
<p>Henri Civier          Stucky SA, Renens, Suisse  <i>Jury: Patrice Droz (Stucky SA, Renens), Jean Michel Burnier (Stucky SA, Renens), Jean Remondeulaz (Indépendant, Pully), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)</i></p>	
<b>7. Vertical shafts in drainage networks</b>	<b>69</b>
<p>Bahareh Doroudian          Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Switzerland  <i>Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Dominique Zürcher (Service d'assainissement, Ville de Lausanne), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)</i></p>	

- 8. Numerical Modeling of Hydraulics and Morphology of the Rhone between Geneva and Chancy-Pougny** 77  
 Krishna Prasad Dulal  
 AquaVision Engineering Ltd., Ecublens, Switzerland  
*Jury: Erik Bollaert (AquaVision Engineering, Ecublens), Alain Oulevey (De Cérenville Géotechnique, Ecublens), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)*
- 9. Systemanalyse mit Retentionsberechnungen für den Grimsensee und seiner Zuflüsse** 91  
 Carl-Arthur Eder  
 Bischofszell, Schweiz  
*Jury: Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne), Max Ursin (KWO Kraftwerke Oberhasli AG, Innertkirchen), Jérôme Dubois (Hydrocosmos, Vernayaz), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)*
- 10. Flood polder at the river Mangfall, South Bavaria, Germany. Optimization of the inlet structure and the required weir in the river, Reduction of the sediment transport into the polder** 107  
 Rumiana Engel  
 Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering (Oskar-von-Miller Institut, Obernach), 82432Walchensee, Technical University of Munich, Germany  
*Jury: Markus Aufleger (VAO-TU München, Obernach), Albert Sepp (Ingenieurbüro, Penzberg), Prof. Theodor Strobl (VAO-TU München, Obernach)*
- 11. Protection contre les crues d'Yverdon-les-Bains. Aménagements hydrauliques - Ouvrages de rétention et équipements** 117  
 Cédric Favre  
 La Tour-de-Peilz, Suisse  
*Jury: Phillipe Hohl (SESA, Lausanne), Jacques Bonvin (EIVD, Yverdon), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)*
- 12. Etablissement de la carte des dangers du Val Verzasca, à l'aval du barrage de Contra** 127  
 Samuel Ferrari  
 Dipartimento del territorio, Ufficio dei corsi d'acqua, Bellinzona, Suisse  
*Jury: Laurent Filippini (Ufficio dei corsi d'acqua, Bellinzona), Sylvain Ferretti (DIAE - SECOE, Aire), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)*
- 13. Sedimentation management in the Livigno Reservoir: Technical measures to reduce the effects of sedimentation due turbidity currents** 141  
 Marcelo Leite Ribeiro  
 Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Switzerland  
*Jury: Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne), Peter Molinari, Gian Franco Kirchen (Engadiner Kraftwerke AG, Zernez), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)*
- 14. Réhabilitation des usines hydroélectriques du canal de la Papeterie à Versoix - Etude de faisabilité** 153  
 Nidia Socorro Llantén  
 Geos Ingénieurs Conseils S.A, Carouge, Suisse  
*Jury: Mario Gerodetti (GEOS Ing. Cons., Carouge), Sylvain Ferretti, DIAE - SECOE, Aire, Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)*

- 15. Behavior of submerged unsaturated soil under the effect of rapid drawdown and wave** **165**  
 Sitarum Neupane  
 Soil Mechanics Laboratory (LMS), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Switzerland  
*Jury: Prof. Laurent Vulliet (EPFL-LMS, Lausanne), Frédéric Mayoraz (De Céréville Géotechnique, Ecublens), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)*
- 16. Potentiel de contribution de l'énergie hydraulique pour la production d'électricité en Europe de l'Ouest au cours de première moitié du XXI siècle (2000 – 2050)** **177**  
 Mohamed Masmoudi Saïzonou  
 Laboratoire des systèmes énergétiques (LASEN), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Suisse  
*Jury: Edgard Gnansounou (EPFL-LASEN, Lausanne), Prof. Raymond Lafitte (Indépendant, associé à EPFL-LCH, Lausanne), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)*
- 17. Neue Rhonewasserfassung Lonza AG Walliser Werke, Visp** **193**  
 Predrag Stefanovic  
 BIAG Beratende Ingenieure ETH SIA USIC AG, Visp/Montreux, Schweiz  
*Jury: Edi Luggen (Lonza AG Walliser Werke, Visp), Hermann Salzgeber (EnAlpin AG, Visp), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)*
- 18. Hydropower development within the context of electrification and export. The cases of Laos and Nepal** **203**  
 Sunil Thapa  
 Electrowatt-Ekono, Zurich, Switzerland  
*Jury: Frédéric Laufer (Electrowatt Ekono, Zürich), Stefan Keller (EPFL-LME, Lausanne), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)*
- 19. Analyse du comportement du barrage du Vieux-Emosson sous charges sismiques** **215**  
 Odila Yolanda Zavala Mora  
 SBB Energie SA, Zollikofen, Suisse  
*Jury: Lyesse Laloui, Vu Hieu Nguyen (EPFL-LMS, Lausanne), Jean-Claude Kolly (Forces Motrices Fribourgoises, FMB, Broc), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)*



# Standardization of civil engineering works of small hydropower plants and development of an optimization tool

## *Standardisation des ouvrages de génie civil des petits aménagements hydroélectriques et développement d'un outil d'optimisation*

Mohammadreza Andaroodi

*Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Switzerland.*

**ABSTRACT:** Civil engineering components of a small high-head hydropower plant are intake, settling basin, headrace canal or pipe, forebay or surge tank and penstock. Standardization of civil works has been established to obtain standard design charts including geometric and volumetric functions and also typical design drawings at the preliminary stage of a project. The volumetric standard curves (concrete volume, reinforcement, formwork, excavation and backfilling as a function of the design parameter like discharge) allow a first-hand estimate of the total cost of a project by using locally available unit prices of civil works. The standardization charts will help the designer to evaluate different alternatives of a project according to head, discharge and location. After the standardization procedure, the final volumetric curves and cost functions were implemented in an existing optimization program called "POPEHYE". This software allows a step by step design and optimization for economical analysis of the basic components of a project to select the optimum design discharge or hydraulic power for a certain head. This standardization and optimization represents a practical guideline for better realization and implementation of a small hydropower project.

**RESUME:** Les composants structurels d'une mini-centrale hydroélectrique à haute chute sont la prise d'eau, le dessableur, la galerie ou la conduite d'aménée, la chambre de mise en charge ou d'équilibre et la conduite forcée. La standardisation du dimensionnement de ces ouvrages a été effectuée pour mener à l'établissement d'abaques. Ces derniers comprennent notamment les caractéristiques géométriques et volumétriques des ouvrages ainsi que leur design typique pour un avant-projet. Les courbes volumétriques standard (volumes de béton, armatures, remblais, déblais en fonction d'une variable telle que le débit équipé) permettent une bonne approximation du coût total d'un projet de mini-centrale basée sur les prix du marché. Cette standardisation aidera l'ingénieur concepteur à évaluer les différentes variantes de projet en fonction du débit équipé, de la chute et de l'emplacement des ouvrages. A la suite de la procédure de standardisation, les courbes volumétriques et les fonctions de coût ont été implémentées dans le logiciel "POPEHYE". Ce programme permet la conception et l'optimisation pas-à-pas des composants de base d'une mini-centrale hydroélectrique dans le but d'obtenir le débit équipé optimal pour une hauteur de chute donnée. Les outils présentés dans ce travail apportent une aide pour une meilleure réalisation et implantation de projets de mini-centrales.

## 1 INTRODUCTION

Small hydropower has been identified as one of the important energy sources that can provide convenient and uninterrupted energy to remote rural communities or industries. This hydropower is recognized as a renewable source of energy, which is economic, non-polluting, environmentally sustainable and ideal for rural electrification. Small hydro schemes are typically defined as having an installed capacity of less than 10 MW [8].

Small hydro deserves to have its development accelerated in most part of the world and developing countries. In Europe, small hydropower accounts for approximately 7% of total hydro generation. The number of such plants in Switzerland is about 1100, with total installed capacity of about 750 MW.

For development of such small plants, the lack of simple and generally applicable procedures and methods of realization is observed. The interest of small hydropower resources is increasing but few published guides exist for the design of such projects.

This study aims at providing a general guidance with regard to the economical design and practical realization of the most important components of small plants. The main purpose is to standardize the design of the main components of small high-head hydropower plants for the civil engineering works (Fig. 1). It points out those solutions and methods that are thought to be more economical and easily applicable under the given circumstances. The present standardization efforts also include the addition of worked-out examples like drawings and specifications.

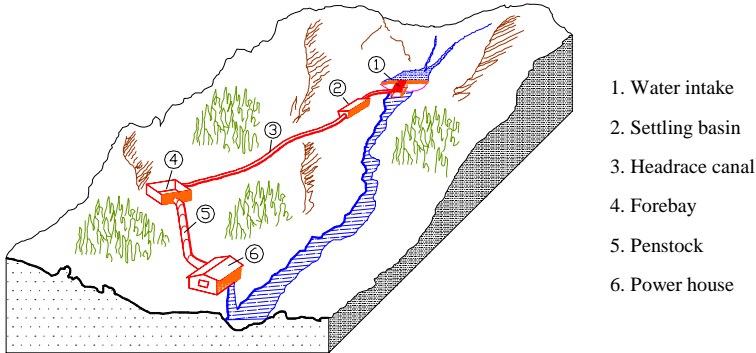


Figure 1. Main components of a small high-head hydropower plant

## 2 STANDARDIZATION OF CIVIL STRUCTURES

A normal small high-head hydropower plant contains the following basic components: intake, settling basin, headrace canal or pipe, forebay or surge tank and penstock. Each of these components serves specific purposes. Standardization of civil works covers the typical design charts of these various components which contribute to a fast evaluation and comparison of different alternatives of small hydro in the pre-feasibility stage of a project [9].

This section briefly describes the function of each component and some typical design criteria. Then some of the main results of geometric and volumetric design charts will be presented. After estimation of the volume of all civil works for different structures (concrete volume, reinforcement, formwork, excavation and backfilling), the designer will obtain the cost function according to the unit prices, which will be used later on in the optimization process.

### 2.1 Water intake

Intakes are defined as structures to divert water into a waterway, such as a headrace canal or a pressurized conduit leading to the power plant. A water intake must be able to divert the required amount of water into the conveyance system without producing a negative impact on the local environment and with the minimum possible head loss. Its design and location are based on geological, hydraulic and sediment management and also on structural and economical considerations. The water intake should be equipped with a trashrack to minimize the amount of debris and sediment carried by the incoming water.

The Tyrolean or drop intakes are commonly used for small and steeply sloped mountain rivers with reliable rock foundation [1]. This type of intake, used in the absence of a reservoir, consists essentially of a channel built in the river bed, stretching across it and protected by a trashrack with a sloping face oriented in the direction of the river flow (Fig. 2). A small basin is normally excavated in the upstream river bed to produce a more regular and turbulence free subcritical approach of the flow upstream of the rack.



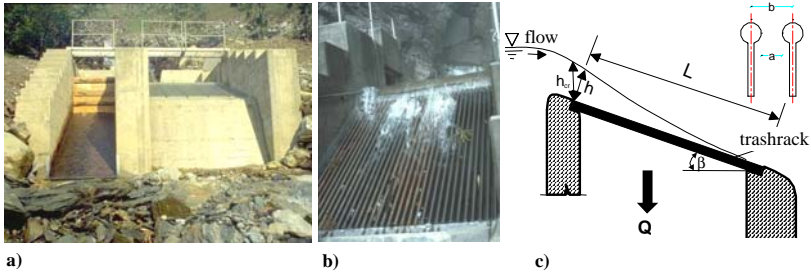


Figure 2. a) Tyrolean intake structure; b) Trashrack; c) Typical profile with trashrack section

In many countries residual flow is regulated by a national law that is based on hydrological studies and flow duration curve. This is a discharge that has to be released downstream of the intake structure in a river for environmental reasons. Once the residual discharge is defined, the hydraulic devices ensuring the achievement of this target must be implemented in the intake design.

## 2.2 Design criteria

The dimensions of the Tyrolean intake must be sufficient to capture all the water for the design discharge. According to the shape of the trashrack, head losses, approach flow regime and design discharge, the dimensions of a tyrolean intake are based on the following formula [1]:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot c \cdot \mu \cdot B \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (1)$$

Where  $L$  = intake length over the trashrack (m);  $B$  = trashrack width (m);  $Q$  = design flow ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $h$  = water depth at upstream end of the trashrack (m);  $\mu$  = discharge coefficient;  $c$  = trashrack coefficient  $f(a/b, \beta)$ ;  $\beta$  = slope angle of the trashrack ( $^\circ$ );  $a$  = opening between the bars (mm); and  $b$  = center spacing of bars (mm).

In this study, the dimension ratio of rack bars “ $a/b$ ” are 1/3, 1/2, 2/3; the recommended net opening between bars “ $a$ ” are 20 to 40 mm and the trashrack angle “ $\beta$ ” is between 30 and 45°, according to most common design practice and experiences [9]. The length of the intake is extended by 20% because of potential obstruction [1].

## 2.3 Standardization charts for drop intake

The standardization of water intakes considers different combinations of geometry and river bed type to cover all possible variants [9]. The design charts are presented according to the river width and a series of discharges. As an example, the concrete volume of the intake and other related structures for  $\beta=45^\circ$ ,  $a/b=1/3$  and a river bed in rock are shown in Figure 3.

If the unit prices of civil works are as given at Table 1, the corresponding cost functions based on design discharges are presented in Figure 3. It is clear that these unit cost values are variable and that the designer should estimate the total cost according to its own unit values with respect to volumetric design charts of civil works.

Table 1. a) Example of reference unit cost of civil works in CHF; b) Additional percentage related to study and site installation cost

concrete [ $\text{m}^3$ ]	reinforcement [kg]	formwork [ $\text{m}^2$ ]	excavation in rock [ $\text{m}^3$ ]	backfilling [ $\text{m}^3$ ]	project study [%]	site installation [%]
250	2.5	50	100	50	10	30

a)

b)

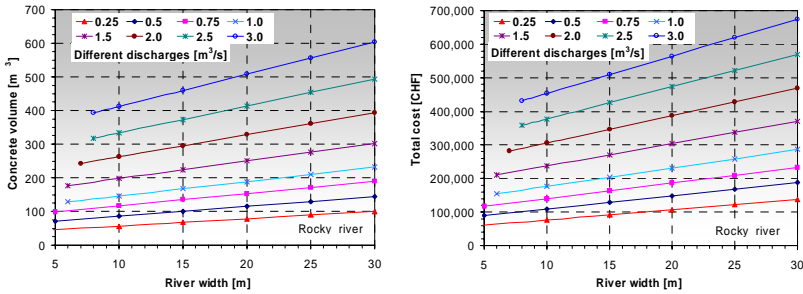


Figure 3: Design charts for Tyrolean intake ( $\beta=45^\circ$ ,  $a/b=1/3$ ): concrete volume and total cost as a function of river width and discharge

2.4 Settling basin (sand trap)

The settling basin is located just downstream of the intake and permits to separate the sand from the incoming water and to prevent them from settling in the headrace conduit or from being carried through the turbine, which causes abrasion and a decrease of the turbine’s life and efficiency.

The longitudinal settling basin consists of one or more chambers of sufficient length to allow the sediment particles to settle down. Before entering the main basin, water will pass through a transition reach with a stilling rack system to provide a uniform flow distribution.

For the purpose of this study, two well known types of flushing structures as the *Bieri* and *Büchi* systems have been selected. For the *Bieri* flushing system, the sediments which settle in the basin are flushed vertically through the opening (fixed and movable plates) into a free surface flow channel and back to the river (Fig. 4). The flushing water volume is therefore minimized and energy production is ensured even during the flushing procedure. For the *Büchi* system, a separate flushing channel does not exist and the sediment flushing is done by drawdown of the settling chamber [1].

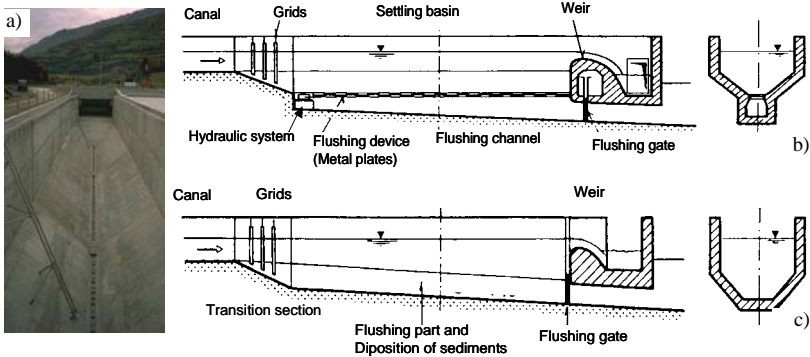


Figure 4. a) Longitudinal view of a *Bieri* settling basin; b) Profile and cross section of *Bieri* settling basin; c) Profile and cross section of *Büchi* settling basin

2.4.1 Design criteria

The maximum grain size of the sediments to be excluded determines the design feature of the sand trap. As far as small hydropower schemes are concerned, the design grain size of the settling basin is typically 0.2 to 0.3 mm. The length, width and depth of the chamber must fulfill the following conditions [1]:

$$L \geq \frac{Q}{V_D \cdot B} \quad (2)$$

$$V_T < V_{cr} \quad (3)$$

$$B \leq \frac{L}{8} \quad (4)$$

$$B \leq 2 \cdot h \text{ (typically 1.25 to 1.50h)} \quad (5)$$

Where  $L$  = basin length (m);  $B$  = basin width (m);  $Q$  = design discharge ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $V_D$ : settling velocity (m/s);  $V_T$  = mean flow velocity in the basin (m/s);  $h$  = water depth in the basin (m); and  $V_{cr}$  = critical flow velocity in the basin (m/s).

Critical velocity of flow in the basin is around 0.2 m/s and the empirical formula of Zanke is used to define the settling velocity [1]. It is recommended also to extend the computed basin length by 10 to 20 % to compensate the excessive turbulence in the approach flow. For high discharges it is also more efficient to have two or more parallel basins for flexibility against flushing procedure without taking the power plant out of service.

#### 2.4.2 Standardization charts for sand trap

Design of a settling basin for a series of discharges and two different sediment grain sizes has been accomplished. The standard design charts include the geometry of the basin, such as length and also volumetric functions of the civil works [9]. Some of these results for the Bieri settling basin are presented in Fig 5. By using these functions, the total cost can be estimated according to unit prices. It is clear that the dimensions of the basin are higher for removing sediments sizes greater than 0.2 mm.

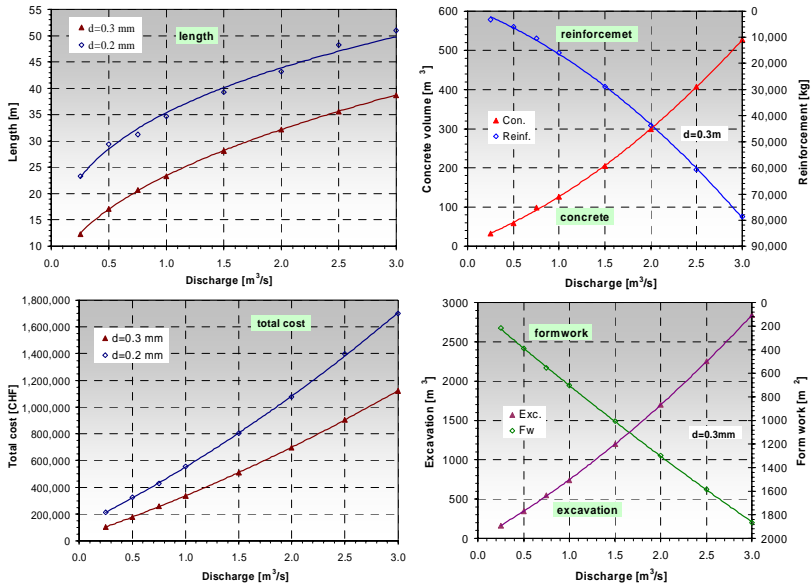


Figure 5. Design charts for Bieri settling basin: required basin length, concrete volume, reinforcement, excavation and formwork as well as total cost as a function of discharge

### 2.5 Headrace canal or pipe

A headrace system of a small hydropower is the component used to convey water from the settling basin to the forebay at the penstock upstream end. The system is most frequently excavated in soil or rock and is usually lined or constructed with concrete. The headrace system should perform its function efficiently with minimum maintenance, ease of operation and minimum head loss. Canals can be free open or buried but pipes are commonly placed underground. Tunnels are also used where it is more economical to convey water through a rock outcropping or hill. There exist different alternatives for headrace conduits like open canal and buried pipe or canal with possible backfill and access road [9].

#### 2.5.1 Design criteria

The canal has to be adapted to the natural configuration of the slopes and the topographic conditions. For the range of water discharges studied, typical canal slope between 0.1 and 0.3 % were considered. The flow regime must remain subcritical and uniform throughout the length of the canal. An adequate freeboard has to be considered for open air systems considering the security and emergency operations. Normally it is recommended not to exceed a flow velocity of 1.5 to 2.0 m/s in the canal [6]. In addition, a minimum velocity of about 0.6 m/s has to be considered in order to avoid sediment settling. The length and location of the canal is determined with the position of the power plant and a convenient head. The design capacity of a conveyance system can be found using Manning's equation [1]:

$$Q = \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} \cdot \frac{A^{\frac{5}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}} \tag{6}$$

Where Q = design discharge (m<sup>3</sup>/s); n = roughness Manning coefficient (s.m<sup>1/3</sup>); A = flow area (m<sup>2</sup>); P = flow wet perimeter (m); and S = canal bed slope.

#### 2.5.2 Standardization charts for open headrace canal

Canal structures have been standardized for concrete dimensions, formwork, reinforcement and excavation and are appropriately sized to provide for hydraulic, structural and stability design considerations. Between all the components of small hydro, headrace conduits have the highest number of alternatives [9]. As an example, the design charts are presented for an open concrete canal with a bed slope of 0.1 % and rectangular section for a series of discharges (Fig. 6).

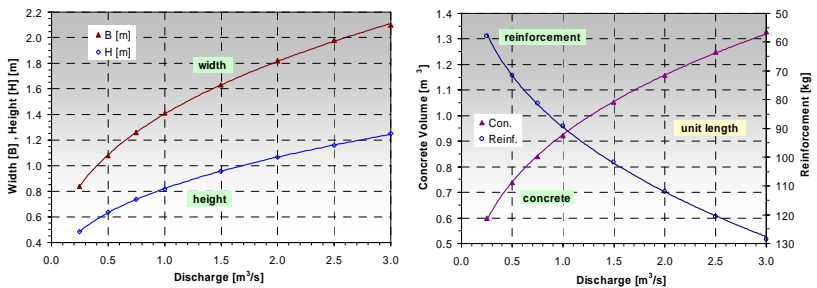


Figure 6. Design charts for an open canal (S=0.1%): required width, height, concrete and reinforcement

### 2.6 Forebay

The construction of a forebay downstream of the headrace canal, at the entrance of the penstock, guarantees not only that no air is entrained into the penstock, but also allows maintaining a relatively constant head of water into the system during transient conditions. The design of a forebay provides a transition zone between the end of the headrace canal and a simple basin (Fig. 7). Its size may vary depending on the required volume storage. It is evident that a forebay should have a minimum cost but its dimension should be large enough to fulfill its purpose.

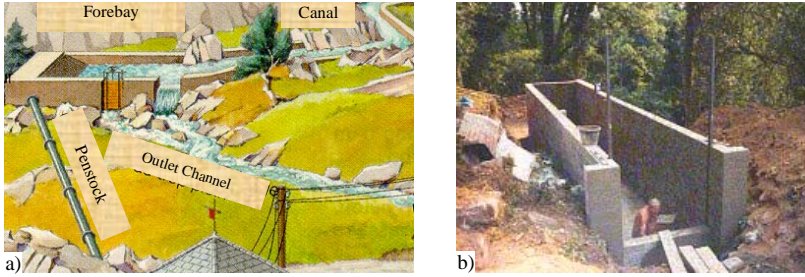


Figure 7. a) Schema of a forebay for small hydro; b) A forebay in construction stage

A surge tank instead of a forebay is more likely required when the headrace pipe is under pressure. The dimensions are obtained based on the assessment of water level fluctuations due to sudden closure or opening of the turbine and also influenced by the head losses and length of the pipe [2].

2.6.1 Design criteria

The forebay should provide enough storage of water for starting and regulation of the turbine. It should be combined with an emergency spillway to be able to cope with occasionally occurring high inflow of water into the forebay or in the case of a sudden closure of the turbine. For small plants, the required total surface area of the forebay can be estimated as a function of design discharge [5]. There are different formulas for the minimum depth at the penstock inlet to avoid vortices and air entrainment. In this study the Knauss formula has been considered [1]:

$$h_{cr} \geq D \cdot \left( 1 + \frac{2.3 \cdot V}{\sqrt{9.81 \cdot D}} \right) \tag{7}$$

Where D = penstock diameter (m);  $h_{cr}$  = minimum depth (m); and V = flow velocity in penstock (m/s).

For the design of the forebay depth, a regulation reserve volume is considered above the normal operation level as a safe value based on experience [5]. This volume should be greater than the rate obtained by multiplying “the required time for the pressure surge to travel to the basin and back to the turbine gate” to “design discharge” considering a safety factor of 2. The capacity of the lateral spillway is assumed two times the design discharge to keep a security margin. The basin also has a minimum additional freeboard of about 0.3 m.

2.6.2 Standardization charts for forebay

Standardization of forebay or surge tank consists of volumetric functions for different elements of civil works and is appropriately chosen to provide for hydraulic, structural and stability design considerations [9]. As an example, some design charts are presented in Figure 8.

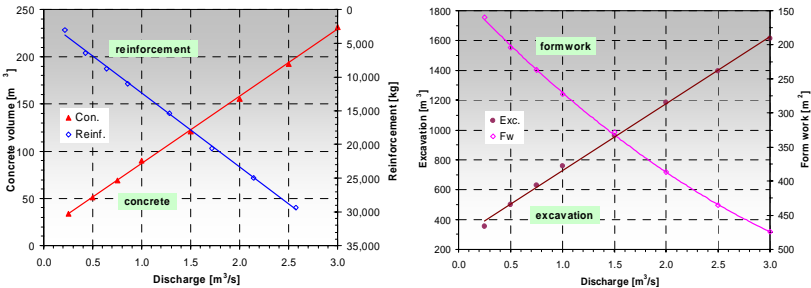


Figure 8. Design charts for forebay: concrete volume, reinforcement, excavation and formwork as a function of design discharge

## 2.7 Penstock

The penstock is normally the most expensive part of a small hydropower scheme. It conveys the water by the shortest possible way from the forebay into the power house. The most commonly used material for penstocks pipe is steel, however in some cases for low and medium heads and short lengths, a simple PVC or PE pipe could be used [5]. Penstocks for small hydropower are usually of the open air type, but sometimes, due to physical, economical or environmental reasons, the buried type is preferred. The alignment of the steel conduit should be adapted to the topographical condition.

When there is a longitudinal slope change in the penstock, solid anchor blocks have to be provided to ensure that the resisting forces will not displace and damage the rigid pipe [1]. Also consecutive support conditions are considered. While the penstock exceeds a certain length, expansion joints are provided to take into account displacements in the longitudinal direction caused by temperature differences and Poisson's effect (Fig. 9). The penstock wall thickness should be greater than a minimum value based on construction and experience.



Figure 9. Examples of penstocks with supports and anchor blocks

### 2.7.1 Design criteria and standardized curves

The most important part in design of a penstock is to select an optimum diameter having the minimum total cost over the technical life of the plant i.e. time of amortization. First of all for each diameter, annual energy losses are calculated and plotted according to head loss in penstock and annual volume of water used for energy production. The friction head loss is then calculated by the Darcy-Weisbach formula [1]:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (8)$$

Where L = length (m); f = friction factor according to Colebrook - White definition; D = diameter (m); V = velocity (m/s); and  $h_f$  = head loss (m)

For each diameter the total annual cost of penstock is also computed and plotted. These computations should include all factors that might significantly influence the cost. Once both curves are plotted, they are added graphically. The optimum diameter is the one associated with the minimum total annual cost. Figure 10a shows an example of these processes for a certain head and discharge.

It should be mentioned that in the present study different combinations of total head, penstock diameter, price of energy sale and a series of discharges have been considered to cover all possible conditions in the optimization procedure [9]. Figure 10b shows some of the optimization results for 4 series of energy sale price, total head as 200 m and different discharges. In Figure 10c the influence of total head over the optimum diameter is investigated and compared graphically for different energy sale prices. It is observed that the optimum diameter increases with energy sale price for constant head or discharge (Fig. 10b, c). Figure 10d also shows the variation of optimum velocity with discharge and energy sale price for a total head of 200 m.

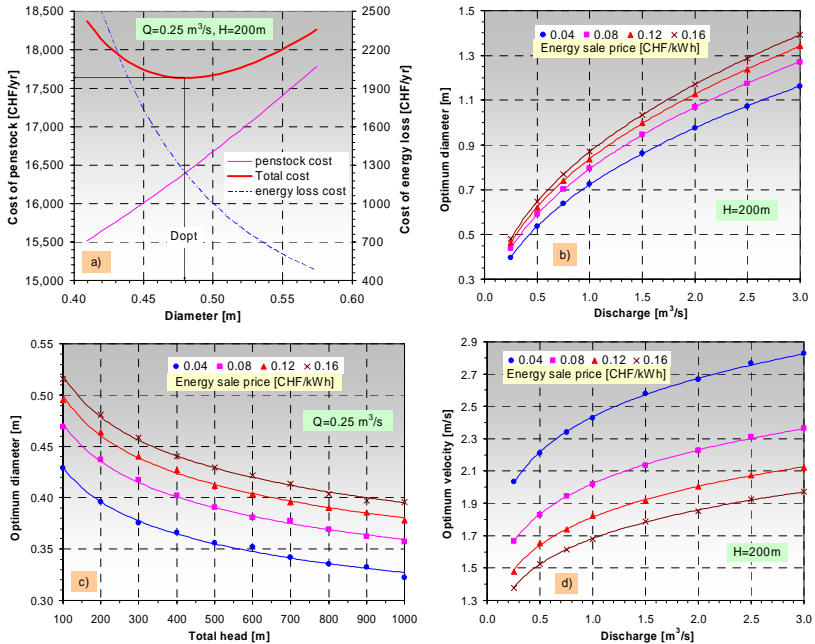


Figure 10. Optimization of penstock: a) diameter for 0.16 CHF/kWh as energy price; b) diameter for different energy prices; c) diameter for different total heads and energy prices; d) velocity for different energy prices

In the standardization process the volumetric curves for anchor blocks are also obtained for 3 different deflection angles of  $120, 140, 160^\circ$  and for different discharges and total heads [9].

### 3 OPTIMIZATION TOOL “POPEHYE”

After standardization of all components of small hydro based on civil works, the final volumetric curves and cost functions are implemented in an existing optimization program called “POPEHYE”. This software was developed conjointly at the Laboratory of Hydraulic Constructions at EPFL and Yverdon University of Applied Science, in Switzerland. It allows a step by step design and optimization for primary evaluation of different alternatives for small hydropower plants, according to location, head and discharge and power production [3].

In the study this program was upgraded in English and its accuracy in optimization strategy was increased by integrating the results of the standardization process for the main components of a small hydropower plant. Total cost of these components can be obtained due to standardization charts and cost functions [9]. These costs are based on volumetric curve according to hydraulic and structural design of the structures. After introducing all cost functions, the subsequent steps in optimization process of design discharge will be followed as shown in Figure 11.

The final results of economical analysis of the project will be the graphical presentation of the production cost, net benefit and the economic efficiency for all of the discharges according to flow duration curve. This optimization of design discharge or installed capacity is performed with a certain and assumed total head. The program “POPEHYE” continues pre dimensioning of the main structures for optimum design discharge. However, detailed design of all components is normally accomplished during standardization procedure and it is just enough to determine the geometry and dimension of structures by using the standard graphs and proposed equations.

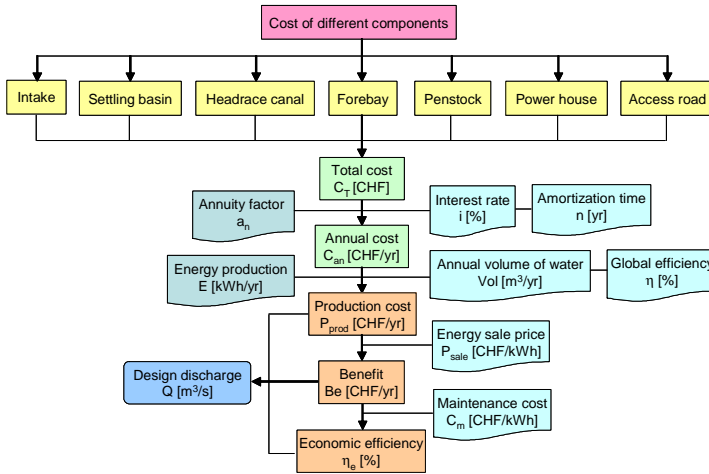


Figure 11. Flow charts of optimization process in economical analysis “POPEHYE Ver2.2”

Figure 12 shows an example of economical analysis of a small hydro project. According to this last Figure, the designer is able to select the optimum design discharge for the project with compromise and judgment through the economic parameters. On the other hand the sensibility analysis should be done with attention to providing minimum production cost (minimum investment that is necessary for each kWh of energy production), maximum net benefit (the benefit which is gained each year by construction of a small plant) and maximum economic efficiency (ratio of net benefit to the cost). However it should be mentioned that having the maximum benefit is the most important factor and it dominates the other two economic features. For the special case presented in the following Figure the optimum choice for the design discharge would be 650 lit/s which corresponds to the maximum annual benefit.

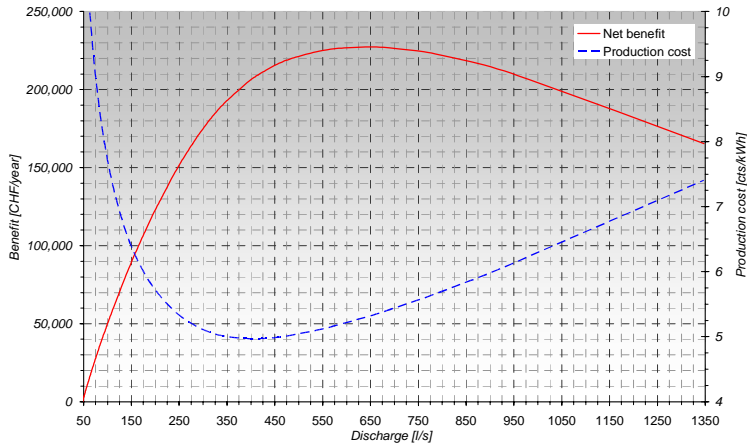


Figure 12. An example of final optimization result: net benefit and production cost as a function of discharge “POPEHYE Ver2.2”



#### 4 CONCLUSION

Small hydropower plants have been recognized as one of the most important energy sources that can provide sustainable energy to remote rural communities or industries. Civil engineering works of a small high-head hydropower plant contain intake, settling basin, headrace canal or pipe, forebay or surge tank and penstock. The following conclusions have been achieved:

- Standardization of civil works has been established in order to obtain standard design charts and drawings for preliminary stage of a small hydro project.
- The standardization charts will help designers to evaluate easily and rapidly different alternatives of small hydro in catchment area, according to head, discharge and location.
- The volumetric standard curves for different components of small hydro allow a first-hand estimate of the total cost of a project by using locally available unit prices of civil works.
- After standardization of all components of small hydro based on civil works, the final volumetric curves and cost functions are implemented in an existing optimization tool called “POPEHYE”.
- The program “POPEHYE” allows a step by step design and optimization for primary evaluation of different alternatives for small hydropower plants.
- The main body of “POPEHYE” is based on economical analysis of different components of the project to select the optimum design discharge or hydraulic power for a certain head.
- The present study aims at providing a general guidance with regard to the economical design and the practical realization of the most important components of a small hydro.
- This kind of efforts of standardization and optimization signifies a practical guideline for better realization and implementation of a small hydro project.
- With a well system arrangement of power plant structures, new environmental impacts in a small hydropower project will be minimized.

#### ACKNOWLEDGMENT

The study was carried out in the framework of the European project FP5 “Thematic Network on Small Hydropower” (see [www.eshab.be](http://www.eshab.be)). It has been performed within the frame of the training program and the Master of Advanced Studies (MAS) Project of the Postgraduate studies in Hydraulic schemes, 2003-2005 edition, realized at the Laboratory of Hydraulic Construction (LCH) at the Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).

#### REFERENCES

1. Schleiss A.J. 2004. *Aménagements Hydrauliques*. Lausanne: LCH, EPFL.
2. Schleiss A.J. 2004. *Hydroelectric power plants, General layout of schemes*. Postgraduate studies in hydraulic schemes. Lausanne: LCH, EPFL.
3. Boillat J.L. & Gatti G. 2004. *Software POPEHYE, Version 2, Predimension and economic optimization for small hydropower plants*. Lausanne: LCH, EPFL (unpublished report).
4. Boillat J.L. & De Souza P. 2004. *Hydraulic system, Modélisation des systèmes hydrauliques à écoulements transitoire en charge*. Lausanne: LCH, EPFL, Communication 16.
5. Krumdieck A. 1998. *Report on standardization of civil works for small hydropower plants*. Zurich: Electrowatt Consulting Engineers Company.
6. Inversin A.R. 1995. *Micro Hydropower sourcebook*. third printing, USA.
7. Bouvard M. 1992. *Mobile barrages and intakes on sediment transporting rivers*. Netherland: IAHR Monograph series, A.A. Balkema.
8. Penche G. 2004. *Handbook on how to develop a small hydro site*. European Small Hydropower Association.
9. Andaroodi M. 2005. *Standardization of civil engineering works of small hydropower plants and development of an optimization tool*. Lausanne: LCH, EPFL.



# Sedimentation in the Gübsensee - Numerical modelisation and optimization of technical measures to reduce sedimentation inside the lake

## *Sédimentation dans le Gübsensee - Modélisation numérique et optimisation de solutions techniques pour réduire l'alluvionnement de la retenue*

Islam M. Awad

*Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)*

*Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH)*

*CH - 1015 Lausanne, Switzerland*

**ABSTRACT.** The need for sediment management of reservoirs had been underestimated for some time. Sedimentation processes affect the management of catchments and reservoirs. They are increasingly important factors in all parts of the world because of their often conflicting socio-economic and environmental impacts. Since 1997, the Lake Gübsensee traps approximately 12'000 cubic meter of sediment annually. After reviewing the quantity of the fine sediments entering into the lake and the available storage volume, it is determined that the long-term reservoir operation is not feasible. The accumulation of sediments will soon start to affect the energy generation from the hydroelectric power plant at Kubels. The aim of the study is to find an eco-friendly technical solution to resolve the sedimentation problem. The applied measures are purely geometrical ones. It is a combined system of artificial islands following the thalweg of the lake with submerged guiding walls following the same thalweg lines binding these islands. A technical measure to deviate the water gallery outlet walls towards the two flow paths created by the guiding system is recommended for an increased efficiency of flow field towards the reservoir outlet. The numerical model of this concept was performed by FLOW 3D and the analysis of the results shows an improvement of the flow concentration from reservoir inlets to its outlet, by 50%

**RESUME.** La problématique de la gestion des sédiments au sein des grands réservoirs a longtemps été sous-estimée. De nos jours, on prend de plus en plus conscience des problèmes d'enlèvement et du risque qu'ils font planer sur la pérennité des grandes retenues. Depuis 1997, au lac de Gübsensee, se déposent chaque année près de 12'000 m<sup>3</sup> de sédiments. L'accumulation de tels apports menace l'exploitation à long terme du réservoir et commencera bientôt à affecter la capacité de production de l'aménagement hydro-électrique de Kubels. L'objectif de cette étude est de proposer une solution au problème d'enlèvement, présentant un bon compromis entre les besoins économiques et écologiques. Les mesures envisagées pour cela sont essentiellement morphologiques, il s'agit de combiner un système d'îles artificielles suivant le thalweg du lac reliées par des murs de guidage submergés. Une optimisation de ce concept, au travers d'une réorientation des murs de sortie des galeries d'amenée, vers le chemin formé par les îles et murs de guidage submergés est également proposée. La modélisation de ce concept a été effectuée à l'aide du modèle tridimensionnel « FLOW 3D » et l'analyse des résultats fait apparaître une amélioration de la concentration de l'écoulement, sur le chemin entre l'entrée et la sortie du réservoir, d'environ 50 %.

## 1 INTRODUCTION

This study is focusing on reducing the sedimentation in the Gübsensee Reservoir located in the Canton of St. Gallen, Eastern Switzerland. The reservoir is created by three dams, Gübsensee

east dam, 23.50 m high and Gübsensee west and north dams 17 m high. The mean annual hydropower production amounts to 33 GWh with an installed capacity of some 15 MW, maximum discharge of  $18 \text{ m}^3/\text{s}$  and a mean head of 70 m. The power plant is working as a daily storage plant. The hydropower scheme is owned by the St. Gallisch-Appenzellischen Kraftwerke AG (SAK).

The reservoir has a maximum length of 1'165 m and a maximum width of 265 m while the average depth is 12 m but decreased to 5 m in front of the two inflow galleries due to sediment deposits. These two galleries, diverting waters from two upstream rivers into the reservoir, are feeding the lake with water while there is one power intake on the opposite shore (Figure 1). A survey study shows that the reservoir has lost 25% of its 1.47 million cubic meters of water storage capacity in the past 90 years but this figure is more important concerning the effective region of the lake (where the power intake and the gallery outlets are located) at the north eastern part where the volume loss reaches around 50%.

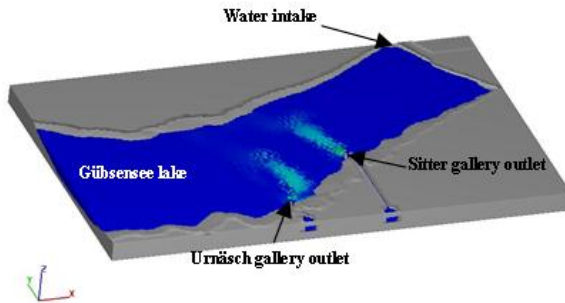


Figure 1: FLOW-3D® model showing main components of the reservoir.

The aim of the study is to analyse the flow field magnitude and its influence on the sediment transport for different exploitation scenarios. Then, studying and validate different technical solutions by using numerical 3D modelling and finally, the retained solution optimized. According to the geometry of the Gübsensee Reservoir and in order to limit the accumulation of sediments, two main ideas have been applied. The first is to extend the two galleries outlet walls over a certain distance and reorientate them towards the reservoir outlet to direct the flow from the two galleries to the power plant intake. The second is to use submerged guiding walls combined with five geometric elements (artificial islands) for increasing the flow velocity inside the reservoir and for the modification of the flow velocity field.

Due to the daily storage operation, several different exploitation scenarios are taken into account for the flow simulation. Focusing on four main critical scenarios, computational results using the FLOW-3D® numerical flow solver show that: (i) the total sediment load deposited inside the lake may be reduced and guided to the power intake when applying the previous mentioned two technical measures, (ii) the lengths of the two guide walls are crucial for directing the flow in an optimal way, and (iii) the construction of either groins on the opposite shore or artificial arc shaped islands in the middle of the lake channel the flow over the whole investigation area and bring it directly to the power intake.

## 2 THE PROJECT SITE

The construction works began in the Gübsensee Reservoir in September 1898. The Gübsensee west and north dams are earth dams. The spillway, a free overflow type with a capacity of  $15 \text{ m}^3/\text{s}$  is located on the Gübsensee east dam, a gravity dam that has a height of 23.50 m. Its crest is 96 m long and the volume of the dam is  $9'450 \text{ m}^3$ . The toe foundation is 15 m wide while the foundation depth is 6 m. All dams were constructed on solid rock. The operation water level was fixed at 682.30 m a.s.l. Figure 2 present the localization of the reservoir in Switzerland, an overview of the reservoir as well as a photo of the Gübsensee west dam.

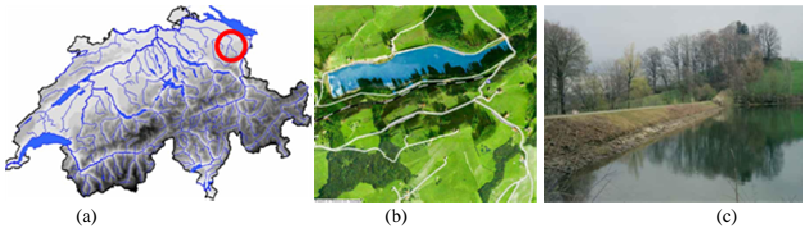


Figure 2: (a) Project site location in Switzerland (b) aerial view the reservoir and (c) picture of the Gübsensee west dam.

The lake surface area is  $0.17 \text{ km}^2$  and its catchment is  $0.68 \text{ km}^2$ . The reservoir is a daily storage type where water level fluctuates by  $1.58 \text{ m}$  every day (from  $682.28 \text{ m a.s.l.}$  to  $680.70 \text{ m a.s.l.}$ ). Two main upstream water courses feed the Gübsensee Lake (Figure 3) with similar flows which are  $0.5 - 4.6 \text{ m}^3/\text{s}$  (min. /max. discharges for the Sitter River) and  $0.5 - 4.7 \text{ m}^3/\text{s}$  (min. /max. discharges for the Urnäsch River). These discharges vary depending upon the amount of snow melt and rainfall. The hydroelectric power plant consists of 3 turbines. Two of them have useful discharge range of  $4.0 - 8.0 \text{ m}^3/\text{s}$  while the third one has useful discharge range of  $0.5 - 2.0 \text{ m}^3/\text{s}$ .

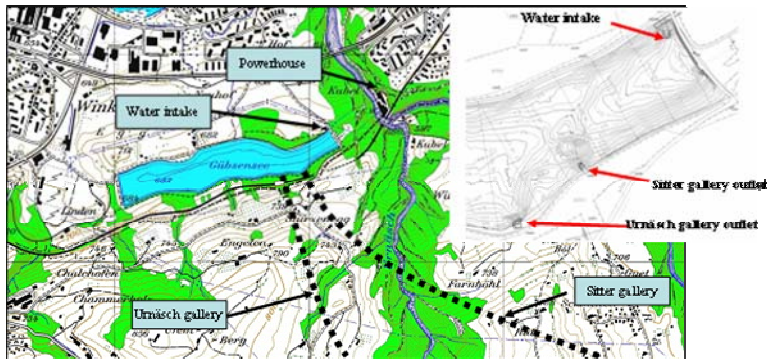


Figure 3: Schematic map showing the main components of the hydropower scheme (lake, galleries, water intake and powerhouse).

The dimensions of the two inlet reservoir galleries are approximately similar. Both galleries have approximately  $4 \text{ m}^2$  cross-sectional area. These dimensions were crucially required to determine the flow velocity field entering the lake and the flow behaviour. The general layout of the Gübsensee hydropower components is shown in Figure 3.

Both Urnäsch and Sitter galleries have upstream sand traps to collect sediments carried by water flow. Materials trapped in these sand traps need to be evacuated when it is filled. Furthermore, fine sediments passing the sand traps are carried by the water flow down to the reservoir. When sediment enters the reservoir, it will deposit. Survey works were performed in 1976 and 1997 followed by dredging works to evacuate materials in front of the galleries (Figure 4). It was revealed that the entire reservoir thus lost 25% of its capacity and the effective part in front of the two galleries even lost up to 50% of its capacity which led to another dredging work. These sediments, which were settled in front of the galleries, were transferred to the western part of the lake. The operators now try to find a sustainable solution for sediment management in the Gübsensee Reservoir.

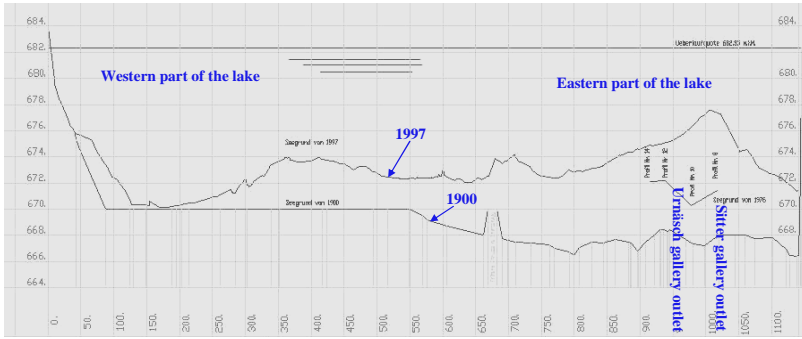


Figure 4: Longitudinal section showing sediment volume in Gübsensee Lake in 1997 comparing it with its initial situation in 1900.

### 3 OBJECTIVE OF THE STUDY

The deposition behaviour of fine sediments is described by the computational analysis of the flow velocity field. The concept of the study is to maintain sediment balance through the reservoir with no net erosion or deposition over the operating cycle.

The study focuses on analysing the flow velocities magnitude field and its influence on the sediment transport for different exploitation scenarios. Also, using numerical 3D modelling, different technical solutions were studied and validated and finally, the optimization and the design of the retained solution were carried out. According to the geometry of the Gübsensee Reservoir and in order to limit the accumulation of sediments, two main ideas have been adopted. On one hand the galleries outlet walls will be reoriented to direct the flow from the two galleries to the electric power plant intake. On the other hand, several artificial islands will be used for guiding the flow and increasing the flow velocity inside the reservoir

### 4 TECHNICAL SOLUTIONS

#### 4.1 Determination of the critical velocity

The critical velocity is the velocity at which the fine or the coarse sediment begins to be deposited when the flow regime is in transition from suspension flow to deposition of flow. To determine this value, it was essential to have the grain size distribution for the sediment particles to determine the characteristic diameters such as  $d_{90}$  or  $d_{85}$  or  $d_{50}$ . To define the erosion-transportation-deposition criteria for uniform particles, the Hjulström diagram (1935) is useful to determine the water velocity required to carry a certain sediment size in suspension.

Thanks to two samples taken from both gallery outlets, the sieve analysis was performed and the grains size distribution drawn for each sample (Figure 5).

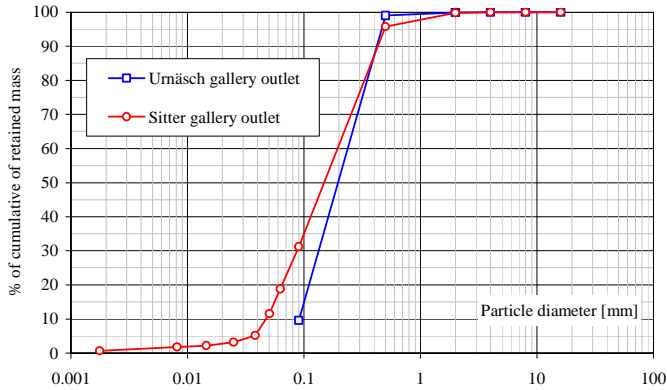


Figure 5: Sieve analysis for samples taken at the Sitter and Urnűsch gallery outlets.

The water velocity required to carry 90% of fine particles is determined in Hjulstrűm diagram as 3 cm/s (Figure 6). To stay in the safer side, a water velocity of 4 cm/s was adopted as the critical velocity to secure water flow during its trajectory from the outlets galleries to the water intake of the hydroelectric power plant.

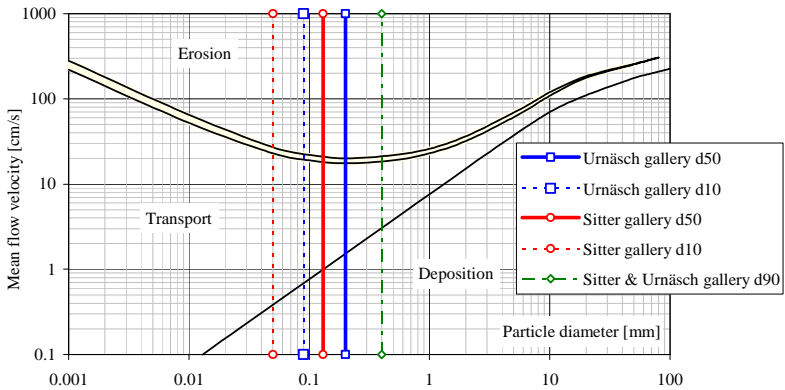


Figure 6: Determination of critical velocity from Hjulstrűm diagram [After Hjulstrűm taken from Graf 1984].

In response to this situation, several ideas were proposed to have a sustainable solution to maintain the sediment balance in the reservoir. First idea is flushing sediments through the reservoir outlet by lowering the water level to its minimum operating level (680.7 m a.s.l) and continuous turbine operation. A new approach to study the hydrodynamic, hydraulics and geomorphology of the lake was also considered. Under this aspect a study was launched to guide the flow inside the lake using five geometrical elements following the thalweg of the lake down to the deepest area. Those five elements create a sort of two virtual basins (see Figure 7 and Figure 8) in front of the two galleries. Another idea was proposed to streamline the flow towards the entrance of the reservoir outlet by the deviation of the outlet galleries.

Four main inlet and outlet discharge conditions are the governing factors for flow in the reservoir. Flow inlet and outlet scenarios are 0.5, 4.0, 8.0 and 9.3 m<sup>3</sup>/s inflows respectively with 2.0, 8.0, 8.0 and 18 m<sup>3</sup>/s outflows (turbines working 24 hours per day which is a special case for this reservoir). According to these scenarios, the scenario for equal inlet and outlet flows was chosen as numerical stability calculation to determine the flow behaviour (scenario: 8 m<sup>3</sup>/s inlet flow and 8 m<sup>3</sup>/s outlet flow).

#### 4.2 Design of the technical measures

Several numerical hydraulic models were prepared to reflect the best available measure to conduct the flow. Cross sections geometry for the base conditions model were obtained from surveys made in 1997. The applied procedure to find the final solution is described here. First, the current situation was simulated numerically to determine the flow behaviour in the reservoir. Some conclusions were obtained from the current situation results (i) the opposite shore of the reservoir reflects the flow currents towards the western part which is a non suitable zone to deposit fine sediments, (ii) using a flow tracer in the numerical simulation, it was determined that only around 23% of inflow coming from both galleries reached the reservoir outlet (water intake of the hydroelectric power plant). The final proposed numerical model has been composed finally from 12 main geometric elements which contains 180 subsidiary elements. The model has been composed as per the survey reports revealed in 1997 shown in Figure 7 and Figure 8.

The geometric elements were introduced into the model. Figure 7 shows the suggested layout including the different geometric elements. The artificial islands were drawn first to follow the thalweg of the bottom of the lake. Due to bad results of sediments escaping to the western side of the lake, the western artificial island did not follow the thalweg in front of the Urnäsch gallery outlet. Submerged piles working as underwater, invisible guide walls connect between the artificial islands. These guide walls are located two meters below the minimum operating water level.

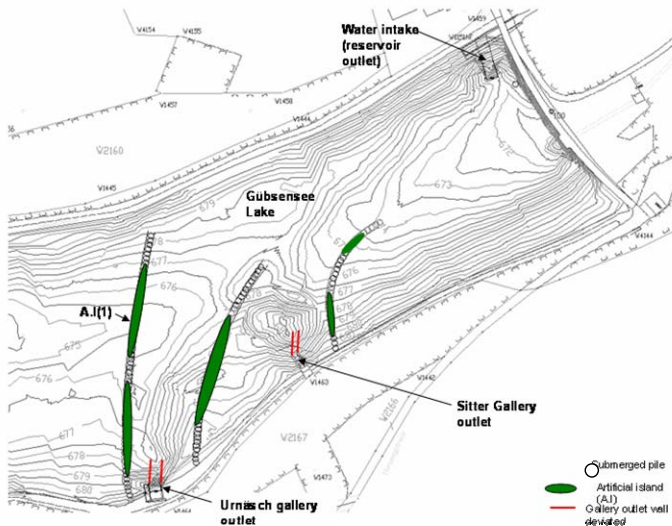


Figure 7: Details of the suggested measure with the geometric elements (artificial islands, submerged piles and deviated gallery outlet walls).

#### 5 NUMERICAL MODELLING USING FLOW-3D®



FLOW-3D® numerically solves the continuity and momentum equations using finite-volume approximation. The flow region is subdivided into a mesh of fixed rectangular cells. With each cell there are associated local average values of all dependent variables. All variables are located at the centres of the cells except for velocities, which are located at cell faces (staggered grid arrangement). Curved obstacles, wall boundaries, or other geometric features are embedded in the mesh by defining the fractional face areas and fractional volumes of the cells that are open to flow (the FAVOR method).

Most terms in the equations are evaluated using the current time-level values of the local variables explicitly. This produces a simple and efficient computational scheme for most purposes but requires the use of a limited time-step size to maintain computationally stable and accurate results.

The basic numerical method used in FLOW-3D® has a formal accuracy that is first order (second order accurate options are also available) with respect to time and space increments. Special precautions have been taken to maintain this degree of accuracy even when the finite-difference mesh is non-uniform. In any case, boundary conditions are at least first order accurate in all circumstances. For example, in cells partially occupied by an obstacle, the FAVOR method is equivalent to a first-order interpolation of boundary conditions within the cell.

The geometry of the lake bottom (xyz file) was inserted into FLOW-3D® and transformed into an STL file format.

The simulation of the flow in the lake has been performed only in the effective part of the reservoir which is the region between the two galleries and the hydroelectric power plant water intake and extended 150 m towards the west part of the lake. The guiding walls were inserted in the model as solid obstacles. The boundary conditions of the model consider the velocity vector on a rectangular inlet area defining the discharge. Some modifications in geometry were performed to guarantee the same reservoir inflow discharges. Cubic hollow boxes in the entrance were inserted to the model to maintain the discharge as the prototype.

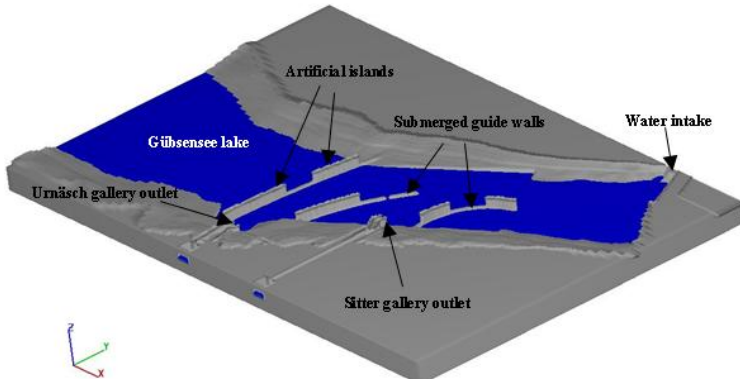


Figure 8: FLOW-3D® model showing the submerged guiding walls combined with the five artificial islands, visible thanks for lowering top water level to 677.7 m a.s.l one meter below the wood submerged guiding walls top level (678.7 m a.s.l).

## 6 VALIDATION WITH NUMERICAL MODELLING

Depending on results shown in the simulation of the actual situation (Figure 9a and Figure 10a), two essential goals were fixed to enhance the flow behaviour and velocity field towards the water intake of the reservoir. First, it is important to reduce water sediment laden flow entering the western part of the lake and second is to link the inflows from the two galleries outlets towards the water intake. The following measure was proposed. Firstly is to reorientate the galleries outlet walls towards the water intake of the hydroelectric power plant. Secondly to construct

artificial islands following the thalweg line with piles 2 meters below the minimum operating water level (680.7m a.s.l) combined with outlet gallery newly aligned walls. The partial measure, depending only on reoriented guide walls needs to be discussed due to its contradictory results. Simulations with a neutral, massless flow tracer over the same reference time have been performed in order to compare the efficiency of the proposed solution compared to the actual situation. This measure with flow tracer achieves 36% efficiency from water outlet galleries towards the water intake but the velocity magnitude field shows prominent velocity distribution towards the west part of reservoir, which is not desirable. The combined solution shown in Figure 9b and Figure 10b limits the flow escape to the western part of the lake and it gives higher efficiency.

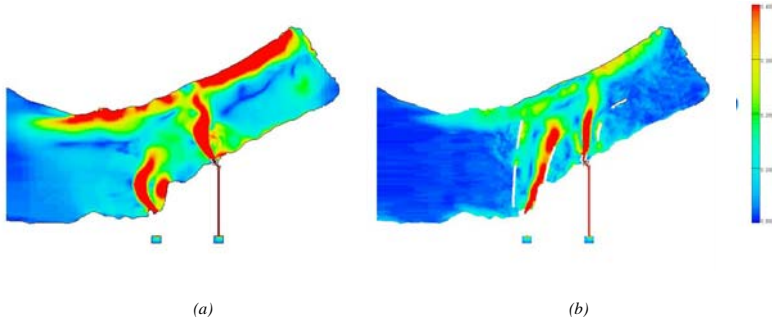


Figure 9: Flow velocity magnitude field of the (a) actual situation, (b) Proposed measure (with submerged guiding walls). Velocity scale from 0.0 to 0.4 m/s

Figure 9a and Figure 10a present the evolution of flow distribution reaching the outlet of reservoir. The second alternative shows a more concentrated flow field magnitude from the galleries towards the power intake. The flow tracer percentage reaching the reservoir outlet from the reservoir inlet has been increased significantly from 23% to 35%. This result will lead to 50% improved efficiency of sediment transit through in the lake.

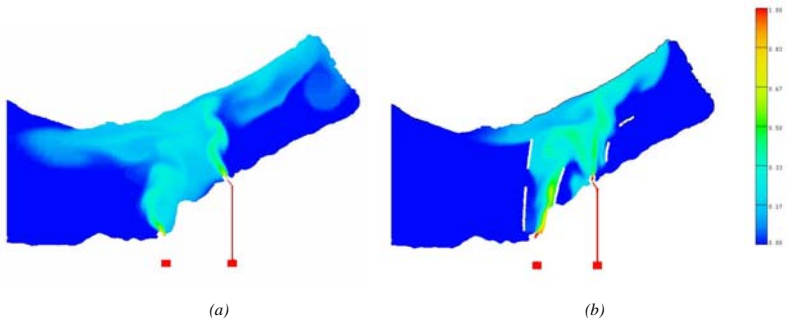


Figure 10: The transit of flow from reservoir inlet to its outlet after 20 minutes of numerical simulation by FLOW-3D®. a) Actual situation b) Proposed measure (submerged guiding walls). Flow tracer scale from 0.0 to 1.0 (0 - 100%)

## 7 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

Sedimentation in reservoirs is one the major problems affecting nearly all reservoirs around the world. This study focuses on reducing the sedimentation in the GÜbsensee Reservoir located in the Canton of St. Gallen, Eastern Switzerland. The aim of the study is to analyse the flow velocity magnitude and its influence on the sediment transport for different exploitations scenarios. In order to transit the suspended sediment load, the flow between the galleries outlets and the power intake should always exceed the critical velocity as a function of particle grain size. In this case of GÜbsensee Lake, we got nearly 50% improvement of flow efficiency distribution and thus expected less sediment deposits.

Furthermore, the construction of such small islands offers major opportunities as a nesting and breeding site for birds and amphibious animals. The specific ecological conditions of such a site attract migrating and wintering birds due to the absence of direct human disturbances. This measure has therefore a significant ecological advantage as it could be an environmentally integrated solution and increased the value of the already outstanding landscape. It could be a typical win-win situation for all involved stakeholders.

#### ACKNOWLEDGMENTS

This research is financed by the St. Gallisch-Appenzellischen Kraftwerke AG (SAK), Switzerland. It has been performed within the frame of the training program and the Master of Advanced Studies (MAS) Project of the Postgraduate studies in Hydraulic schemes, 2003-2005 edition, realized at the Laboratory of Hydraulic Construction (LCH) from the Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).

#### REFERENCES

- FLOW ED Manual User's., "FLOW SCIENCE; INC., a New Mexico corporation, ("Owner" or "Licensor,").
- Graf W. H.: "Hydraulics of sediment transport", McGraw-Hill, New York, 1971 - Water Resources Publications, Littleton, Colorado (Reprinted), 1984



# Lufttransport im Klassischen Wechselsprung

## Beobachtungen zum Lufteintrags- und Luftaustrags- Verhalten

### *Aeration behaviour of the classical hydraulic jump*

### *Comportement d'aération du ressaut hydraulique classique*

Felix Boller

CH – Thalwil

ETHZ - VAW

**ZUSAMMENFASSUNG:** Ziel ist es, das Verhalten des Lufteintrag- und Luftaustrag am Klassischen Wechselsprunges zu beobachten, diese Erscheinungen festzuhalten, Zusammenhänge aufzuzeigen und zu prüfen. Beobachtet und beschrieben wurden wiederkehrende Vorgänge am fünften Versuch mit Vorbelüftung. Berechnet und dargestellt wurde u.a.: die Luftkonzentration im Querschnitt und deren Verlauf entlang des Wechselsprunges, die Luftverteilung innerhalb des Weisswassers und die Gemischgeschwindigkeiten. Im Wechselsprung der ersten Messung konnten Schichten ähnlicher Luftkonzentration erkannt und lokalisiert werden.

**ABSTRACT:** The basic objective of the work is to observe the air intake and outlet process of the classical hydraulic jump and to fix determined features, to point the relationships and to examine them. On the fifth attempt with air supply regularly proceedings were observed and described. The following parameters were either observed or calculated: the air concentration in the cross section and their modification along the chute model, the air distribution within the white water and the velocities from the mixture of water and air. Regarding first measure M1 in the part of white water Layers similar air concentration were recognized and located.

**RESUME:** Le but est d'observer le comportement d'absorption et d'élimination d'air du ressaut hydraulique et de décrire ces phénomènes, de relever et montrer des correspondances et de les vérifier. Les phénomènes qui se répètent auprès du ressaut hydraulique préalablement enrichi avec air ont été observés et décrits. Entre autre, les éléments suivants ont été calculés et représentés: la concentration de l'air dans la section et son évolution à travers le ressaut hydraulique, la distribution à l'intérieur des eaux blanches et les distributions de vitesse de mélange. On a pu reconnaître et localiser dans le ressaut (mesure M1) des couches avec une commune concentration d'air.

## 1 EINLEITUNG

Die VAW setzt sich seit längerer Zeit mit Kavitationsschäden auseinander und führt in diesem Zusammenhang hydraulische Untersuchungen aus. Der Luftgehalt im Wasser beeinflusst den Kavitationseffekt massgebend, weshalb der Luftein- und Luftaustrag mit unterschiedlichen Methoden untersucht wird. Zur Grundlagenerfassung zählt denn auch die Untersuchung des Lufttransports im Klassischen Wechselsprung.

Der stabile Klassische Wechselsprung findet sich zwischen  $F_1=4.5$  und  $F_1=9.0$ , ab  $F_1 \geq 2.5$  befindet sich dessen Ausbildung im Übergangsbereich. Der Klassische Wechselsprung wird definiert als: Wechsel des Flusszustandes flüssiger Materie vom schiessenden zum strömenden Zustand

im horizontalen Rechteckkanal unter Beibehaltung der Fliessrichtung und der konstanten Wassermenge, mit Verbindung von natürlichem Luftein- und Luftaustrag.

## 2 ZIELE DER STUDIE

Ziel war es, das Lufteintrags- und Luftaustragsverhalten des Wechselsprunges zu beobachten und die festgestellten Erscheinungen festzuhalten, Zusammenhänge aufzuzeigen und diese zu prüfen. Als Werkzeuge standen zur Verfügung: Versuchskanal mit regulierbarer Wasser- und Luftmenge, Messpegel sowie Messroboter und Messsonde mit Software.

Nach dem Überprüfen der Apparaturen wurde ein Pionierversuch vorgenommen, ausgewertet und die gewonnenen Erkenntnisse in die weiteren Versuche mit unterschiedlichen Froudezahlen eingebracht.

## 3 PHYSIKALISCHES MODELL

### 3.1 Modellbeschreibung

Das Modell im Versuchskanal wird zu Beginn durch eine JetBox und gegen dessen Ende mittels Tauchwand begrenzt. Die Zuflusshöhe  $h_1$  der Durchflusswassermenge  $Q$  wird an der JetBox reguliert, die Lage des Wechselsprunges wird durch Verstellen der Schützentiefe der Tauchwand verschoben und in einheitliche Position gebracht. Die optische Messsonde misst entlang einer Linie die Dauer der Lichtreflektionszeit einzelner Luftblasen. Verglichen mit der Gesamtmeszeit an einer Stelle liefert sie das Verhältnis dieser beiden Zeiten, was als Luftkonzentration interpretiert werden darf; Licht reflektiert in Luft und diffundiert in Wasser.

Die Fliessgeschwindigkeit der Luft kann nicht mit der Doppelsonde erfasst werden, da sich innerhalb des Weisswassers die Strömung neu orientiert und nicht mehr parallel zur Sohle bzw. zu den Sondenspitzen verläuft. Deshalb stützte man sich zur Ermittlung der Geschwindigkeit auf die Berechnungsformeln von Hager W.H. (1992).

### 3.2 Modellgesetze

Gemäss Boes, (2000) nehmen Luftblasen im Modell eine proportional zu grosse Ordnung ein (Kobus 1984). Ergebnisse aus Modellversuchen mit Lufteintrag sind daher nur unter Vorbehalt auf Prototypen übertragbar (Stephenson 1991, Christodulu 1997). Um den Einfluss der Überproportionalität zu reduzieren, werden grossmassstäbliche Modelle empfohlen (1:3 – 1:5).

Gemäss Boes, (2000) beobachtete Schulz (1996) bei Modellen 1 : 30 für Reynoldszahlen  $< 10E5$  Zähigkeitseinflüsse.

Weitere Literaturquellen weisen auf eine Mindestabflusstiefe von 0.050 – 0.100 m hin. Kleinere Tiefen haben Einfluss auf die Oberflächenspannung.

Bezüglich Durchfluss weisen Hager W.H. und Bremen R., (1989) auf einen spezifischen Mindestabfluss von  $0.100\text{m}^3/\text{s}$  hin.

### 3.3 Getroffene Annahmen

Folgende Annahmen wurden getroffen:

1. Die Fliessgeschwindigkeit von Wasser und Luft weisen dieselbe Grösse und Orientierung auf.
2. Die linear gemessene Luftkonzentration der X-Achse dürfe räumlich integriert werden.
3. Der Einsatz und die Auswertung von einer einzigen Sondenspitze sei ausreichend.

## 4 MODELLVERSUCHE

Die Kennzahlen der durchgeführten Versuche sind aus Tabelle 1 ersichtlich.

Benennung			M1	M2	M3	M4	M5
Wassermenge	$Q_w$	[m <sup>3</sup> /s]	0.0869	0.1172	0.1352	0.1174	0.0869
künstlich zugeführte Luftmenge	$Q_a$	[m <sup>3</sup> /s]	-	-	-	0.023	0.025
Gemischdurchflussmenge	$Q$	[m <sup>3</sup> /s]	0.0869	0.1172	0.1352	0.1404	0.1119
Abflusstiefe <sub>1</sub>	$h_1$	[m]	0.054	0.054	0.096	0.078	0.049
Fließgeschwindigkeit <sub>1</sub>	$v_1$	[m/s]	3.22	4.34	2.82	3.62	4.61
Froude-Zahl <sub>1</sub>	$F_1$	[-]	4.4	6.0	2.9	4.2	6.7
Energielinie <sub>1</sub>	$EL_1$	[m]	0.582	1.014	0.500	0.747	1.134
Abflusstiefe <sub>2</sub>	$h_2$	[m]	0.320	0.432	0.336	0.401	0.408
Konjugierte Tiefe	$\psi$	[-]	5.9	8.0	3.5	5.2	8.4
Fließgeschwindigkeit <sub>2</sub>	$v_2$	[m/s]	0.54	0.54	0.80	0.70	0.55
Froude-Zahl <sub>2</sub>	$F_2$	[-]	0.3	0.3	0.4	0.4	0.3
Energielinie <sub>2</sub>	$EL_2$	[m]	0.335	0.447	0.369	0.426	0.423
Schützenöffnung	$a$	[m]	0.130	0.150	0.202	0.015	0.111
Rollerlänge gemessen	$L_r$	[m]	1.220	1.610	1.130	1.460	1.510

Tabelle 1: Kennzahlen der Messserien.

#### 4.1 Wechselsprung ohne Vorbelüftung: Versuch M1 bei $F_1=4.4$ . Kurzbezeichnung: M1F4.4

Die von der Sonde gelieferten Werte von Luftkonzentration, Luftfließgeschwindigkeit und Korrelation wurden mit dem Programm tecplot automatisch aufgezeichnet. Die dargestellten Zahlen waren nur für die Luftkonzentration plausibel.

Im Hinblick auf den Vergleich der Versuche untereinander hat sich die Normierung der Diagrammachsen bewährt. Demnach wird die Länge des Wechselsprunges  $L_r$  [m] auf  $X_r = 1$  [-] normiert. Es gilt folgende Beziehung:

$$L_r = x_2 - x_1 = X \quad \text{bzw.} \quad X/L_r = 1 \quad (1)$$

Im Wechselsprung bilden wahrscheinlich folgende messbare Linien Anhaltspunkte für weitere Beziehungen:

- $h_{0,01}$ : Höhe ab Sohle, bei der die Luftkonzentration 1% aufweist; die Trennlinie von Schwarzwasser zu Weisswasser.
- $h_{0,90}$ : Höhe ab Sohle, bei der die Luftkonzentration 90% ausweist; die Trennlinie von Weisswasser zu Luft.
- $h_{jet}$ : Höhe ab Sohle, bei der die Luftkonzentration lokal von der allgemeinen Tendenz abweicht; dazu bedarf es eines Maximal- und eines Minimalwertes.  
*Chanson C. und Qiao G.L., (1994).*
- $h_{WL}$ : Höhe ab Sohle der mittels Stechpegel messbaren Wasserlinie, wo das Messinstrument zeitgleich in Luft und Wasser verweilt.
- $h_{v,max}$ : Höhe ab Sohle der maximalen Gemischgeschwindigkeit.  
*Hager W.H., (1992).*
- $h_{Kontinuität}$ : theoretische Höhe ab Sohle, unterhalb welcher die Kontinuität gewahrt ist.
- $h_{v=0m/s}$ : Höhe ab Sohle, bei der das Gemisch weder horizontale Vorwärts- noch horizontale Rückwärtsgeschwindigkeit vorweist. *Hager W.H., (1992).*

Aus den Messwerten konnte die Luftkonzentrationsverteilung über die Höhe dargestellt werden. Aus ihr lässt sich der mittlere Luftgehalt über die Höhe nach Gleichung (2) berechnen und darstellen:

$$\bar{C}_a = \frac{1}{h} \sum_0^h \left( \frac{C_{ai} + C_{a(i+1)}}{2} \right) \quad (2)$$

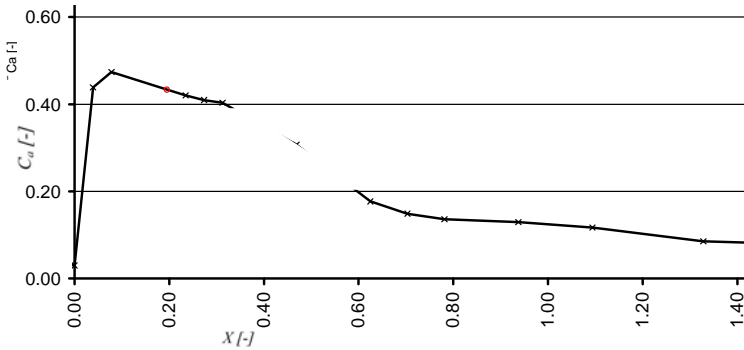


Bild 1: Änderung der mittleren Luftkonzentration entlang X.

Im vorgenannten Versuch steigt der Luftgehalt anfangs steil an, baut sich nach dem Wendepunkt bis vor Sprungende stark ab und reduziert sich danach nur noch zögernd.

Des Weiteren wurde an einzelnen X-Stationen die Entwicklung der Luftkonzentration die im Weisswasser dargestellt, d.h. zwischen  $h_{0,01}$  und  $h_{0,90}$ :

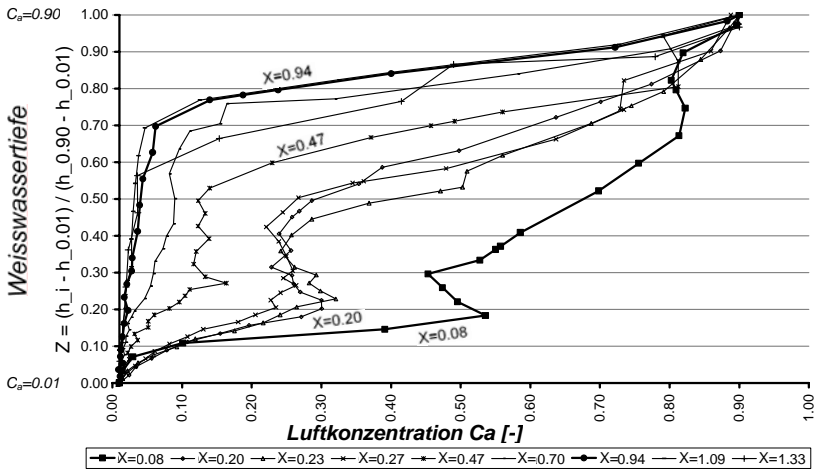


Bild 2: Luftkonzentrationsverlauf innerhalb der Weisswasserschicht an konstanten X-Positionen.

Aus dem Diagramm kann auf eine rasche Konzentrationszunahme am Sprungfuss geschlossen werden ( $X = 0.08$ ). Gefolgt von einem abrupten Konzentrationsrückgang zeigt sich ein lokal erhöhte Konzentrationsgehalt ( $h_{1ca}$ ). Danach strebt die Luftkonzentration relativ direkt gegen 90%. Bereits an Position  $X = 0.20$  ist die lokale Konzentrationserhöhung nicht mehr markant, dafür tritt über eine bestimmte Höhe eine Stabilisierung des Konzentrationsgehaltes auf, bevor die Konzentration gegen 90% zu streben beginnt. Bei  $X = 0.94$  sind nur noch die Stabilisierung und das Streben gegen 90% erkennbar.

Zur Erhaltung des Luftflusses gilt die Beziehung:

$$Q_a = \int_0^b \int_0^{h(x,y)} \bar{c}_{a(h,b)} v_{(h,b)} d_h d_b \quad (3)$$

Im Anschluss an die Berechnung der Fließgeschwindigkeit werden der lokale Luftkonzentrationsgehalt und die lokale Geschwindigkeit miteinander multipliziert. Im Bereich um  $X = 1$  tritt



annähernd kein Luftflux auf, da sich die Luft hauptsächlich oberflächennah ansammelt und in dieser Zone nahezu keine Geschwindigkeit vorhanden ist. Aus  $\bar{C}_w + \bar{C}_v = 1$  und  $Q = A v \bar{C}$  ergibt der Flächenunterschied von Luftflux zu Totalflux den Wasserflux. Mittels Kontinuitäts-gesetz wurde geprüft, ob die total vorwärts transportierte Wassermenge abzüglich der rückwärts transportierten Wassermenge der durch die Pumpe zugeführten Wassermenge entspricht.

$$Q_{\text{Kontinuität}} = Q_{\text{vorwärts}} - Q_{\text{rückwärts}} \quad (4)$$

Die mit Gleichung (4) berechnete Kontinuität stimmt nicht mit der gelieferten Pumpenmenge überein. Mögliche Ursache könnte sein, dass eine oder mehrere der getroffenen Annahmen falsch sind oder die gemessenen Luftkonzentrationswerte falsch angewendet werden.

Bei der Beobachtung des Verhältnisses von lokaler Weisswassertiefe ( $h_{0,90} - h_{0,01}$ ) zu lokaler Gesamttiefe ( $h_{0,90}$ ) wurden folgende Grafiken notiert:

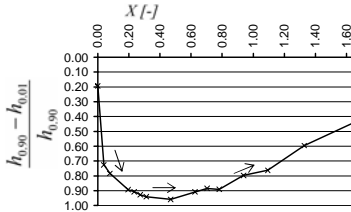


Bild 3: Belüftungsdicke in Abhängigkeit von  $X$ .

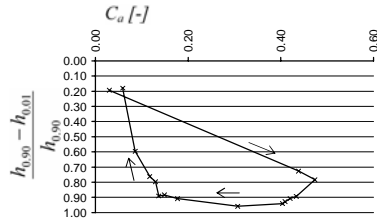


Bild 4: Belüftungsdicke in Abhängigkeit von  $C_a$ .

Daraus fallen besonders bei Bild 4 zwei Richtungswechsel auf. Die Hauptabnahme der Luftkonzentration findet unter relativ konstantem Verhältnis der Belüftungsdicke statt.

Bei der Betrachtung der Kontinuitätslinie  $h_{\text{Kontinuität}}$  wurde folgende Beziehung zur horizontalen Geschwindigkeit nach Hager W.H. (1992) beobachtet:

$$h_{\text{Kontinuität}} = \frac{Q_{\text{Kontinuität}}}{b v_{\text{Kontinuität}}} \quad \text{warin} \quad v_{\text{Kontinuität}} = x_i \frac{v_1}{L_r} \quad | 0 \leq x_i \leq L_r | \quad (5)$$

#### 4.2 Wechselsprung ohne Vorbelüftung: M2F6.0 und M3F2.9

Die Wechselsprünge der Messungen M2F6.0 und M3F2.9 wurden an derselben Station im Kanal erzeugt, wie M1F4.4; sie erzielten ähnliche Bilder wie Bild 1 bis Bild 4.

#### 4.3 Wechselsprung mit Vorbelüftung: M4F4B und M5F6B

In dieser Messung war es schwierig, die Höhe  $h_{0,90}$  dem Messdatenblatt zu entnehmen weshalb diese Messung nicht immer in die vergleichende Grafiken aufgenommen werden konnte.

Herbrand K., (1969), erachtet eine Änderung der Sprunglänge auf Grund der Luftbeigabe als wahrscheinlich. – In den zwei mit Vorbelüftung durchgeführten Versuchen konnte keine markante Änderung der Sprunglänge durch Vorbelüftung festgestellt werden. Die künstliche Anreicherung des Wechselsprunges mit Luft erzeugt eine Verstärkung der Abläufe und verbessert deren Sichtbarkeit dank zusätzlichen Lufteinschlusses massiv!

#### 4.4 Beschreibung der visuell beobachteten Vorgänge im belüfteten Wechselsprung M5F6B

Untenstehende Skizze widerspiegelt die beobachteten Regelmässigkeiten am Wechselsprung.

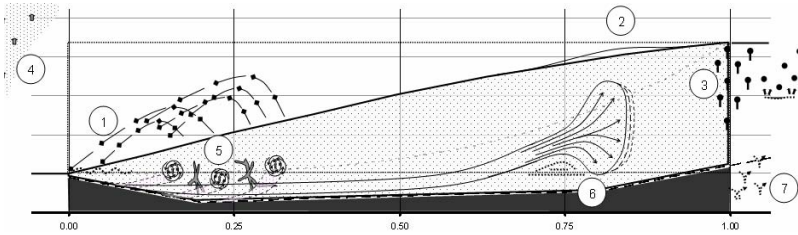


Bild 5: Beobachtungen am Wechselsprung

Die Längenangaben wurden geschätzt.

(1) Tropfen und Spritzer sowie ganze Wasserhaufen lösen sich aus dem Bereich  $X < 0.3$  und spritzen zu  $X=0.0$ . Die Wasserspiegelfläche wirkt aufnahmefreundlich, was durch Luftbeigabe begünstigt wird, die Oberfläche des Wassers vergrößert sich massgebend. Der Übergang von  $h_1$  zur Walze variiert in Längsrichtung. Der weiteste regelmässig erreichte Ort wird als  $X = 0.0$  bestimmt.

(2) Bei  $X=0.8$  hebt sich ein Wasserbuckel hervor. Das Oberflächenwasser vermag trotzdem Richtung Sprungfuss zu fließen.

(3) Ende des Wechselsprungs: die Luftblasen steigen im oberen Viertel senkrecht zur Oberfläche. Die horizontalen Fliessrichtungen des Wassers orientieren sich entgegengesetzt.

(4) Direkt nach der JetBox ist Wasserdampf sichtbar (ohne direkten Einfluss auf Wechselsprung). Im Zulieferrohr erhöht sich der Druck massgebend, so dass der Druckabfall nach dem Austritt aus der JetBox ausreicht, um Wasserdampf zu bilden (Trippelpunkt).

(5) In Sohlennähe treten Luftwirbel auf. Meist sind es deren zwei bis drei Stück, die sich durch die einschliessende Strömung zur Bodennähe bilden. Zwischen diesen Luftwirbeln bilden sich Körper mit mehreren unterschiedlich orientierten „Armen“. Die Luftwirbel steigen rascher nach oben als die Arme, welche ihrerseits teilweise vom nächsten Wirbel angezogen werden. Mit Luft versorgt werden die Luftwirbel entlang einer relativ konstanten Linie.

(6) In der Verlängerung dieser Linie folgt in langsamerer Frequenz und impulsartig einschliessend ein weiterer Luftwirbel, der sich auf weite Distanz unterhalb des Wechselsprungs hindurch bewegt, sich bei  $X=0.75$  entspannt und sich teilweise stärker nach oben orientiert, teilweise mit dem Wasser eher horizontal treibt.

(7) Nach dem Sprungende kann nur noch schwach eine rhythmische Bewegung festgestellt werden. Vereinzelt Luftblasen bewegen sich auf- und abwärts - manchmal schien mir eine Rückwärtsbewegung beobachtet zu haben. Vermutlich wird durch die Blasenentspannung (6) ein Unterdruck erzeugt, der bis an diese Position zu registrieren ist. Oberhalb (7) häufen sich Luftblasen horizontal an, bevor sie sich wieder zerstreuen.

#### 4.5 Unstimmigkeiten

Unmittelbar nach Austritt des mit Luft angereicherten Gemisches aus der JetBox wurde das erste Profil aufgenommen und ein Luftgehalt von 43% ermittelt. Das Verhältnis der dosierten Luftbeigabe zur Wassermenge wies das Verhältnis von 21 L/s zu 87 L/s, bzw. 19% auf - ähnliche Zahlen liefert Versuch M4F4B. Aus dieser Abweichung von ca. 200% (Messwerte / eingestellte Abflusswerte) wird ersichtlich, dass entweder vor dem Wechselsprung Luft und Wasser nicht dieselbe Horizontalgeschwindigkeit vorweisen oder die Messwerte falsch interpretiert wurden. Es ist wenig Wissen vorhanden über das Verhalten einer einzelnen Luftblase um die Sonden Spitze im Umfeld vieler Luftblasen.

## 5 ÄHNLICHKEITEN DER MESSERIEN

Alle fünf Serien werden miteinander verglichen, obwohl für die letzten drei Messungen eine Ersatzsonde eingesetzt wurde. Auf die geringe Anzahl Messungen sei hingewiesen.

In Abhängigkeit der Froudezahlen ergab sich für die Konjugierten Tiefen angenähert folgende lineare Beziehung:

$$\psi = 1.33F_1 - 0.23 \quad | \quad 2.9 \leq F_1 \leq 6.7 \quad (6)$$

Bei der Wasseroberfläche zeigt der Vergleich von eigener Vermessung und vorgegebener Annäherung, dass die Grundstruktur der Formel der Wasserspiegellinie

$$h_{WL} = h_i = h_1 + (h_2 - h_1) \operatorname{tgh}(1.5X_i) \quad | \quad 0 \leq X \leq 1.6 \quad (7)$$

gut auf die gemessenen Werte übertragen werden kann. Um eine Trendlinie zu erhalten, wurde für die aktuell gemessenen Werte der Versuche ohne Belüftung der Faktor innerhalb des  $\operatorname{tgh}$  von 1.5 auf 1.9 angehoben. Die Ursache dieses Unterschiedes könnte am menschlich unterschiedlichen Zeitempfinden bei den Vermessungsarbeiten oder an der Definition der Wasserspiegellinie liegen. Für Versuche mit Vorbelüftung wurde der Faktor auf 2.3 angehoben;  $h_{0,90}$  liegt angenähert auf  $y=1.1 \operatorname{tgh}(2.9 X)$  wo  $| 0.0 \leq X_i \leq 0.8 |$ .

Die allgemeine Annahme, dass  $h_{WL}=h_{0,90}$  sei, wurde als Fehlannahme erkannt. Die gemessene Luftkonzentration im oberflächennahen Bereich weist meist weniger als 90% auf; bei  $X = 0.75$  weist sie bei sämtlichen Messungen einen lokalen Konzentrationseinbruch von  $\bar{C}_a \leq 50\%$  vor. Dies könnte daher kommen, dass dieser Bereich mit rückwärts strömendem Oberflächenwasser angereichert wird, was einen oberflächennahen Verlust der Luftkonzentration mit sich zieht und mit visuellen Beobachtungen von *C. und Qiao G.L., (1994)* übereinstimmt.

Die erhöhte Luftkonzentration („Jet“) am Sprunganfang ist besonders bei  $F_1 > 4.4$  feststellbar und findet sich in der Region um  $C_a = 50\%$ . Auffallend ist, dass der „Jet“ sich oberhalb und nicht unterhalb  $h_1$  befindet.

$h_{0,01}$  rückt mit zunehmendem  $F_1$  näher zur Sohle; sie erreicht diese statistisch nie und überschreitet beim Wendepunkt vor ihrem Wiederaufstieg auch nie die Rolllänge.

Mit steigender  $F_1$  nimmt die maximale mittlere Querschnittskonzentration nichtlinear zu; sie erreicht Werte gegen  $C_a = 50\%$ . Dies ist stark abhängig von der gewählten Bezugshöhe ( $h_{0,90}$  oder  $h_{WL}$ ), da gerade im oberen Bereich des Wechselsprunges stark erhöhte Konzentrationen vorzufinden sind.

Der mittlere Luftgehalt im Querschnitt verläuft bei sämtlichen Messungen ähnlich wie in Bild 1. Beim Sprungende variiert der mittlere Luftgehalt über die Höhe im Querschnitt zwischen 5% und 15%.

## 6 MODELLBILDUNG

### 6.1 Herleitung

Mehrere graphische Messwertdarstellungen deuten auf zwei Richtungswechsel hin und werden nachfolgend auf Grund der Messung M1F4.4 veranschaulicht und lokalisiert:

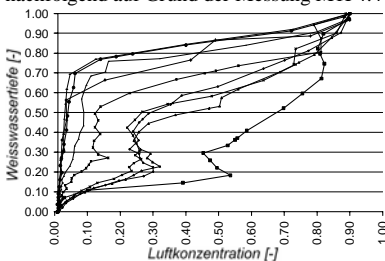


Bild 2: Luftkonzentrationsverlauf innerhalb der Weisswasserschicht an konstanten X-Positionen.

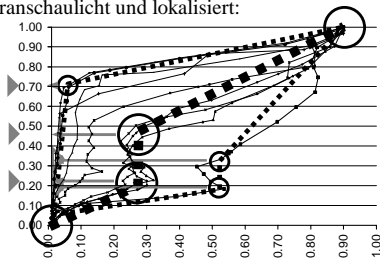


Bild 2b: Ortung der Richtungswechsel:  
Schwarze Kreise: Knickpunkte  
Graue Pfeile: Höhenlage

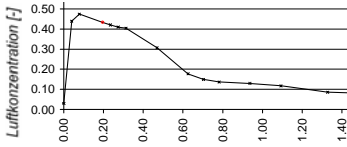


Bild 1: Änderung der mittleren Luftkonzentration entlang X.

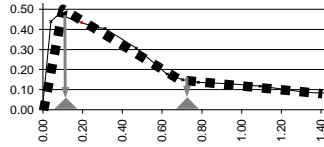


Bild 1b: Ortung der Richtungswechsel:  
Schwarze Kreise: Knickpunkte  
Graue Pfeile: Stationierung

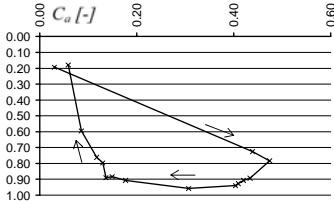


Bild 4: Belüftungsdicke in Abhängigkeit von C.

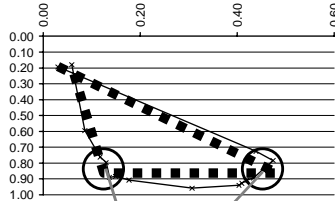


Bild 4b: Ortung der Richtungswechsel:  
Schwarze Kreise: Knickpunkte

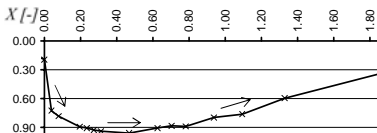


Bild 3: Belüftungsdicke in Abhängigkeit von X.

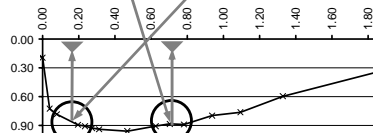
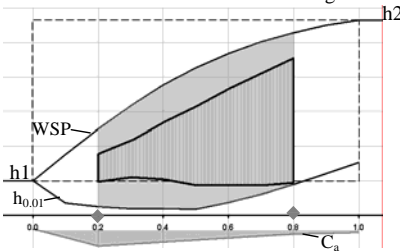


Bild 3b: Ortung der Richtungswechsel:  
Graue Pfeile: Stationierung

Die lokalisierten Stationierungen der Knickpunkte der Bilder 1b und 3b stimmen gut überein. In Bild 2 wird über einen bestimmten Höhenabschnitt eine relativ konstante Luftkonzentration innerhalb der Weisswasserschicht gemessen und in Bild 2b höhenmässig lokalisiert. Unterhalb dieser Stabilität findet die Belüftung, oberhalb die Entlüftung statt. Die zugehörige Stationierung entspricht dem Messquerschnitt. Durch Bild 3 wird die Höhenlage des Überganges von Schwarzwasser zu Weisswasser bestimmbar.

Eine Kombination dieser Ermittlungen führt zu folgender Darstellung und Interpretation:



■ Bereich horizontaler Stabilität  
▨ Bereich vertikaler Stabilität

Bild 6: Dargestellte Ortung der vertikal stabilen Luftkonzentration im Weisswasser.

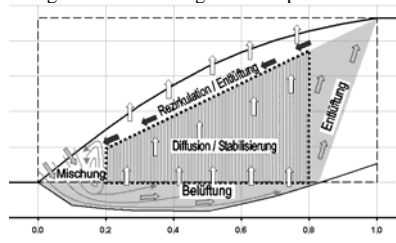


Bild 7: Interpretation von Bild 6.

## 6.2 Diskussion

Die visuellen Beobachtungen am Modell bestätigen diese Interpretation.

Die beiden Kennlinien der Kontinuität  $h_{\text{Kontinuität}}$  und der oberhalb liegenden Rezirkulationskante wurden mit den anfangs erhaltenen Plots verglichen: zum einen weist die Rezirkulationskante Parallelitäten zum geploteten Luftkonzentrationsverlauf auf und zum anderen weist der Zwischenraum dieser beiden Linien dort besonders erhöht schlechte Korrelationswerte auf.

Die Berechnung der Geschwindigkeit nach *Hager W.H. (1992)* von  $h_{v=0\text{m/s}}$  stimmt gut mit der Rezirkulationskante überein. Unter Berücksichtigung, dass bei  $x_1$  und  $x_2$  oberflächennah keine horizontale Geschwindigkeit herrscht, kann für M1F4.4 folgende Beziehung eingesetzt werden:

$$h_{i(v=0\text{m/s})} = h_1 + x_i \frac{h_2 - h_1}{L_r} \quad | \quad 0.0 \leq x_i \leq 1.0 | \quad (8)$$

D.h. sämtliche Geschwindigkeitsvektoren innerhalb des Stabilitätsfeldes weisen positive Orientierung auf und unterstützen das Tragen des Höhenunterschiedes zum Unterwasser.

## 7 FOLGERUNGEN

### 7.1 Beobachtungen

Der Luftgehalt entlang der messbaren Wasserspiegellinie entspricht selten  $\bar{c}_a = 90\%$ ; generell liegt er tiefer (*Kap. 5*). Es ist somit fraglich, in welchen Fällen und wie stark man sich im Wechselsprung bzgl. Wasserspiegellinie nach  $h_{0,90}$  richten soll. Die Luft schießt anfangs horizontal mit dem Wasser in den Wechselsprung, danach steigt sie relativ vertikal und flüchtig hoch. Die aufgenommenen Messwerte der Sonde reflektieren Luftblasen aus unterschiedlich angeströmten Richtungen. Die festgestellten Unterschiede an Luftkonzentration der vorbelüfteten Messung M5F6B nahe der JetBox weisen auf gravierende Unstimmigkeiten hin (*Kap. 4.5*).

Die Orientierung der Geschwindigkeit ändert im Wechselsprung mit jeder Position. Die fortlaufenden Anpassungen des zuströmenden Wassers an den Gleichgewichtszustand des Wechselsprunges passen auch die Geschwindigkeitsorientierung jeder Position konstant an. Mit einer optischen Messsonde kann infolge dieser sich stark ändernden Orientierung die Geschwindigkeit nicht überall verlässlich gemessen werden, besonders im Rotationskörper orientieren sich Luft und Wasser unterschiedlich.

Zum Lufteintrag trägt die beobachtete Oberflächenvergrößerung wesentlich zum Lufteintrag bei. Mit den getroffenen Annahmen kann die Kontinuität des Wasserflusses nicht nachgewiesen werden.

### 7.2 Verifizierung der Annahmen

Die in (*Kap. 3.3*) getroffenen Annahmen seien kurz verifiziert:

1. Es wurde nur für M1F4.4 die Fließgeschwindigkeit  $v = 0$  m/s mit Lage bestimmt. Die getroffene Annahme einheitlicher Gemischgeschwindigkeiten konnte nicht widerlegt werden – Bereiche geringer Korrelation deuten auf eine Abweichung dieser Annahme hin.
2. Es konnte nicht widerlegt werden, dass linear gemessene Luftkonzentration räumlich durch Summation übertragen werden darf. Hingegen wurde in (*Kap. 4.5*) festgestellt, dass die gemessene Längslinienkonzentration der X-Achse mit der Volumenkonzentration nicht gleichgestellt werden darf.
3. Die Messwerte einer Sondenspitze erwies sich für diese Modellbildung als ausreichend. Je nach Zielvorgabe bleibt die Doppelsonde unverzichtbar.

### 7.3 Möglicher Nutzen

Die gewonnenen Erkenntnisse verdeutlichen die Gefahren am Wechselsprung: Bei Wassersportunfällen besteht erst nach Unterquerung von ca. 80% der Walzenlänge in Bodennähe eine reelle Chance, sich aus der Walze zu retten. Wer vorher auftaucht wird vom abwärts gezogenen, rezirkulierenden Wasser erfasst und bleibt wegen des Auftriebes des eigenen Körpers in der Walze hängen.

Die Luft bleibt nur bis zu ihrem Wendepunkt in Sohlennähe. Selbst bei vorbelüfteten Wechselsprüngen entfernt sie sich bereits bei Sprungbeginn von der Sohle, und noch vor dem Sprun-

gende löst sie sich verstärkt vom Untergrund. Somit besteht im Klassischen Wechselsprung kaum Kavitationsgefahr.

#### ABKÜRZUNGEN

<b>Symbole</b>			<b>Index</b>	
$A$	$m^2$	Fläche, Querschnitt	$0$	Bezugspunkt, ursprünglich
$b$	$m$	Breite	$1$	Anströmbereich
$C$	-	Konzentration	$2$	Wegströmbereich
$F$	-	Froudezahl	$a$	Luft (air)
$h$	$m$	Wassertiefe (WL-Sohle)	$i$	Betrachtungspunkt, individueller
$L$	$m$	Länge	$max$	maximal
$Q$	$m^3/s$	Abflussleistung, absolut	$min$	minimal
$v$	$m/s$	Geschwindigkeit von Wasser, Gemisch oder Luft	$r$	roller
$X$	-	Stationierung Messpunkt	$w$	Wasser
$Y; \Psi$	-	Konjugierte Tiefe		

#### BIBLIOGRAPHIE

Boes R. (2000). *Zweiphasenströmung und Energieumsetzung an Grosskaskaden*. Mitteilung 166 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glazologie VAW, ETH Zürich.

Chanson C. und Qaio G.L. (1994). *Air bubble Entrainment and Gas Transfer at Hydraulic Jumps*. The University of Queensland. Research Report No. CE149.

Hager W.H. (1992). *Energy dissipators and hydraulic jump*. Kulwer: Rotterdam.

Hager W.H. und Bremen R. (1989). Classical hydraulic jump: sequent depths. *Journal of Hydraulic research*, Vol. 27: 565-585.

Herbrand K. (1969). Der Wechselsprung unter dem Einfluss der Luftbeimischung. *Wasserwirtschaft* 59 (9): 254-260.

# Projet de petite centrale hydraulique sur le Doubs / Etude de faisabilité et de rentabilité

## *Small hydro power plant project on the Doubs River / Profitability and feasibility study*

Pierre-Alain Bourquard  
*BCF Hydro, Bassecourt, Suisse*

**ABSTRACT:** The goal of this report is to define the most suitable alternative for the construction of a small hydropower plant low head on the Doubs River in Switzerland. The data sources of the project are the topography of the site and the hydrological data of the river. The choice of the alternative will be done according to law, technical and economic criteria. The result of this report will also be used as reference for the development of a description to a public deposit for the request of the licence of construction and the hydraulic concession. The results of the financial analysis of the adopted project will be also used for the organization of the financing.

**RESUME:** Le but de ce rapport est de définir la variante la plus appropriée pour la construction d'une petite centrale hydraulique basse chute sur la rivière du Doubs en Suisse. Les données de base du projet sont la topographie du site et les données hydrologiques de la rivière. Le choix de la variante se fera en fonction de critères juridiques, techniques et économiques. Le résultat de ce rapport servira également de référence pour l'élaboration d'un dossier en vue du dépôt public pour la demande de permis de construction et de la concession de force hydraulique. Les résultats de l'analyse financière du projet retenu seront également utilisés en vue de l'organisation du financement de ce dernier.

## 1 INTRODUCTION.

### 1.1 *But du rapport.*

Le consortium BCF Hydro (société simple) désire profiter de l'existence de la retenue au lieu-dit « Moulin du Doubs » pour installer une petite centrale hydraulique au fil de l'eau. Cette retenue se situe sur la commune d'Ocourt, dans le canton du Jura, sur la rivière franco-suisse du Doubs. Le projet doit satisfaire aux exigences écologistes et environnementales tout en étant un projet rentable et autonome du point de vue financier. Pour ce faire, BCF Hydro mandate M. Bourquard Pierre-Alain de Bassecourt pour réaliser une étude de faisabilité. Cette étude de faisabilité se fera dans le cadre des thèmes administratifs, techniques et financiers et servira également de référence pour l'élaboration d'un dossier en vue du dépôt public pour la demande du permis de construction et de la concession de force hydraulique.

### 1.2 *Cadre juridique.*

#### 1.2.1 *L'Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEP).*

L'Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEP), est le service fédéral compétent en matière d'environnement au niveau de la confédération. Les cantons sont responsables des cours d'eau sur leur territoire et doivent faire appliquer les lois suivantes dans le cadre des petites centrales hydrauliques :

- Loi fédérale du 24 janvier 1991 sur la protection des eaux (LEau). Concerne la définition du débit résiduel.

- Loi fédérale sur la pêche (LFSP). Concerne la libre migration du poisson.
- Loi fédérale du 1er juillet 1966 sur la protection de la nature et du paysage (LPN). Sert à protéger la faune et de la flore du pays.

#### 1.2.2 *Dispositions et principes pour la demande d'une nouvelle concession.*

Une demande de concession de force hydraulique se fait en déposant un dossier concernant le projet aux autorités cantonales compétentes en vue d'un dépôt public. Le traitement de ce dossier est du ressort de l'office des eaux et de la protection de la nature (OEPN) pour le canton du Jura.

## 2 LES PETITES CENTRALES HYDRAULIQUES.

### 2.1 *Généralité sur les petites centrales hydrauliques.*

Selon la conception suisse, une petite centrale hydraulique est une installation de production d'énergie basée sur l'utilisation de la force hydraulique et dont la puissance hydraulique moyenne est inférieure à 1000 kW.

La production d'énergie par une centrale hydraulique, qu'elle soit grande ou petite, est fonction du débit du cours d'eau et de la hauteur de chute à disposition.

Dans leur principe, les petites centrales se distinguent peu des grandes installations. La différence se situe avant tout au niveau de la simplicité de la conception et de l'exploitation, ainsi que par leur intégration dans les sites. En effet, les petites centrales doivent non seulement être peu coûteuses à la construction, mais doivent aussi pouvoir fonctionner automatiquement, sans personnel permanent, et avec un minimum de surveillance et d'entretien.

### 2.2 *Définition des petites centrales hydrauliques.*

Dans une installation hydraulique basse chute on distingue quatre parties principales, soit :

- La prise d'eau dans le cours d'eau.
- Le canal d'amenée (canal amont).
- La centrale (bâtiment des installations hydrauliques et électriques).
- Le canal de fuite.

Pour le calcul de la puissance, on a besoin de deux données, soit :

- Les débits moyens à dispositions (débits classés).
- La hauteur de chute nette (chute brute moins les pertes de charges).

## 3 RECHERCHE DE DOCUMENTATION SUR LE SITE.

### 3.1 *Historique du site.*

Les documents citent le Moulin du Doubs et sa scierie dès 1373. La famille Frossard les exploita dès 1753, puis les meuniers Loichat. Le Moulin cessa son activité pendant une vingtaine d'années au XX<sup>ème</sup> siècle, avant que le meunier Erard lui redonne vie pendant la guerre de 1939 – 1945. M. Erard était au bénéfice d'une concession de force hydraulique. Cette concession n° 56 G 90 date du 17 mars 1959. En 1977, M Biétry devint le nouveau propriétaire des installations. En 1981, la société des campeurs du Moulin du Doubs devint le dernier concessionnaire et demanda en 1989 l'extinction de cette dernière.

## 4 RELEVÉS SUR LE SITE.

Des relevés de niveau ont été effectués en amont et en aval de la chute afin de définir les hauteurs de chute brute de chaque variante.

A ce jour, aucun profil transversal du Doubs pour le tronçon concerné de l'étude n'a été relevé. De ce fait, il a été nécessaire d'organiser ces mesures. Ces mesures concernent 4 profils en amont de la chute et 2 profils en aval. Par la suite ses informations seront utilisées pour l'étude



hydraulique, c'est-à-dire l'étude de la variation du niveau d'eau pour chaque profil en fonction des différents débits.

## 5 DESCRIPTION DE L'ÉTAT INITIAL DU SITE DU « MOULIN DU DOUBS ».

### 5.1 Informations générales.

Le secteur d'étude se trouve sur le Doubs suisse sur la commune de Ocourt aux coordonnées 573 765 / 244 390 au lieu-dit "Le Moulin du Doubs".

La rivière du Doubs prend sa source dans le Jura français, à Mouthe. Il rentre en Suisse et fait une boucle par St-Ursanne, puis repart en France jusqu'à Verdun-sur-le-Doubs, où il se jette finalement dans la Saône. Il parcourt ainsi 458 km (débit moyen à Ocourt, **33,3 m<sup>3</sup>/s**).

### 5.2 Informations sur le site.

L'étendue d'eau formée par accumulation derrière le barrage forme la retenue d'eau. Dans le cadre du projet du « Moulin du Doubs », elle s'apparente à un lac naturel. La rive droite de la retenue est occupée par le camping du « Moulin du Doubs », la berge y est consolidée par des enrochements et on trouve ponctuellement en son sommet quelques arbres et arbustes. La rive gauche est plus abrupte et plus naturelle. La berge est occupée par un cordon boisé. Le site est marqué par la présence d'une digue en maçonnerie et en bloc de moellons, avec un pied de chute en rondins. Cet ouvrage induit actuellement une hauteur de chute de 2.3 mètres environ en débit faible à moyen. En amont de cette dernière, le Doubs présente un faciès d'écoulement lent en travers du lit de la rivière. En aval, la pente est plus élevée et les faciès d'écoulements plus diversifiés. La couronne est érodée sur pratiquement toute sa longueur, de plus, un trou a été creusé par l'eau. La solidité et la sécurité de l'ouvrage ne sont plus garanties suite à un manque d'entretien.

## 6 ETUDE HYDROLOGIQUE.

### 6.1 Etude hydrologique.

L'étude hydrologique a pour but de déterminer la quantité d'eau d'un cours d'eau en fonction des précipitations sur un bassin versant. La connaissance de la quantité d'eau disponible est également possible par l'intermédiaire de la station hydrométrique fédérale de l'office des eaux et de la géologie (OFEG) de Ocourt, aux coordonnées 572 530 / 244 460.

Dans notre cas, on va utiliser les données hydrologiques de l'OFEG à Ocourt pour déterminer la courbe des débits classés. Les dernières données disponibles actuellement sont ceux de 2003. Pour définir la courbe des débits classés avec un maximum de précision, on utilise la moyenne des années 1921 à 2003, soit sur une durée de 83 années. Les données hydrologiques serviront à déterminer le débit nominal de l'installation ainsi que le débit de restitution minimal.

### 6.2 Etude hydraulique.

#### 6.2.1 Modélisation de la géométrie.

Le logiciel HEC-RAS modélise une rivière en tronçons, jonctions et sections. Pour la modélisation du Doubs on s'est limité à modéliser le cours d'eau principal. La base de la modélisation de la géométrie est une série de sections transversales où la distance entre les profils doit être définie.

Les données (emplacement, forme des profils) ont du être relevées sur place, car il n'existe rien sur le tronçon concerné.

### 6.2.2 Résultats de la simulation.

Les débits simulés sont les débits moyens classés de 1921 à 2003 et les débits de crue pour Ocourt. Le régime hydraulique reste toujours fluvial. HEC-RAS prolonge verticalement les berges en cas de débordement et ne calcule pas les volumes débordés. Les résultats ont permis d'établir le graphique hauteur – débit ci-après.

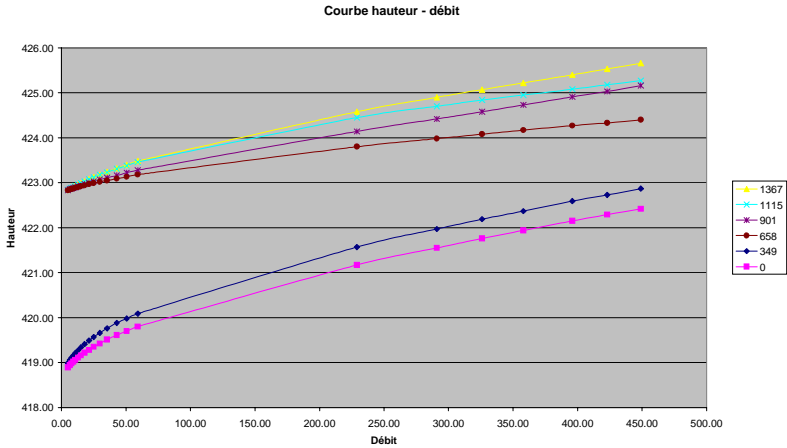


Figure 11, graphique hauteur - débit

On peut constater sur le graphique les points suivants :

- Deux groupes de courbe, l'une pour la partie amont et l'autre pour la partie aval de la chute.
- Pour la partie amont, on peut noter que la hauteur initiale de référence est presque identique pour toutes les stations, cela explique que la partie amont s'apparente à un bassin d'accumulation.
- Les variations de niveau ne sont pas très importantes pour les débits moyens de 1921 à 2003 alors qu'elles sont importantes pour les crues.
- La pente est également très faible pour les deux stations en aval.
- On constate qu'aux endroits des profils « 1115 » et « 658 » la capacité de débit est la plus importante, cela implique que les sections sont les plus grandes.

### 6.3 Etude solide.

#### 6.3.1 Données de bases.

Il n'existe aucune donnée de base du site de Ocourt pour cette étude. Par contre, des prélèvements d'échantillons dans le lit du Doubs ont été réalisés à une dizaine de kilomètre en amont, à St-Ursanne. Les échantillons ont été prélevés en 2 endroits, en amont de la chute de St-Ursanne et en aval de cette dernière. On peut admettre ses données compatibles avec la chute de Ocourt, car le seuil de St-Ursanne est quasiment identique.

#### 6.3.2 Résultats.

On estime les résultats pour les sections 5 en amont et 0 en aval de la chute. Afin d'avoir des résultats plus complets, il serait nécessaire de compléter les données, car les données sur les profils ne sont pas assez précis.

On remarque en regardant les 4 sections amont que le fond du lit du Doubs remonte vers la section 3 (large) et est très profond aux section 4 et 5. On peut en effet penser que les sections 1

et 2 (étroites) sont très érodées et que le matériel de cette érosion se dépose vers la section 3. Le même phénomène a été constaté entre les sections 0 et 1 en aval de la chute.

## 7 DESCRIPTION DES DIFFÉRENTES VARIANTES POUR LE PROJET.

L'étude doit actuellement définir les principales variantes d'implantation de la station en fonction de critères juridiques, techniques et économiques.

### 7.1 Localisation des variantes.

Suite aux différentes visites sur les lieux et aux nombreux documents récoltés sur le site, on admet 3 variantes représentant un certain intérêt.

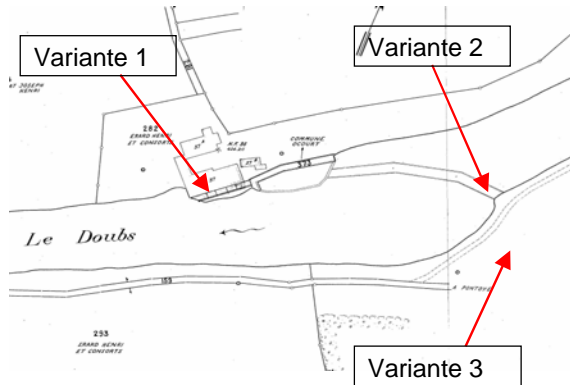


Figure 12, plan d'implantation des variantes.

En résumé, on peut dire que l'on est en présence d'un nouveau projet et non d'un projet de réhabilitation ou de rénovation. En fait, le seul élément existant et exploitable pour les 3 variantes est la chute, le reste est à reconstruire entièrement.

## 8 LE PRÉ-DIMENSIONNEMENT.

### 8.1 Le débit nominal.

Pour le calcul de production on a besoin d'une base de données concernant les débits exploitables. Cette base de données provient des relevés de la station de mesure de l'OFEG à Ocourt. On utilise le tableau des débits classés de 1921 à 2003, soit une moyenne sur 83 années. Le débit nominal de l'installation dépend de la capacité hydraulique du canal amont et du canal aval :

- Variante 1, la largeur maximum du canal amont est de 4 m et la profondeur de 1.5 m ce qui donne une section de 6 m<sup>2</sup>. La vitesse maximum d'eau dans ce cas est 1,67 m/s, ce qui donne un débit maximum de **10 m<sup>3</sup>/s**. Ce débit est atteint ou dépassé pendant au moins 274 jours dans l'année.
- Variante 2, le principe du projet est positionner l'installation entre la route et la rivière, sur la berge, la largeur totale à disposition est 10 m. La largeur maximum du canal amont représente 8 m et la profondeur 2.3 m, ce qui donne une section de 18.4 m<sup>2</sup>. La vitesse maximum d'eau dans ce cas est 0.98 m/s, ce qui donne un débit maximum de **18 m<sup>3</sup>/s**. Ce débit est atteint ou dépassé pendant au moins 205 jours dans l'année.

- Variante 3, la largeur maximum du canal amont représente 8 m et la profondeur de 2.5 m ce qui donne une section de 20 m<sup>2</sup>. La vitesse maximum d'eau dans ce cas est 1 m/s, ce qui donne un débit maximum de **20 m<sup>3</sup>/s**. Ce débit est atteint ou dépassé pendant au moins 190 jours dans l'année.

On remarque que les débits nominaux ne sont pas très élevés, cela s'explique par des impératifs techniques. En fait dans la pratique il n'est pas rare de voir des installations dont le débit nominal correspond à un débit atteint ou dépassé pendant au moins 100 jours dans l'année, ce qui représenterait pour le cas présent un débit d'environ **40 m<sup>3</sup>/s**. Une telle installation n'est pas compatible avec le site.

On peut noter que plus la vitesse de l'eau est faible, moins grande sont les perturbations et les pertes de charges.

### 8.2 *Le débit résiduel.*

Selon la Leaux (art 29 – 36) le débit résiduel minimum est fonction du débit  $Q_{347}$  (art 31). Pour les variantes 1 et 3, on a :  $Q_{347} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$  ce qui donne :  $Q_{\text{rés}} = 1.425 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Pour la variante 2, il n'y a **pas de débit résiduel**, car c'est une installation sans dérivation au fil de l'eau.

### 8.3 *La hauteur de chute.*

#### 8.3.1 *La chute brute.*

On entend par hauteur de chute brute,  $H_b$ , l'énergie totale à disposition entre l'entrée et la sortie de l'aménagement. Elle est donnée par la différence d'altitude entre les niveaux d'eau amont à la prise d'eau et aval à la sortie de l'aménagement.

#### 8.3.2 *Les pertes de charge.*

Les pertes de charge sont calculées en fonction de la géométrie des ouvrages et des matériaux utilisés. Elles varient en fonction du débit turbiné. On a les pertes de charge locales ou singulières et les pertes de charge réparties ou linéaires.

#### 8.3.3 *La chute nette.*

La chute nette représente l'énergie effective à disposition de la turbine, mesurée entre l'entrée et la sortie de la machine. Elle se calcule en déduisant de la chute brute, les pertes de charges totales et l'énergie cinétique résiduelle qui est perdue à la sortie de la turbine.

On remarque que dans le cas d'installation basse chute et notamment pour les 3 variantes, les pertes dues à la géométrie du canal sont infimes.

### 8.4 *Le choix de la turbine.*

Le passage puissance hydraulique – puissance mécanique se fait grâce à une turbine qui est mise en rotation par le flux de l'eau. Le choix de la turbine se fait en fonction du débit nominal  $Q_n$  et de la chute nette  $H_n$ .

Pour le projet du Moulin du Doubs, avec un débit nominal  $Q_n$  qui varie pour les 3 variantes entre **10 et 20 m<sup>3</sup>/s** et une chute nette  $H_n$  entre **2.23 et 2.69 m**, on constate que selon les graphiques fournis par les constructeurs que la turbine est de type Kaplan.

Le choix du type d'implantation est la turbine Kaplan bulbe à double réglage pour la variante 2, car elle a comme avantages dans le cas présent d'être moins chères lors de son implantation dans le cours d'eau et également plus discrète.

Pour les variantes 1 et 3, le choix est de type Kaplan verticale en chambre d'eau à double réglage, car les travaux se font à l'extérieur du cours d'eau, de plus pour la variante 3, on a besoin d'un angle pour rejoindre la rivière entre le canal amont et le canal de fuite.

### 8.5 *Le choix du générateur.*

La puissance mécanique est transformée en puissance électrique par un générateur de courant. Il est mis en rotation par la turbine, en général par un accouplement direct ou par un système de

transmission. Dans le projet, le choix se porte sur un générateur synchrone pour des raisons de rendements.

## 9 CALCULS ET ANALYSES DE PRODUCTION.

Le calcul de la production d'énergie électrique est la grandeur qui permet le calcul de la rentabilité d'un ouvrage.

### 9.1 Méthodologie pour le calcul de la production.

- Mesurer la chute brute.
- Relevé des débits instantanés.
- Etablir la courbe des débits classés (moyenne sur plusieurs années).
- Fixer le débit turbiné et le débit résiduel.
- Définir la chute nette en fonction des débits et des pertes de charges.
- Calculer la puissance électrique en fonction des rendements de la turbine et du générateur.
- Calculer la production annuelle de l'installation en fonction du temps de fonctionnement de cette dernière.

### 9.2 Le calcul de production

Le calcul de production est réalisé pour les 3 variantes et selon 2 modes. Comme dans le projet de construction il est prévu d'installer un clapet de vidange dans le barrage, le mode de fonctionnement de la centrale peut être avec régulation du niveau amont ou sans régulation du niveau amont.

#### 9.2.1 Les Résultats.

Projet: Moulin du Doubs à Ocourt (niveau amont stable).					
Variante	Symbole	Unité	1	2	3
Débit nominal [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>n</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	10	10	20
Hauteur nette [m]	H <sub>n</sub>	[m]	2.61	2.23	2.23
Puissance max	P <sub>a</sub>	[KW]	203	320	350
Production	E	[KWh]	1'193'610	1'978'076	2'011'569

Projet: Moulin du Doubs à Ocourt (niveau amont non stable).					
Variante	Symbole	Unité	1	2	3
Débit nominal [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>n</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	10	10	20
Hauteur nette [m]	H <sub>n</sub>	[m]	2.69	2.31	2.31
Puissance max	P <sub>a</sub>	[KW]	224	371	412
Production	E	[KWh]	1'407'523	2'348'363	2'400'300

Figure 13, tableau des résultats de calcul de production.

Le tableau résume les variantes, et nous donne les informations de base pour les 3 variantes et pour chaque mode d'exploitation. On constate que les variantes 2 et 3 sont les plus intéressantes au niveau de la production d'énergie. Le fait de changer de mode de fonctionnement influence également beaucoup la production, environ 18 % de plus.

La variante 2, si on la compare avec la variante 3, montre que du fait qu'il n'y a pas de débit résiduel, on peut turbiner quasiment toute l'année sans interruption.

## 10 CHOIX D'UNE VARIANTE.

La variante retenue est la variante 2, car elle présente la possibilité d'avoir une bonne production tout en diminuant au maximum les impacts envers les voisins. L'intégration de l'installation

dans le barrage offre l'avantage d'exploiter au maximum le débit à disposition. En plus, l'installation est très compacte, c'est-à-dire, que les ouvrages tels que canal amont, bâtiment des machines et canal de fuite sont très court (usine au fil de l'eau). On note toutefois comme désavantages, le fais de travailler dans le cours, ce qui implique la pose de palplanches importantes et le fait que le pont pour l'accès au chantier soit limité à 20 tonnes.

## 11 LA CONCEPTION DU PROJET RETENU.

Afin de définir par la suite avec plus ou moins de précision le prix de revient de l'énergie produite par l'installation choisie, il faut tout d'abord définir le projet.

### 11.1 *Définition du projet.*

L'installation sera au fil de l'eau, avec une turbine Kaplan bulbe à double réglage. Les informations techniques pour la conception de la centrale sont les suivantes :

- Des dimensions de la turbine et de l'aspirateur en fonction du débit nominal et de la hauteur de chute (données fournies par le fournisseur).
- Des caractéristiques du terrain et du sol.
- Des dimensions nécessaires pour un débit nominal donné (largeur et hauteur du canal amont et du canal de fuite).

### 11.2 *Remarque sur la conception de l'installation.*

Le plan de situation de l'installation est établi en fonction des données du fournisseur ainsi que des données de base du projet (débit et chute). Pour la conception, on note les points suivants :

- La transmission entre la turbine et le générateur se fait au moyen de poulies et d'une courroie. Ceci s'explique par le fait que la vitesse de rotation de la turbine ne correspond pas à celle du générateur. En plus, il n'est pas possible pour des questions d'encombrement de travailler en prise directe avec la turbine.
- Le local de la centrale est entièrement enterré.
- Le poste de raccordement de l'installation au réseau FMB se trouve à une très courte distance. La centrale produit de l'électricité en basse tension, c'est-à-dire en 400 Volts. Ensuite on raccorde la centrale au transformateur, ce dernier modifie la tension de l'installation de 400 Volts à 16000 Volts, puis l'injecte dans le réseau.
- La centrale se trouve dans la berge et non dans la digue.
- La position de la centrale est en fonction du site global et nous montre son emprise.

En résumé, si on fait l'inventaire des volumes et quantité de matériaux pour le projet il représente **2900 m<sup>3</sup>** de terrassement, **2700 m<sup>2</sup>** de coffrage, **1300 m<sup>3</sup>** de béton et **100 tonnes** d'acier.

## 12 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE L'INSTALLATION.

Il existe deux modes de fonctionnement de l'installation.

### 12.1 *Mode avec régulation du niveau amont.*

Le but de la régulation est de fixer le niveau amont à une cote de référence stable. La régulation de la turbine, du clapet du barrage et du dégrilleur sont entièrement automatisé par des vérins hydrauliques.

Une sonde de niveau mesure en permanence la hauteur d'eau en amont de la centrale et transmet ces informations à la commande générale de l'installation. Cette dernière, commande automatiquement la fermeture, voir l'ouverture de la turbine et du clapet et ceci en fonction du débit instantané du Doubs mesuré.

### 12.2 Mode sans régulation du niveau amont.

Il n'y a pas de régulation du niveau amont et ce dernier est fonction du débit instantané du Doubs.

## 13 ASPECTS ENVIRONNEMENTAUX.

### 13.1 Législation et notice d'impacte sur l'environnement (NIE).

Conformément à l'article 1, annexe 2, de l'OEIE (Ordonnance relative à l'étude d'impact sur l'environnement), la petite centrale hydraulique projetée ne nécessite pas une EIE (Etude d'impact sur l'environnement), seul une NIE étant requise. Il s'agit d'une centrale au fil de l'eau sans dérivation (pas de tronçon à débit résiduel) et donc sans prélèvement d'eau au sens de l'article 29 de la LEaux. Les prescriptions sur les débits résiduels (articles 31 à 35 de la LEaux) ne s'appliquent donc pas dans ce cas.

#### 13.1.1 Impacte sur l'environnement.

La notice décrit et évalue les principaux éléments susceptibles d'avoir un impact sur l'environnement.

#### 13.1.2 Synthèse des impacts.

L'appréciation donnée ci-dessous intègre l'application des recommandations spécifiées dans la présente étude.

Domaine	Construction, chantier	Exploitation
Eaux de surfaces	Faible	Positif
Eaux souterraines	Nul	Nul
Air	Négligeable	Nul
Bruit	Faible	Négligeable
sol	Négligeable	Nul
Faune, flore	Négligeable	Positif
Milieux naturels et paysage	Négligeable	Négligeable
Forêts	Nul	Négligeable
Agriculture	Négligeable	Nul
Sécurité liée au crues	Nul	Positif
Energie	Négligeable	Positif

Figure 14, tableau de la synthèse des impactes.

#### 13.1.3 Conclusion.

Le projet permettra d'alimenter environ **500 ménages** en énergie renouvelable. La présence dans l'installation d'un clapet de sécurité pour gérer les crues améliorera incontestablement la sécurité des usagers riverains en amont de la digue.

Au niveau environnemental, le projet n'occasionnera pas d'impacts significativement négatifs. La plupart du temps, ceux-ci seront temporaires (liés à l'activité du chantier) ou alors suffisamment faibles pour être considérés comme négligeables. De plus, l'intégration dans la construction d'une passe à poisson améliorera les déplacements et les migrations de la faune piscicole d'un des cours d'eau les plus riche d'Europe.

Aucune remarque relative à l'environnement ne s'oppose donc à la réalisation du projet.

#### 13.2 Installation de franchissement pour la faune piscicole.

Selon la loi fédérale sur la pêche, toutes les nouvelles installations hydroélectriques doivent permettre la libre circulation du poisson.

Actuellement, ce n'est qu'en situation de crue importante que le franchissement de la digue est possible, ceci toutefois seulement pour les poissons de grande taille et présentant une aptitude

nataoire importante et dont le comportement migratoire coïncide avec les hautes eaux (truite par exemple). Manifestement cette situation est insatisfaisante.

Le projet prévoit la construction d'une passe à poissons permettant de garantir à toutes les espèces présentes dans le lieu leur libre circulation. Il s'agit donc d'une amélioration considérable par rapport à la situation actuelle.

#### 13.2.1 Dispositif de franchissement retenu.

La variante retenue se compose de deux parties :

- Partie amont : Canal en béton sur **21 mètres**. Passe à bassins successifs (nombre de bassins = 12) avec échancrures et orifices noyés. Prise d'eau à débit contrôlé par l'installation d'une vanne "tablier". Les panneaux de séparation sont amovibles et les ouvertures peuvent être facilement ajustées. Les bassins sont recouverts de caillebotis amovibles sur lesquels il est possible de marcher et de rouler avec un véhicule d'entretien. La pente moyenne est de **4%**. Avec une hauteur de chute de **10 cm** entre les bassins.
- Partie aval : Canal naturel sur **20 mètres**. Création d'un petit cours d'eau latéral composé alternativement de seuils et de fosses. Aménagement de structures en enrochement et de caches pour les poissons. La pente moyenne est de **5.9%**, donc supérieure à la partie amont. La hauteur de chute entre les bassins est comprise entre **10 et 20 cm**.

## 14 ANALYSE FINANCIÈRE DU PROJET.

### 14.1 Les tarifs de reprise de l'énergie.

Actuellement en Suisse, la loi sur l'énergie (Lene) impose aux entreprises chargées de l'approvisionnement énergétique de la collectivité de reprendre les surplus d'énergie produits à partir d'énergies renouvelables, même si la production n'est pas régulière. Les tarifs de reprise se fondent dans ce cas sur les prix applicables à l'énergie équivalente fournie par les nouvelles installations de production sises en Suisse.

La rétribution pour les petites centrales hydrauliques dont la puissance ne dépasse pas 1 MW de puissance hydraulique moyenne brute est de **15 cts/kWh minimum**.

### 14.2 Le calcul du chiffre d'affaire.

Le calcul du chiffre d'affaire du projet se fait selon les tarifs du distributeur local, soit la rétribution normale et la prime de disponibilité. Un facteur important doit être pris en compte lors du calcul du chiffre d'affaire, c'est la répartition de la production entre le semestre d'hiver et le semestre d'été. Pour la rivière du Doubs, et la grandeur de l'installation (débit nominal en fonction du débit moyenne du cours d'eau) on admet une répartition de production de **55 % en hiver et 45 % en été** (valeur avec sécurité et défavorable pour le chiffre d'affaire brute).

Tableau récapitulatif:	Niveau stable.	Niveau non stable.
Puissance max. mesuré:	320 [kW]	371 [kW]
Production E:	1'978'076 [kWh]	2'348'363 [kWh]
Puissance moy.:	226 [kW]	268 [kW]
Production hiver [%]:	55 %	55 %
Production été [%]:	45 %	45 %
Revenu [Sfr.]:	SFr. 284'019	SFr. 337'186
Disponibilité [Sfr.]:	SFr. 491'54	SFr. 60'334
Total revenu [Sfr.]:	SFr. 333'173	SFr. 397'520
Prix moyen/kWh:	0.168 [Sfr./kWh]	0.169 [Sfr./kWh]

Figure 15, tableau récapitulatif pour le chiffre d'affaire brute.



#### 14.2.1 Analyse des résultats pour le chiffre d'affaire brute.

On constate l'influence du mode de fonctionnement de l'installation sur le chiffre d'affaire pour une petite centrale hydraulique aux caractéristiques techniques données. En effet si la régulation du niveau d'eau amont se fait, on constate une différence de **SFr. 64'347.--**, soit environ **18 %** (cela provient de la diminution de la chute).

Pour le financement du projet, il faut se rendre attentif que le chiffre d'affaire calculé correspond à une production sur **337 jours** de travail et non sur **365 jours**. Il est conseillé de prendre une marge de sécurité supplémentaire de **5 %**.

On peut aussi noter que le prix de reprise de l'énergie produite est supérieur à **15 cts**. Pour des raisons de sécurité, malgré un prix pour le projet supérieur à **15 cts/kWh**, il est conseillé d'organiser le financement du projet avec le tarif défini par la confédération, soit **15 cts/kWh**.

#### 14.3 Coûts du projet.

Afin d'évaluer la rentabilité d'un projet, il faut dans un premier temps définir le coût total du projet par l'intermédiaire d'offres de fournisseurs et d'entrepreneurs.

##### 14.3.1 Devis détaillés.

Afin de définir avec plus de précision le coût total du projet, on peut définir 4 groupes de coûts, soit les coûts de génie civil, d'équipement électromécanique, annexes et divers et imprévus.

Description	Récapitulatif	
	Montant	Répartition
1. Partic génie civil	SFr. 1'400'000.00	48%
2. Partic électromécanique.	SFr. 872'500.00	30%
3. Coûts annexes	SFr. 460'183.75	16%
4 Divers et imprévus	SFr. 191'625.00	7%
<b>Coût total du projet</b>	<b>SFr. 2'922'308.75</b>	<b>100%</b>

Figure 16, tableau de récapitulatif des devis.

#### 14.4 Les frais financiers.

Les frais financiers sont fonction de la durée d'amortissement considérée, du taux d'intérêt et du taux d'annuité fixe (amortissements et intérêts).

##### 14.4.1 Les charges financières et amortissements.

On admet comme durées d'amortissements pour les petites centrales hydrauliques, **30 ans** pour le génie civil et **20 ans** pour le reste. Dans la pratique, il est extrêmement compliqué de trouver un partenaire bancaire qui accepte de financer un projet pour plus de **20 ans**. Le problème est que pour une banque, un tel projet ne peut pas s'identifier à un projet immobilier ou à un projet industriel, c'est en fait les deux à la fois.

Pour les deux variantes on a des charges financières et amortissements pour **SFr. 214'028.43** par an, pour un taux d'intérêt de **5 %**.

##### 14.4.2 Les charges d'exploitation.

Les charges d'exploitation sont définies selon les instructions en la matière de l'OFEN et de cas pratiques. Dans les deux cas, ces charges sont identiques, soit **SFr. 285'528.43** par an, y compris les charges financières et amortissements. Sans les charges financières et amortissements on a **SFr. 71'500.--** par an.

##### 14.4.3 La marge (bénéfice et réserve).

La marge est la différence entre le chiffre d'affaire annuel brute et le total des charges d'exploitation. Dans le premier cas, on a une marge **SFr. 11'182.92** par an et pour le deuxième, on a **SFr. 66'725.97** par an. La différence s'explique par le fait que les charges totales sont identiques pour les deux cas et que le chiffre d'affaire brut du deuxième cas est plus important.

#### 14.4.4 Prix de revient de l'énergie.

Le prix de revient de l'énergie est le quotient des dépenses par la production d'énergie.

- Variante 2, amont stable : Prix de revient de l'énergie  $P_r = 0.144$  [SFr/kWh].
- Variante 2, amont non stable : Prix de revient de l'énergie  $P_r = 0.122$  [SFr/kWh].

Le prix de revient est meilleur pour le deuxième cas, car le chiffre d'affaire est plus grand pour les mêmes charges.

#### 14.5 Estimation de la rentabilité.

Deux cas :

- Si le prix de revient  $P_r < 15$  cts/kWh, l'aménagement **est rentable**.
- Si le prix de revient  $P_r > 15$  cts/kWh, l'aménagement **n'est pas rentable**.

La variante 2, centrale au fil de l'eau dans la berge est rentable. On peut noter que le mode de fonctionnement de l'installation à une grande importance sur la rentabilité de l'aménagement. Il est clair que le fonctionnement de l'installation avec les niveaux amont pas stabilisé s'apparente aux conditions actuelles de fonctionnement de la chute. L'utilisation du clapet de barrage ne serait utile que pour des cas où le niveau d'eau augmenterait beaucoup (début de crue) ou pour effectuer des opérations de réparation sur le site. Il est important d'informer les autorités compétentes sur le mode de fonctionnement de l'aménagement, car la différence de rentabilité est de **18 %**.

### 15 CONCLUSIONS.

Le projet est rentable et indépendant du point de vue financier (pas de subvention).

La réalisation de petits projets tel que celui-ci ne va certainement pas permettre de remplacer d'un jour à l'autre les énergies fossile et nucléaire, mais il contribue à la promotion des énergies renouvelables et participe à la diversification des modes de production.

Toute réalisation et exploitation d'un site, implique au concessionnaire l'entretien d'une partie du cours d'eau, de la chute et les berges environnantes. Actuellement passablement de seuils ne sont plus entretenus car il n'y a plus de concessionnaire et l'état n'a pas les moyens.

L'évacuation et le traitement des déchets contribuent aussi à l'amélioration d'une situation donnée.

L'obligation de la construction d'un dispositif de franchissement est également une amélioration importante.

Moralité :

**L'objectif de tout projet de réhabilitation est le suivant :**

La mise en valeur d'un site en tirant profit des ouvrages existants afin de produire de l'énergie de manière rentable et en respectant l'environnement.

### 16 RÉFÉRENCES

Sinniger, Richard O.; Hager Willi H.; 1989. CONSTRUCTIONS HYDRAULIQUES, Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) Volume 15. Lausanne: EPFL.

Comte B.; 1995. Exploitation et maintenance des groupes hydraulique.

M. Larinier; Porcher; Travade et Gosset; 1999. Passe à poissons, expertise, conception des ouvrages de franchissement.

# Protections contre les crues de la ville de Rolle

## Ouvrages de rétentions & Equipements

### *Flood Protection Measures of Rolle Town*

#### *Retention Works & Equipments*

Stéphane Bovier

*B. Schenk SA, Nyon*

ABSTRACT: Flood Protection Measures of a Town is a modern and ambitious work; its complexity is a feature of scientific, economic, ecologic and sociologic aspects. The project present a dimensioning work of Rolle Town protection schemes (near Geneva Lake), an environmental integration of the proposed installations and an economic evaluation related to risks reduction. The main academic interests reside in the optimization method of the retention volume and the numeric model of two basins laminating connected with a broad-crested weir.

RESUME : La protection contre les crues d'un milieu urbain est une entreprise moderne et ambitieuse; sa complexité réside non seulement à résoudre les problèmes scientifiques mais également à y intégrer les aspects économique, écologique et sociologique. Le projet présente une étude de dimensionnement des ouvrages de protection du centre de la ville de Rolle, l'intégration paysagère des équipements proposés et une évaluation financière du projet en relation avec la diminution des dangers. Les points forts du travail académique sont la méthode d'optimisation du volume de la rétention et la modélisation numérique du laminage avec deux réservoirs reliés par un déversoir à seuil épais.

## 1 INTRODUCTION

### 1.1 *Préambule*

Le 8 juin 1996, un orage exceptionnel a provoqué des inondations et des dégâts importants à la ville de Rolle, aux routes communales et cantonales, à l'autoroute Lausanne-Genève, ainsi qu'à d'autres ouvrages importants répertoriés dans ce secteur.

Heureusement, aucune vie humaine n'a été véritablement mise en danger lors de cette crue. Des événements semblables se sont reproduits plusieurs fois ces dernières décennies et, au vu de leur potentiel dévastateur, ont poussé les communes concernées à créer une Entreprise de Correction Fluviale (ECF).

L'ECF, dirigée par le Service des eaux, sols et assainissement (SESA) du canton de Vaud, a mandaté le bureau d'ingénieurs conseils B. Schenk SA à Nyon pour les études hydrologique et hydrauliques du bassin versant (~5km<sup>2</sup>). Le présent travail entre dans le cadre de ce mandat.

### 1.2 *Etendue du travail*

Le travail de diplôme comporte les points principaux suivants :

- La synthèse des études générales et l'assimilation des méthodes utilisées, soit l'initiation du diplômé à de nouveaux outils en hydrologie.
- L'étude et le dimensionnement des ouvrages de protection du centre de la ville de Rolle, comprenant les aménagements du Flon de Tartegnin à l'aval du tracé de l'autoroute Lausanne - Genève et le bassin de rétention ainsi que les ouvrages annexes.
- Une évaluation financière du projet en relation avec la diminution des dangers
- L'intégration paysagère des équipements proposés

### 1.3 Situation

Le périmètre général du projet est confiné par l'autoroute au Nord, les voies CFF et la ville de Rolle au Sud, une zone habitée de moyenne densité à l'Est. Le seul lien avec un cordon paysager se trouve du côté ouest utilisé aujourd'hui par l'agriculture. Hormis cette ouverture à l'ouest, le projet est un havre "naturel" isolé dans un milieu urbain. En l'état, le lien naturel qu'il représente entre le lac et les versants de la côte est donc interrompu.

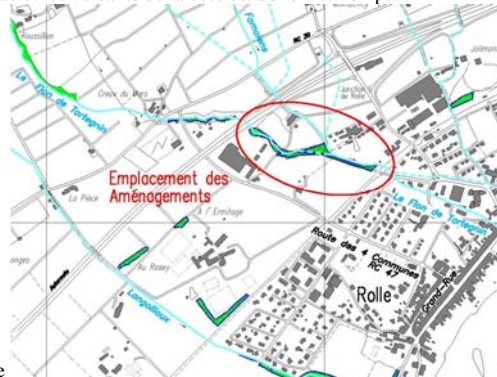


Fig. 1. Vue générale

## 2 SYNTHÈSE DES DONNÉES (HYDROLOGIE)

### 2.1 *Dossiers existants*

Les données de ce travail de diplôme comprennent les 2 dossiers suivants :

- Etudes hydrologiques établies entre 1998 et 2000 : un rapport technique, un rapport de synthèse et un dossier de plans - Juillet 2000
- Cartes des dangers & Espace pour les cours d'eau : Un rapport technique contenant les cartes proprement dites - Janvier 2001

Ces dossiers ont été dressés sur la base des méthodes développées par l'institut d'aménagement des terres et des eaux (IATE/EPFL) et par M. Frédéric Schenk du bureau B. Schenk SA.

### 2.2 *Hydrologie*

L'étude hydrologique est basée sur les observations de l'orage du 8 juin 1996, ils consistent en des relevés pluviométriques de plusieurs sources soit les stations de mesures Féchy, Rolle et des données récoltées auprès de vigneron. Ces données ont été corrélées avec les informations météorologiques des stations de Changins, de Morges et de Lausanne.

La pluie du 8 juin 1996 a été reconstituée sur la base d'observations faites in-situ et les différentes stations de mesures. Un modèle hydrologique a été développé autour du logiciel Otthymo (cf. fig.2) avec une discrétisation détaillée du bassin versant.

Le "calibrage" de ce modèle a été réalisé en deux étapes :

- Validation et pré calage des paramètres sur les données de l'étude du Rupalet, établies par l'IATE/EPFL en 1995, le bassin versant du Rupalet est tout à fait semblable à celui du projet, sa situation est distante du projet d'à peine plus de 2 km
- Contrôle et calage fin sur les données de l'orage du 8 juin 1996

Avec ce modèle, une série de 583 pluies de la station de Changins (période de 22 ans) a permis le routage d'autant de débits, classés et traités par la méthode statistique de Gumbel. Les résultats ont permis de spécifier la relation débits / temps de retour et d'évaluer la fréquence des débordements des cours d'eau. Les extrapolations au-delà de 30-40 ans sont à prendre avec prudence.

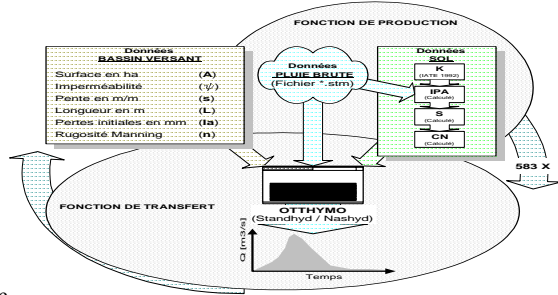


Fig. 2. Modèle hydrologique

L'intervalle de confiance (90%), définissant les bornes inférieures et supérieures des résultats, représente une précision relative au débit calculé comprise entre 16% et 19% (cf. fig. 3).

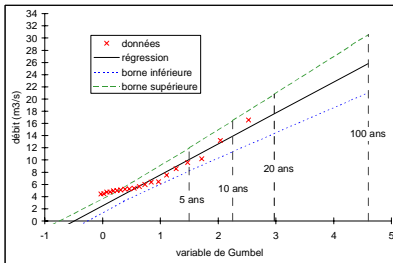


Fig. 3. Relation débits/fréquence

Les directives de l'office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG) et l'analyse fréquentielle ont permis de définir le débit de projet, il correspond à la reconstitution de la crue du 8.06.96, et d'estimer le débit extrême (cf. fig.4) :

$$Q_{\text{projet}} = Q_{100\text{ans}} = 32\text{m}^3/\text{s} \text{ (limite de dommage)}$$

$$\text{EHQ} = Q_{1000\text{ans}} = 47\text{m}^3/\text{s} \text{ (limite de danger)}$$

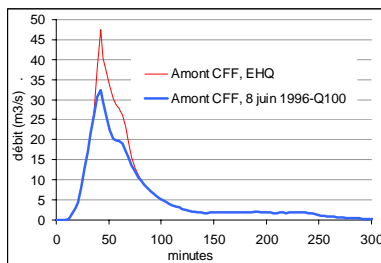


Fig. 4. hydrogrammes des crues

### 2.3 Débits d'étiages

Les mesures de débits, effectuées par le SESA, ne sont connues que sur une période de 6.5 mois, elles ont été relevées vers le passage sous les voies CFF (chemin de fers fédéraux). Ne possédant pas une période de mesure suffisante pour la définition du débit d'étiage ( $Q_{347}$ ) et en fonction des besoins du projet, le classement des débits journaliers a permis de fixer ce **débit d'étiage à 30l/s** (~ $Q_{330}$ ).

### 2.4 Entraînement des terres

La méthode choisie est largement répandue pour le calcul des pertes de terres, elle est connue sous le nom de USLE (Universal Soil Loss Equation, fig.5). Elle dépend principalement de l'intensité de la pluie (i). Energie de la pluie  $E = 210 + 89 * \log_{10}(i)$  et  $E_i = E * i_{\text{max}30}$

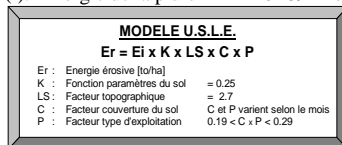


Fig. 5. USLE Formula - Rolle

Ce modèle a été appliqué avec le répertoire de pluies et, après une analyse statistique, les résultats donnent une estimation des quantités de matériaux entraînés en tonnes / hectares en relations avec les périodes de l'année. Les valeurs moyennes se situent entre 0 et 5t/ha avec des

écarts type de même grandeur. Ce calcul a montré que les dépotoirs installés dans le bassin versant, avec leur système actuel de vidange, suffisent à la gestion de l'entraînement des terres. La topographie du bassin versant et le type de sol du bassin versant ne pose pas de problème de laves torrentielles.

### 2.5 Capacités de transfert du cours d'eau

Sur la base de relevés in-situ et des plans des ouvrages existants, les débits possibles dans les sections de cours d'eau sont :

Table 1. Capacités hydrauliques par tronçon de cours d'eau

Tronçon	Qprojet [m3/s]	Capacité inférieure [m3/s]	Capacité supérieure [m3/s]	Déborde en crue [m3/s]
A1 – Confluent Famolens (Flon)	17	~7	~40	~10
Confluent Famolens - Rétention	32	31	50	1
Passage sous CFF (sans mise en charge)	32	--	~25	7
Aval Passage sous CFF - Lac	32	<b>18</b>	23	14

A l'aval de la confluence, le débit critique est de 18m<sup>3</sup>/s, il correspond au débit maximum sortant du bassin de rétention.

### 2.6 Cartes des dangers

Basées sur les résultats des analyses précédentes, elles définissent les différentes zones de dangers (inondations). Leurs informations ont servi de base à l'étude des dommages potentiels.

## 3 CRITÈRES DÉCISIONNELS ET SOLUTIONS

### 3.1 Objectifs de protection

Selon le plan d'affectation de la ville de Rolle, le périmètre du projet comprend : des zones urbaines ou à bâtir (90%) incluant des petites et moyennes industries, des bâtiments répertoriés ou protégés ; des surfaces vertes ou agricoles situées proches ou à l'intérieures de zones urbaines ; des zones de protection S1 à S3.

Les solutions projetées doivent permettre :

- Contrôler l'inondation entre l'autoroute et la confluence du Flon de Tartegnin avec le Famolens
- Maîtriser l'inondation de la confluence aux voies CFF, à savoir : éviter que l'inondation ne se reporte vers l'aval
- Empêcher l'inondation de la ville

**La crue de projet (Q100ans)**: soit l'événement du 8 juin 1996 reconstitué, cette crue devra être entièrement contrôlée et les ouvrages dimensionnés en fonction.

**La crue extrême (EHQ)** : l'amplification de la crue de projet, cet événement n'entraînera que des risques résiduels au sens des directives fédérales.

### 3.2 Objectifs écologiques

Les cours d'eau du bassin versant ont subi des corrections importantes entre 1870 et 1940. Seuls quelques tronçons, en général sur de courtes distances, sont restés dans leur état naturel. Le ruisseau de Famolens et le Flon de Tartegnin, dans leur partie amont, sont relativement naturels (quelques seuils et barrages). A l'aval, dans l'agglomération rolloise, ils sont corrigés : cunettes en béton, enrochements, profil trapézoïdal. Le Flon de Tartegnin présente un tronçon naturel entre l'autoroute et la confluence avec le Famolens.

Pour les zones ne possédant que peu de tronçons naturels, les largeurs ont été définies par analogie aux ruisseaux de la région, à savoir l'Eau Noire de Féchy, le Rupalet et la Gaillarde. Deux largeurs moyennes "types" caractérisent chaque ruisseau, l'une pour la zone de vigne en forte pente et l'autre pour la zone peu pentue entre l'autoroute et le Lac. Le tableau ci-dessous présente les résultats de ces estimations.

Table 2. Espace vital du cours d'eau, selon recommandations de l'OFEG

Lieu /	Largeur du lit moyen	Fonctions écologiques Lit + rives (lim inf.)	Fonctions biologiques Lit + rives (lim inf.)
Zone de vignes, jusqu'à l'AR	2.0 m	12 m	18m
Zone plate, de l'AR au Lac	3.0 m	15 m	22 m

Au vu des disponibilités spatiales actuelles le long des cours d'eau, ces valeurs ne peuvent être appliquées que partiellement. Le projet tiendra compte encore des aspects concernant la faune, la flore et le paysage. L'idée est de profiter des aménagements projetés pour intégrer les méthodes du génie écologiques en développant les potentiels existants.

### 3.3 Critères généraux et choix de mesure

Les différentes mesures possibles ont été examinées avec le comité de l'ECF et la commune de Rolle, le choix est basé sur les critères suivants (ordre d'importance) :

- Les faisabilités techniques et constructives.
- La diminution des risques potentiels, soit la réalisation des objectifs de protections.
- L'implantation des ouvrages, se référant aux disponibilités foncières.
- Les coûts de réalisation et les possibilités de financements.
- La valeur ajoutée au projet, par la réalisation d'objectifs environnementaux.
- L'acceptation du projet par les riverains, les instances de la commune de Rolle et la population en général.

Les emplacements ont fait l'objet d'après négociations entre les différents partenaires du projet. Finalement, la variante répondant le mieux aux critères cités ci-dessus comprend :

1. L'aménagement d'une rétention à l'amont des voies CFF permettant de laminer la crue de projet
2. La création d'une petite digue afin de confiner les débordements du Flon de Tartegnin dans un lit majeur et de le canaliser jusqu'à la rétention

## 4 ETUDES DU VOLUME DE RÉTENTION

### 4.1 Modélisation - Routing System

L'étude hydrologique de juillet 2000 a basé son pré dimensionnement du bassin avec la crue reconstituée du 6 juin 1996. Le but de cette modélisation est de contrôler, voire optimiser, le volume du bassin de rétention répondant aux objectifs de protection et d'évaluer, du point de vue technique et économique, le volume nécessaire à une protection supérieure.

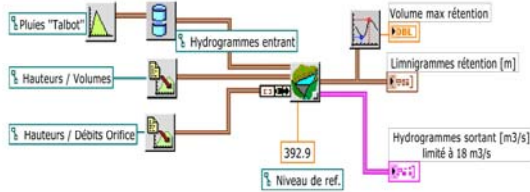


Fig.6 Modèle Routing System

Le modèle a été calé sur les données hydrologiques et sur les relevés du Flon de Tartegnin

L'objectif de cette étape est de définir le volume de rétention nécessaire, pour chaque événement, sachant que le débit sortant ne doit pas dépasser 18m<sup>3</sup>/s (cf.§2.5). Une fois ces volumes répertoriés, il s'agira de choisir un dimensionnement en relation avec les objectifs du projet.

L'analyse porte sur toute la gamme de pluies de chaque fréquence (50, 80, 100, 500 et 1000 ans) en prenant en compte :

- La durée (D) totale de la pluie
- Le coefficient de forme de la pluie (r = position du maximum par rapport à la durée totale)

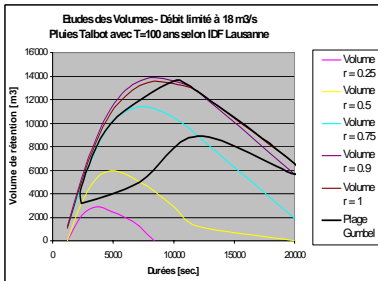
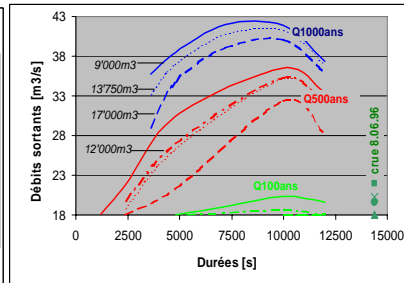


Fig. 7. Relation Pluie centennale → Volume

Figure 8. Relation Volume/Pluie →  $Q_{\text{sortant}}$ 

La relation Pluie/Volume (fig.7) nous donne tous les volumes nécessaires en fonction de la fréquence (par ex. T=100 ans), la Durée et la forme (r) de la pluie. L'étude hydrologique a permis d'écarter certaines pluies de la fig.7 ne correspondant pas à la plage de valeurs définies avec la méthode de Gumbel. La relation Volume-Pluie-Débits (fig.8) sert à contrôler les débits sortants en fonction du volume de la rétention, de la fréquence et de la durée de pluie. On peut en déduire que le volume de 13'750m³ suffit à assurer la gestion de tous les types de pluies centennales pour un débit sortant maximum de 18m³/s.

#### 4.2 Discussion des résultats

Le propos est d'évaluer le volume additionnel pour couvrir des crues dépassant une fréquence centennale, d'évaluer la faisabilité en tenant compte des coûts de réalisation supplémentaires par rapport à la réduction des risques.

Pour s'assurer contre un événement quelconque d'une fréquence de 500 ans, le volume du bassin de rétention doit contenir environ 28'000m³. De même pour les événements d'une fréquence de 1000 ans, le volume atteint 37'000m³. Cela représente le double, respectivement le triple, de la rétention couvrant les événements centennaux.

Les terrassements pour aménager de tels bassins de rétention, soit les coûts de réalisation, les emprises sur les propriétés et l'impact paysager ne sont pas réalistes. Sans entrer dans de savants calculs, il est possible d'affirmer que la réduction du risque ne justifie pas de telles différences d'investissement. De plus, ces événements submergeraient tous les cours d'eau bien à l'aval du bassin.

## 5 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE RÉTENTION

### 5.1 Ouvrages nécessaires

Les constructions principales nécessaires à la réalisation sont les suivantes :

1. Un bassin de rétention, créant le volume utile par des travaux de terrassement
2. Un ouvrage de contrôle, limitant les débits de crues sortants à 18m³/s
3. Un déversoir, transférant les eaux retenues du cours d'eau dans le volume de rétention
4. Un système de vidange, permettant de drainer les eaux résiduelles du bassin
5. Un trop-plein, assurant le transfert des événements supérieurs à la crue de projet
6. Un rehaussement de berges en rive gauche et au passage sous voies CFF (chemin de la Biguère), confinant les eaux à l'intérieur du périmètre choisi afin de protéger les abords de la rétention

Les ouvrages principaux sont l'ouvrage de contrôle du bassin de rétention et le déversoir. Les autres consistent essentiellement en des ouvrages de terrassements et d'aménagements dont la technique est courante.

### 5.2 L'ouvrage de contrôle

Sa conception est une chambre en béton dont la pièce maîtresse est le régulateur de débit. En effet, les variations du fonctionnement de ce régulateur influence directement le volume de rétention. Une attention particulière a été portée à sa conception par l'analyse de plusieurs



variantes soit par un orifice simple, soit des équipements mécaniques. La solution la plus efficace est un régulateur de débit à double diaphragme. Schématiquement, en voici sa conception :

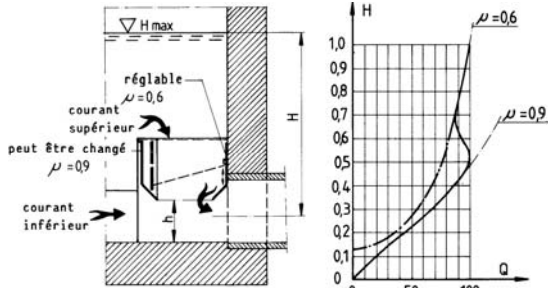
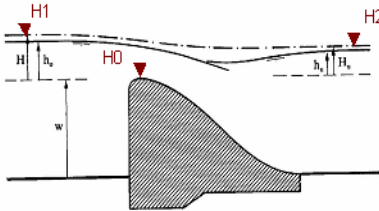


Fig. 9. Régulateur (Nill DB)

En substance, ce système permet de limiter le débit sur une certaine plage de hauteur comme indiqué sur la fig. 9. En le comparant avec la solution par orifice, il induit une économie d'un peu plus de 7% sur le volume de rétention.

### 5.3 Le déversoir

Le déversoir est situé à l'aval de l'ouvrage de contrôle entre la rétention et le cours d'eau. Il fonctionne dans les deux sens, soit il remplit le bassin de rétention soit il le vide. De manière à l'intégrer dans les berges du cours d'eau, il sera réalisé en terre avec un seuil épais et les bords sont des talus de 1m/2m. Du point de vue hydraulique il fonctionne soit en déversoir noyé ou dénoyé.



$$Q_{\text{Echange}} = Cd \cdot Ce \cdot S \cdot b \cdot \sqrt{2g(H_{\text{up}} - H_{\text{down}})^3} \quad (1)$$

$$\text{AVEC } S = \sqrt{1 - \left(\frac{H_{\text{down}}}{H_{\text{up}}}\right)^2} \quad \text{- Hager (2)}$$

$$\text{OU } S = \left[1 - \left(\frac{H_{\text{down}}}{H_{\text{up}}}\right)^3\right]^{0,365} \quad \text{- CHIN, David A. (3)}$$

Fig. 10. Déversoir

### 5.4 Modèle numérique

Le logiciel Routing-System© ne permet pas de calculs hydrauliques détaillés avec, par exemple, des conditions d'écoulements bi-directionnels sur le déversoir (QEchange). Le calcul numérique du bassin de rétention a donc été développé sur le tableur excel avec un modèle dit "à casier". En voici une description schématique : (V1= petit volume derrière l'ouvrage, V2= volume de la rétention, Qe = débit entrant, Qs = débits sortants)

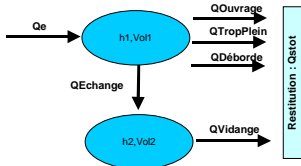


Fig. 11. Modèle numérique à casier

$$dV = dt \cdot (Q_e - Q_s) \quad \text{on peut écrire } V_t = V_{t-1} + \Delta t \cdot (\sum Q_{e,t-1} - \sum Q_{s,t-1}) \quad (4)$$

En développant (4) à notre cas, cette équation devient :

$$V1_t = V1_{t-1} + \Delta t \cdot (Qe_{t-1} - Qouvrage_{t-1} - Qéchange_{t-1} - Qtropplein_{t-1} - Qdéborde_{t-1}) \quad (5)$$

$$V2_t = V2_{t-1} + \Delta t \cdot (Qéchange_{t-1} - Qvidange_{t-1}) \quad (6)$$

Leur résolution nécessite la connaissance des volumes initiaux  $V_{i=0} = V_{i0}$  et les relations de base soit  $Qe = f(t)$ ,  $V1 = f1(h_1)$ ,  $V2 = f2(h_2)$ , et les débits sortants  $Qsi = fi(h_i)$ . Les fonctions de chaque débit ont été déterminées, seul le débit d'échange est calculé par le modèle, pour chaque pas de temps, en fonction de b, H1, H2 et H0 selon (1).

### 5.5 Résultats

Le problème revient à choisir les dimensions de b et de H0 de manière à ce que le transfert entre V1 et V2 soit suffisant pour la crue de projet. En cas de sous dimensionnement, la crue passe par-dessus l'ouvrage de contrôle et le débit sortant dépasse la limite de  $18m^3/s$ .

Finalement, le modèle permet de définir les dimensions du déversoir, d'optimiser les dimensions de la rétention et de préciser les caractéristiques du trop plein en fonction du plan d'eau maximum. La limite extrême du plan d'eau est fixée à 397m/mer.

Table 3. Dimensions résultantes des routages numériques

Crue	Rétention			Déversoir		Trop plein		Vidange	
	Qs max	Volume	H1,2max	b	H0	B	Hsup	Diam.	Durée
Q100	$18m^3/s$	$13'710m^3$	396.0m	3.5m	394.7m	10m	396.5m	0.3m	25h¼
EHQ	$28m^3/s$	$18'480m^3$	396.6m	3.5m	394.7m	10m	396.6m	0.3m	25h½

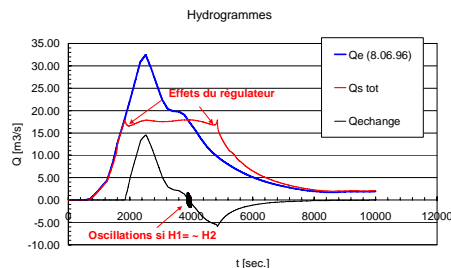


Fig. 12. hydrogrammes du modèle

## 6 STABILITE DU REMBLAI CFF

### 6.1 Problème posé

Le bassin de rétention est situé droit au pied du remblai CFF. Le pied du remblai CFF doit être aménagé de manière à maîtriser les nouvelles contraintes provoquées par la réalisation du bassin de rétention. Il s'agit donc de définir les mesures constructives et les besoins d'études géotechniques complémentaires.

### 6.2 Etude hydrogéologique

Sur la base de données géologiques générales (A1) et d'un ancien sondage (Captages de Rolle), un modèle hydrogéologique simple a été dressé avec le logiciel Géostudio®. Malgré un calcul stationnaire et une condition aval du modèle pessimiste, les résultats montrent qu'il n'y a pas de risque d'érosion du remblai lors des crues.

Lors de la décrue, la zone saturée de la berge induit une surcharge sur le pied de berge. Les durées de mise en charge du bassin étant suffisamment courtes (1 journée environ), la zone saturée est relativement peu développée et ne provoque qu'une saturation de "surface". Une stabilisation avec le génie biologique semble être la solution. Cette proposition doit être validée par une étude géotechnique complémentaire comprenant un relevé de l'aquifère.

L'utilisation du génie biologique permet de concilier la stabilisation du sol, les aspects de la faune et de la flore. La végétation proposée consolide le talus lors de la mise en oeuvre de la

rétention. Cet événement étant assez rare, en moyenne une fois tous les ~30ans, les espèces doivent être adaptées à un milieu sec ou semi-humide avec un système racinaire développé.

## 7 AMÉNAGEMENTS DU FLON DE TARTEGNIN

Sauf quelques œuvres réalisées au début du siècle passé, ce tronçon (285 m) du Flon de Tartegnin est resté proche de l'état naturel. La protection contre les débordements de ce secteur est assez simple, il suffit de contenir les eaux dans un lit majeur créé par la construction d'une petite digue sur la berge droite (cf. fig. 13). L'idée est de profiter de la topographie des lieux pour limiter les travaux d'aménagements le long d'un cours d'eau existant, qui est d'ailleurs structurellement équilibré. La digue peut être réalisée en profitant des déblais du bassin de rétention, ce fait représente un argument supplémentaire à la justification de la méthode. Les calculs hydrauliques ont été effectués avec la formule de Strickler.

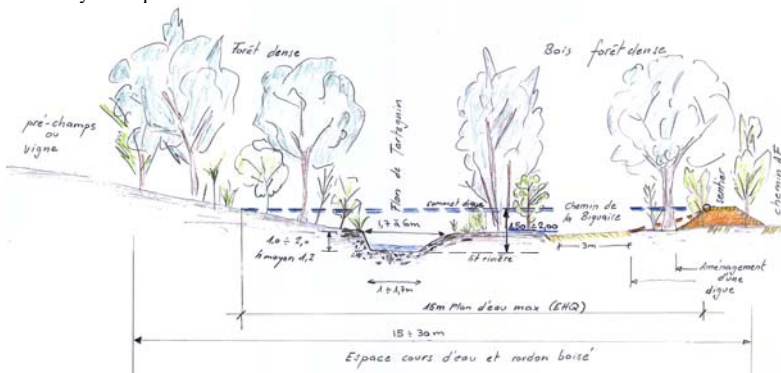


Fig. 13. Digue du Flon de Tartegnin Tronçon A1 – Confluence de la Biguaire

La confluence avec le Famolens, provoque une courbe de remous mais ne pose pas de problème particulier. La gestion de la crue centennale sur ce tronçon sera assurée avec un rehaussement ponctuel de la berge de gauche (50cm).

A l'aval de l'ouvrage de contrôle, le passage dans le ponceau sous les voies CFF provoque une courbe de remous vers l'amont. Ce phénomène influence les réglages du régulateur mais ne remet pas en cause son fonctionnement. Le ponceau CFF se met en charge à partir d'un débit supérieur à la crue de projet, dès 24m<sup>3</sup>/s. Ce sera donc le cas pour la crue extrême sortant du bassin de rétention ( $Q_s$  max EHQ = 28m<sup>3</sup>/s).

## 8 INTÉGRATION PAYSAGÈRE

### 8.1 Etat actuel

Le site est une zone d'utilité publique très fréquentée par les promeneurs. Le caractère naturel des rives du Flon de Tartegnin et l'espace boisé situé sur l'emplacement de la rétention semblent être apprécié par les Rollois. L'idée du projet est de valoriser les aménagements en privilégiant des mesures douces, adaptées au paysage et à la faune du lieu.

Le lien entre le littoral et le lac étant coupé, la profondeur d'eau, les ouvrages et la situation du cours d'eau ne permettent pas la migration des poissons. Sur la base de ces éléments et quelques observations in-situ, il n'y a pas ou peu de faune amphibie, la colonisation des rives par la faune benthique est limitée par la qualité et la structure du cours d'eau.

La flore existante est plutôt de type bois (Frêne, orme, bouleau, ...) que forestière, composée de quelques sous bois buissonnant (noisetiers, cerisiers, cornouiller, ...).

La partie supérieure a conservé un espace suffisant et une végétation semi-naturelle. Par contre, la partie inférieure est déstructurée, la végétation des rives est pauvre, parfois artificielle subsistant la proximité avec les zones bâties.

### 8.2 *Etat du sol et du sous-sol*

Le petit vallon du ruisseau du Flon de Tartegnin est situé dans une zone alluvionnaire. Le sous-sol constituant l'aquifère se compose principalement de sables et de graviers. Les rives sont recouvertes par des limons argileux formés de débris organiques ou d'inclusions tourbeuses d'origines palustres, le tout ayant été déposé sur de la moraine Wurmienne. Le substratum rocheux est constitué de la molasse marneuse du Chattien.

L'aquifère (en zone S3) sert de bassin d'alimentation à 3 captages situés de l'autre côté des voies CFF, la couverture humique étant plutôt de faible épaisseur, les captages sont donc vulnérables aux pollutions de surface. Une attention particulière sera portée à la constitution du sol du bassin de rétention.

### 8.3 *Aménagements paysagers*

A part l'ouvrage de contrôle de la rétention, le projet proposé n'utilise pas de béton. Les autres ouvrages seront exécutés en utilisant la topographie existante, ils consistent, pour leur grande majorité, en travaux de terrassement. Les ouvrages ont été conçus pour être aussi discret et intégré que possible. Voici un inventaire succinct des aménagements paysagers proposés :

- Arborisation de la surface de rétention et des rives touchées par les travaux (3000m<sup>2</sup>)
- Création de biotopes humides ou secs dans la surface de rétention (5'600m<sup>2</sup>)
- Aménagements pour la faune, amphibie, benthique, oiseaux... (selon possibilités)
- Végétalisation des talus de la rétention, topographiquement variés (2000m<sup>2</sup>)
- Rétablissement d'un chemin piétonnier divaguant dans la zone de rétention
- Installer une place de détente (selon les besoins rollois)

## 9 EVALUATION DES COÛTS

### 9.1 *Aspects financiers et devis estimatif*

Le financement des aménagements est assuré par 3 partenaires : La Confédération (31% max.), le Canton (58%) et le solde par le Périmètre (communes, RN...). La répartition des coûts à la charge du périmètre est calculée entre les différents participants à l'ECF, tenant compte de la causalité des crues et des bénéfices retirés.

Le coût total du projet s'élève à frs 2.7 mio. En prenant en compte les travaux d'urgence effectués sur le Flon de Tartegnin pour un montant de frs 300'000.-, ils servent également à la protection du périmètre de la présente étude, **le coût global** s'élève donc à frs **3 mio**.

### 9.2 *Analyse de risques par l'intensité des dangers*

Développée par l'OFEG, la méthode sert à évaluer la pertinence d'un projet en comparant les coûts d'investissements par rapport à la réduction des dommages potentiels. Elle dépend des informations suivantes :

- Du genre d'ouvrages menacés (Eléments surfaciques, linéaires et ponctuels) avec leurs caractéristiques (densité, état du bâti, etc...)
- Du genre de danger (inondations et/ou laves torrentielles)
- Du degré de risque (faible, moyen, fort)
- De prix unitaires issus de données fédérales

Les références de cette méthode sont les cartes de dangers, les plans d'aménagement du territoire et un inventaire des objets menacés. Les aménagements du projet, ainsi que les travaux d'urgence réalisés à l'amont, ont été dimensionnés pour la crue centennale. Il n'y a donc pas de dégâts potentiels pour cet événement après aménagements, la réduction en risques potentiels s'élève alors à Frs 22.2 mio

$$\text{Taux du projet} = \frac{\text{Réduction des dégâts potentiels du projet}}{22.2} = \frac{22.2}{22.2} = 7.4$$

Coûts des ouvrages 3.0

La réduction du risque de dégâts potentiels pour la crue extrême revient à calculer le rapport entre les scénarios avant et après aménagement soit :

$$\text{Le taux de réduction EQH} = \frac{\text{Dégâts potentiels avant aménagements EQH}}{\text{Dégâts potentiels après aménagements}} = \frac{26.1}{5.5} = 4.7$$

En fonction de ces taux, le projet devrait pouvoir passer en première priorité auprès de la Confédération.

## 10 CONCLUSION

### 10.1 Intérêts académiques

Le sujet a bien entendu permis à l'auteur d'appliquer et d'approfondir les notions apprises durant la formation postgrade, notamment en matière d'hydrologie et d'hydraulique. Les points marquants du travail académique sont

- la méthode d'optimisation du volume de la rétention : évaluation hydrologique du volume, recherche de l'optimum avec Routing System©
- le modèle numérique du laminage avec deux réservoirs et un transfert entre les 2 réservoirs de type déversoir, fonctionnant dans les 2 sens (Modèle à casier → excel)

### 10.2 Aspects pratiques

Les ouvrages principaux du projet étudié sont la réalisation d'un bassin de rétention d'une capacité hydraulique de 14'000m<sup>3</sup> et la mise en place d'une digue de 170m de long sur une hauteur d'1m en moyenne. Les points forts du projet se résument comme suit :

- Les ouvrages de protection sont très simples à réaliser ; ils consistent essentiellement en des ouvrages de terrassements et d'aménagements dont la technique est courante.
- La réduction du risque est forte ; les aménagements proposés permettent de gérer la crue centennale sans débordement en dehors du lit mineur, alors qu'actuellement certains tronçons débordent déjà aux environs d'un débit décennal. Les objectifs de protections sont réalisés et atteignent pleinement les exigences fédérales.
- Les coûts sont limités ; en les rapportant aux dégâts potentiels, l'ordre de grandeur est au moins 7 fois inférieur, ce fait est induit par la simplicité de mise en œuvre des travaux.
- L'intégration des ouvrages est réussie ; facilitée par le genre d'ouvrages choisis, elle permet non seulement de réduire l'impact visuel des équipements mais aussi d'apporter une valeur ajoutée au projet par la création de biotopes.

L'étude répond aux différents critères scientifiques mais aussi, et surtout, intègre les aspects économique, écologique et sociologique conformément aux besoins des initiateurs du projet. Finalement, la présente étude donne les informations nécessaires à la réalisation d'un projet équilibré en matière de protections contre les crues et devrait permettre à l'ECF rolloise de finaliser leurs intentions.

Nyon, le 25 août 2005

## 11 RÉFÉRENCES

- B. Schenk SA Nyon, ''*Entreprise de correction fluviale de la région Rolloise – Rapport technique*'', Etudes hydrologiques, juillet 2000
- B. Schenk SA Nyon, ''*Entreprise de correction fluviale de la région Rolloise – Carte des dangers & Espace pour les cours d'eau*'', janvier 2001
- EPFL / LCH – Etudes postgrades en aménagements hydrauliques, Prof. J. L. Boillat ''*Hydraulique de l'ingénieur*'' 1.11-1.14, 2003-2005
- EPFL / LCH – Etudes postgrades en aménagements hydrauliques, Prof. A. Schleiss ''*Protections contre les crues*'' 5.32-5.34, 2001-2003
- EPFL / LCH – Etudes postgrades en aménagements hydrauliques, Prof. J. L. Boillat ''*Protections contre*

- les crues, ouvrages transversaux, points fixes*'' 5.36, 2001-2003
- G. Schmutz Lausanne, ''Commune de Rolle - Zones de protection des captages AUX EAUX'', Rapport hydrogéologique n° L91, avril 1997
- EPFL / Institut d'aménagement des terres et des eaux – Hydrologie et aménagements (IATE/HYDRAM), E. Vez, ''le Rupalet et son affluent la Gaillarde''. Hydrologie et hydraulique, décembre 1995
- EPUL / Laboratoire de géotechnique, ''Etudes géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève – Lausanne Section 12'' Mémoire. Lausanne, mai 1959
- EPFL / Département de génie rural, D. Consuegra Zammit ''Concept de gestion des eaux de Surface – Aspects méthodologiques et application'' - Thèse n°1064, 1992
- Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), ''Protection contre les crues des cours d'eau'', Directives, Berne, 2001
- Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEPF), ''Prises en compte des dangers dus aux crues dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire'', Recommandations, Berne, 1997
- Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEPF), ''Rives et végétation des rives selon la LPN'', Définitions, Berne, 1997
- United States Department of Agriculture, ''Predicting rainfall erosion losses'', a guide to conservation planning, handbook N° 282, Washington D.C. , december 1978
- GS SA – Gestion des eaux et structures SA Echallens, Dr P. Wisner ''Manuel d'utilisateur OTTHYMO 89''
- EPFL / ENAC Institut d'aménagement des terres et des eaux - Hydrologie et aménagements (IATE/HYDRAM), Prof. A. Musy, ''Hydrologie appliquée'', Cours polycopié, mars 2003
- EPFL / LCH – Etudes postgrades en aménagements hydrauliques, Prof. A. Parriaux ''Hydraulique des eaux souterraines et hydrogéologie appliquée'' 1.3, 2003-2005
- EPFL / LCH – Etudes postgrades en aménagements hydrauliques, Dr. P. Durand ''Conception intégrée des aménagements hydrauliques'' 2.13-2.14, 2001-2003
- EPFL / LCH – Etudes postgrades en aménagements hydrauliques, F.Gerber ''Méthodes du génie biologique'' 5.37, 2001-2003
- EPFL / ENAC – Traité de Génie Civil volume 15, R. O. Sinniger, W.H. Hager ''Construction hydrauliques'', Presses polytechniques romandes, 1989
- EPFL / LCH – Etudes postgrades en aménagements hydrauliques, diverses notes de cours, 2001-2005

# Etude de variantes d'ouvrages à buts multiples en rivière

## *Alternative study for multipurpose hydraulic river schemes*

Henri Civier

*Stucky SA, Renens, Suisse*

**ABSTRACT :** Nowadays, the achievement of a regional development project is impossible without considering the sustainable management aspect. In this respect, large river schemes must come to a suitable compromise between the different problems raised by large rivers : flood risk, ecological heritage, socio-economical trend of development, energy resources, etc. The aim of this study is to assess the feasibility of a set of multipurpose schemes planned in the context of the Third Rhône Correction. This major project, planned for the next decade, aims to increase the actual flood protection capacity and to restore the biological continuum between the river and its riparian vegetation. While providing a volume which enables the control of the river's daily fluctuations, and which could contribute to flood protection, a retention scheme would not only be of benefit to the Third Correction but would also be an opportunity for the development of the energy and tourist potential of the river. During this study, conception details needed to assure the feasibility of the scheme will be given. The variant showing the best compromise between the different objectives will be highlighted, and economically estimated.

**RESUME :** De nos jours, l'avènement d'un projet d'aménagement du territoire ne peut avoir lieu sans prise en compte du développement durable. A cet égard, les grands aménagements fluviaux doivent présenter une compromission adéquate aux différentes problématiques posées par les grands fleuves : risque d'inondations, patrimoine écologique, axes de développement socio-économique, sources d'énergie, etc. Cette étude a pour objectif de caractériser la faisabilité d'un panel d'aménagements à buts multiples, imaginés dans le cadre de la Troisième Correction du Rhône valaisan. Celle-ci, dont la réalisation est prévue pour la prochaine décennie, doit permettre l'amélioration de l'état de la protection contre les crues et le rétablissement de la continuité biologique entre le fleuve et sa végétation riveraine. En apportant un volume qui permettrait de réguler le marnage quotidien du Rhône et, qui pourrait participer à l'écrêtement de crues, un ouvrage de rétention constitue non seulement un élément de réponse aux difficultés de la troisième correction mais aussi l'opportunité d'utiliser au mieux le potentiel énergétique du fleuve et de créer un axe de développement touristique. Au cours de cette étude, les détails conceptuels nécessaires à caractériser et assurer la faisabilité des aménagements étudiés seront donnés. De plus, la variante présentant le meilleur compromis parmi tous les objectifs poursuivis sera retenue et économiquement évaluée.

## 1 INTRODUCTION

Cette étude de variantes s'inscrit au cadre du projet de recherche « Synergies possibles pour des aménagements hydrauliques à buts multiples », qui vise à développer des conceptions innovantes ainsi que des méthodologies et stratégies permettant l'analyse des synergies offertes par de tels aménagements.

Le paragraphe suivant est extrait de la demande de subside dudit projet :

*« 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. »*

La présente étude se place dans ce contexte, et tente, au travers d'une analyse multicritère de chaque variante, de déterminer la variante présentant le meilleur compromis vis à vis de tous les objectifs poursuivis.

En priorité à un concept d'aménagement hydroélectrique classique, ayant pour objectif principal la production d'énergie, les aménagements imaginés doivent être compris comme des appuis à la correction du Rhône et ont donc tous pour objectif principal la régulation du marnage du fleuve.

Ce dernier, lié au turbinage discontinu des grands lacs d'accumulation, pèjore grandement la qualité des rives en créant une zone morte sur celles-ci, où les variations de niveau sont à la fois de trop grande amplitude et trop fréquentes pour qu'un développement écologique y soit possible.

En plus de la gestion du marnage du fleuve, les variantes étudiées présentent des objectifs plus classiquement rencontrés sur des aménagements fluviaux, tels que : production hydroélectrique, loisirs nautiques, revitalisation de milieux naturels ou encore écrêtement de crues.

Ce document fait la synthèse du travail effectué, d'abord au travers d'une présentation des variantes étudiées et de la méthodologie employée puis en exposant les principaux résultats et conclusions de l'étude.

## 2 PRÉSENTATION DES VARIANTES

### 2.1 Avant propos

Les sites devant accueillir les aménagements étudiés en variante ont été déterminés dans une phase du projet préalable à cette étude, à l'issue d'une visite de terrain effectuée par un groupe d'experts affiliés au projet.

Ces sites sont tous compris entre Martigny et Sion, en effet, une retenue située en amont de Sion n'aurait que peu d'effet sur le marnage journalier (l'essentiel des centrales ayant leur rejet à l'aval de Sion) tandis qu'une retenue située après Martigny priverait une partie trop importante du fleuve de la plus value écologique apportée par la régulation du marnage. La figure suivante donne l'emplacement des sites d'étude.



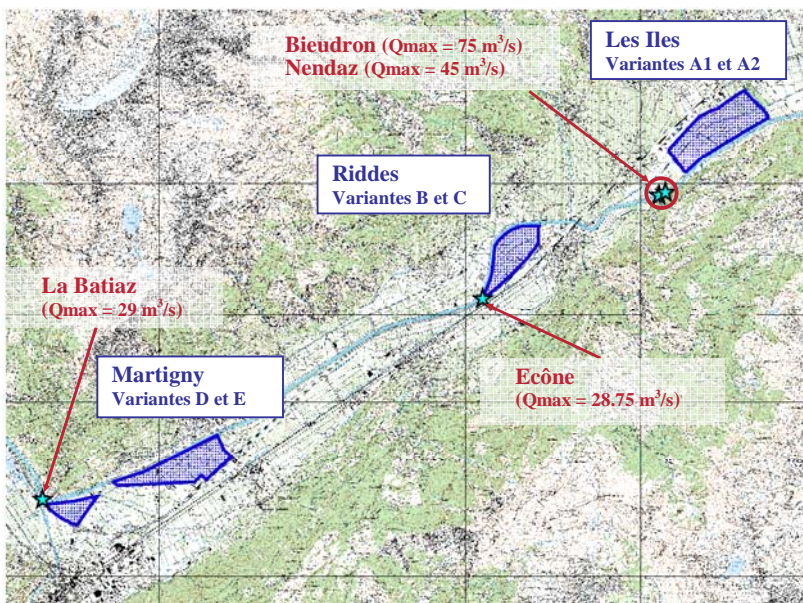


Figure 1 : Emplacement des sites d'étude et restitutions voisines

## 2.2 Variantes d'ouvrage à buts multiples

Tous les aménagements étudiés s'articulent autour d'une retenue à buts multiples attenante au fleuve et présentent, dans certains cas, un ou plusieurs ouvrages annexes.

De manière générale, sont prévus autour de la retenue :

- Un ouvrage de régulation, sous forme de barrage mobile pour les variantes A2, B, D et E et sous forme de barrage-usine pour les variantes A1 et C.
- Une centrale de production hydroélectrique indépendante pour les variantes A2, B, D et E, qui est intégrée à l'ouvrage de régulation pour les variantes A1 et C.
- Une surélévation des digues du Rhône.
- Des digues supplémentaires, créées pour fermer le contour de la retenue.
- Une solution pour la migration piscicole, au travers d'une rivière by-pass ou du chenal du Rhône.

Le principe de retenue est le même pour chaque variante, et tente de répondre aux objectifs suivants :

- Marnage
- Production hydroélectrique
- Loisirs nautiques
- Ecrêtement de crues

Au delà de ce tronc commun, chaque variante présente un certain nombre de particularités, que ce soit dans sa gestion du marnage, son interface avec le fleuve ou encore ses ouvrages annexes.

Les variantes du site des Iles étant situées à l'amont des principales restitutions, leur configuration diffère légèrement des autres variantes, l'une étant prévue avec un barrage-usine

situé un kilomètre à l'aval de la retenue (variante A1), l'autre comme devant effectuer une régulation anticipée du marnage (par surcreusement des débits sur le tronçon séparant la retenue des restitutions aval, variante A2). De plus, elles sont toutes deux accompagnées d'une base nautique (infrastructure d'accueil touristique et stade d'eaux vives) et d'une zone revitalisée sous forme de polder d'épandage de crues.

Le site de Riddes accueille également deux variantes, l'une composée d'un barrage détournant l'intégralité des débits du Rhône dans la retenue, qui seront turbinés par la centrale (variante B), l'autre fonctionnant comme un bassin de compensation des débits restitués par les grandes usines hydroélectriques, avec des canaux enterrés amenant l'eau des usines à la retenue (variante C).

Enfin le site situé sur la commune de Martigny est également le siège de deux variantes, l'une de petite superficie (variante D) et l'autre d'une emprise plus importante, accompagnée d'une zone revitalisée (variante E).

Le tableau suivant résume les principales caractéristiques de chaque variante.

Variante	Site	Restitutions à l'amont	Km de fleuve jusqu'au Leman	Zones d'épandage de crues	Revitalisation	Loisirs nautiques	Superficie de retenue (km <sup>2</sup> )
Variante A	Les Iles	Chippis St Léonard Chandoline	55 km	Oui – Marais d'Ardon en Polder	Oui – Marais d'Ardon	Retenue + Stade d'eau vive	0.85
Variante B	Riddes	Chippis St Léonard Chandoline Nendaz Bieudron	49 km	Non	Non	Retenue	0.75
Variante C	Riddes		49 km	Oui – partie restante du coude	Oui – élargissement du Rhône	Retenue	0.40
Variante D	Martigny	Chippis St Léonard Chandoline Nendaz Bieudron Ecône	38 km	Non	Non	Retenue	0.40
Variante E	Martigny		40 km	Non	Oui – Etangs du Verney	Retenue	0.90

Tableau 1 : Caractéristiques principales des différentes variantes

### 3 MÉTHODOLOGIE

La méthodologie employée pour mener à bien cette étude s'appuie sur les objectifs et contraintes communs à toutes les variantes. Ceux-ci ont été distingués en deux catégories de contraintes au cours de la première phase de l'étude, relative aux prédimensionnements et détails conceptuels.

#### *Contraintes d'implantation :*

Les contraintes d'implantation, constituées de la crue de projet et de la surface disponible, sont liées au cadre physique du projet. La crue de projet est commune à toutes les variantes (crue millénaire de 1600 m<sup>3</sup>/s d'après le rapport de synthèse de la Troisième Correction du Rhône) et permet de dimensionner le barrage mobile et les digues latérales. La surface disponible varie d'une variante à l'autre et constitue le paramètre principal qui permettra de distinguer la réponse de chaque variante aux objectifs poursuivis.

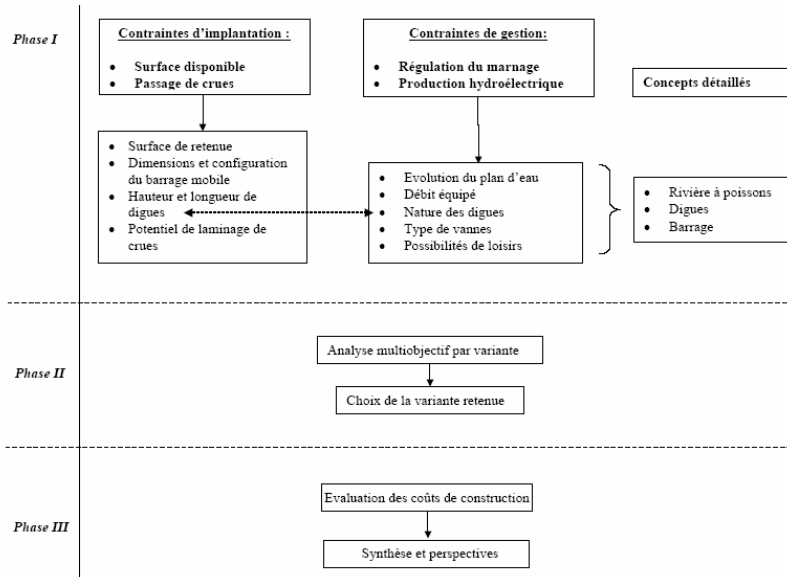
#### *Contraintes de gestion :*

Ces contraintes sont constituées d'une partie des objectifs communs à chaque variante. Parmi ceux-ci on distingue plus particulièrement la gestion du marnage et la production

hydroélectrique, qui ont une influence sur les débits sortants de l'ouvrage et qui permettent de connaître l'évolution du plan d'eau au cours de l'année. La faisabilité d'objectifs tels que les loisirs nautiques ou la possibilité de développement de milieux naturels sur la digue résulte directement de la gestion du marnage, tandis que l'écrêtement de crue se place dans une situation de gestion exceptionnelle et n'est donc pas une contrainte de gestion.

Dans la suite de l'étude, les objectifs communs à chaque variante ont également servis de points de comparaison pour l'analyse multicritères. La figure suivante illustre l'ensemble de la méthodologie employée au cours de cette étude.

Figure 2 : Méthodologie d'étude



## 4 DÉTAILS CONCEPTUELS

### 4.1 Barrage et digues

Le passage de la crue de projet sert de point de dimensionnement pour le design du barrage. Pour permettre celui-ci sous la contrainte d'une vanne fermée, il est proposé de réaliser un élargissement du profil en travers du fleuve au droit du barrage. On cherche ainsi à conserver au droit de l'ouvrage la même largeur de lit que dans le cours d'eau à l'amont et à l'aval.

Ceci est réalisable à l'intérieur des digues existantes, pour cela, le profil en travers élargi est raccordé à l'amont et à l'aval par le biais de talus de pente graduellement variée, passant d'un profil en double trapèze à un profil en simple trapèze.

La ligne d'énergie correspondant au passage de la crue de projet nous permet de donner une hauteur au barrage et de fixer le niveau d'exploitation maximal. Un plan d'eau situé à ce niveau a une influence sur les digues latérales et oblige leur rehaussement sur près de 2 km.

- Dans la suite du rapport d'étude, quatre types de digues différents sont proposés :

- Des digues à vocation écologique, dont la crête est longée par des hauts-fonds, protégés par un cordon boisé.
- Des digues présentant plage de graviers et accès piéton, permettant l'accès des personnes à la retenue.
- Des digues servant de transition entre les deux types de digue (cordon boisé dense combiné à un liseré d'hélophytes)
- Des digues en bordure du Rhône (cordon boisé en crête).
- Tous les types de digues ont des berges protégées contre les variations de niveau dues au marnage.

#### 4.2 *Gestion du marnage*

##### *Influence de la superficie*

Pour un niveau d'exploitation donné, le principal paramètre distinguant la réponse au marnage des diverses variantes est la superficie. L'influence de celle-ci a été analysée à l'aide d'un programme mis au point par d'autres intervenants du projet Synergie. Ce programme permet d'effectuer une simulation mettant en jeu gestion du marnage et production hydroélectrique sur des sites théoriques.

Plusieurs sites ont été ainsi simulés, sur une année de mesures de débits dans le Rhône. A un niveau d'exploitation fixé par le passage de la crue de projet, la simulation d'un site de 40 ha et d'un site de 90 ha (valeurs minimales et maximales de surface des variantes), permet d'observer les résultats suivants.

- Les deux sites remplissent les conditions nécessaires à la gestion du marnage aval.
- La différence de superficie s'observe dans la retenue par une différence de fréquence dans les battements de niveau du réservoir.
- La différence de production entre les deux sites, sur un bilan énergétique estimé sommairement, est minime (37 GWh pour 40 ha contre 38 GWh pour 90 ha).

Un site de 40 ha, simulé avec une hauteur d'exploitation permise par la hauteur de digue actuelle parvient également à réguler le marnage, mais les battements de niveau du fleuve à l'aval sont plus marqués et l'énergie produite diminue d'environ un quart : 27 GWh.

##### *Particularités*

La variante A1, barrage-usine au site des Iles a son plan d'eau limité en hauteur d'exploitation par les restitutions de Nendaz et Bieudron. Ceci a une influence directe sur la production d'énergie et peut limiter la gestion du marnage lors de certaines périodes de l'année.

La variante A2, site des Iles, fonctionnant en marnage anticipé, est limitée sur plusieurs aspects, notamment :

- Limites sur le turbinage : impossibilité de turbiner pendant que les restitutions sont en fonction (impossibilité de turbiner en heure pleine).
- Limites sur le marnage : obligation de suivre les cycles de turbinage aval, régulation non plus hebdomadaire mais quotidienne du marnage.
- Limites écologiques, limites d'intégration : le tronçon du Rhône entre la centrale et les restitutions est très touché, obligation de le transformer en chenal technique.

La variante C, située sur le site de Riddes et fonctionnant en bassin de compensation doit se doter de digues deux mètres plus hautes que les autres variantes pour pouvoir réguler le marnage.

#### 4.3 *Optimisation de la production hydroélectrique*

Le débit restitué par la centrale étant dicté par la gestion du marnage et la superficie donnée par la variante. Il ne reste plus qu'un paramètre pouvant influencer la capacité de production du site : la chute.

Celle-ci peut être améliorée, tout au long de l'année, par le biais d'un élargissement aval. La solution envisagée consiste à prolonger l'élargissement réalisé au droit du barrage sur une longueur suffisante pour que celui-ci influence la courbe hauteur – débit du fleuve à l'aval et permette ainsi une augmentation de la chute tout au long de l'année.

Un certain nombre d'élargissements sont prévus au cadre de la Troisième Correction du Rhône et dans certains cas, sur l'emprise d'une des variantes. Le tableau suivant résume les interactions de chaque variante avec la troisième correction du Rhône.

Variante	Site	Élargissement prévu à la troisième correction du Rhône	Possibilité d'élargissement
Variante A (A1 et A2)	Les Iles	Non	Possible à l'intérieur des digues (Suppression partielle du lit majeur)
Variante B	Riddes	Oui – 1 km à l'aval du barrage	Possible à l'intérieur des digues sur le km à l'aval du barrage (Suppression partielle du lit majeur)
Variante C	Riddes	Élargissement du Rhône au voisinage de la retenue prévu dans la variante	
Variante D	Martigny - Dranse	Non	Pas possible sans déplacer les digues – Profil en trapèze simple
Variante E	Martigny - Branson	Oui	Possible à l'intérieur des digues (Suppression partielle du lit majeur)

Tableau 2 : Possibilités d'élargissement par variante, en correspondance avec le projet de Troisième Correction du Rhône

Une simulation effectuée sur un site bénéficiant d'un élargissement aval fait apparaître une augmentation de la puissance produite de l'ordre de 25 % (49 GWh contre 38 GWh).

#### 4.4 Passe à poissons

La migration des poissons est une étape obligatoire lors de la réalisation d'un barrage en rivière. Le concept de passe à poissons proposé est adapté aux conditions amont particulières, engendrées par la gestion du marnage dans la retenue.

Au cours d'une semaine « hivernale » la retenue se comporte comme sur le graphique ci-contre. De plus, si on classe les niveaux du réservoir sur l'année, on observe que la retenue se trouve dans le mètre supérieur plus de 80 % du temps.

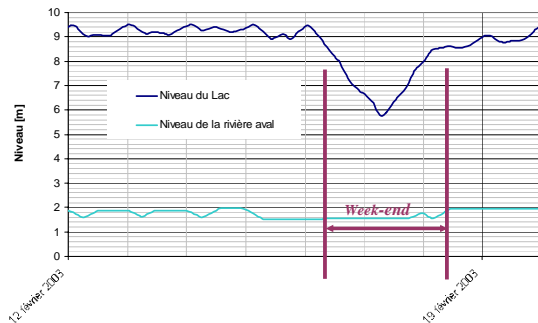


Figure 3 : Evolution des niveaux amont – aval sur une semaine hivernale type.

Le concept de passe à poissons proposé tient compte de cette répartition des niveaux dans le temps et tente de donner un maximum d'espace au développement d'un tronçon de rivière naturelle.

Son fonctionnement hydraulique se distingue en deux modes opératoires, décrits ci-après. Le texte se réfère à la vue en plan ci-contre et au profil en long ci-après.

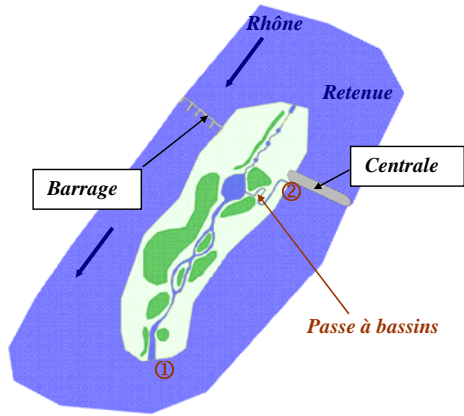


Figure 4 : Rivière à poissons – vue en plan

*Fonctionnement principal :*

La rivière fonctionne suivant ce mode pendant 80% de l'année, durant cette période la retenue est remplie et oscille sur le premier mètre en dessous du niveau maximum d'exploitation.

L'alimentation de la rivière se fait par l'intermédiaire du canal d'amenée. Un déversoir, réalisé par une rampe rugueuse en sortie du canal, contrôle le débit pouvant s'écouler dans la rivière (rampe amont). A l'aval, quand le Rhône est bas (période hivernale), un autre déversoir (rampe aval) garantit un niveau minimum dans la rivière, et, lorsque le fleuve est haut (période estivale), il vient submerger le déversoir et son niveau influence alors le niveau de la rivière.

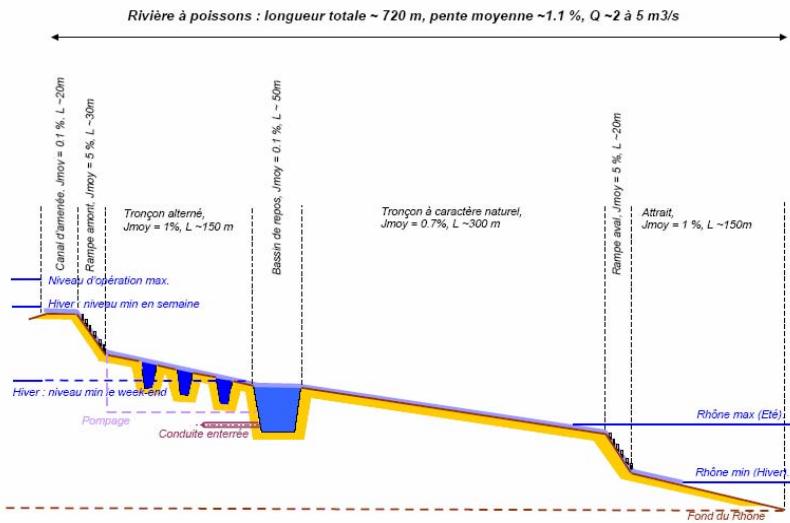


Figure 5 : Rivière à poissons – Profil en long

### *Fonctionnement secondaire :*

Lorsque le lac descend en dessous de la côte de fond du canal d'amenée, le fonctionnement hydraulique de la rivière se modifie.

Une conduite raccordant le bassin de repos à la retenue (cf. figure 5) permet d'alimenter tout le tronçon inférieur de la rivière, par vase communicant, à un débit du même ordre de grandeur que les débits du fonctionnement principal. Des grilles sont placées aux extrémités de cette conduite afin d'empêcher son obstruction. De plus, pendant la phase de fonctionnement principale, la conduite doit être obstruée à l'interface avec la retenue, afin de ne pas doubler les débits de la rivière sur le tronçon inférieur.

Le tronçon supérieur (du canal d'amenée au bassin de repos), quant à lui, se voit privé de son alimentation en eau par l'abaissement des niveaux du lac. Pour cette raison, et afin qu'aucun poisson ne se retrouve piégé dans un chenal asséché, un pompage garantissant un débit minimum sur le tronçon alterné (cf. figure 5) est prévu.

On peut noter que pendant le fonctionnement secondaire, aucun migrateur ne sera à même de sortir de la rivière à poissons. Ce mode de fonctionnement correspondant à des périodes n'excédant jamais deux jours consécutifs, il a été, après discussion avec des membres du projet Synergie en charge du volet concernant l'écologie, admis que les poissons pouvaient séjourner, le temps d'un week-end, à l'intérieur de la rivière. Cependant, pour que les poissons se trouvant dans le tronçon alterné ne s'épuisent pas à remonter le courant, celui-ci a été doté de bassins de repos de dimensions modérées.

### *Attraits de la passe*

Les poissons peuvent accéder à la rivière de deux façons différentes :

Par le biais de la connexion entre le Rhône et la rivière à poissons, à l'aval de cette dernière (noté ① sur la vue en plan).

A travers une passe à bassins, connectée au bassin de repos, dont l'attrait se situe au droit du rejet des turbines de la centrale (noté ② sur la vue en plan).

## 5 ANALYSE MULTIOBJECTIFS

Cette phase de l'étude a pour but de déterminer la variante présentant le meilleur compromis entre tous les objectifs poursuivis. Pour cela une note qualitative a été attribuée, par objectif, à chaque variante. Les paragraphes suivants décrivent la façon dont ont été attribuées ces notes.

### *Gestion du marnage*

Les simulations effectuées lors de la définition des détails conceptuels ont montré que les ordres de grandeur des surfaces envisagées en variante étaient suffisants pour effectuer une régulation du marnage et restituer à l'aval un régime hydrologique tel qu'il existait dans le Rhône avant la construction des grands barrages.

Cependant, toutes les variantes ne sont pas situées au même endroit du fleuve et leur situation est également un critère important vis à vis du marnage, de part les kilomètres de rivière à l'aval bénéficiant de la régulation de ce dernier.

D'autre part, la différence de surface entre chaque variante, les différents modes de gestion du marnage (cas particulier des variantes A2, fonctionnant en régulation anticipée et C, agissant comme un bassin de compensation) ou encore la limite en hauteur du plan d'eau (variante A1, dont le niveau d'exploitation est limité par la côte maximale admise par les restitutions de Bieudron et Nendaz) ont une implication en terme de battements de niveau dans la retenue, paramètre péjorant pour des aspects tels que la stabilité de digue, l'intégration, les loisirs nautiques ou encore le passage de la faune piscicole.

La note attribuée à chaque variante tient donc compte de tous ces éléments et représente la réponse globale de l'aménagement vis à vis de la problématique du marnage.

*Production hydroélectrique*

Les débits restitués par chaque aménagement étant déterminés par la gestion du marnage, la chute disponible constitue le paramètre principal permettant de distinguer les différentes variantes en terme de production d'énergie. De plus, pour toutes les variantes à l'exception de la variante D, la chute peut être optimisée par le biais d'un élargissement du profil en travers du fleuve à l'aval.

Le potentiel de production hydroélectrique a donc principalement été qualifié au travers de ce paramètre, en tenant compte d'un élargissement à l'aval lorsque ce dernier était réalisable.

Il convient de noter également que certaines formes de régulation du marnage (variantes A2 et C) limitent globalement les débits pouvant être turbinés par l'aménagement, cet aspect a également été pris en compte dans la note attribuée.

*Protection contre les crues*

Le passage d'une crue constitue une situation de gestion exceptionnelle, où le plan d'eau est abaissé préventivement et toutes les vannes ouvertes. La capacité de protection contre les crues a été estimée à l'aide du volume de rétention disponible pour chaque variante, au sein de la retenue et des éventuelles zones d'épandage.

*Mise en valeur des milieux naturels*

L'importance accordée à la mise en valeur des milieux naturels sur chaque variante a été qualifiée en fonction des éléments suivants : mesures imaginées en faveur du développement des milieux naturels dans le Rhône, ouvrages annexes dédiés aux milieux naturels (zones revitalisées, polders) et fluctuations des battements de niveau de la retenue.

*Offre de loisirs nautiques*

L'évaluation des possibilités qu'offre chaque aménagement à l'égard des loisirs nautiques s'articule autour des paramètres suivants : surface à disposition dans la retenue, surface disponible autour de la retenue pour l'implantation d'infrastructures d'accueil touristiques et battements de niveau de la retenue attendus sur la période estivale.

Le tableau suivant fait la synthèse de l'analyse multiobjectifs :

<b>Variante</b>	<b>Site</b>	<b>Gestion du marnage</b>	<b>Potentiel de production hydroélectrique</b>	<b>Capacité de protection contre les crues</b>	<b>Mise en valeur des milieux naturels</b>	<b>Offre de loisirs nautiques</b>
Variante A1	Les Iles	Limitée	Faible	Moyenne	Moyenne	Bonne
Variante A2	Les Iles	Limitée	Faible	Elevée	Médiocre	Moyenne
Variante B	Riddes	Bonne	Bon	Moyenne	Faible	Moyenne
Variante C	Riddes	Moyenne	Faible	Moyenne	Bonne	Faible
Variante D	Martigny	Limitée	Faible	Faible	Médiocre	Faible
Variante E	Martigny	Moyenne	Bon	Elevée	Moyenne	Moyenne

Tableau 3 : Synthèse de l'analyse multiobjectifs



## 6 VARIANTE RETENUE – PERSPECTIVES

La variante B est proposée à l'issue de l'analyse multiobjectifs. Elle présente en effet la meilleure note vis à vis de la gestion du marnage, alliée à une robuste combinaison d'objectifs secondaires. Un estimation grossière du coût de cette variante fait apparaître une somme de 206 millions de francs, hors achat de terrains. Un tel investissement serait, dans le cas d'un aménagement à vocation uniquement hydroélectrique, considérable, si on devait le rentabiliser à l'aide des 50 GWh productibles par année (coût de revient : 16 cts / kWh, achat de terrains inclus pour 10 % du coût du projet).

Cependant, la plus value principale des aménagements étudiés étant liée à la régulation du marnage, il est possible d'imaginer qu'une partie des coûts de construction soit reprise par des parties écologiquement intéressées. Dans ce contexte, si l'on considère que l'exploitant hydroélectrique n'a à sa charge que le coût de la centrale et du rehaussement des digues, le coût de revient de l'énergie produite passe à 6 cts / kWh.

On peut ainsi dire que, si l'étude de variantes a permis de valider la faisabilité technique des aménagements projetés, la faisabilité économique de ces projets, dépend, quant à elle, de la possibilité de répartir les investissements entre plusieurs intervenants.

Enfin, il est vraisemblablement possible d'optimiser le concept proposé. En effet, l'analyse de la gestion du marnage a montré qu'une superficie moins importante suffirait à en effectuer la régulation, sans trop léser la production d'énergie. Par conséquent, une partie du coude pourrait être consacrée au développement d'un autre objectif, tel que la mise en valeur de milieux naturels. Cet espace serait alors occupé par une forêt alluviale, et servirait de zone d'épandage en cas de crue. Une telle mesure participerait également à l'intégration paysagère de l'ouvrage.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Schleiss, A. 2003. Aménagements de cours d'eau  
 Schleiss, A. 2002. Aménagements hydrauliques  
 Schleiss, A., Bollaert, E. & Irniger, Ph. 2002. Management of sedimentation in a multipurpose reservoir in a run-of-river power plant project on an Alpine river  
 Carlier, M. 1972. Hydraulique générale et appliquée  
 Lewin, J. 2001. Hydraulic gates and valves in free surface flow and submerged outlets  
 Office fédéral des eaux et de la géologie. 2002. Directive relative à la sécurité des ouvrages d'accumulation  
 Troisième correction du Rhône. 2000. Rapport de synthèse  
 Larinier, M. 2000. Dams and fish migration  
 Lachat, B. 1994. Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales  
 Jamme, G. 1974. Travaux Fluviaux.  
 SDAGE Rhône-Méditerranée-Corse. 2001. Guide technique n°4 : libre circulation des poissons migrateurs et seuils en rivière.  
 Diverses notes de cours du cycle postgrade en aménagements hydrauliques, EPFL 2003 – 2005.



# VERTICAL SHAFTS IN DRAINAGE NETWORKS

## *'Vignes d'argent' drop shaft case study*

Bahareh Doroudian

Laboratory of hydraulic construction (LCH)

Ecole polytechnique fédéral de Lausanne (EPFL)

**ABSTRACT:** In this investigation, we aimed to suggest a suitable solution to increase the capacity of a drop shaft system applied in Lausanne city named 'Vignes d'argent'. For this purposes, first a physical model at 1:10.5 scale was used in laboratory to examine the system under different hydraulic conditions. First observations and measurements allowed to propose some modifications of the system and to implement them directly on the physical model in order to overcome the lack of capacity. The proposed changes were established on hypothesis to be verified later by numeric modeling in order to propose an adequate solution. Experimental tests show that enlarging the orifice outlet can increase the system capacity up to 7%. Numerical simulations confirmed a similar improvement. However, the numerical simulation indicated that the most efficient method to improve the system capacity might be increasing the vertical shaft diameter. Using the later proposal, it could be that increasing the diameter from 0.6m to 0.8m not only avoid the overflow situation but also can enhance the system capacity up to 100%.

**RESUME:** Le but de cette recherche, était de proposer une solution appropriée pour augmenter la capacité du puit de chute des 'Vignes d'argent' à Lausanne. À cette fin, un modèle physique à l'échelle de 1:10.5 a été réalisé pour examiner en laboratoire le fonctionnement du système sous différentes conditions hydrauliques. Les premières observations et mesures ont permis de proposer quelques modifications du système et de mettre en application sur le modèle physique pour accroître la capacité. Les changements proposés ont été établis sur la base d'hypothèses à vérifier plus tard par modélisation numérique. Les essais expérimentaux montrent que l'agrandissement de l'orifice de sortie peut augmenter la capacité du système jusqu'à 7%. La simulation numérique a confirmé cette amélioration et montre que la méthode la plus efficace pour augmenter la capacité du système est d'augmenter le diamètre de puits de chute. Le passage d'un diamètre de 0.6m à 0.8m permet d'augmenter la capacité de système jusqu'à 100%.

## 1 INTRODUCTION

Water is a priority in the development of any society, and as a society rises in its level of sophistication we can see the burden of water supply pass from strictly the provenance of nature to that of man's own design. One of the important challenges in hydraulic point of view is how to evacuate the used water or raining water as well as to transfer the water for alimentation of hydroelectric structures with highest performance and required protection. Drop structures with long vertical shaft are one of key elements for such purposes. A drop shaft is an energy dissipater connecting two channels with a drop in invert elevation. It is an ancient design: e.g. the drop shaft cascades along Roman aqueducts. Drop shafts are commonly used in sewers and storm-water systems [Chanson, 1998].

Vortex shafts are vertical structures in which fluid flows helically along the shaft axis. Compared to the conventional drop structures, they are more favorable regarding the stability of the fluid and air transfer, and provide significant energy dissipation if properly designed. Consequently, this particular structure can be advantageous when compared to steep channels and to usual drops if the topological and geological conditions are suitable [W. H. Hager, 1985].

Fig. 1 shows different elements of a drop shaft structure. In general, a hydraulic description of drop shaft must include the following main points:

- 1) In flow conditions through the vortex shaft inlet
- 2) Development of flow along the shaft walls
- 3) Aeration of flow
- 4) Energy dissipation and vortex shaft outlet;

The purpose of this study is to solve a hydraulic problem regarding a drop shaft used in Lausanne city. 'Vignes d'argent' is the name of a vertical shaft established on the drainage system of the 'chemin des Vignes d'argent' in Lausanne city. Fig. 2 shows a schematic drawing of this vertical shaft. The drainage network includes two pipes at the upstream and downstream parts of the shaft. Total surfaces of the catchments area connected to the upstream and downstream parts are  $1'490'507\text{m}^2$  and  $560'172\text{m}^2$  respectively. The top altitude of the first surge shaft is 472.54 m and the one of the vertical shaft is 470.93 m. The total lengths of the vertical shaft and the surge shaft are 29.55 m and 4.27 m respectively.

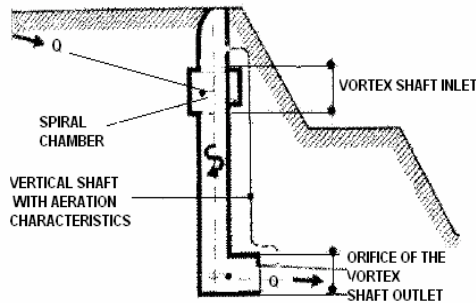


Figure 1: A typical schema of a vortex shaft

The 'Vignes d'argent' system presents a recurring problem of dysfunction. During each heavy rain, the vertical shaft is put under pressure and the system is overflowed. To resolve this problem, the system was already modified by adding a supplementary horizontal conduit between the first surge shaft and the vertical drop shaft with the purpose to improve the system capacity.

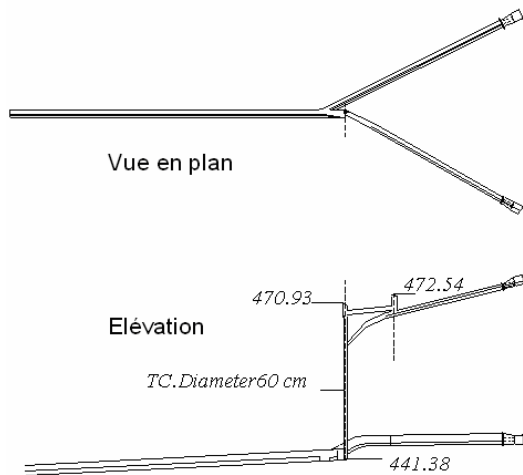


Figure 2: General configuration of the network elements reproduced on the physical model.

However, in spite of this additional pipe, at the time of heavy rains, the system is always overflowed. To solve concretely this problem, review of the main causes as well as the possible solutions for increasing the system capacity had to be made. For this purpose, an experimental setup

was built in the laboratory. The complete system described on figure 2 was reproduced on a physical model at scale 1:10.5. Different parameters could be investigated in order to see their influence on the system capacity. In parallel, numerical simulations were accomplished to confirm particular hydraulic behaviors.

## 2 METHODS

*The challenge to overcome the problems regarding the capacity of the 'Vignes d'argent' system was submitted first to a physical model approach and then to a numerical model approach*

### PHYSICAL MODEL

Taking into account the system dimensions and phenomena to be observed, as well as possible scale effects, the physical model was built using transparent PVC on a geometrical scale of 1:10.5 (Figure 3). The model was exploited in Froude similarity, it means by admitting the conservation of the ratio between inertias and gravity forces. During the tests, following parameters were measured:

- 1) Water levels, with a precision better than 1 mm.
- 2) Flow: discharge using an electromagnetic flow meter with accuracy of 1% of the maximum scale.

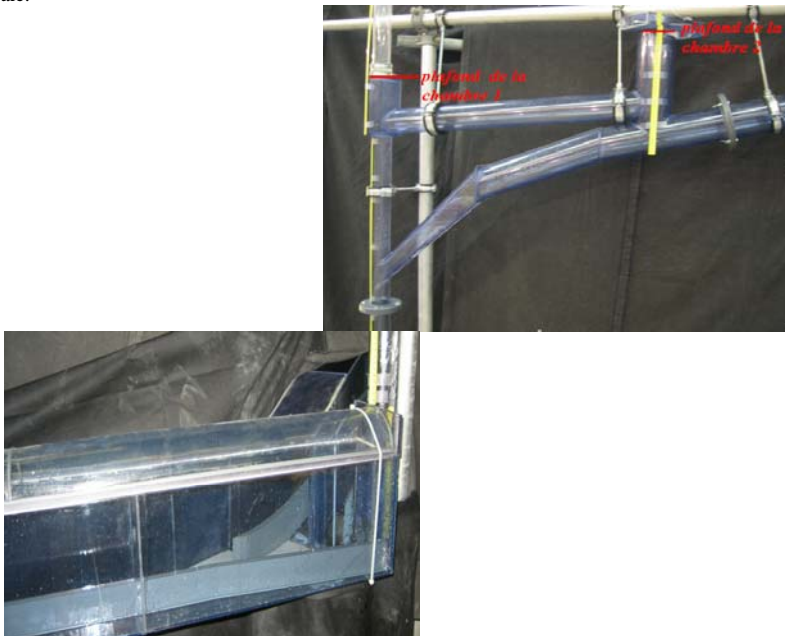


Figure 3: Up stream and downstream parts of the model, External diameter of the vertical tube is 63 mm with 3 mm thickness, therefore the internal diameter is put as 57 mm. the length of the vertical shaft is 2.9 meters and 0.4 meter for the surge shaft (equilibrant chamber).

The hydraulic behaviour of the system was investigated under five following boundary conditions:

- 1) Water supply from the upstream part of the vertical shaft,
- 2) Water supply from upstream and downstream pipes altogether
- 3) Closing the horizontal conduit at the upstream part of the system, this was added in a precedent modification.
- 4) Closing the head of the shafts in order to impeach air supply
- 5) Closing the horizontal conduit as well as blocking the head of the shafts

After the first test series, it was decided to bring some modifications on the physical model to increase the hydraulic capacity of the system. The first hypothesis was that the limitation of the capacity was due to the small surface of the orifice at the shaft outlet ended with a  $90^\circ$  circular bend (Fig. 4). Since the amount of the necessary change was not defined, a movable gate was installed at the outlet part, so that it was possible to modify the surface of the orifice as a variable parameter.

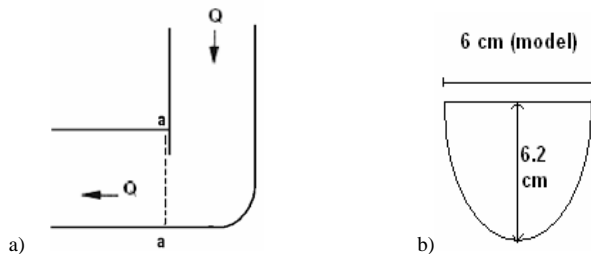


Figure 4: a) Schema of the outlet bend. b) Section a-a of the initial orifice ( $S=28.99 \text{ cm}^2$ ) at model, (scale 1:10.5)

By the help of the movable gate, the height of the orifice can be enlarged from 6.2 cm (fig. 4 b) up to maximum 12.6 cm.

## 2.1 NUMERICAL MODELING

To further examine the system capacity, a numerical modeling was achieved using two different software named 1) Hydraulic system[Laboratory of Hydraulic Construction, EPFL, version 2.0.2003] and 2) Flow 3D[Flow Science Inc, 2001]. The aim of the numerical study was two-fold: first for comparison with the results obtained by experimental tests, and secondly to verify the hypothesis that enlarging the vertical shaft diameter enables increasing the system capacity. To assess the behavior of the system according to the section widening of the vertical shaft its diameter was increased by step of 10 cm (the initial diameter of the vertical shaft was 0.6m prototype).

## 3 RESULTS

### 3.1 PHYSICAL MODEL: experimental tests

Figure 5 shows the upper part of the physical model submitted to a discharge of 11.7 l/s model or  $4.17 \text{ m}^3/\text{s}$  on prototype. This flow is the maximum capacity of the system at the initial condition. The water level is at the limit of the overflow in both surge and vertical shafts.

It is important to notice that in the vertical shaft, the water is extremely mixed with the air entrainment. This flow introduces a real difficulty to measure the water level in the shaft. Nevertheless, the flow corresponding to the maximum capacity at the limits of the system could be observed precisely.

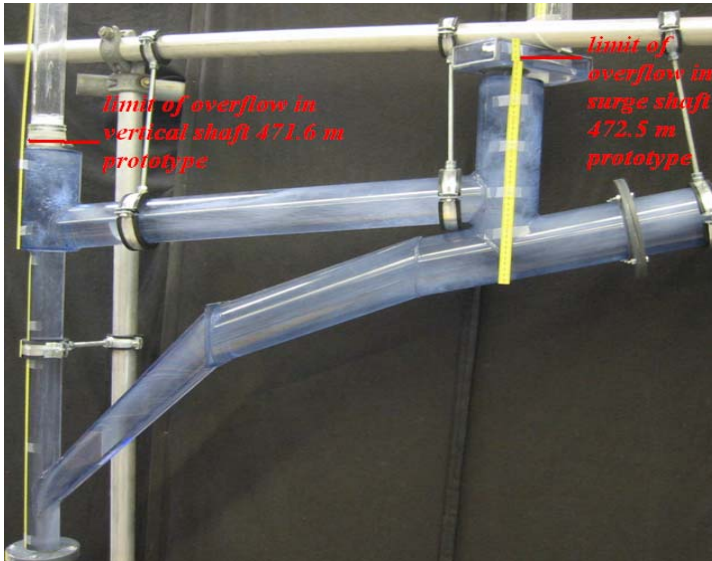


Figure 5: Initial feature of the physical model, with a discharge of 11.7 l/s (4.17m<sup>3</sup>/s on prototype)

a) *Boundary conditions, initial geometry:*

The tests performed with the initial geometry of the system under different conditions, allows concluding on following points:

- When system is supplied simultaneously by upstream and downstream sources (condition 2), the water level in the vertical shaft is not modified when compared to the condition where the system is charged only by the upstream source (condition 1).
- When closing the horizontal conduit (condition 3), closing the head of the shafts (condition 4) as well as simultaneously closing the horizontal conduit and the shafts (condition 5) do not bring any significant changes of the hydraulic capacity of the system and the maximum discharge of the capacity remains still the same as before, 11.7 l/s (4.17 m<sup>3</sup>/s on prototype).

b) *Orifice enlargement:*

Experimental tests performed with different opening of the orifice showed that a widening higher than 8.2 cm does not influence the system capacity.

Figure 6 shows the relationship between flow and water level before and after enlarging the orifice of the outlet. Results show that enlarging the orifice outlet from 6.2 cm to 8.2 cm can improve the capacity of the system up to 7%. In other words, the flow corresponding to the limit of overflow was increased to 7% compared to the initial condition. The parameters needed to be found to observe the calculated water level based on the formulas, were found after the experimental measurements on the physical model, based on the following formula:

$$Q = C_c \times S \times \sqrt{2gh}$$

Where  $C_c$  is the coefficient of contraction and depends on the geometry of the surface. The coefficient of contraction is calculated by the measured points.

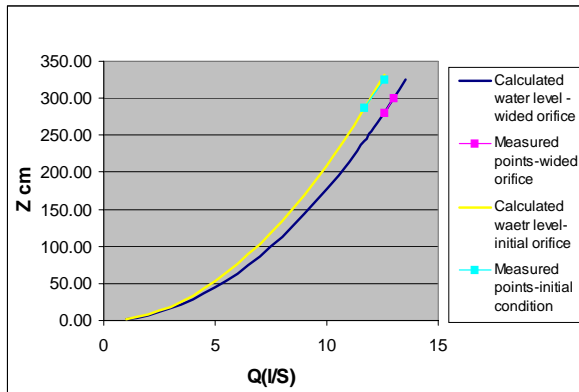


Figure 6: water level discharge relation before and after the modification of the outlet.

### 3.2 *NUMERICAL MODEL: simulation tests (Hydraulic system)*

Figure 7 shows the numeric model of the system using Hydraulic system software. Simulation using this numeric model shows that first, in our system there is not any flood routing phenomenon, since our inflow was the same as outflow (without any lateral flow). Second, the water level in the both shafts (surge shaft and the vertical shaft) increases simultaneously following a certain discharge. In other words, when the horizontal conduit is filled completely the water goes up in to the shafts and if the augmentation of the discharge continue, the system will be overflowed.

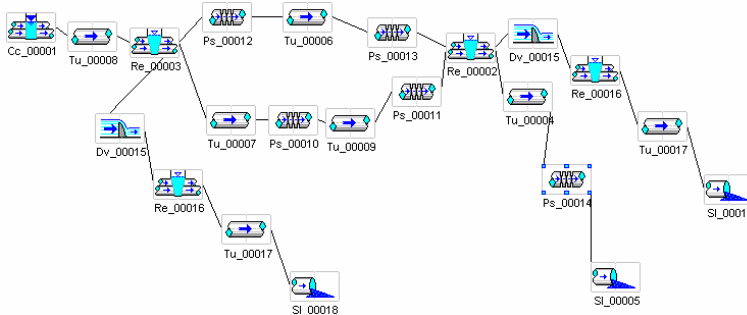


Figure 7: Numerical scheme of the stationary simulation of the complete system

Figure 8 shows the simulation results regarding the rate of increase in out flow after modification of orifice outlet surface as well as modification in vertical shaft diameter. All the modifications can improve the system capacity. Increasing the outlet orifice shows around 8% improvement in out flow value, which is almost the same as experimental tests. However these results show that to improve the system capacity, the more efficacy solutions could be increasing the vertical shaft diameter. This increase can improve even up to 150% the out flow value of the system. This value is approximately equal to an increase of  $6\text{m}^3/\text{s}$  in out flow. Finally, it was observed that the capacity could be enough improved by the diameter 0.8m, since following this diameter not any overflowing was observed.



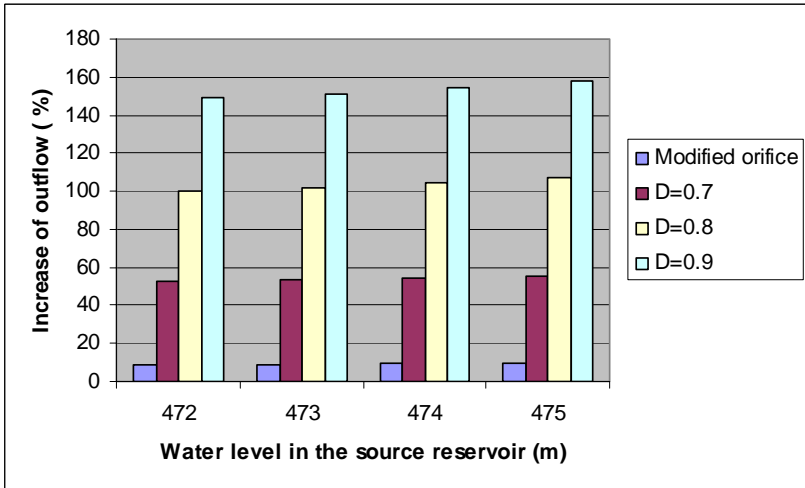


Figure 8: Numerical simulation: The rate of increase in outflow based on 1) increasing the orifice outlet surface from  $28.99 \text{ cm}^2$  to  $43.24 \text{ cm}^2$ , and increasing the vertical shaft diameter from  $D=0.6\text{m}$  to  $D=0.9\text{m}$ .

### 3.3 NUMERICAL 3D MODELING: (Flow 3D)

A 3D-model of the hydro structure Vignes d'argent is divided into solids (intake structure, conduits, ..., no fluid) and fluid regions where either water or air may be present. The meshing and geometry, a solution grid that conforms to the geometry of the flow region as well as the boundary conditions have been well designed respecting the prototype dimensions and characteristics. Figure 9 shows the numerical simulation of Drop shaft of 'Vignes d'argent' using Flow 3D software ( $Q=4.17 \text{ m}^3/\text{s}$  on prototype). By widening the outlet orifice (Fig. 9 (b)), while maintaining the in transe flow, the air core in the vertical shaft is increased. In other words, this modification improves the capacity of the system. This capacity enhancement can be obviously observed in the cross section of  $Z=453 \text{ m}$  on prototype, figure 10.

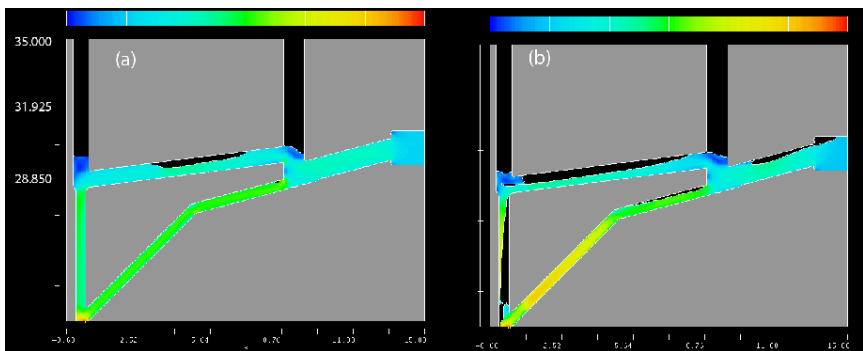


Figure 9: Water level (a) before modification, (b) after enlarging the outlet orifice

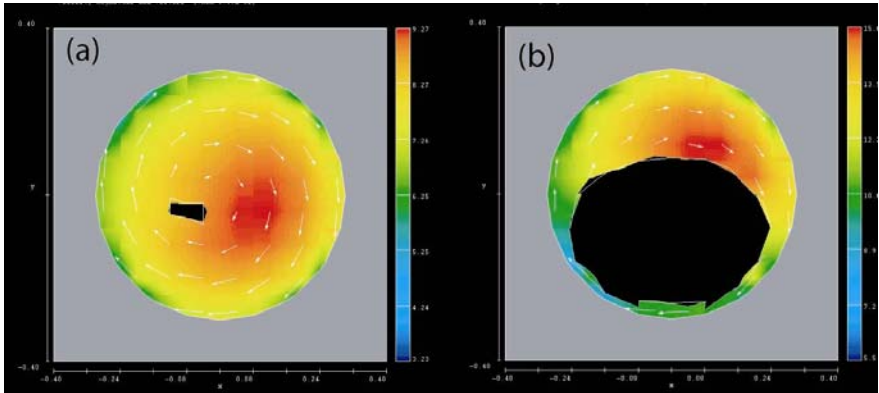


Figure 10: Cross section (X-Y) of the vertical shaft ( $z=453$  m on prototype), a) before and b) after widening the outlet orifice. Following the modification, a larger air core is observed in the vertical conduit and the capacity of the conduit is increased than before.

#### 4 DISCUSSION AND CONCLUSION

In order to review the limitations of ‘Vignes d’argent’ drop shaft system situated in Lausanne city experimental and numerical investigations were achieved. In order to increase the hydraulic capacity of the upper part of the system, a physical model with scale 1:10.5 was realized in laboratory of hydraulic construction at EPFL. Based on the experimental results, a numerical model could be calibrated and used to simulate the hydraulic behavior of the system.

First, the physical model was tested under different boundary conditions including the supply of the system by upstream and downstream sources, and by passing the vertical shaft as well as the horizontal conduit. None of the mentioned conditions does affect significantly the system capacity. It appears that the downstream affluent does not change the water level in the vertical shaft.

A physical modification was applied to enlarge the orifice outlet of the shaft. This modification, shows a significantly improvement in the out flow (up to 7%). Numerical simulation indicate almost the same results as physical tests.

Finally it could be put in evidence, that increasing the vertical shaft diameter can improve much higher the system capacity. A diameter equal to 0.8m shows an improvement up to 100% for out flow compared to the initial state with diameter equal 0.6m. However, in order to obtain the final conclusion, the proposed configuration should be also evaluated by experimental testing over physical model.

In spite of the difficulty to obtain a large number of measuring points in the experimental tests due to milky circulation of water in vertical shaft, the results indicate some efficient solutions in improve the capacity of the ‘Vignes d’argent’ drop shaft .

#### 5 REFERENCES

- [1] Chanson H. The hydraulics of Roman Aqueducts, steep chutes, cascades and Drop shafts, Research report No. 150(1998)
- [2] Hager W.H., Head discharge relation for vortex shaft by, M.ASCE, journal of hydraulic engineering, vol 111, no 6, June, 1985)
- [3] Boillat, J.-L., Pidoux, H. "Puits de chute à vortex à entrées tangentielles, 2000
- [4] Flow Science Inc.: User Manual Flow -3D, 2001
- [5] Dubois, J., Boillat, J.-L., Hydraulic system, Communication °16, Laboratory of Hydraulic Construction, EPFL, version 2.0, 2003

# Numerical Modeling of Hydraulics and Morphology of the Rhone between Geneva and Chancy-Pougny

## Modélisation numérique de l'hydraulique et de la morphologie du Rhône entre Genève et Chancy-Pougny

Krishna Prasad Dulal

AquaVision Engineering Ltd., Switzerland.

**ABSTRACT:** The Rhône River downstream of Geneva exhibits severe sedimentation since the construction of the Verbois dam about 12 km downstream of the city of Geneva. The major tributary to the Rhône River is the Arve River, which flows from the Mont-Blanc region in France towards Geneva at a very high gradient, carrying enormous amounts of sediment. The existing flushing system is based on a flushing every 2 to 3 years, which proved to be efficient in terms of flushing of sediment volume. However, these flushing scenarios were found to have significant negative consequences on the ecology downstream of Verbois. So it is being foreseen to stop the flushing operations on the long term. Within this framework, the present study focuses on determining the potential effects of a stoppage of the flushing scenarios on the morphological equilibrium condition of the reservoir and on its directly related backwater curves between Verbois and the city of Geneva. The conducted study firstly defines the equilibrium bottom elevations after stoppage of flushing on the long term, which is called the dynamic equilibrium condition. Then, the corresponding backwater curves are computed for different discharges and compared with the existing curves to determine future risk of flooding in the city of Geneva. At the end, the study recommends some potential countermeasures for negative consequences on the long term.

**RESUME :** Le Rhône en aval de Genève connaît une sédimentation importante depuis la construction du barrage de Verbois à environ 12 km en aval de la ville. L'affluent principal du Rhône est l'Arve, qui transfère les eaux du massif du Mont-Blanc sous forme d'une rivière à caractère torrentiel. Ainsi, d'importantes quantités de sédiments sont transportées en suspension chaque année. Les opérations de vidange du réservoir de Verbois s'effectuent en général tous les 2 à 3 ans et ont prouvées leur efficacité. Néanmoins, ces vidanges sont néfastes pour l'écologie en aval du barrage et, de ce fait, il est actuellement envisagé de les arrêter définitivement. Dans ce cadre, la présente étude vise à déterminer l'influence potentielle d'un arrêt des vidanges sur l'équilibre morphologique de la retenue sur le long terme et sur les nouvelles courbes de remous y relatives. L'étude présente dans un premier temps les calculs du nouvel équilibre dynamique sur le long terme de la retenue, suivi par la détermination des niveaux d'eau à Genève pour différents débits. Finalement, des recommandations sont données concernant certains effets négatifs liés à l'arrêt des vidanges, tel que par exemple la sédimentation des prises d'eau au barrage.

### **1. INTRODUCTION**

The obstruction created by an artificial construction in a river, such as Verbois dam, causes significant changes in both hydraulic and morphological behavior of the river. The decrease in flow velocity and related sediment deposition are the main consequences. The bed level continuously increases during the process of sedimentation on the long term and also changes the hydraulics of the flow continuously. The reduction in free flow area due to sedimentation leads to an increase in velocity and shear stress respectively. As the process is ongoing there will be a bed elevation for which the average flow velocity exceeds the critical velocity for entrainment of parti-

cles. A similar reasoning can be made for the shear stress. At that stage, the reservoir is said to be in a stage of dynamic equilibrium.

## 2. DESCRIPTION OF THE STUDY

The Rhône River is the major river in the south-western part of Switzerland. The Verbois dam was constructed in 1942 and is located about 12 km downstream of the Junction of the Rhone and Arve rivers, which is shown in Fig.1 below. Its yearly sedimentation is estimated at about 775,000 m<sup>3</sup> and mainly consists of silt and fine sand. To evacuate the accumulated sediment from the reservoir, flushing operations are performed every three years by SIG (Services Industriels de Genève). These operations have a strong environmental impact, especially in the region between Verbois and Chancy-Pougny. The objective of the study is to define the potential influences of a stoppage of the flushing operations on the backwater curves at Geneva due to long term morphological changes of the reservoir.

The following main items are addressed in this study:

- Effects on the water volume available for electricity production.
- Backwater curves at the junction of Arve and Rhone. The stoppage of flushing events should not significantly increase the local risk of flooding.
- Influence on the control point pk8.2. Sewage treatment station of Aire (pk8.2) is the basic control point for the water levels upstream of Verbois. The modification of the bathymetry of the Rhone would lead to a change of the exploitation conditions of the barriers of Verbois and Seujet.
- Long-term morphological development of the Rhone River between Verbois and Chancy-Pougny.

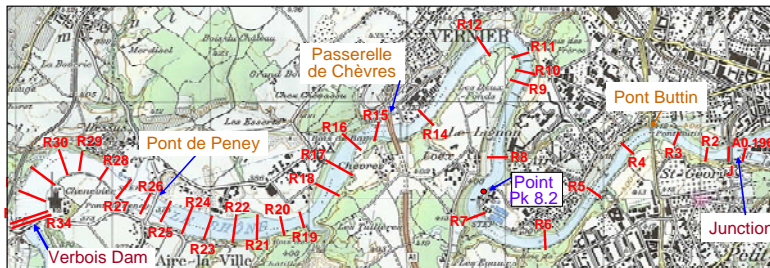


Fig.1: Localization of the profiles and important points in the Verbois reservoir

## 3. METHODOLOGY

Within the general context, the present study focuses on sound numerical modeling of both the general area, incorporating Verbois and Chancy-Pougny reservoirs and about 30 km of river reaches, and localized regions where a detailed modeling is needed because of the presence of hydraulic structures. One of the objectives is to predict future morphologic behavior of these areas on the medium and long term, i.e. up to 25-30 years from now, based on an estimation of future flood and/or flushing events. Main output parameters are the evolution of the bottom profiles, water levels and energy grade lines, as well as the detection of potential flooding problems upstream. Furthermore, the morphology of the Verbois reservoir will be modelled and described in a qualitative manner and the need for future flushing operations will be outlined. Sound 1D coupled hydraulic and morphologic modelling of both the rivers and the reservoirs will be performed. Emphasis will be given on the long-term behaviour of the morphology as well as on the positive influence of typical flushing operations. Second, appropriate 2D numerical modeling will be performed. Finally, the results from the 1D and 2D numerical modeling will be verified

by analytical calculations with the same boundary condition than the ones used for the numerical modeling. The need for future flushing events will be pointed out and the safety of the Geneva region upstream will be defined. In case, engineering solutions to enhance this safety will be proposed. Hence, the methodology is described in two steps as follows:

- Analytical calculations
- Numerical Modeling of the long-term morphology of the Verbois reservoir

#### 4. ANALYTICAL CALUCLATOINS

The idea behind the analytical approach is to find out the equilibrium bed elevations on the long term for the reservoir. As the bed level increases, it is supposed that bed elevations may be obtained which generates the critical values for shear stress and velocity of the bed material. At that instant, the reservoir is not capable to deposit more material and it will pass downstream of the dam. The following steps are followed to find the equilibrium elevations of the reservoir.

- Gradual increase of the bed level of the reservoir at certain intervals.
- For each bed level scenario, steady flow conditions are modeled to pass from upstream to downstream.
- The corresponding velocity and shear stress for these different flow conditions are calculated and compared with the critical values. The critical values are based on a series of well known empirical and/or analytical expressions and depend on the particle diameter.

The computation of velocity and shear stress for the increasing bottom is shown in Fig. 2 below for a constant discharge of  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ , which is close to the yearly average discharge. A significant velocity increase is observed between bottom levels of 360 and 364 m a.s.l., which is indicated by a red box in the figure. This indicates that the equilibrium bed level might be situated around these levels. In addition, a 2D approach is added to the same computations, which shows that the average 2D velocity and shear stress are higher than the corresponding 1D value. Also, from the 2D approach, it has been noticed that the velocities and shear stresses across the profile are varying by 2 to 10 times and similarly at the bends. The locations of the profiles are shown in Fig. 1.

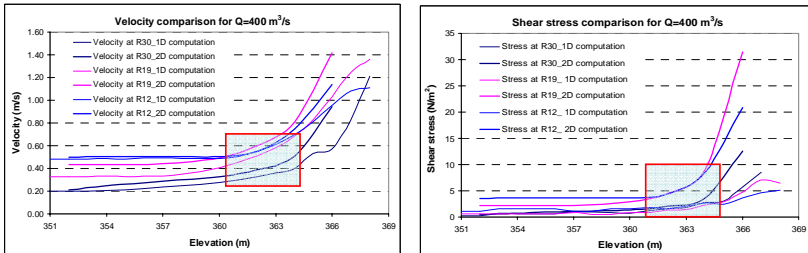


Fig. 2: Velocity and shear stress comparison for different constant reservoir bottom elevations.

The critical stress and critical velocity along the reservoir have been established with various theoretical and/or semi empirical expressions available in literatures [Reservoir sedimentation handbook]. The main parameters are the bed particle diameter, the settling velocity and the water depth. The critical value represents the value for which movement of grains starts along the reservoir bottom.

The computed critical velocity and shear stress along the reservoir from the dam towards up-stream with various semi empirical formulas are presented in the Fig. 3 below.

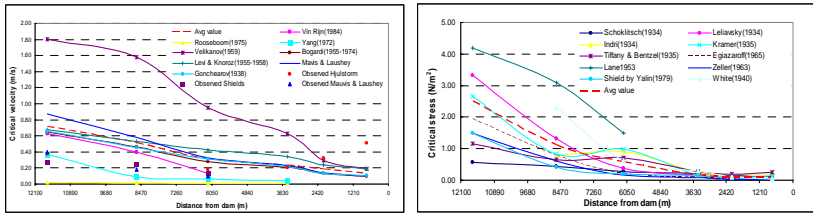


Fig. 3: Critical velocity and critical shear stress for the Verbois reservoir (with  $d_{50}$ ).

The critical entrainment criterion is applied in the reservoir for computation of the equilibrium bottom and bed elevations by comparing the velocity and acting shear stress for the different bed elevations and granulometric conditions. Within the computed range of equilibrium bed elevations, a band of upper and lower limits has been selected as shown in Fig. 4 for the case of  $d_{90}$  and following critical velocity criteria. A line is passing approximately through the centre of the band, which is assumed to represent the equilibrium bottom elevation for that case.

The combination of all the equilibrium bed elevations from velocity entrainment criteria and shear stress entrainment criteria for bed particles of  $d_{90}$  and  $d_{50}$  is presented in Fig. 5. It is found that the extension of the equilibrium bed elevations may reach up to the zone with high slope. The computed equilibrium slopes from both criteria seem very similar. The reservoir locations downstream of profile R12 show a clear indication of elevations with a large number of data points for the critical elevations, whereas upstream only a few points can be observed. For the upstream part with a rather narrow river width, erosion has usually been observed for all reservoir increasing elevations.

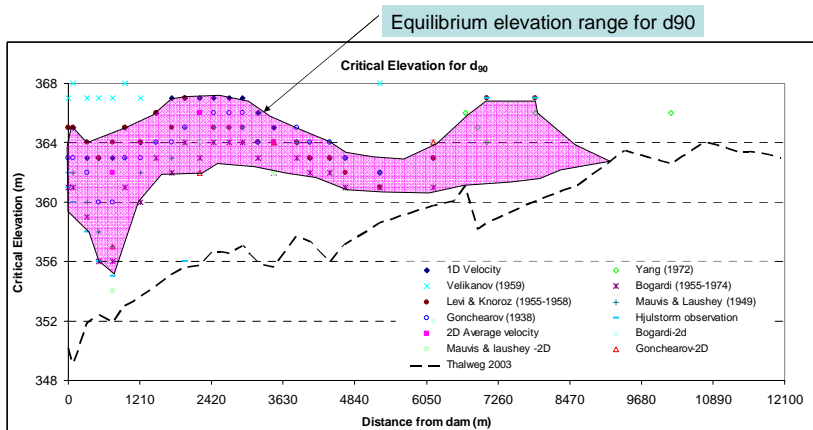


Fig.4: Band of equilibrium bottom elevations with average line passing through the centre

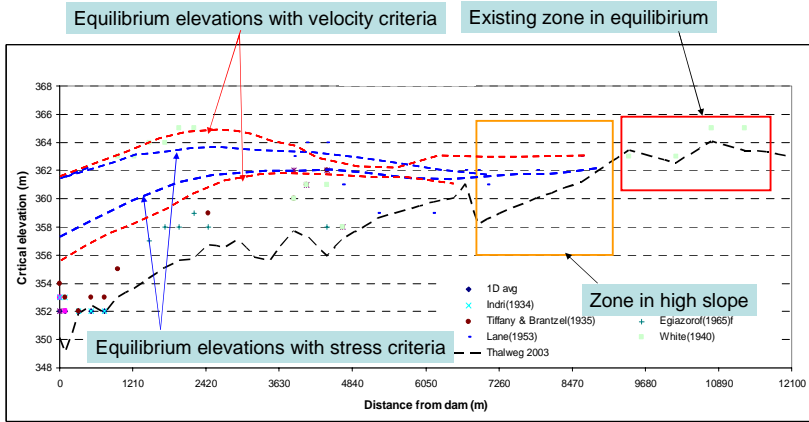


Fig. 5: Equilibrium bottom elevations based on velocity and shear stress criteria for  $d_{90}$  and  $d_{50}$

The present results have been compared with in-situ observations. The computed shear stress and flow velocity are valid for the main flow channel, whereas the defined critical entrainment values are sometimes based on particles measured along the banks and not in the middle of the bed. The high velocity in the main river channel erodes the finer particles along the banks, which is the main reason for the difference of bed granulometry in bed and banks.

The computed shear stress and velocity computed by the 2D numerical model are shown in Fig. 6. It can be seen that the shear stress and velocity on the channel are about 10 and 2 times more than the banks for the same discharge. The comparison at profile 30 from stress criteria reveals that the bed has been critical at about 363 m whereas the bank is found critical above a level of 365 m a.s.l. with 2D stress comparison and for 1D it is critical below a level of 354 m a.s.l. for the  $d_{90}$  of the grain size curve.

Similarly, with velocity entrainment criteria at the same profile, the bank seems to reach equilibrium after the bed. The bed always reaches critical conditions for  $d_{50}$ , whereas the bank attains the equilibrium at 358 m a.s.l. and for  $d_{90}$  the bed reaches equilibrium at 360 m a.s.l., for which the bed attains nearly 364 m a.s.l., which is shown in Fig. 7 below.

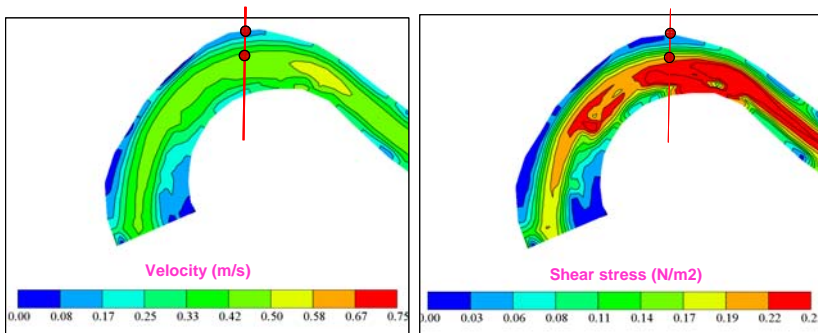


Fig. 6: Comparison of stress and velocity in bed and bank of Profile R30 [Result from CCHE-2D]

From this comparison, it can be concluded that the used critical values of velocity and stress are not representative for the bed particles if these are different than the particles on the banks. If the data on bed particle is available, then the elevation would decrease by a certain limit for the actual bottom granulometric conditions. So the output from the computed results would be on the higher side.

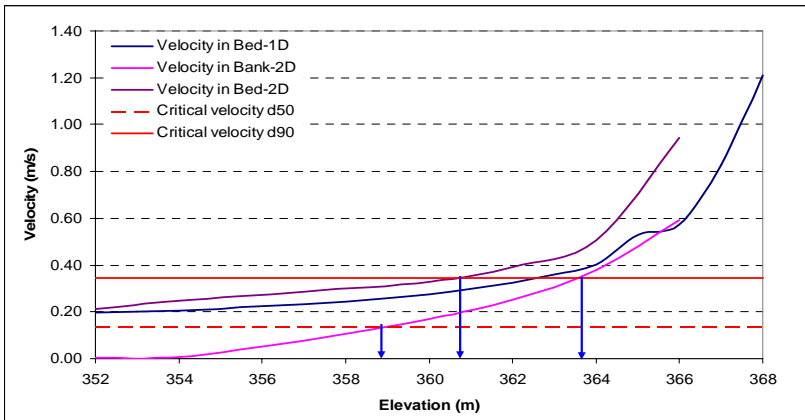


Fig.7: Critical elevations in bed and banks with velocity criteria

From the analytical approach it is summarized that the equilibrium bottom elevations lies in the band as shown in Fig. 8 below. It is noted that the elevation for the critical condition is higher than 360 m a.s.l. It might have consequences like inundation in Geneva or sedimentation at hydraulic structures near the dam if the reservoir is allowed for sedimentation in long term.

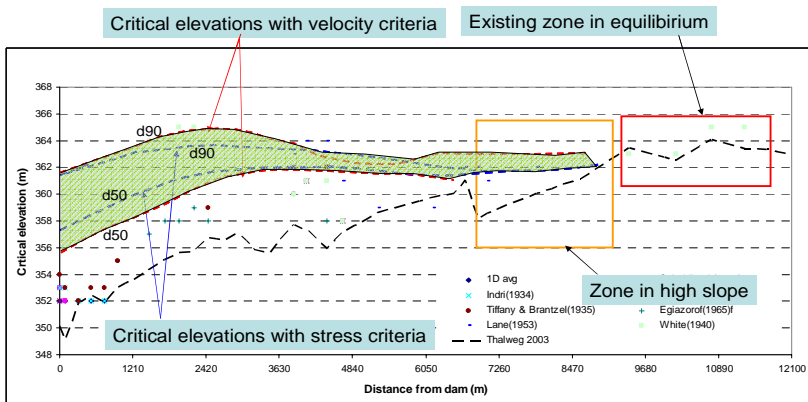


Fig. 8: Zone of equilibrium elevations

### 5. NUMERICAL MODELING OF VERBOIS RESERVOIR SEDIMENTATION

The models used for the numerical modeling are GSTARS 2.1 (pseudo-2D) and CCHE-2D (full 2D). GSTARS 2.1, developed by USBR, allows performing pseudo-2D numerical computations



of hydraulic conditions and both suspended and bed load transport in a coupled manner. The model is able to account for local grain size distributions and phenomena such as paving or grain sorting. Both lateral and vertical erosion and/or deposition of river bed and banks are assessed as a function of the stability of the banks. The performed tasks with numerical modeling is as follows

**Calibration:** Based on earlier Strickler roughness modeled by CNR and with the calibration of the present 1D numerical model, the following Strickler roughness values are obtained. The chainage is measured from Verbois to Junction. The coefficients for bed and banks are defined separately to account for both high and low discharges.

Chainage from dam axis	Strickler Coefficient (m <sup>1/3</sup> /s)	
	Bed	Bank
0m - 6500m	34.5	45.5
6500m - 8500m	33.3	41.7
8500m - 12029m	31.3	38.5

Table 1: Calibrated Strickler coefficients between Verbois and Junction

**Boundary conditions:** The numerical modeling is performed for various events, such as the flushing event of 2003 and the continuous accumulation between 2000 and 2003. This has been done for the real bed granulometry and the sediment input conditions as defined by Peiry (1988). Second, an exponential sediment law (Aquavision Eng., 2005) has also been tested to account for high peak sediment loads. The table below shows the comparison of total deposited volumes for the two different events with different sediment conditions at the boundaries. It has been found that, for the accumulation process, Yangs formula (1996) works better than the Ackers & White (1973) formula.

S:N.	Events	Vol measured (m <sup>3</sup> )	Computed volume (m <sup>3</sup> )		Difference (%)	
			Yang	Ackers & White	Yang	Ackers & White
1	Flushing 2003	-1066112	-1177124	-1214000	-10.41	-13.87
2	Accumulation 2000-2003	889394	858741	1019417	3.45	-14.62

Table 2: Comparison of volume for different events

Later, with the calibrated model and with the hydrographs generated for short terms (6-12 years) and long terms (12-48 years), computations have been performed to define the morphological evolution of the reservoir.

The evolution of the thalweg obtained from the modeling is presented in Fig. 9 for both short and long terms without flushing. From the figure, it is concluded that after 24 years of accumulation, the Verbois reservoir will not exhibit any further noticeable deposition and is considered to be in dynamic equilibrium. This globally means that the sediment that enters the reservoir at the Junction also leaves the reservoir at the dam, without noticeable deposition.

The variation of sediment input granulometry and its total injected volume is another important factor to be considered during modeling. Both the regression law of Peiry (1988), developed based on the measurements from 1965-1989, and an exponential sediment input law, defined to account for peak sediment concentrations, are taken into account during the modeling.

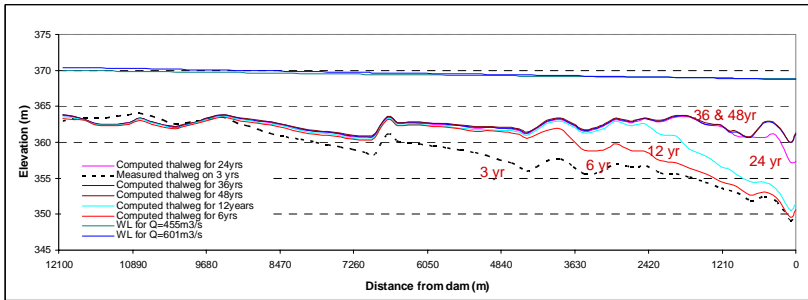


Fig. 9: Evolution of thalweg for short and long terms

The average sediment volume input for accumulation with both laws are given in Table 3 below and is compared with the average deposited volumes as defined by regular bathymetric measurements.

S.N.	Period	Computed volume(m <sup>3</sup> )		Observation (avg)
		Peirry	Exponential	
1	31 May 2000-21 April 2003	1876368	7699242	775000
2	Average per year	625456	2566414	775000

Table 3: Sediment input volume comparison

As expected, the exponential sediment law gives more deposition compared to Peirry (1988). The time required to obtain dynamic equilibrium conditions in the reservoir is very small, i.e. about 12 years compared to about 25 years for the regression law of Peirry (1988). In reality, however, not all peak flows will bring peak sediment flows. The result based on the Peirry (1988) sediment law distinguish between suspended (fine) material only and a mixture of suspended (fine) and bed load (gravel) material. For both fines and gravel, equilibrium is reached nearly after 25 years of accumulation.

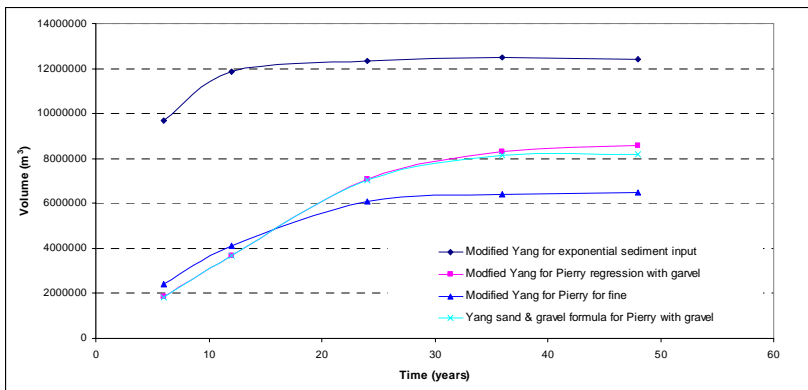


Fig. 10: Comparison of computed deposited sediment volumes on the long term

A comparison of the different computed thalwegs on the long term is presented in Fig. 11 below. It is noted that mostly half of the reservoir (downstream of profile R12) reaches its dynamic equilibrium condition at about 360 m a.s.l. and also the transition period varies from upstream to downstream from 5 to 25 years. The lowest part near the dam reaches its equilibrium after about 25 years. The profile R19 reaches its equilibrium earlier than the profile R24. R19 is located at a bend and the width of the section is almost half of the width at section R24. To attain similar velocity and shear stress, profile R24 would have to raise its bottom more than section R19, which is in agreement with the results.

The region between the Junction and profile R7 is subjected to erosion. This is due to the additional discharge from Seujet which most often contains no sediment. The additional pure water is able to erode before reaching local equilibrium sediment transport conditions. The profiles are shown in Fig. 1.

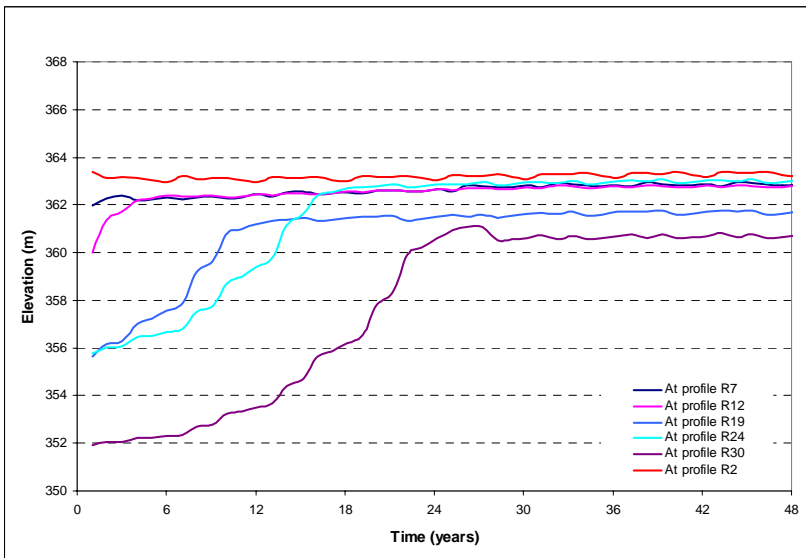


Fig. 11: Evolution of the reservoir thalweg computed on the long term

As a conclusion, from the analysis of pseudo-2D modeling, it is found that the dynamic equilibrium condition is reached in the reservoir after about 20-25 years without flushing. If the reservoir is subjected to sedimentation on the long term, it would be necessary to check for expected consequences like inundation in the junction area and possible sedimentation of the water intakes at the dam. In terms of deposited sediment volumes, the results of the pseudo-2D computations have been compared with the measurement data for a 3 years period (2000-2003). The results are very similar so the calibrated model behaves as a real situation and the results for the long term computations are expected to be useful for practical engineering purposes.

The accumulation event of 2000-2003 is modeled with CCHE-2D with some modifications. To simplify the problem the downstream boundary condition at Verbois dam is kept fixed and the sediment inflow is kept constant at 0.5 g/l, which represents a value slightly higher than the yearly average value of 0.2 g/l.

The comparison between the computed total volumes from both 1D and 2D is done with the observed results for the accumulation event of 2000-2003. It shows that the volume computed from 2D is somewhat less, which might be due to the constant boundary conditions.

S:N.	Events	Measured volume (m <sup>3</sup> )	Computed volume (m <sup>3</sup> )		Difference (%)	
			1D	2D	1D	2D
1	Accumulation 2000-03	889394	858741	659111	3.45	25.8

Table 4: Volume comparison from 1D and 2D computations

The short and long term accumulation is modeled with 2D modeling similar to that is done for 1D. The boundary condition is changed for the constant discharge of 400 m<sup>3</sup>/s with one single sediment diameter ( $d_{50} = 0.2$  mm) of 0.5 g/l as an input condition to simplify the modeling. The computed result is compared with the 1D solution which is shown in Fig. 12 below. Although the result is different, the nature of output is similar from both numerical computations. While the 1D clearly shows an asymptotic behavior after 24 years, the 2D model is not yet in dynamic equilibrium. It might be that the time period that is needed to attain equilibrium becomes much longer when using constant boundary conditions. Other reasons might be the strong 2D character of the flow and morphological behavior along the bends, which can't be modeled with the 1D model.

The bed elevation change at the end of 48 years is shown in the Fig.13 below. The significant change happens in the inner side of the bends, it has been observed 2.5 to 4.6 m in the last bend near the dam and about 2.5 in the upper bends. The less deposition happens in the channel throughout the whole length of the reservoir.

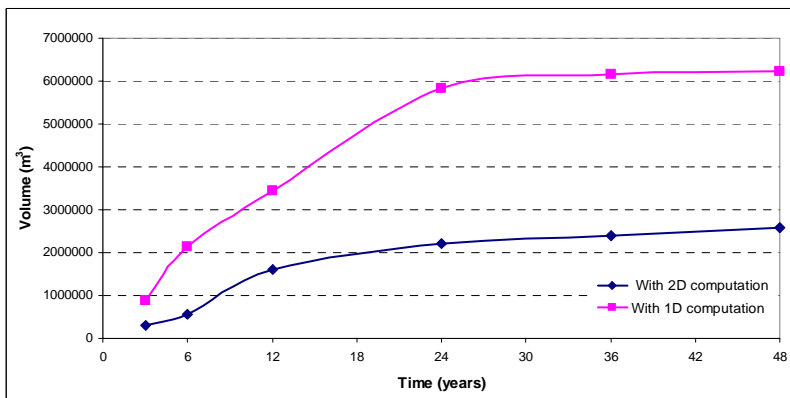


Fig. 12: Comparison of volume evolution from 1D and 2D numerical modeling

The velocity and shear stress parameter obtained from 2D modeling indicates that at the end of the accumulation there will be no more flows in the inner bends and flow will be constricted through the channel. The velocity is about 0.1-0.4 m/s near the dam and up to 1m/s near the junction at the end. The shear stress computation shows values up to 10-15 N/m<sup>2</sup> near the Junction and up to 0.3 N/m<sup>2</sup> near the dam.

As a conclusion, 2D computations have been performed with simplified (constant) boundary conditions up-and downstream. Hence, the computed results have to be treated in a qualitative rather than a quantitative manner. The output from performed 2D long term computations is quite similar with the 1D computations and indicates both channel formation and an asymptotic morphological behavior on the long term without flushing.

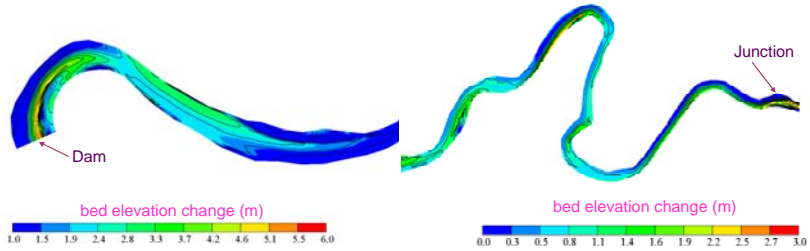


Fig. 13: Bed elevation change

## 6. COMPARISON OF RESULTS

The computed equilibrium bed elevations on the long term with analytical methods and with numerical computations has been compared in Fig. 14. It is clearly noted from the figure that the equilibrium bed elevations computed from numerical modeling are well in the range of the elevations computed with analytical methods. The reservoir downstream of profile R12 will attain its equilibrium bottom elevation on the long term after 20-25 years, whereas the portion upstream has two zones. The profile from Junction to R7 has bottom elevations of about 363 m a.s.l., which is the equilibrium bottom obtained for the downstream part and during numerical and analytical computations it has been found that there is not a big change in bottom elevations between short and long terms. The reservoir portion between R7 to R12 is in high slope and in the meandering part of the river. Very few results are available in this part for the equilibrium bottom, which shows the level in the same range as the lower part. The profiles are shown in Fig. 1.

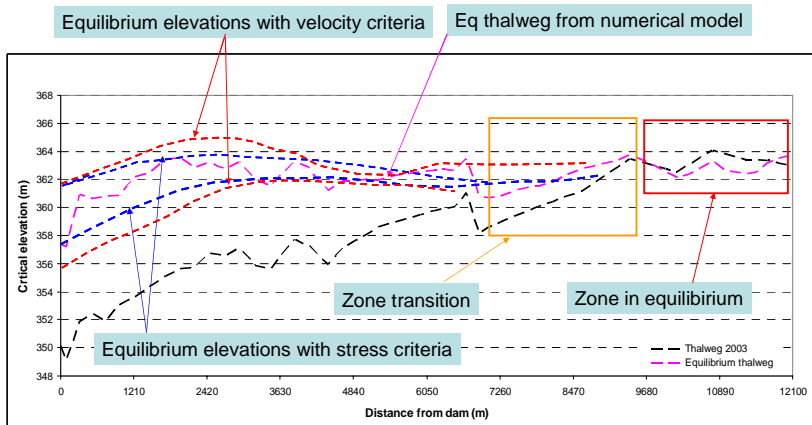


Fig. 14: Comparison between numerical and analytical results

### 7. CONSEQUENCES WITH NEW SOLUTION

There may be mainly two kinds of problems due to stoppage of flushing at Verbois: the inundation risk at Geneva and sedimentation problems of hydraulic structures near the dam. The area near the junction (urban part of Geneva) has already faced inundation problems in the past. Fig. 15 below shows the existing situation of the water level and for normal floods, as well as the expected water level after the equilibrium bed elevations on the long term are obtained, i.e. after 20-25 years. It is found that for the 50 year return period with the raised bed after 24 years there will be chance of flooding at the junction, and for the other remaining scenarios, the water level is within the range of acceptable values.

When allowing long term siltation of the reservoir, this may have negative consequences in the area near the dam, where are the existing intakes for the factory and for the fish pass and the bottom outlet. As shown in Fig. 15 below, the water level at the Junction exceeds the limiting value for discharges of 1000 m<sup>3</sup>/s or higher. The problem can be treated by lowering the water level at Verbois during high floods. With a lowering down to 367 m a.s.l. at Verbois, a water surface level decrease of about 20 cm is to be expected at the Junction. This increases the critical discharge at that location by about 100 m<sup>3</sup>/s. The lower water levels result in a significant decrease of the water level at the Junction, up to 60-70 cm less during floods. Applying such low levels at the dam, however, might generate a problem for the water intakes.

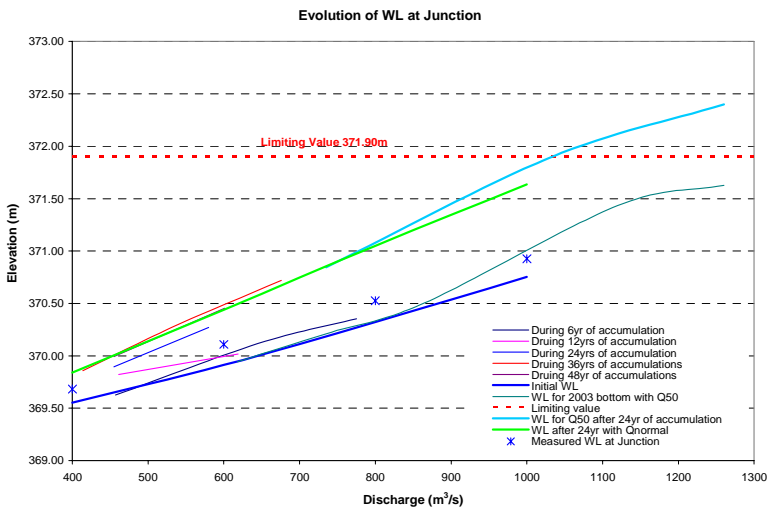


Fig. 15: Water level evolution at the Junction for different situations

All of these cases are analyzed with the existing exploitation rule defined at location pk8.2 (“Step Aire”). One scenario is checked by changing the exploitation rule. The results from the new exploitation rule show that it is possible to lower the water level by more than 20 cm at the Junction for high floods. For the case of higher floods than the assumed one, the only way is to further lower the downstream water level.

The problem of sedimentation of hydraulic structures will be treated with well-known methods. The structures can be relocated or modified to make it safe from the rising of the bed levels due to sediment. As the intake is simple and small, it can be relocated without major difficulties or can be modified to restrict the entry of sediments. Dredging is one possible solution for the prob-

lem. It can be done with some interval of time near the intake and bottom outlet area when needed, which clears the sediments around. Instead of dredging, regular minor flushing events could be attempted to liberate the bottom outlet from sediment deposits. This process makes a cone which extends towards slightly upstream.

## **8. CONCLUSIONS**

Numerical computations have been performed of the long term morphological behavior of the Verbois reservoir, with the aim to find out the dynamic equilibrium bed level following a stoppage of flushing events. It has shown that the dynamic equilibrium shall be attained after 20-25 years of stoppage of flushing. Analytical methods confirmed the prediction of equilibrium bed elevations from the numerical modeling. The level after profile R12 needs to be raised above 362 m to attain equilibrium. The portion of the reservoir upstream of profile R7 is already close to equilibrium. The portion between R7 and R12 lies in the meandering portion with restricted bed widths, which creates higher bed slopes which will nevertheless also reach equilibrium at the end.

The new backwater curves generated by the morphological situation on the long term of the reservoir will increase by about 25 cm at the Junction, which is considered acceptable. A lowering of the actual water level at the Verbois dam during flooding may significantly diminish the problem of inundation in the area near the Junction. The siltation problem at hydraulic structures near the dam is addressed with appropriate technologies, like relocation of the structures, modification, dredging or regular minor flushing events to liberate a cone of sediment at the bottom outlets.

## **References**

1. DAN G. BATUCA & JAN m. JORDAAN(Jr) 2000. Silting and Desilting of Reservoirs: A.A. BALKEMA / ROTTERDAM/BROOKFIELD
2. Gregory L. Morris & Jiahua Fan. Reservoir 1997. Reservoir Sedimentation Handbook: Design and Management of Dams, Reservoirs, and Watersheds for sustainable use: McGraw-Hill.
3. Walter Hans Graf. Hydraulics of Sediment Transport: McGraw-Hill Series in water resources and Environmental Engineering: McGraw-Hill
4. Sedimentation Engineering edited by Vito A. Vanoni ,1975, ASCE-MANUAL AND REPORTS ON ENGINEERING PRACTICE-NO 64
5. Maurice Bouvard. Mobile barrages and intakes on sediment transporting rivers: A.A.BALKEMA / ROTTERDAM / BROOKFIELD / 1992
6. Chih Ted Yang and Francisco J.M. Simoes 2000. User's manual for GSTARS 2.1(Generalized Stream Tube model for Alluvial River Simulation), USBR
7. SOGREAH consultants. Janvier 2004. Plan de gestion des matériaux solides de l'Arve. Rapport globla n° 2.81.4036 R1
8. Peiry, J.L.. Janvier 1988. Approche géographique de la dynamique spatio-temporelle des désiments d'un cours d'eau intra-Montagnard : l'exemple de la plaine alluviale de l'Arve (Hte-Savoie) Phd Thesis presented at University of Jean Moulin, Lyon 3, France.
9. Tullen, P. 2002. Méthodes d'analyse du fonctionnement hydrogéologique des versants instables. Phd Thesis presented at Federal Institute of technology Lausanne (EPFL), Switzerland.
10. Géotechnique Appliquée Deriaz s.a. Août 2004. Concession de l'usine hydroélectrique de Verbois – Mesures de contrôles – Suivi de la nappe souterraine de Plainpalais – Jonction, période du 1 janvier au 31 décembre 2003. Dossiers 3156/18 et 4112/06.
11. Géotechnique Appliquée Deriaz s.a. Août 2004. Barrage de Verbois – Suivi piezometrique, période du 1 janvier au 31 décembre 2003. Dossier 3679/11.

12. Géotechnique Appliquée Deriaz s.a. Août 2004. Les rives du Rhône – Synthèse des mesures topographiques, période de mars 2002 à décembre 2003. Dossiers 3716/9.
13. GEOS2X. Décembre 2003. Barrage de Verbois : Expertise géologique.
14. GEOS Ingénieurs conseils s.a. Janvier 2002. Retenue de Verbois – Modification du mode opératoire des chasses – Note complémentaire n°2 au rapport GEOS n° 1092-517 / 592 / 532 / 502 522
15. AquaVision Engineering Sàrl, November 2004, Récolte et traitement des données, Barrage de Verbois, Unpublished project report.



# Systemanalyse mit Retentionsberechnungen für den Grimselsee und seiner Zuflüsse

*System analysis including retention calculations of lake Grimsel and its tributaries*

*Analyse du système et calculs de rétention pour le lac de Grimsel et ses apports*

Carl-Arthur Eder  
Bischofszell, Schweiz

**ABSTRACT** The Kraftwerke Oberhasli AG, KWO AG, wants to rehabilitate and extend the existing infrastructure in five phases. The third phase contains the increase of the Lake Grimsel. By heightening the dam by 23 m, the energy production will change from 40 % to 55 % in winter and from 60 % to 45 % in summer.

Information concerning the hydrologic and hydraulic behaviour of the involved catchments are elaborated by using the computer programme Routing System II. The modelling for the period of construction is based on a 20 year flood. Based on the modelling results measurements and requirements are elaborated for the flood protection of the construction site and its installations. In particular is showed, how the operation of production can be optimized, so that the flood into the Aare will be as small as possible. Analogous simulations are executed for the period after finalisation of the heightening and the case of a PMF flood showing of the optimized operation of production.

**RESUME** Les Forces motrices de Oberhasli SA, KWO SA, sont en train de réhabiliter et de développer leurs installations en cinq étapes. Grâce à une surélévation des barrages de 23 m la production énergétique va passer en hiver de 40 % à 55 % et en été de 60 % à 45 %.

Des informations concernant le comportement hydrologique et hydraulique du bassin versant touché sont élaborées à l'aide du logiciel Routing System II. Pour la période de construction la modélisation est basée sur une crue de 20 ans. Basé sur des résultats, des recommandations et des mesures sont élaborées en vue de la protection contre les inondations du chantier. En particulier est montré, comment on peut optimiser le mode d'exploitation pour minimiser la crue de l'Aare que possible. Des calculs analogues de simulation sera effectués pour la phase après la finitions de l'ouvrage pour une crue de PMF. Même pour cette situation est montrée, quel sera le mode d'exploitation optimale.

**ZUSAMMENFASSUNG.** Die Kraftwerke Oberhasli AG, KWO AG, wollen ihre Anlagen in fünf Etappen sanieren und ausbauen. Die dritte Etappe beinhaltet eine Vergrößerung des Grimselsees. Durch eine Erhöhung der Mauern um 23 m kann die Energieproduktion im Winter von bisher 40 % auf 55 % und im Sommer von 60 % auf 45 % umgelagert werden.

Mittels des Modellierungsprogramms Routing System II werden Informationen betreffend das hydrologische und hydraulische Verhalten im betroffenen Einzugsgebiet des Grimselsees erarbeitet. Für die Phase der Bauarbeiten erfolgt die Modellierung mit einem 20-jährigen Hochwasser. Aus den Resultaten leiten sich Massnahmen und Empfehlungen zum Schutz der Baustelle ab. Insbesondere wird gezeigt, wie die Betriebsweise optimiert werden kann, damit die Hochwasserwelle in der Aare so klein wie möglich gehalten werden kann. Analoge Simulationen werden für den Zeitpunkt nach Abschluss der Bauarbeiten für ein maximal denkbare Hochwasser, PMF, durchgeführt. Auch in dieser Situation wird gezeigt welche Betriebsweise als die Optimale bezeichnet werden kann.

## 1 EINLEITUNG

Die KWO AG (Kraftwerke Oberhasli AG) verfügt über Konzessionen, die sie zur Nutzung des Wassers im Einzugsgebiet der Grimsel und des Susten berechtigen. In 6 Stauseen und einem natürlichen See werden vor allem die Hasli-Aare, und teilweise das Gadmer- und Gentalwasser sowie das Urbachwasser mit ihren Zuflüssen gespeichert und seine potentielle Energie wird in 9 Kraftwerken zu elektrischer Energie umgewandelt. Die Kraftwerke produzieren Band- und Spitzenenergie und übernehmen auch die Frequenzhaltung des Kantons Bern.

Mit dem Ausbauprojekt „KWO plus“ sollen in 5 Etappen die Anlagen der Kraftwerke Oberhasli saniert und ausgebaut werden. Das Ziel ist eine flexiblere Handhabung bei der Produktion von Spitzenenergie und Regulierung, vermehrte Umlagerung und Erhöhung der Reserven sowie Erhöhung der Leistung und somit der Energieproduktion.

Die dritte Etappe dieses Ausbauprojektes (Figur 1) strebt eine Verbesserung der bedarfsge rechten Produktion an. Die KWO AG ist im Sommer mit Wasser sehr gut bedient. 90% des Wassers fliessen im Sommer. Das Speichervolumen der sieben Stauseen ist heute so bemessen, dass die neun KWO AG-Kraftwerke 60% des Grimsel Stromes im Sommer produzieren. Damit eine saisonal ausgeglichene Energieproduktion möglich wird, möchte die KWO AG das Stauvolumen des grössten Speichers, des Grimselsees, vergrössern. Mit einer Erhöhung der Mauern um 23 m wird rund 75 Mio. m<sup>3</sup> mehr Wasser speicherbar, was schliesslich zu einer Umlagerung der Produktionsverteilung auf rund 55 % der Energie im Winter und 45% der Energie im Sommer führen würde, die Umlagerung entspricht 230 GWh Energie pro Jahr. Die Produktion der KWO AG wird dadurch bedarfsgerechter, und die KWO AG würde ganzjährig über flexible Einsatzmöglichkeiten der Kraftwerke, dank ausgeglichener Wasserangebot, verfügen. Selbst wenn durch die Klimaveränderung in warmen Wintern mehr Wasser fliesst, nützt das Speichervolumen des erweiterten Grimselsees: Die Umlagerung ist nicht mehr so strikt an die Jahreszeiten gebunden.

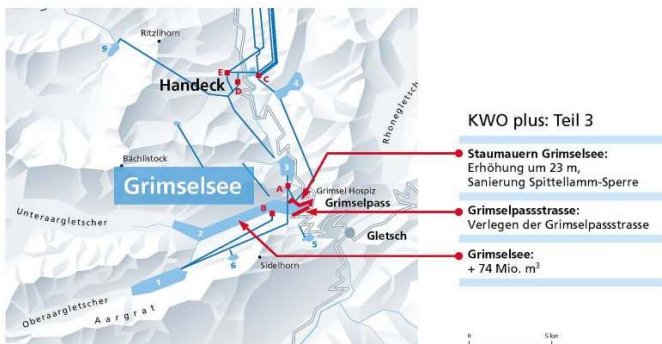
Teil 3:

### Saisonal ausgeglichene Produktion



Erhöhung des Speichervolumens des Grimselsees

- **Energiegewinn: 10 GWh/a**
- **Energieumlagerung: ca. 230 GWh (KWO total 55% Winter-Energie)**
- **Investition: CHF 200 Mio.**



Figur 1: KWO AG; Ausbau Etappe 3

Im Rahmen der laufenden Planung soll mittels numerischer Simulation das hydraulische Verhalten im betroffenen Einzugsgebiet des Grimselsees eruiert werden, und damit folgende Fragen geklärt werden:

- Welches sind die Konsequenzen für die Erhöhung der Grimsel Staumauern betreffend die Dimensionierung der Hochwasserentlastung?
  - Welche Massnahmen müssen getroffen werden, damit die Baustellen und deren Infrastruktur optimal vor Überflutung geschützt sind?
- Es ist mit einer vier- bis fünfjährigen Bauphase zu rechnen.

## 2 AUFGABENSTELLUNG, ZIELSETZUNG

Um die Zielsetzung der dritten Etappe des Ausbauprojektes "KWO plus" (Verbesserung der bedarfsgerechten Produktion) erreichen zu können, spielen neben den rein technischen und baulichen auch betriebliche Massnahmen, welche vertiefte Kenntnisse voraussetzen, eine entscheidende Rolle.

Das Ziel dieses Berichtes ist es, zu den im Nachfolgenden beschriebenen Situationen der Ausbauetappe 3, Entscheidungs-Grundlagen für die KWO AG zu erarbeiten und ein Benutzerhandbuch für das Computer-Programm Routing System II zu erstellen.

Die vorliegende Diplomarbeit behandelt die folgenden Aspekte vertieft, und liefert entsprechende "Werkzeuge" und Resultate:

- Bereitstellen eines Benutzerhandbuches zur Anwendung des Computer-Programms Routing System II zu Händen der KWO AG, damit diese in einer späteren Phase unabhängig weitere Simulationsrechnungen durchführen können;
- Erarbeiten/Anpassen und Überprüfen der Modellierung zur Berechnung des hydraulischen Verhaltens im betroffenen Einzugsgebiet des Grimselsees. Dies beinhaltet Analyse der vorhandenen Anlagen der KWO AG, Sammlung der relevanten Daten, Modellierung des Systems, Kalibrierung des Systems, Überprüfung des Modells mit Plausibilitätsrechnungen.

Der Modellierungsumfang umfasst

- in 1. Priorität das Einzugsgebiet des Grimselsees bis zum Räterichbodensee und die angrenzenden Regelelemente, wie Grundablass, Hochwasserentlastung und Turbinen, wobei gewisse einschränkende Massnahmen genau definiert werden.
- In 2. Priorität wird das Einzugsgebiet bis und mit Handeck für die Modellierung berücksichtigt.
- Basierend auf den Resultaten der oben erwähnten Modellrechnungen, unter der Annahme eines 20-jährigen Hochwassers, werden Entscheidungsgrundlagen zu baulichen Aspekten erarbeitet:
  - Formulieren von Empfehlungen als Massnahmen zum Schutz der Baustelleninstallation vor Überflutung. Dieser Punkt stellt einer der Schlüsselemente dieser Arbeit dar, und ist von sehr grosser Bedeutung für die KWO AG betreffend die vorbereitenden Massnahmen;
  - Berechnung des Verhaltens der geplanten neuen Hochwasserentlastung auf der Seeuferregg Sperre unter der Annahme eines maximal denkbaren Hochwasserereignisses PMF mit Hilfe des Computer-Programms Routing System II und der entsprechenden Modellierung.

## 3 GRUNDLAGEN UND BENUTZTE DATEN

Die Grundlagen dieser Arbeit stammen einerseits von der KWO AG und andererseits von der EPFL, wo das Computer-Programm Routing System II entwickelt wurde. Routing System II ermöglicht die Simulation der Entstehung und Fortpflanzung von Hochwasserwellen in komplexen hydraulischen Systemen.

Die verwendeten Daten basieren auf Informationen, Daten und mathematischen Beziehungen, die von der KWO AG zur Verfügung gestellt wurden. Da die Daten unvollständig waren, mussten vereinzelt für spezielle extreme Situationen Annahmen getroffen werden. Alle verwendeten Daten sind in Excel Dateien zusammen gestellt. Ab diesen Files wurden die einzelnen modellierten Elemente gespeist.

## 4 ROUTING SYSTEM II, ANLEITUNG UND BENUTZERHANDBUCH

### Modellierung der Fortpflanzung eines Hochwassers in einem hydraulischen System

#### 4.1 Grundsätzliches

Das in vorliegender Diplomarbeit verwendete Computerprogramm Routing System II ist eine neue und erweiterte Version des Computerprogramms Routing System, welches wie sein Vorgänger am Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH) der EPFL entwickelt wurde. Routing System II ist ein Werkzeug für die Planung und für die Definition von optimalen Betriebsweisen von komplexen hydraulischen Anlagen wie Wasserkraftanlagen und Hochwasserschutzsystemen. Zudem erlaubt es eine gesamtheitliche und vernetzte Betrachtungsweise.

Das Programm ermöglicht die Simulation der Entstehung und Dämpfung von Hochwasser-Abflüssen in Einzugsgebieten unter der Berücksichtigung der Einflüsse von allfälligen hydraulischen Bauwerken. Routing System II integriert in einer Umgebung hydrologische Niederschlags-Abflussmodelle, die Hochwasserdämpfung in Abflussgerinnen, die Berücksichtigung von Wasserfassungen, Ableitungen und Regulierorganen, den Hochwasserrückhalt in Speichern, sowie den Beitrag von seitlichen Zuflüssen. Grundablass, Hochwasserentlastung, Turbinen und Pumpen sind wichtige Elemente, die im Routing System II auch modelliert werden können. Dieses Computerprogramm leistet einen willkommenen Beitrag für die Praxis, es ist leistungsfähig, einfach handhabbar und ausbaubar.

#### 4.2 Kurzbeschreibung von Routing System II

Die numerische Simulation von Abflüssen in komplexen hydraulischen Systemen kann beträchtlich vereinfacht werden, indem die einzelnen Bestandteile durch hydraulische Funktionen charakterisiert werden. Grundsätzlich kann ein hydraulisches Netzwerk durch verschiedene Funktionen beschrieben werden, wie die Entstehung, der Transport, die Speicherung, die Aufteilung, die Zusammenführung und die Regulierung von Abflüssen.

Das Computerprogramm "Routing System" wurde zur Simulation der Entstehung und der Fortpflanzung von Hochwasserwellen in komplexen, hydraulischen Systemen entwickelt, welche aus einer Kombination von Einzugsgebieten, Wasserfassungen, Stauanlagen, Triebwassersystemen und weiterer hydraulischer Bauwerke bestehen können. Alle Anlageteile können grundsätzlich durch die elementaren hydraulischen Funktionen wie Ableitung, Rückhalt in Speichern oder Abfluss in Fließgewässern im nachzubildenden Netzwerk beschrieben werden. Diese Funktionen, durch Symbole dargestellt, können frei in einem Bildschirmfenster zusammengefügt werden.

Die gesamtheitliche Betrachtung eines hydraulischen Systems ist in vielen Fällen unumgänglich. Routing System II erleichtert komplexe Analysen dank seiner graphischen Benutzeroberfläche und einer Programmarchitektur, welche ausserdem für weitere Neuentwicklungen des Anwenders vollkommen offen ist.

#### 4.3 Das Benutzerhandbuch zu Routing System II

Das im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Benutzerhandbuch Routing System II erstellt, um neue Anwender des Computerprogramms Routing System II möglichst rasch mit den Eigenschaften und der praktischen Benutzung des Programms vertraut zu machen.

## 5 ÜBERPRÜFUNG DER PLAUSIBILITÄT

In einer ersten Phase war es wichtig die Nachvollziehbarkeit der Resultate abzuklären. Zu diesem Zweck wurde ein vereinfachtes Anlagekonzept für den Grimsensee und den Rätichsbodensee modelliert. Mit neun Varianten wurden zwei verschiedene Situationen simuliert:

- Prüfung der Wasserspiegelschwankungen des Rätichsbodensees bei verschiedenen Wasserspiegeln zu Beginn der Berechnungen;
- Prüfung der Wasserspiegelschwankungen des Grimsensees bei verschiedenen Zuständen seiner Ablassorgane.

Die mittels Routing System II berechneten Wasserspiegeln, Volumen, Zu- und Abfluss Volumenströme etc. können aufgrund der Kontrollrechnungen und im Vergleich zwischen den einzelnen Varianten als plausibel betrachtet werden. Somit kann sinngemäss mit der Modellierung grösserer Systeme fortgefahren werden. Die Durchführung von Plausibilitätsüberprüfungen dienen nicht nur zur Kontrolle, sondern stellen einen Beitrag zur Vertiefung der Kenntnisse des Anwenders. Bei der Benützung von umfangreicheren Computer Programmen ist die Durchführung von Plausibilitätsrechnungen sehr zu empfehlen.

## 6 MODELLE, DEREN ABGRENZUNGEN UND SPEZIFISCHE ANNAHMEN

### 6.1 Allgemeines

Im Rahmen der vorliegenden Diplomarbeit werden die folgenden Situationen modelliert:

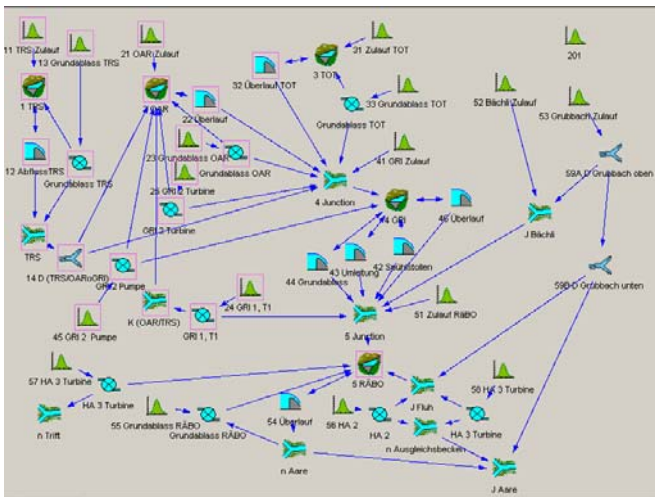
- Grimsensee während der Bauphase zur Erhöhung der Staumauern bei einem Hochwasserereignis von  $Q_{20}$ ;
- Grimsensee mit erhöhter Stauziel und einem Zufluss von PMF;
- Gesamtes Einzugsgebiet des Grimselsees bis zu den Zentralen Handeck für beliebigen Zufluss.

### 6.2 Grimsensee während der Bauphase zur Erhöhung der Staumauern bei einem Hochwasserereignis von $Q_{20}$

#### 6.2.1 Ausgangslage

Hier handelt es sich um eine spezielle Situation. Die Bauarbeiten werden sich voraussichtlich über circa 4 Jahre erstrecken, was die Benutzung des Grimselsees für die Stromproduktion während einer Periode von 5 Kalender-Jahren, wesentlich einschränkt. Möglicherweise wird die Stromproduktion sogar zeitweise vollumfänglich verunmöglicht, weil nicht nur an den Sperrn gearbeitet wird, sondern es sind auch grössere Aktivitäten im Seebecken vorgesehen.

#### 6.2.2 Modellabgrenzungen



Figur 2: Basis Modell für die Simulationsrechnungen mit  $Q_{20}$

Das Modell umfasst sowohl das gesamte Einzugsgebiet des Grimselsees, sowie den Räterichsbodensee mit seinen natürlichen und künstlichen Abflüssen bis und mit Aare unmittelbar nach

Handeck, siehe Figur 2. Anlageteile, die während der ganzen Bauzeit nicht zum Einsatz vorgesehen sind, sind daher im Modell nicht berücksichtigt

### 6.2.3 Spezifische Annahmen

Folgende spezifischen Annahmen wurden getroffen:

- Zum Schutz der Baustelleninfrastruktur vor Überschwemmung, wurde die maximal zulässige Kote im Grimsensee auf 1872 m.ü.M. festgelegt.
- Bei tiefem Wasserstand des Grimselsees und einem Hochwasser muss mit entsprechend hohem Sedimentsanteil gerechnet werden. Die Sedimente können sich bis in den Bereich der Fassungen ausbreiten und ablagern. Zum Schutz der Fassungen, Transport- und Druckleitungen und Maschinen (Turbinen und Pumpen) darf während solchen Ereignissen kein Wasser aus dem Grimsensee weder turbiniert, gepumpt noch in den Gelmersee umgeleitet werden.
- Als Entlastungsorgane des Grimselsees kommen der Grundablass, der Spülstollen und der Umleitstollen zum Anwendung.
- Als maximaler Hochwasserfall für die Phase der Bauperiode ist für jedes Einzugsgebiet mit einem Hochwasser, welches einmal innert 20 Jahren eintritt,  $Q_{20}$  zu rechnen.

### 6.2.4 Berechnung der Spitzenwerte für $Q_{20}$ und Erzeugung der $Q_{20}$ Hydrogramme

Basierend auf dem Hydrogramm für ein 1000-jähriges Hochwasser  $Q_{1000}$  und den 21-jährigen Aufzeichnungen der täglichen Zuflussvolumen wurde nach dem Gesetz von Gumbel und einem Spitzenkoeffizienten  $c_p = 1.7$  ein Spitzenwert  $Q_{20, Spitze} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$  für den Zufluss zum Grimsensee berechnet, und gleichzeitig wurde das zugehörige Hydrogramm erzeugt, siehe Figuren 3 und 4.

$$F(Q) = \exp\left(-\exp\left(-\left(\frac{Q-a}{b}\right)\right)\right) \quad (1)$$

$$u = \frac{Q-a}{b} = -\ln(-\ln(F(Q))) \quad (2)$$

$$T = \frac{1}{1-F(Q)} \quad (3)$$

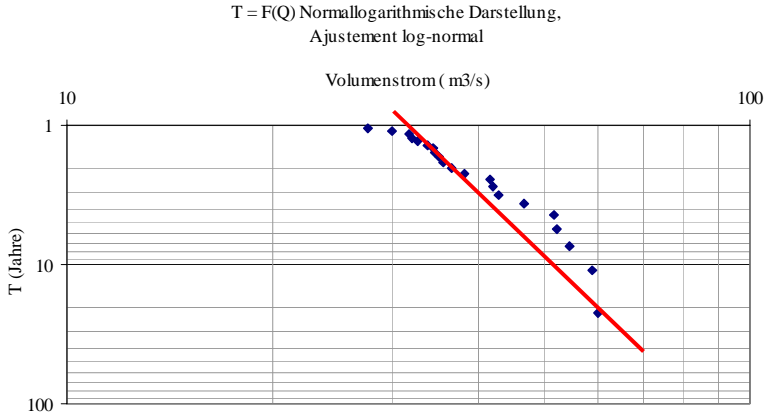
Mit

a	[-]	Parameter für den Massstab, paramètre d'échelle
b	[-]	Parameter für den Massstab, paramètre d'échelle
F(Q)	[Jahr <sup>-1</sup> ]	Wahrscheinlichkeit des Nicht-Eintreffen des Ereignis
Q	[m <sup>3</sup> /s]	Abfluss
T	[Jahr]	Wiederkehrdauer
u	[-]	Verkleinerungs-Variable nach Gumbel (variable réduite de Gumbel)

$$c_p = \frac{Q_{20, Spitze}}{Q_{20, Tagesdurchschnitt}} \quad (4)$$

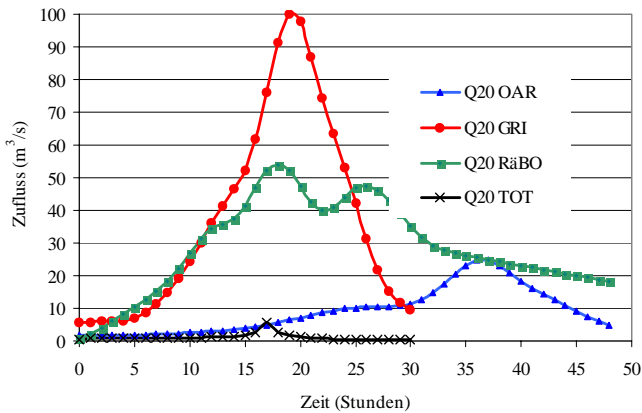
mit

$c_p$	[-]	Spitzen-Koeffizient
$Q_{20, Spitze}$	[m <sup>3</sup> /s]	Abfluss, Spitzenwert eines 20-jährigen Hochwassers



Figur 3: Berechnung des Tagesmittelwert  $Q_{20}$  Tagesmittelwert durch Anwendung des Gesetzes von Gumbel auf eine Serie von maximalen Jahres Tagesmittelwerten für den Zufluss des Grimselsees in der Periode 1980 bis 2001

Für die weiteren Zuflüsse, die im Modell zu berücksichtigen sind, erfolgten die Berechnungen in analoger Weise, siehe Figuren 4.



Figur 4:  $Q_{20}$  Hydrogramme des Grimsel- (GRI), Oberaar- (OAR), Räterichsboden- (RäBO) und Totensees (TOT)

#### 6.2.5 Abschätzung des Sedimenttransportes

Bei einem Hochwasser  $Q_{20}$  ist zusätzlich zum ermittelten Wert  $Q_{20}$  noch mit entsprechendem erhöhten Sedimenttransport zu rechnen. Durch Multiplikation von  $Q_{20}$  mit einem noch zu bestimmenden Faktor kann der totale Volumenstrom erzeugt werden. Über die Jahrzehnte lagerten sich die Sedimente auf dem Grund des Grimselsees ab, als Folge der geringen Strömungsge-

schwindigkeiten in See. Bei abgesenktem Seebecken strömt ein Hochwasser direkt über diese Ablagerungen und reisst soviel Sediment mit, wie nicht durch die Schubkräfte zurückgehalten wird. Dabei frisst sich der Fluss ein neues Bett. Je tiefer das Seeniveau ist, umso näher bei der Talsperre findet dieser Vorgang sein Ende.

Somit stellt sich die Frage, wie gross der Anteil an Geschiebe ist und welchen Konsequenzen dadurch zu erwarten sind. Nun gilt es den Anteil des Geschiebes zu berechnen. Je nach Resultat ist zu mindest ein Schätzwert zu bestimmen. Das Resultat oder der Schätzwert bilden die Basis für die Begründung von allfälligen Massnahmen.

Es darf davon ausgegangen werden, dass im Bereich über 1800 m.ü.M. kein Schwemmholz zu erwarten ist und daher nur der Sedimenttransport zu betrachten ist.

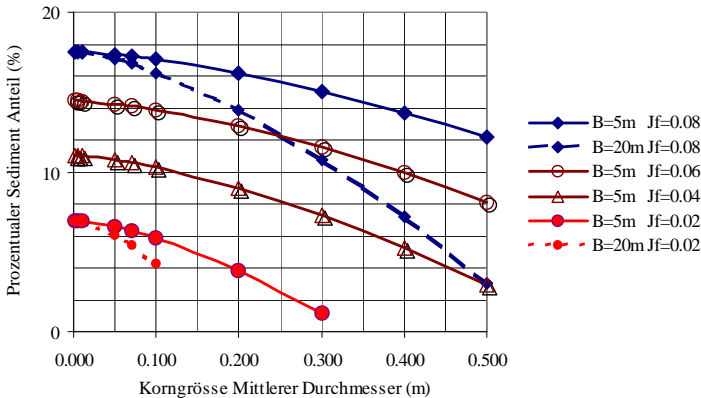
Für den Zufluss des Grimselsees wurde der Volumenstrom des Geschiebetransportes in Funktion der Flussneigung  $J_f$  (0.01 bis 0.08), der mittleren Korngrösse  $d$  (0.001mm bis 0,5m), der Fluss Breite  $B$  (5m bis 20m) und des Strickler-Koeffizienten  $K_s$  ( $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und  $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ) berechnet. Abschätzungen für den gesamten Sedimenttransport wurden nach der Methode von Schoklitsch und der Methode von Ackers & White durchgeführt.

*Graphische Darstellung, Analyse und Kommentierung der Resultate nach Schoklitsch und Ackers & White*

Basierend auf den Berechnungsergebnissen können folgende Aussagen gemacht werden:

- Die Variation des Strickler-Koeffizienten  $K_s$  hat nur marginalen Einfluss auf das Geschiebevolumen.
- Die Variation der Flussbettbreite  $B$  hat nur einen geringen Einfluss auf das Geschiebevolumen, der Einfluss wird grösser, und das Geschiebevolumen nimmt zu, je grösser die Korngrösse und je kleiner die Flussbettbreite ist.
- Markant variiert das Geschiebevolumen in Funktion der Flussneigung und der Korngrösse.
- Für feine Korngrössen (kleiner als 1 mm) erfolgt kein weiterer erkennbarer Anstieg des Geschiebevolumens.
- Die Methode nach Ackers & White erwies sich auch für die feinen Korngrössen und die kleinste Flussbettneigung von 0.01 als wenig geeignet, da die erforderliche Froudzahl,  $Fr > 0.8$ , für alle berechneten Varianten erheblich überschritten wurde.

In der Figur 5 wird der prozentuale Anteil des Sedimenttransportes bei einem konstanten Strickler-Koeffizienten  $K_s = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  in Abhängigkeit der mittleren Korngrösse zwischen 0.001m und 0.5 mm, in Abhängigkeit der Flussneigung zwischen 2% und 8% und Flussbettbreiten von 20 m und 5 m graphisch dargestellt.



Figur 5: Prozentualer Sedimentsanteil von Korngrössen zwischen 0.001m und 0.5m, einer Flussbettbreite von 5 m und 20 m und in Funktion der Flussbettneigung  $J_f$



Basierend auf den vorgängigen Aussagen und aufgrund lückenhafter Angaben betreffend die mittleren Korngrößen  $d$  für das Gebiet des Grimselsees, wird für den Zufluss zum Grimselsee mit einem Sedimentanteil und Geschiebeanteil von 20% für den Fall  $Q_{20}$  gerechnet. Dieser Wert ist eher konservativ. Das Hydrogramm des Grimselsees, Figur 4, wird für die Simulationen für den Fall  $Q_{20}$  um 20% erhöht und erreicht so einen Spitzenwert von  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 6.2.6 Beschreibung der berechneten Varianten für ein Hochwasserereignis von $Q_{20}$

Bei der Auswahl und Definition der Varianten, die für den Fall  $Q_{20}$  berechnet wurden, ging es darum, das mögliche Spektrum der Situationen, die im definierten System im ungünstigsten Fall eintreffen können auszuloten. Zusätzlich galt es eine Betriebsweise zur Minimierung der Spitze der in die Aare abgeleiteten Flutwelle zu finden. Dabei war zu beachten, dass der Wasserspiegel des Grimselsees die Kote von 1872 m.ü.M. nie erreichen darf. Im Besonderen wurden Situationen überprüft, bei denen zum Beispiel einzelne oder mehrere Abflussorgane des Grimselsees versagten (Varianten 201-208). Wie an anderer Stelle bereits erwähnt sind keine Pumpen oder Turbinen in Betrieb (zum Schutz dieser Anlagekomponenten vor Erosionsschäden durch den erhöhten Anteil an Sedimenten). Die Varianten Nr. 201 bis Nr. 208 sollen das Verhalten aller Möglichkeiten, die durch die unterschiedlichen Zustände (offen / zu) der Ablassorgane denkbar sind, zeigen. Die Variante Nr. 212 dient für Aussagen für eine optimale Betriebsführung während eines Hochwasserereignisses. Bei dieser Variante wurde der Abflussvolumenstrom durch die Abflussorgane des Grimselsees in mehreren Schritten, ausgehend von der maximalen Leistung, bis auf Null reduziert. Beim Räterichsbodensee wurde der Grundablass nach 5.5 Stunden geschlossen. Die Anfangszustände sind für die einzelnen Varianten in Tabelle 1 zusammen gestellt.

Tabelle 1: Anfangswerte für die Varianten Nr. 201 bis 208 und 212

Variante	GRI Anfangs- Wasserspiegel m.ü.M.	RäBO Anfangs- Wasserspiegel m.ü.M.	GRI Spülstollen	GRI Umleitstollen	GRI Grundablass	RäBO Grundablass
201	1865	1767	offen	offen	offen	zu
202	1865	1767	zu	offen	offen	zu
203	1865	1767	zu	zu	offen	zu
204	1865	1767	offen	zu	offen	zu
205	1865	1767	offen	offen	zu	zu
206	1865	1767	zu	offen	zu	zu
207	1865	1767	offen	zu	zu	zu
208	1865	1767	zu	zu	zu	zu
212	1865	1767	Anfangs offen, später zu	Anfangs offen, später zu	Anfangs offen, später zu	Anfangs offen, später zu
GRI	Grimselsee					
RäBO	Räterichsbodensee					

### 6.3 Grimselsee mit erhöhter Stauziel und einem Zufluss von PMF

Weiter wurde ein maximal denkbare Hochwasser PMF untersucht und zwar zu einem Zeitpunkt nach Abschluss der Bauarbeiten der Erhöhung der Sperren des Grimselsees. Im Vergleich zum  $Q_{20}$  Modell wurden für diesen Fall die Modellgrenzen entsprechend erweitert. Das bedeutet unter anderem, dass zusätzlich sowohl die Speisung des Grimselsees ab Bächli als auch das System des Gelmersees integriert wurden. Für die Zuflüsse wurden die entsprechenden Hydrogramme der Situation PMF benutzt. Bei der Auswahl und Definition der Varianten für den Fall PMF zu berechnen sind, ging es darum, sowohl das Verhalten der neuen Hochwasserentlastung auf der Seuferegg Sperre zu untersuchen, wie auch Informationen zum Verhalten der Wasserspiegel und der Abflussvolumen des Grimsel- und des Räterichsbodensees und des Volumensstromes in der Aare bei Handeck zu erhalten. Drei Zustände wurden simuliert. In der ersten Variante, Nr. 301, wurde angenommen, dass alle Speicherbecken zu Beginn bereits ihr Stauziel

erreicht haben und die Abflüsse sowohl durch die ab Beginn geöffneten Abflussorgane strömen wie auch über die Hochwasserentlastungsorgane erfolgen können. In der zweiten Variante, Nr. 302, kann die Entlastung nur über die Hochwasserentlastungen erfolgen. In der dritten Variante, Nr. 303, galt es zu bestimmen, ab welchem Wasserspiegel die Speicherbecken in der Lage sind alle zuströmenden Volumen zu speichern.

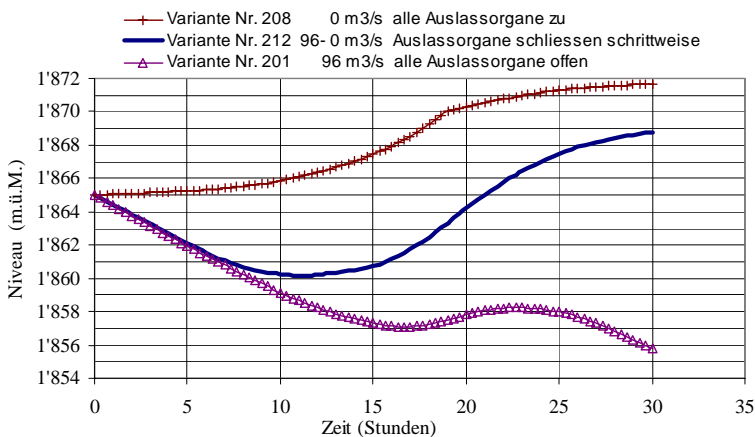
## 7 RESULTATE DER SIMULATIONSRECHNUNGEN

### 7.1 Resultate der Berechnungen für ein Hochwasser von $Q_{20}$ während der Bauzeit

Die Resultate der Berechnungen wurden in Diagrammen für den Grimsensee, den Räterichsbodensee und die Aare bei Handeck dargestellt. Um einen gesamtheitlichen Überblick zu erhalten, wurden die Resultate, der verschiedenen Varianten, in Diagrammen zusammengefasst. Die Figuren 6 bis 8 stellen die wesentlichen Resultate dar, und sie werden im Folgenden kurz erläutert.

Figur 6 zeigt den Verlauf des Wasserspiegels im Grimsensee. Je grösser der abgeleitete Volumenstrom ist, umso tiefer ist der Wasserspiegel am Ende der Betrachtungsdauer. In der Erläuterung rechts der Figur ist neben der Variantenummer auch die Abflussleistung vermerkt. Da die drei Abflussorgane stark unterschiedliche Leistungen aufweisen, sind die Resultate auch entsprechend unterschiedlich.

Bei der Variante 212 fällt der starke Anstieg nach 12 Stunden auf. Begründet wird dieser Effekt mit der Tatsache, dass die einzelnen Ablassorgane schrittweise geschlossen werden und ab 15.25 Stunden alle Organe geschlossen sind. Die Figur 8 zeigt unter anderem die Abflussleistung der Abflussorgane in Funktion der Zeit. Die Wasserspiegelkurve der Variante 212 zeigt, dass sich diese aufgrund des gewählten Betriebsverlaufes eignet, um unmittelbar vor einem Hochwasser die Speicherreserven zu vergrössern, so dass die Spitze eines Hochwassers gebrochen werden kann, siehe Figur 6.



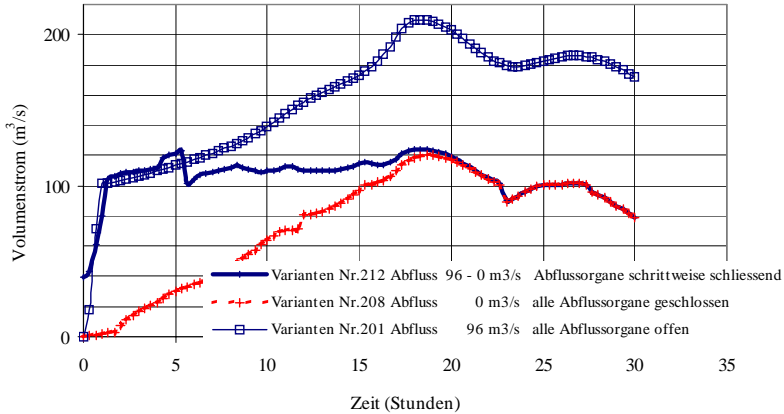
Figur 6: Grimsensee, Wasserspiegelkurve für  $Q_{20}$  der Varianten Nr. 201, 208 und 212

Die Simulationen zeigen, je grösser das Abflussvolumen des Grimsensees ist, um so grösser ist der Wasserspiegelanstieg des Räterichsbodensees, und um so grösser ist die Abflussleistung der Aare bei Handeck.

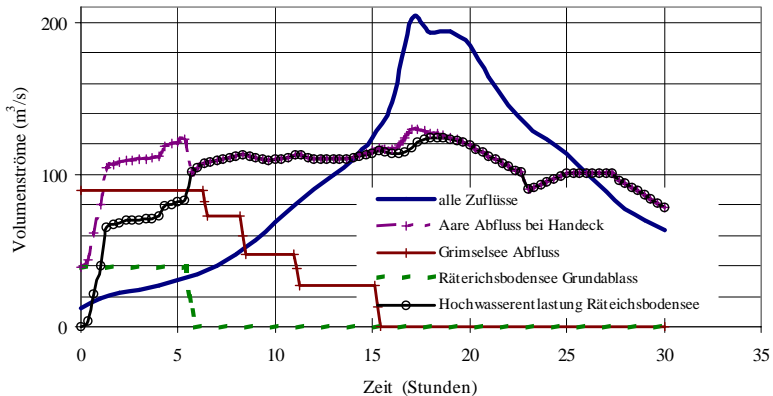
Die Simulationsresultate der Variante 212 erfordern eine vertiefte Erläuterung. Der anfänglich starke Anstieg des Abflussvolumenstromes aus dem Räterichsbodensee ist mit dem grossen Abflussvolumenstrom des Grimsensees begründet, alle drei Organe sind offen. Der Abfluss der Aare zeigt, dass das gestaffelte Schliessen der Ablassorgane, der Variante 212, zu einem gleichmässigeren Abfluss führt. Die Summe aller Zuflüsse beträgt ca.  $205 \text{ m}^3/\text{s}$  und der maxima-

le Abfluss der Variante 212 beträgt ca.  $130 \text{ m}^3/\text{s}$ . Dieser Wert beträgt nur  $2/3$  des Wertes aller Zuflüsse. Wird berücksichtigt, dass dies bei vollem Räterichsbodensee und bei einem Anstieg des Grimselsee Wasserspiegels um nur  $2.5 \text{ m}$ , erreicht werden kann, so kann von einer markanten Dämpfung gesprochen werden.

Die Figuren 7 und 8 zeigen deutlich den Dämpfungseffekt der Variante 212. Es ist zu beachten, dass der Anstieg der Variante 208 erfolgt nur durch die direkten Zuflüssen zum Räterichsbodensee, da in dieser Variante kein Wasser vom Grimselsee abgeleitet wird. Also hat das anfängliche Ableiten vom Grimselsee zum Räterichsbodensee keine negativen Folgen und erhöht die verbleibende Abflussspitze nicht.



Figur 7: Abflussvolumenstrom für  $Q_{20}$  aus dem Räterichsbodensee, Vergleich der Varianten 201, 208 und 212

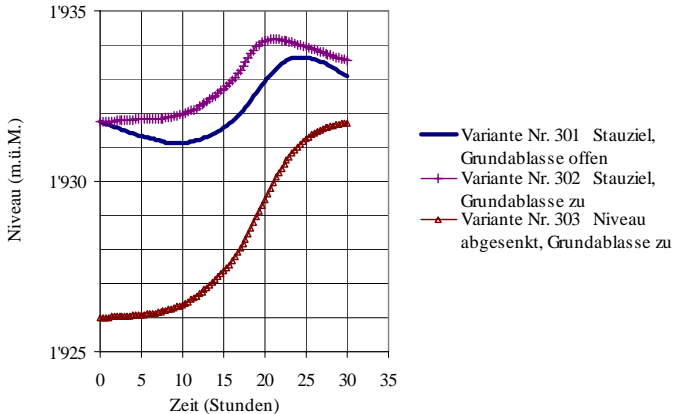


Figur 8: Variante 212, Optimierte Betriebsführung bei  $Q_{20}$  zur Minimierung der Abflussmenge der Aare bei Handeck

Die Variante 212 hat aus der Sicht der Aare bei Handeck die gleichen Abflussspitzen zur Folge wie wenn mit der Variante 208 gefahren würde. Der grosse Unterschied liegt darin, dass der Wasserspiegel des Grimselsees in Variante 212 nur um ca. 3.5 m steigt, im Gegensatz zu einem Anstieg von ca. 6.5 m bei der Variante 208.

Figur 8 zeigt für die Variante 212 die Abflussvolumenströme der Abflussorgane des Grimsel- und des Räterichsbodensees, den Volumenstrom über die Hochwasserentlastung des Räterichsbodensees, die Summe aller Zuflüsse und den Volumenstrom der Aare bei Handeck in Funktion der Zeit. Die Figur zeigt auch hier den Dämpfungseffekt ganz deutlich.

## 7.2 Resultate der Berechnungen für ein Hochwasser von PMF nach der Erhöhung des Stauzieles des Grimselsees



Figur 9: Grimselsee, Wasserspiegelverlauf bei PMF für die Varianten 301 bis 303

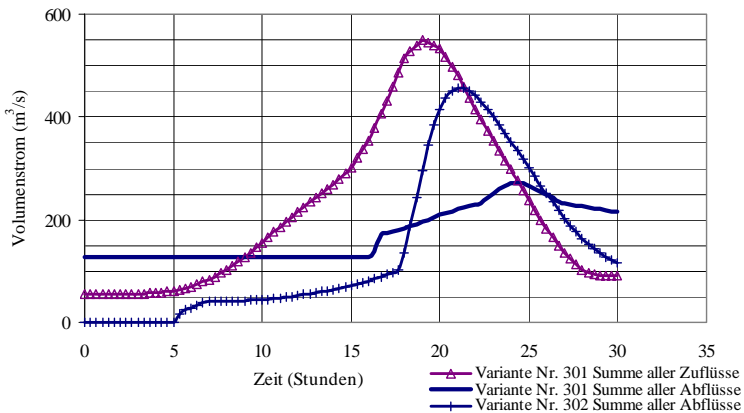
Sowohl im Grimselsee wie auch im Räterichsbodensee wird der maximale Wasserspiegel in der Situation, bei der das Wasser nur über die Hochwasserentlastung abfliessen kann, erreicht und überschritten. Die Begründung liegt darin, dass ein Abfluss durch die Grundablassorgane eine entlastende Wirkung hat. Die unterschiedlichen Speicherkapazitäten der beiden betrachteten Speicherbecken kommen deutlich zum Ausdruck, der Grimselsee hat, im Vergleich zum Räterichsbodensee, eine Speicherkapazität, die 6.7 mal grösser ist. Der Grimselsee ist in der Lage mit einem Wasserspiegelanstieg von nur 5.7 m das gesamte anfallende Volumen aufzufangen. Im Räterichsbodensee erfolgt ein Wasserspiegelanstieg um 52 m für die vollständige Speicherung des zuströmenden Volumens. Figur 9 zeigt die Situation für den Grimselsee.

Die Figur 10 zeigt für die verschiedenen Varianten das Verhalten der abfliessenden Volumenströme zum und aus dem Grimselsee.

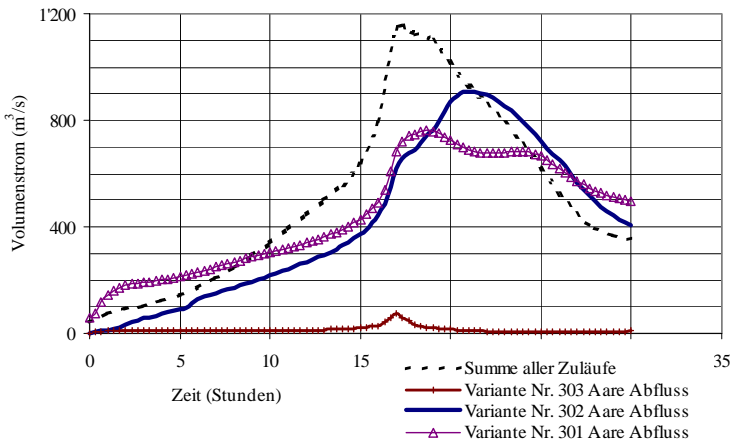
Der Volumenstrom vom Oberaarsee hat einen relativ geringen Einfluss auf das Total der Volumenströme. Durch das Offenhalten der Ablassorgane über die ganze Zeitperiode, gelingt es, die Abflussspitze von  $456 \text{ m}^3/\text{s}$  um über 40% auf  $272 \text{ m}^3/\text{s}$  zu dämpfen. Nur bei entsprechender vorsorglicher Absenkung des Wasserspiegels wäre man in der Lage das vollständig anfallende Volumen zu speichern um jeglichen Abfluss zu vermeiden, was sicher einen günstigen Einfluss auf das Verhalten des Räterichsbodensees hat.

Nur bei entsprechender vorsorglicher Absenkung des Wasserspiegels des Grimselsees und des Räterichsbodensees wäre man in der Lage das vollständig anfallende Volumen zu speichern um jeglichen Abfluss zu vermeiden, was in der gesamten Bilanz der Aare von Nutzen sein könnte. Gemeint sind hier der Einfluss der Aare zwischen Meiringen und der Agglomeration Bern. Die erforderliche Absenkung des Räterichsbodensees würde über 50m betragen, was als unrea-

listisch bezeichnet werden muss. Denkbar wäre eine Absenkung des Grimselsee, damit möglichst wenig Wasser zum Räterichsbodensee strömt, und ein gleichzeitiges Entlasten des Räterichsbodensees mittels seinem Grundablass.



Figur 10: Grimselsee, Volumenströme der Zu- und Abflüsse bei PMF für die Varianten 301 und 302



Figur 11: Volumenströme des Total der Zuläufe und der Abfluss der Aare bei Handeck bei PMF für die Varianten 301-303

Die Figur 11 zeigt die Abflussvolumenströme der Aare bei Handeck für die verschiedenen Varianten im Vergleich zu dem totalen zufließenden Volumenstrom. Deutlich erkennbar ist die Reduktion der maximal denkbaren Abflussspitze von  $1097 \text{ m}^3/\text{s}$  um 31 % auf  $761 \text{ m}^3/\text{s}$  (Variante 301). Zusätzliche Dämpfung des Volumenstromes in der Aare bei Handeck kann durch Speicherung in vorgelagerten Speicherbecken erzielt werden. Bei einer vollständigen Rückhaltung des Hochwassers könnte der Volumenstrom praktisch vollständig eliminiert werden. Dies bedingt eine vorsorgliche Absenkung der Speicherbecken. Dies wurde vorgängig bereits erläutert.

## 8 INTERPRETATION UND EMPFOHLENE MASSNAHMEN

Aus den Resultaten der Simulationsberechnungen leiten sich Empfehlungen zu Massnahmen ab, die aber 3 grundsätzliche Anforderungen wie,

- Verhinderung der Verstopfung von Abflussorganen
- Schutz der Baustelle und seiner Infrastruktureinrichtungen
- Optimale Stromproduktion während der ganzen Periode

zu erfüllen haben. Die Empfehlungen nachfolgend aufgelistet sind:

- Festlegung des maximalen Stauziels in der Bauphase, auf Kote 1865 m.ü.M.;
- Soweit wie möglich, soll der Betriebswasserspiegel innerhalb der Spannweite zwischen den Koten 1850 und 1865 m.ü.M. pendeln, wobei der obere Bereich anzustreben ist;
- Ab Eintreten von erhöhtem Sedimentanteil muss jeglicher Turbinen- und/oder Pumpbetrieb ab Grimselsee und Räterichsbodensee eingestellt werden;
- Ab Eintreten von erhöhtem Sedimentanteil muss jegliche Speisung des Gelmersees ab dem Grimselsee unterbrochen bleiben;
- In Erwartung eines Hochwassers können folgende Betriebsarten gewählt werden:
  1. Wahl: Betrieb der Turbinen von GRI 2 (vom Oberaarsee zum Grimselsee)
  2. Wahl: Betrieb der Turbine T1 von GRI 1 (vom Oberaarsee zum Räterichsbodensee);
- Vorsorgliche Absenkung des GRI Wasserspiegels zu Beginn eines Hochwassers auf ein Niveau von 1855 – 1860 m.ü.M.;
- Vorsorgliche Wasserspiegelerhöhung bei entleertem See, soweit die aktuelle Bauphase es zulässt;
- Bei Beginn eines Hochwassers sollen die Abflussorgane des Grimselsees degressiv in Betrieb sein;
- Es soll ein Alarmierungskonzept erstellt werden, den folgenden Themen ist besondere Beachtung zu schenken: meteorologische Vorhersage, zu erwartendes Hochwasser (Zeit und Volumenströme), Wasserspiegelschwankungen (Zeit und Höhen), erforderliche Massnahmen, Rückmeldungen, Meldestellen, Erfassung der betroffenen Personen;
- Vor Beginn der Arbeiten im 1. Jahr soll der Grimselsee im Bereich der Abflussorgane ausgebaggert werden, das Profil genau vermessen werden und die Abflussorgane sind in ca. 5 m Höhe zu überdachen;
- Nach Abschluss der Arbeiten soll der GRI im Bereich der Abflussorgane noch einmal ausgebaggert werden;
- Generell ist für jede Bauphase ein Stauziel zu definieren;
- Wahl einer Betriebsweise, die es ermöglicht, dass Reservevolumen rechtzeitig bereitgestellt werden können;
- Generell ist ein eingeschränkter Betrieb der direkt betroffenen Anlageteile möglich.
- Allgemeiner Betrieb nach Abschluss der Bauarbeiten:  
Sobald extrem grosse Hochwasser für die nächsten Tage zu erwarten sind so müssen umgehend angepasste Massnahmen, wie vorsorgliches Absenken des Wasserspiegels des Grimsel- und des Räterichsbodensees zur Entlastung eingeleitet werden.

## 9 WEITERE MÖGLICHE SCHRITTE, OFFENE FRAGEN

- Das Computer Programm Routing System II weist einige kleinere Unvollkommenheiten auf, die bei einer Revision oder Ergänzung zu eliminieren sind, was entsprechende Ergänzungen im Benutzerhandbuch erforderlich macht.
- Je nach Bedürfnissen der KWO AG bedarf das Anlagemodell eine entsprechende Erweiterung betreffend seinen Systemgrenzen und Verfeinerungen auf dem Gebiet der Regulierung.
- Wünschbar wäre, eine direkte Überlagerung von Daten der meteorologischen Vorhersage auf den aktuellen Zustand, um einen zeitverzugslosen, optimaleren Betrieb berechnen zu können.
- Für die Berechnung der Wasserhöhe in Flussläufen in Funktion der Zeit, ist das Computer Programm Routing System II nicht vorgesehen. Dazu sind andere Programme geeignet, z.B. HEC-RAS.

## 10 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Das Computerprogramm Routing System II hat sich für die notwendigen Berechnungen, im Rahmen dieser Diplomarbeit für das äusserst komplexe Anlagensystem der KWO AG im Einzugsgebiet der Grimsel bis und mit Handeck, bestens bewährt. Es gelang, die erforderlichen Situationen zu modellieren und aussagekräftige Resultate zu generieren. Das modellierte Anlagenschema ist in der Lage für beliebige Betriebszustände Simulationsberechnungen durchzuführen. Mit geringem Aufwand können auch zukünftige Veränderungen modelliert werden. Dies gilt auch betreffend etwaigen Erweiterungen der Systemgrenzen, z.B. Mattentalp, Trift und Susten. Das erarbeitete Benutzerhandbuch ist eine Anleitung und ein Nachschlagewerk für neue Anwender wie auch für bisherige Benutzer.

Die Simulationsrechnungen für ein Hochwasser von der Intensität  $Q_{20}$  zeigen, dass ein gering reduzierter Betrieb, der auf die Besonderheiten während der Periode der Erweiterungs- und Sanierungsarbeiten Rücksicht nimmt, möglich ist. Dabei ist besonders zu beachten, dass die, pro Phase zu definierenden, maximalen Niveaus, nicht überschritten werden dürfen, und dass die in diesem Bericht vorgeschlagenen Empfehlungen und Massnahmen sinngemäss umgesetzt werden. So kann davon ausgegangen werden, dass während der Bauphase keine erhöhte Gefahr weder für die an den Bauarbeiten beteiligten Mitarbeiter noch für Dritte besteht.

Die Simulationsrechnungen für ein Hochwasser von der Intensität PMF zeigen, dass die Speicherbecken wesentlich zur Dämpfung der Abflussspitze beitragen, und dass mit optimierter Betriebsführung, frühzeitiges Öffnen der Abflussorgane, eine weitere signifikante Dämpfung erzeugt werden kann.

## 11 LITERATURVERZEICHNIS

- Blanckaert, K., 2004, Transport de sédiments et morphologie des cours, Sous-Module 5.2, Cours polycopié
- Dubois, J. & Boillat J.-L., 2000, Routing System – Modélisation du routage de crues dans des systèmes hydrauliques à surface libre, Communications No. 9, Laboratoire de constructions hydrauliques, LCH-EPFL, Lausanne
- Graf, W.H. & Altinakar, M.S. 2000 (deuxième édition corrigée), Hydraulique fluviale – Ecoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Volume 16, Presse Polytechniques et Universitaires Romandes
- Musy, A., 2003, Hydrologie Appliquée, Cours polycopier
- HEC-RAS 3.1 ist ein Programm der amerikanischen Armee für die Berechnung von Abflüssen in natürlichen Gewässern, [www.hec.usace.army.mil](http://www.hec.usace.army.mil)





# Flood polder at the river Mangfall, South Bavaria, Germany

Optimization of the inlet structure and the required weir in the river,  
Reduction of the sediment transport into the polder

*Conception d'un nouveau bassin de rétention de crues sur la rivière Mangfall,  
Bavière du Sud, Allemagne ; Optimisation de la prise d'eau et du seuil requis  
dans la rivière ; Réduction de l'apport en sédiment dans le bassin*

Rumiana Engel

*Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering (Oskar-von-Miller Institut, Obernach),  
82432Walchensee, Technical University of Munich, Germany*

**ABSTRACT:** Flood management is the present challenging engineering task for the whole world in the changed climatic scenario. The present project is conducted to the river Mangfall, which is situated in South Bavaria, Germany and it is a tributary to the river Inn. Under the new hydrological data, the existing river Mangfall can not accommodate higher flood events safely and protect the downstream region against flooding. Possible is then, in order to reduce the flood peak downstream of the river, cutting of the flood wave peak at a retention basin. The new designed retention basin, or Flood Polder at the river Mangfall, is planned to overcome the problem. During filling it, sudden discharge reduction can occur. To avoid significant decreasing of the water level in the upper Mangfall a River Sill, downstream of the inlet structure has been judged as necessary. In a physical study an optimization of the inlet structure and of the River Sill has been effectuated. Observations have been carried out for investigation the deposition of sediments in front of the inlet structure. Recommendations for appropriate maintenance have been proposed.

**RESUME:** La gestion des crues est un défi provocant actuel pour le monde entier dans le changeant scénario climatique. Le présent projet est destiné au fleuve Mangfall, qui est situé en Bavière du sud, en Allemagne et qui est tributaire de fleuve Inn. Sous les nouvelles données hydrologiques, le fleuve existant Mangfall ne peut pas accommodée des événements d'inondation sans risque et ne peut pas protéger la région en aval contre les crues. Il possible alors, afin de réduire la pointe d'inondation en aval de le fleuve, coupure de la pointe de vague d'inondation à un bassin de rétention. Le nouveau bassin de rétention de crues à la rivière Mangfall est projeté pour résoudre le problème. Pendant remplissage du bassin de rétention de crues, la réduction soudaine de débit fluvial peut se produire. Pour éviter la diminution significative du niveau d'eau en amont de Mangfall un seuil, en aval de la prise d'eau a été jugé comme nécessaire. L'étude physique pour obtenir la capacité optimale de la prise d'eau ainsi pour optimiser le seuil a été effectuée. Des observations ont été effectuées pour évaluer le dépôt des sédiments devant la prise d'eau. Des recommandations pour l'entretien approprié sont proposées.

## 1 INTRODUCTION

The existing flood mitigation downstream of the river Mangfall is not sufficient and is to be improved. In the closely settled valley area large surfaces and about 49,000 inhabitants are flood-endangered. The program "Flood mitigation in the valley of river Mangfall" extends over the entire river basin of the river Mangfall.

The need for model study can be justified for this particular project due to the large variability of processes depending on the uniqueness of boundary conditions, which prohibit adequate theoretical treatment of the problem. Exact investigations (at the Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering "Oskar von Miller-Institute", Obernach) were employed for clari-

fyng the inflow conditions by investigating the discharge inlet rate into the Flood Polder, in dependence of downstream boundary conditions, so as to enable its optimal use, which guarantee safely passing of exceeding flows. It is investigated the River Sill influence on the inlet discharge rate into the Flood Polder and on the water levels upstream of the inlet structure. Observation of its effect upon the sediment volumes deposited as in the river as well in front of the gates has been effectuated. And, in dependence of the obtained results, its necessity has been evaluated. The purpose of making experiment for sediment transport investigation is to observe how the sedimentation body behaves, to determine the sediment transport rates into the Flood Polder (if there is some) and in the river, so as to enable investigation of the deposition process. The mentioned process is utterly unfavorable for the proper inlet structure function. Deposition of sediments, stones and wooden debris may lead to gates blockage, endangering the construction function, reducing the inlet capacity and the storage volume, and, as result, the flood mitigation of the area would be endangered. That is why the sedimentation transport may be investigated and controlled.

The project has been managed in cooperation with engineering consultant company “RMD Consult”, GmbH, Unterföhring, Germany. They have committed crucial hydrological data related to the studied river.

## 2 PRELIMINARY WORK FOR THE MODEL EXPERIMENT

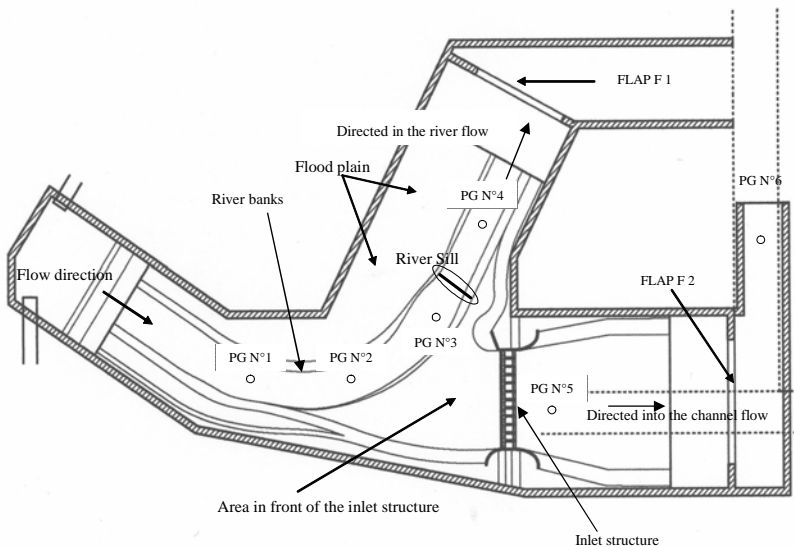


Figure 1. Plan of the physical model

### 2.1 Introduction

An experimental facility for the model of Flood Polder at the river Mangfall, in a scale of 1:25, satisfying the Froude scaling law, was built at the Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering Oskar von Miller Institute, Obernach; Germany (refer fig.1). The construction of the model includes partly the river (it presents 300 m of its current in prototype), the inlet

structure and flood polder entrance (which is presented from 1km long channel and has the function to lead the flow to the polder), sand traps downstream of the river and downstream of the polder and a calming zone at the model entrance.

## 2.2 Model roughness calculation and simulation of vegetation

Setting up of the roughness coefficient of the river bed and banks, the flood plain along the river and the area in front of the inlet area (refer fig.1), should be effectuated before any experimental work, so as to simulate the roughness in the nature and to enable obtaining of reliable results. Before the calibration has started the model has had very smooth flooring, presented of fine concrete with high coefficient of Strickler, which does not correspond to the nature situation. After visiting the river Mangfall, it has been noticed that the flood plain, which is situated on the left-hand side, is represented, of a thick forest, consisted as of broad-leaved trees, as well of conifers and on the right-hand side are situated the old built protection dikes and their slopes are planted with similar vegetation. Using the information from the numerical model, one gets the following references for adjusting the model roughness. For the river bed: coefficient of Strickler  $k_{st}=34[m^{1/3}/s]$  and hydraulic radius  $R=3 [m]$ ; for the river banks: coefficient of Strickler  $k_{st}=20[m^{1/3}/s]$  and hydraulic radius  $R=1 [m]$ ; for the flood plain: coefficient of Strickler  $k_{st}=10[m^{1/3}/s]$  and hydraulic radius  $R=1 [m]$ ; for the area in front of the inlet structure: coefficient of Strickler  $k_{st}=22[m^{1/3}/s]$  and hydraulic radius  $R=1 [m]$ .

### 2.2.1 Comparison between the physical and numerical models river bed roughness

After equalizing the Manning-Strickler and Darcy-Weissbach velocity formulas, one obtains the below shown mathematical relationship:

$$v = k_{st} \times R^{2/3} \times \sqrt{J} = \sqrt{\frac{1}{\lambda}} \times \sqrt{8 \times g \times R \times J}, \text{ whence } \sqrt{\frac{1}{\lambda}} = \frac{k_{st} \times R^{2/3}}{\sqrt{8 \times g \times R}}$$

It is supposed that the river bed is large enough, so one can assume that the value for normal flow depth (the one, obtained from the numerical analysis and corresponding to river discharge  $HQ_{100}$  is  $h=3m$ ) is almost equal to the hydraulic radius, or  $h \approx R$ . If one replace, in the above formula the coefficient of Strickler  $k_{st}$  (refer [2.2]),  $k_{st}=34 [m^{1/3}/s]$  (valid for the river bed) and the corresponding hydraulic radius  $R=3 [m]$ , one obtains:

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda}} = 4,609 = -2 \times \log \left( \frac{k_s}{14,84} \right), \text{ where } k_{s,nature} \text{ is the grain equivalent roughness [m]}$$

The calculated value for  $k_{s,nature}=0,2[m]$  permits to obtain the supposed roughness of the model:  $k_{s,model}=0,008[m]$ . The gravel, used in the physical model for simulating the river bed has had not the calculated above size. It has been uniformly distributed along the entire river bed with grains having almost identical diameter in the range of:  $k_{s,model}=0,012[m]$ . Having that value for the gravel size and the same hydraulic radius  $R=3 [m]$ , and following the pattern described previously, but calculating in the opposite direction (from bottom to top), one obtains a reproduced prototype roughness, corresponding to  $k_{st}=32 [m^{1/3}/s]$ .

The shown above calculation serves to prove that even after slight discrepancy between the supposed (from the numerical model) and the used (from the physical model) gravel diameters, the coefficient of Strickler does not endure any grave changes, which could affect the experiment results in the future. The discrepancy between the two obtained results is not significant and judged as subject to ignorance.

### 2.2.2 Simulation of the roughness provoked from existing vegetation

As mentioned previously, the flood plain and the banks along the river, covered with thick vegetation, are subjects to calibration as well. According to the above described procedure for calculating model roughness, one has:

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_{total}}} = \frac{k_{st} \times R^{2/3}}{\sqrt{8 \times g \times R}}$$

The ground surface coefficient of roughness  $\lambda_{surface}$  is a result from the following equation:

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_{surface}}} = -2 \times \log \left( \frac{k_s}{14.84 R} \right), \text{ where the equivalent sand roughness of the ground sur-}$$

face  $k_s$  is assumed  $k_s = 0,002$  [m] (valid for concrete)

According to "DVWK- Merkblatt 220/1991 *Hydraulische Berechnung von Fließgewässern*" (German instruction 220/1991 for Rivers hydraulic computation):

$$\lambda_{total} = \lambda_{surface} + \lambda_{vegetation}$$

Having the two coefficients of roughness  $\lambda_{total}$  and  $\lambda_{surface}$ ,  $\lambda_{vegetation}$  is the only one unknown parameter. According to same instructions, the mentioned  $\lambda_{vegetation}$  is calculated by using:

$$\lambda_{vegetation} = 4 \times c_{wr} \times \frac{d_p \times h_p}{a_x \times a_y}, \text{ where}$$

$c_{wr} \approx 1,5$ . The diameter of the wooden cylinders  $d_p$  [m], their height  $h_p$  [m], the horizontal distance between the centres of the blocks  $a_x$  [m] and the vertical distance  $a_y$  [m] are assumed. For the three types areas, with various coefficients of Strickler, three different sizes of wooden cylindrical blocks were calculated. They were arranged at different distances for the three cases. The calculation has been done for wooden blocks arranged in square form. For purpose of not influencing the flow direction and respectively obtaining of disturbed results, the wooden blocks have been glued in triangular form, which has been judged as more appropriate.

### 2.3 Model roughness calibration at the experiment flume

In order to verify the above described calculations, a physical model test in an existing, for calibration purpose, flume has been conducted. After running various discharges and measuring the corresponding height, the coefficient of Strickler, corresponding to the nature scale, has been calculated by using:

$$k_{st.nat.} = \frac{V_{channel}}{R^{2/3} \times \sqrt{J_{channel}}} \times \left[ \frac{25^{1/3}}{\sqrt{25}} \right] [m^{1/3} / s]$$

#### 2.3.1 Experiment concerning the roughness calibration of the flood plain

Two tests have been done with testing various discharges. The corresponding water levels are read by mean of point gauge. The hydraulic radius is supposed equal to the flow height  $h \approx R$ , because the wooden blocks are covering only the channel bed and not the sides.

The values of the calculated coefficient of Strickler,  $k_{st}=8,23$  [ $m^{1/3}/s$ ] (for the first test) and  $k_{st}=7,06$  [ $m^{1/3}/s$ ] (for the second test), have been in the same range as the ones assumed from the numerical model and namely  $k_{st}=10$  [ $m^{1/3}/s$ ] (refer [2.2]). The results have been satisfying the goal of the calibration. There has been a small margin, judged as acceptable.

#### 2.3.2 Experiment concerning the roughness calibration of the area in front the inlet structure

Three tests have been done for the purpose of that calibration.

The obtained values  $k_{st}=24,11$  [ $m^{1/3}/s$ ] (for the first test),  $k_{st}=26,29$  [ $m^{1/3}/s$ ] (for the second test) and  $k_{st}=26,62$  [ $m^{1/3}/s$ ] (for the third test) have been satisfying with acceptable margins. For comparison, the assumed from the numerical model coefficient of Strickler amounts  $k_{st}=22$  [ $m^{1/3}/s$ ] (refer [2.2]). The river banks have been covering relative small surface and the sizes of

the wooden block were calculated, but not calibrated. With that step, the procedure for setting up the roughness of the model has been completed. Following reform at the model has been effectuated. After installing the wooden blocks in the appropriate areas, the physical experiments have been started.

### 3 EXPERIMENTAL WORK CONCERNING THE CAPACITY OF THE INLET STRUCTURE

#### 3.1 General

The main object of this project is evaluation of the inlet discharge rate and investigation of river sill necessity (refer [1]). The mentioned river sill is built as transverse construction, downstream of the inlet structure (refer fig.1).

From the engineer-consulting company "RMD Consult" one has the following references, which can be used as base for comparison:

- for the case of high flood event  $HQ_{100}=360 \text{ m}^3/\text{s}$ , the needed discharge, for an optimal use of storage capacity, is  $Q_{\text{inlet}} = 205 \text{ m}^3/\text{s}$
- the coefficient of Strickler  $k_{st}=22\text{m}^{1/3}/\text{s}$  (that value concerns the roughness of the channel situated downstream of the intake) is assumed and overestimated, so that to serve a worst case of eventual gravel deposition in front the inlet structure and to enable passing of maximal discharge anyhow; the obtained results for that coefficient are on the secure side

As one disposes references only for high flood event  $HQ_{100}= 360 \text{ [m}^3/\text{s]}$ , the results concerning that flood event are discussed here.

#### 3.2 Calculation pattern and obtained results

Various parameters (in nature scale), used in the calculations are described bellow. They are all concerning the channel that leads to the Flood Polder.

- Known parameters: width of the channel downstream of the intake structure:  $B=60 \text{ [m]}$  and its slope:  $J=0,3 \text{ [%]}$
- Obtained from the model parameters: inlet discharge  $Q[\text{m}^3/\text{s}]$  and water depth downstream of the inlet structure  $h \text{ [m]}$ .
- Calculated parameters: flow section  $A[\text{m}^2]$ , flow velocity  $V[\text{m/s}]$ , wet perimeter  $\chi[\text{m}]$ , hydraulic radius  $R[\text{m}]$ , coefficient of Strickler  $k_{st}[\text{m}^{1/3}/\text{s}]$ .

The free inflow (for the case of having River Sill), has been clearly pronounced for obtained water depth in the range of 1,25m up to 1,85m (refer fig.2). For that case, the inlet structure takes up a maximal invariable discharge of  $Q_{\text{max}}=237[\text{m}^3/\text{s}]$  and there is not influence of a backwater effect. The stage of no more free inflow (where the backwater starts influencing) is called "free inflow limit". And that limit is reached at water depth  $h=1,85\text{m}$ . Having of maximal inlet discharge rate would be possible if the surface of the leading to the Flood Polder channel has a coefficient of Strickler greater than  $K_{st}>27 \text{ [m}^{1/3}/\text{s}]$  (refer fig.3). For the contrary case, and namely situation of not having River Sill, the backwater effect has been presented in the range of 1,25 to 1,6m depth (refer fig.2) and respectively for coefficient of Strickler greater than  $K_{st}>32 \text{ [m}^{1/3}/\text{s}]$  (refer fig.3). For that roughness and greater, the inlet structure could pass a maximum discharge of constant  $Q_{\text{max}}=225[\text{m}^3/\text{s}]$ . The obtained results for both cases are much too high comparing with the necessary discharge and with the required roughness  $K_{st}=22 \text{ [m}^{1/3}/\text{s}]$  (refer [3.1]). The experiment results, at that stage of investigation, seem exaggerated and overestimated.

In view of the curve inclination (refer fig.2), two more zones are distinguished. They are transition and backwater effect zone. The first mentioned one (it is the start of the backwater effect influence) is the zone where the depth increases rapidly and at the same time the discharge change does not alter considerably. Contrarily, in the backwater effect zone the discharge rate changes dramatically when flow depth is increased only slightly.

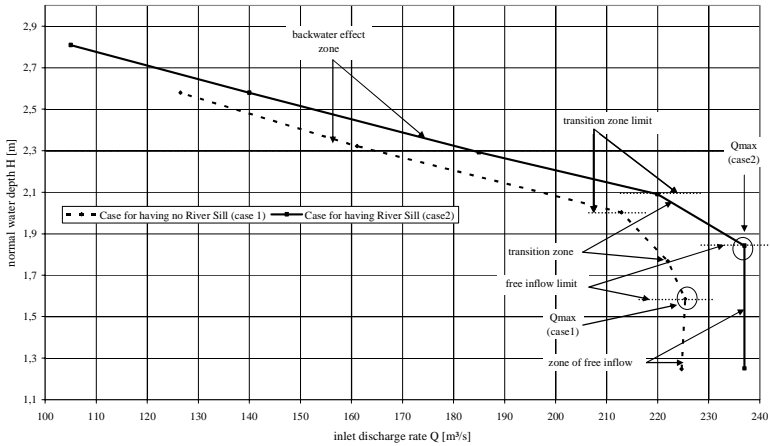


Figure 2. Relation inlet discharge rate-normal depth in the channel downstream of the intake for HQ<sub>100</sub>

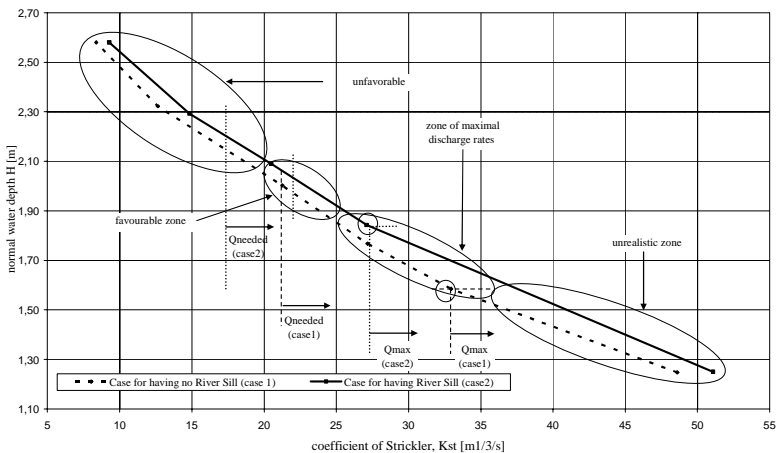


Figure 3. Relation coefficient of Strickler-normal depth in the channel downstream of the intake for HQ<sub>100</sub>

The needed inlet discharge rate for total river discharge HQ<sub>100</sub>, given from the numerical analysis, reaches value of  $Q = 205 \text{ [m}^3/\text{s]}$ . For that necessary discharge, the obtained from the physical model coefficients of Strickler amount  $K_{st} > 17 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$  and  $K_{st} > 21 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$ , respectively for case 2 and case 1 (refer fig.3). The case 2 is situated in the zone called “unfavourable”, be cause of the strong backwater effect influence. The case 1 is situated at the border between the previous mentioned zone and the zone called “favourable zone”.

The coefficient of Strickler  $K_{st} = 22 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$  is the one, assumed from “RMD Consult” as an value, which serves the best the purpose of passing high floods even if there is some deposited gravel in front of the inlet structure. Referring the numerical results, comparison is made as well

for coefficient of Strickler  $K_{st}=22$  [ $m^{1/3}/s$ ]. The passing discharges in case of that flooring roughness and situation of having River Sill reaches value of  $Q = 222$  [ $m^3/s$ ] and for the situation without weir -  $Q = 216$  [ $m^3/s$ ]. Both results are favourable and serve the purpose of the safe flood mitigation goal.

Having pavement (vegetation) corresponding to coefficient of Strickler  $K_{st}=22$   $m^{1/3}/s$  and situated in case of not having a river weir, the inlet discharge rate, obtained from the physical model, would reach a value of  $Q=216$  [ $m^3/s$ ]. That result is greater than the inlet discharge rate required from "RMD Consult" as necessary for passing safely high floods (to remind:  $Q=205$ [ $m^3/s$ ]).

The aim of River Sill is, as already said, to maintain the water levels upstream of the inlet structure gates, but in case of opening the gates when flood event occur.

Comparison between the water levels, obtained for total discharges of  $HQ_{10}$ ,  $HQ_{50}$  and  $HQ_{100}$  and for the cases with and without River Sill has been effectuated. Be cause of various boundary conditions downstream of the river, very important level difference at km 26+050 (which corresponds to PG4) has been noticed. That is be cause for having river weir, one gets higher inlet discharge, which leads to less resting in the river discharge. And opposite, for the case of not having ramp the inlet discharge is less than in the previous case, but the resting in the river discharge is significantly higher. That provokes different water levels downstream of the river, which influence, of course, the water level, obtained at 26+050 (PG4), i.e. one has influence of divers downstream boundary conditions. Contrarily of what has been expected, the water levels upstream of the inlet structure have been not significantly influenced. That can be related to the weir height, which has been not sufficiently supposed ( $H_{weir}=90$ [cm]) and unable to maintain and to influence the water levels.

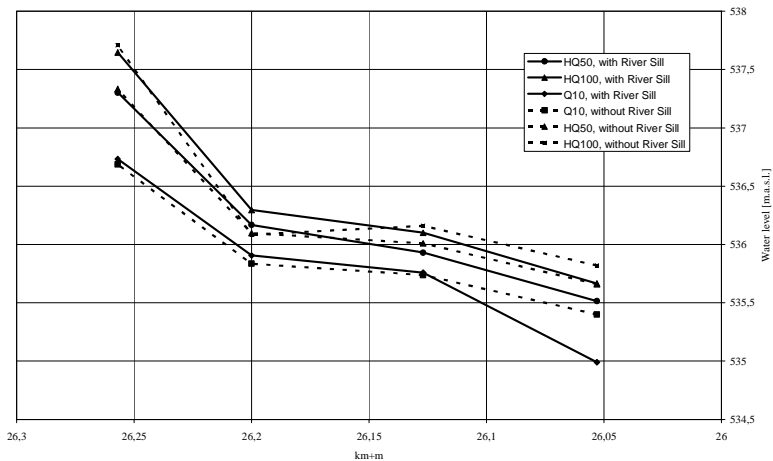


Figure 4. Free water surface for various discharges and open gates

## 4 EXPERIMENTAL WORK CONCERNING THE SEDIMENT TRANSPORT

### 4.1 Considerations and assumptions

Considered will be that the bed of the river is plane, but mobile, composed of solid particles of uniform size and being non-cohesive. These particles displace themselves under the action of the flow, which is uniform and steady.

Few dozens of meters before the studied river section, a river, called Leitzach, is flowing into the river Mangfall. Its contribution and influence upon the sediment transport is neglected. It is assumed only one reach river. Be cause of lack of any other reliable information, the mean grain diameter is taken from Niedermayr diploma work (Niedermayr, 2005). It presents the mean diameter of the grains characterizing a part of Leitzach, few kilometers upstream of the evaluated section. It is decided that the investigation is going to be done in quantitative manner, and not a qualitative one. It is calculated the dimension of the sediment influx in the same region and not the real sediment rate. The aim is to be observed the general behaviour of the sediment transport and if there are some depositions in front of the gates. The calculated sediment rates are overestimated be cause of not using appropriate grain size. The exceeding sediment volume may lead to deferring of the obtained results caused by lack of sufficient time of developing the sedimentation body. That is why the calculated sediment rate for high flood event HQ<sub>100</sub> has been divided by two and considered as acceptable for the purpose.

Experiments have been effectuated as for low flood event HQ 10 as well for high flood event HQ 100.

#### 4.2 Procedure and obtained results

The normal depth  $h$  is a necessary parameter for calculating the transported sediment volumes.

After giving values for the normal depth  $h$  and using the well-known Manning-Strickler formula:

$$Q = A \times k_m \times R^{2/3} \times \sqrt{J},$$

the water discharges were obtained. Graphic for the relation between the given values for normal depths  $h$  and the corresponding discharges has been designed and the desired values for the normal depth, corresponding respectively to HQ<sub>10</sub>=200[m<sup>3</sup>/s] and to HQ<sub>100</sub>=360[m<sup>3</sup>/s], have been obtained. And namely, the water depths amount  $h=2,2$  [m] and  $h=3,12$ [m], respectively for the low and the high flood event.

From the point of view of engineering practice, the transport rate, which gives the amount of bed material transported by a flow, is the one of the most significant characteristic. The formulae of Meyer-Peter (which is valid for sediment grain diameter greater than 1mm) produced for determining the transport rate  $m_F$ , will be employed. The procedure is the following:

$$\tau_0 = \rho \times g \times h \times I_e,$$

where  $\tau_0$  is the shear stress [kN/m<sup>2</sup>],  $\rho$  is the water density [t/m<sup>3</sup>],  $h$  is the normal water depth [m],  $I_e$  is the energy line slope [%],  $I_e = I_0$  (for uniform flow conditions)

$$Fr_0^* = \frac{\tau_0}{(\rho_F - \rho) \times g \times d_m},$$

where  $Fr_0^*$  is the Froude number without considering bed forms,  $\rho_F$  is the sand density [t/m<sup>3</sup>] and  $d_m$  is the mean grain diameter [m]

$$Fr^* = Fr_0^* \times \left( \frac{Kst}{Kst'} \right)^{3/2},$$

where  $Fr^*$  is the Froude number,  $Kst'$  is the roughness of bed forms and  $Kst' \approx \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$  and  $d_{90}$  is the grain diameter with 90% sieve passing



$$Kst \text{ is the roughness of bed material and } Kst \approx \frac{21}{d_{90}^{1/6}}, \text{ when } \frac{Kst}{Kst} = \left( \frac{21}{26} \right)^{3/2} = 0,726$$

$$\Phi = 8 \times (Fr^* - 0,047)^{3/2},$$

where  $\Phi$  is the transport intensity by Meyer-Peter

$$m_F = \Phi \times \rho_F \times \sqrt{g \times \rho' \times d^3},$$

where  $m_F$  is the transported volume per unit of width and time [ $t/(m^*s)$ ]

Following the above described pattern one calculates the sediment transport rates for low and high flood event, using the given parameters: mean grain size:  $d_m=0,03[m]$ , sand density:  $\rho_F=2,65 [t/m^3]$ , water density:  $\rho=1,00 [t/m^3]$  and gravitation:  $g=9,81 [m/s^2]$ , one calculates the sediment transport rates in model scale respectively for  $HQ_{10}$  and for  $HQ_{100}$   $m_F=42,6[g/s]$  and  $m_F=103,9[g/s]$

Be cause of lack of capability to handle the calculated sediment rate amount (for the case of  $HQ_{100}$ ), it has been decided that 50% of the calculated sediment volume rate would be enough to make a reasonable investigation of developing of the solid body along the river.

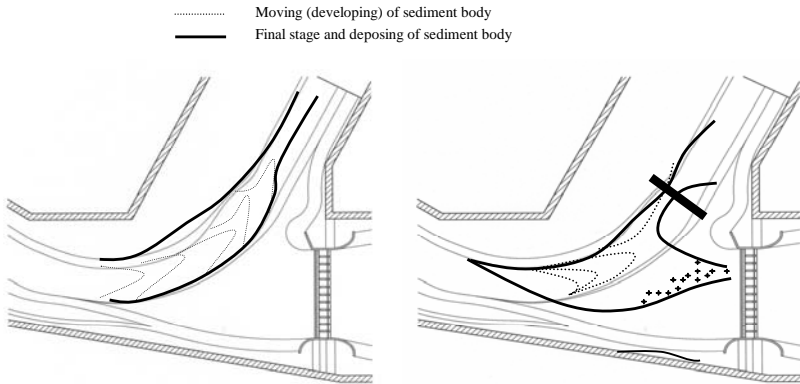


Figure 4. Sketches for developing of the sedimentation body for the case of low flood event  $HQ_{10}$  and closed gates (left) and high flood event and open gates(right)

#### 4.2.1 Results for $HQ_{10}$ , without River Sill and closed gates

The experiment has been conducted in seven time steps, each of them with 60 min duration.

The sand has been carried out by the current toward the sand trap downstream of the river-model. No sediment transport over the river banks has been observed. The sand has been predominantly directed and deposited to the right side of the river curve. The transport has been effected only in the direction of the current. Sediment deposition into the flooded plain, at the left river side, has been noticed. The sand has been directed toward the sand trap and later, deposited. The experiment run has been stopped after no more changes have been recognized (refer fig.4(L)).

#### 4.2.2 Results for $HQ_{100}$ , with River Sill and opened gates

The experiment has been conducted in seven time steps, each of them with 60 min duration.

With the first spilling of the sand, first appearance of sedimentation body creation has been noticed. It has been slowly moved toward the River Sill with light lateral expansion. First deposition of sedimentation downstream of the River Sill has been observed. The sediment transport has been conducted direction to the sand trap, downstream of the river. The river bed has been differentiated. The sand has been formed planar deposition, uniformly distributed over the entire river bed. Insignificant transported volume of fine particles has been directed to the area right after the intake structure. The left part of the River Sill has been covered by deposited sedimentation. In front of the intake structure, the deposition has been predominantly effectuated by large particles, composing the river bed. It has been noticed slight transport of fine sediment toward the inlet structure. The experiment run has been stopped after relatively stationary conditions with no observation of considerable changes (refer fig.4(R)).

In the river reach has been observed bed-load transport with significant deposition of sedimentation and total modification of the river morphology, contrarily the sediment transport toward the inlet structure has been effectuated in suspended-load manner with negligible volume of deposited material from suspended matter, which is model effect, due to the sediment input manner.

## 5 CONCLUSIONS

The physical model is a useful tool to investigate river responses due to imposed changes. However, for calibration and to quantify the possible scale effects, the prototype data such as cross-section measurements, flood hydrograph, bed material composition and river stage are essential. In this respect little information is available from the site.

### 5.1 *Conclusions concerning optimization of inlet structure and necessity of River Sill*

Flood Polder with roughness, corresponding to coefficient of Strickler  $K_{st} > 22$  [ $m^{1/3}/s$ ], having no river ramp, would take up discharge in the range from  $Q=216$  [ $m^3/s$ ] to  $Q=225$  [ $m^3/s$ ]. With that result it has been proven that even the situation without ramp fulfils the requirements and the expectations for an optimal and economical inlet discharge capacity, which passes safely serious flood events. Roughness, corresponding to coefficient of Strickler  $K_{st} < 20$  [ $m^{1/3}/s$ ] should be not permitted.

### 5.2 *Conclusions concerning investigation of sediment transport*

In general dangerous blockings of the inlet structure, provoked from sediment transport doesn't exist, unless after one (few) flood event(s) of small probability of occurrence, in many steps (in terms of time), suspended material has been deposited, drained (during the dry period) and later vegetation has taken place. To avoid such a situation appropriate and timely maintenance of the river should be taken into account, so it can permit increasing of the flow capacity and passing, without any danger, the flood hydrogram. The maintenance includes removal of bushes and trees (reforestation) which narrow the profile and put in danger the stability of the protection works; evacuation of dead trees out of the flooded area; permanently excavation of alluvial deposits in front of the inlet structure, repair of damages endured as by the inlet gates of the Flood Polder, as well by the river protection embankments. All the maintenance work should take into account the protection of the nature and the fishing. Periodic controls of the Flood Polder effectiveness will allow detecting of possible weak points before a disaster does not occur.

### 5.3 *References*

- Hydraulische Berechnung von Fließgewässern, 1991, DVWK – Merkblatt 220 A.A. 1997  
 Niedermayr, C., 2005, Untersuchung und Bewertung des Geschiebehaushalts an der Leitzach; Vorschläge und Ideen zur Verringerung des Geschiebedefizits, Diplomarbeit, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

# Protection contre les crues d'Yverdon-les-Bains

## Aménagements hydrauliques - Ouvrages de rétention et équipements

### *Flood protection measures of Yverdon-les-Bains*

Cédric Favre

#### ABSTRACT

The Swiss federation of water skiing wishes to realise a basin for training and competitions. The Service of Water, Ground and Cleansing submit the delivery of the building's permit with the possibility of using the basins of water skiing to protect the city of Yverdon-les-Bains from the flood. The new reservoir must be able to accept 100'000 m<sup>3</sup> on one meter height. This measurement will be supplemented by an increase in the level of the banks to ensure the safety for a Q<sub>100</sub> flood. An unsteady flow calculation will be run to confirm the concept.

#### RESUME

La Fédération Suisse de ski nautique désire réaliser un bassin pour l'entraînement et la compétition. Le Service des Eaux, Sol et Assainissement (SESA) a assujéti la délivrance du permis de construire de ce projet à la possibilité d'utiliser les bassins de ski nautique pour protéger la ville d'Yverdon-les-Bains contre les crues. Le nouveau bassin devra être capable de stocker environ 100'000 m<sup>3</sup> sur une hauteur d'environ 1 mètre. Cette mesure sera accompagnée par une élévation des berges afin d'assurer une sécurité vis-à-vis d'une crue Q<sub>100</sub>. Une simulation non stationnaire a été réalisée pour valider le concept.

#### 1 INTRODUCTION

La fédération suisse de ski nautique désire depuis longtemps construire un bassin permettant de s'entraîner et d'organiser des compétitions dans des conditions optimales. Le site choisi se situe en périphérie de la ville d'Yverdon-les-Bains, dans le Nord vaudois.

Il se trouve dans la partie aval de la plaine de l'Orbe dont le bassin versant de plus de 590 km<sup>2</sup> draine les eaux d'une zone comprise du Nord au Sud entre le Jura et le Gros de Vaud et entre le lac de Neuchâtel et la Vallée de Joux.

Le projet prévoit la création de deux plans d'eau, creusés dans la nappe phréatique, de 750 mètres de long par 70 mètres de large. Le site choisi est situé aux abords de l'aérodrome, sur des terrains agricoles de peu de valeur car régulièrement inondés par les cours d'eau avoisinant et/ou par une remontée de la nappe phréatique.

Le Service des Eaux, Sol et Assainissement (SESA) a assujéti la délivrance du permis de construire de ce projet à la possibilité d'utiliser les bassins de ski nautique pour protéger la ville d'Yverdon-les-Bains contre les crues. En effet, les terrains situés le long du Canal Occidental en aval du point X sont inondés de manière récurrente.

Le concept général consiste à déverser une partie des eaux du canal Occidental dans le bassin de ski nautique avant de la restituer dans la Thielle. Il a été admis d'entente, avec le maître d'œuvre que la plage d'utilisation pour le laminage des crues se situait entre les cotes 430.00 et 431.00. Cette tranche devant avoir un volume d'environ 100000 m<sup>3</sup>.

L'étude a suivi la démarche suivante :

- Etude générale de la plaine de l'Orbe et historique des corrections réalisées.
- Modélisation du réseau hydraulique.
- Etude des différentes mesures et données existantes pour la plaine de l'Orbe.
- Mise en place d'un concept de protection contre les crues.
- Synthèse de l'étude et proposition d'une variante.

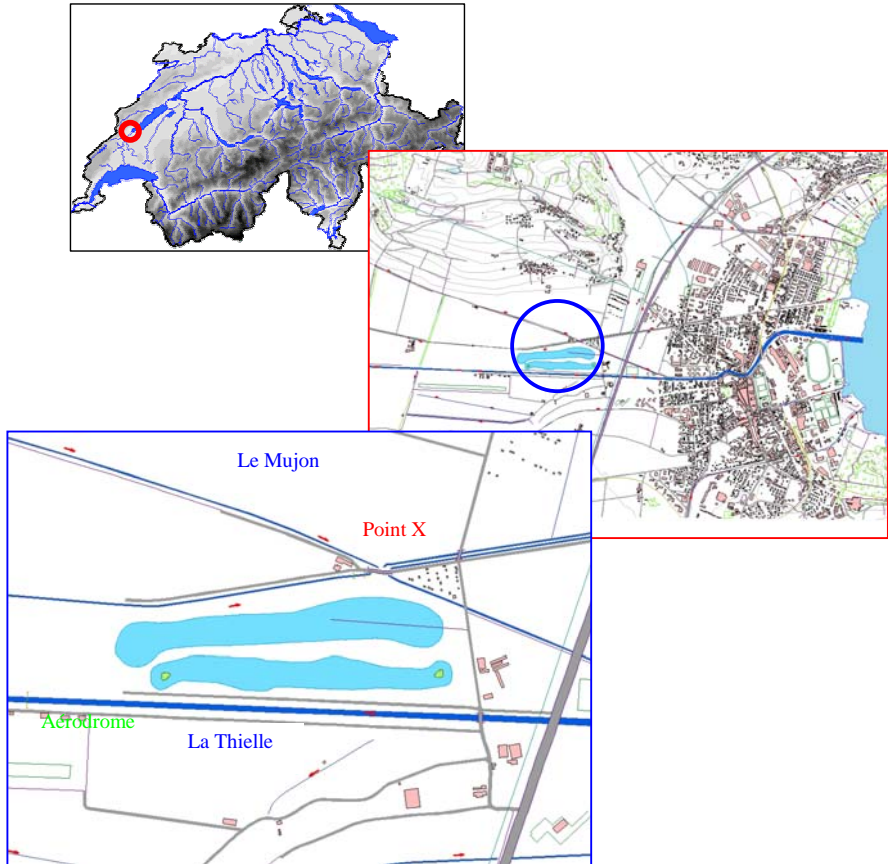


Figure 1. Localisation de l'étude

## 2 ETUDE GÉNÉRALE DE LA PLAINE DE L'ORBE

Par le passé, de nombreux travaux de correction hydraulique ont eu lieu dans la plaine, dont ceux de correction des eaux du Jura. Les problèmes d'inondations et de débordements sont très

fréquents et pénalisent fortement les rendements d'une grande partie des terres agricoles de la plaine.

Les eaux de surface de la plaine de l'Orbe proviennent de huit sous bassins versants. Le réseau est, dès son entrée dans la plaine, entièrement canalisé.

Il s'agit :

- De l'Orbe, du Nozon, du Mujon et du Ru du Tedez en rive gauche.
- Du Talent, du Ru de Sadaz, Ru d'Epende et du Buron pour la rive droite.

Les eaux de drainage des terrains agricoles sont évacuées par le Canal Occidental en rive gauche de la Thielle et le Canal Oriental en rive droite. Ce dernier fait aussi office de vecteur d'évacuation pour les eaux de surface provenant des coteaux Est de la plaine.

### 3 MODÉLISATION DU RÉSEAU HYDRAULIQUE

#### 3.1 *Calcul des capacités et des interactions*

Le calcul des capacités des cours d'eau s'est fait avec le logiciel de simulation hydraulique HEC-RAS qui permet le calcul 1D d'écoulement stationnaire et non-stationnaire. Les profils en travers ont été repris de l'étude GESORBE réalisée par le laboratoire d'hydrologie et d'aménagement de l'EPFL. En raison de l'absence de courbe de calage, la rugosité a été adaptée afin d'obtenir les mêmes valeurs que celles de l'étude citée ci-dessus pour une cohérence des résultats. Les coefficients de rugosité utilisés varient entre 25 et 30.

La très faible pente de la plaine de l'Orbe rend l'ensemble des cours d'eau très sensible au niveau du lac de Neuchâtel qui leur sert d'exutoire. Les données sur le niveau du lac sont disponibles sur prêt de 100 ans, mais seules les mesures prises après la fin des travaux de corrections sont représentatives de la situation actuelle. L'observation des variations journalières sur une longue période permet de faire ressortir le comportement général du lac. La période de basses eaux se situe généralement entre fin novembre et début février. La hauteur des basses eaux varie alors entre 428.8 et 429.1 m. Dès la fin de l'hiver, le lac entame une remontée qui est parfois rapide. La variation sur les hauteurs maximales du lac est beaucoup plus importante pour les hautes eaux que pour les basses eaux. Les pointes se situent généralement entre mai et octobre.

Le niveau extrême mesuré pendant la période considérée est de 428.81 pour les basses eaux et de 430.24 m. pour les hautes eaux. La hauteur moyenne est de 429.30 m. La faible pente, ainsi que la proximité du lac, rendent les écoulements dans les cours d'eau très sensibles à la position du niveau du lac. De manière générale, c'est la position lac haut qui est la plus défavorable. De ce fait, les calculs des capacités des cours d'eau ont été faits avec un lac à une hauteur de 430.24 m.

L'Orbe entre dans la plaine à l'Ouest à travers la ville d'Orbe. Son régime est fortement influencé par les aménagements hydroélectriques situés en amont de la ville d'Orbe. Après sa confluence avec le Talent, l'Orbe devient la Thielle. Celle-ci collecte quelques drainages ainsi qu'une partie des eaux du Canal Occidental et du Mujon par le biais de déversoir du point X. Dès son entrée dans la plaine, la Thielle est entièrement endiguée car le niveau de son lit est pratiquement égal à celui de la plaine. La pente du profil en long varie entre 0.01 et 0.2 %

Le Mujon entre dans la plaine au Sud du village de Method puis s'écoule jusqu'au point X. A cet endroit, une partie des eaux est déversée en direction de la Thielle alors que le reste traverse la ville d'Yverdon-les-Bains avant de se jeter dans le lac de Neuchâtel.

Le Bey s'écoule au Sud de la colline de Chamblon qu'il contourne. Une importante partie de son débit vient des sources du Moulinet. Il reprend les eaux du Canal Occidental en provenance du Point X pour les acheminer jusqu'au lac. Dès sa confluence avec le Canal Occidental, le cours d'eau traverse la zone industrielle de Montagny-près-Yverdon selon un tracé quasiment rectiligne jusqu'au lac de Neuchâtel.

Le Canal Occidental s'étend entre la station d'épuration d'Orbe et son embouchure dans le Bey. La plus grande part de son débit provient du réseau de drainage de la plaine. Au droit du point X, une partie des eaux est déversée dans la Thielle quand le niveau de cette dernière le permet.

### 3.2 Récapitulatif des données

Cours d'eau	Pentes [%]	Coef. rugosité	Débit de crue [m <sup>3</sup> /s]			Courbe de remous [km]			Capacité
			T <sub>5</sub>	T <sub>10</sub>	T <sub>100</sub>	T <sub>5</sub>	T <sub>10</sub>	T <sub>100</sub>	
Thielle	< 0,5	25 à 30 60(section béton)	152	168	220	2.0	1.8	1.5	Q <sub>100</sub> partie citadine Q <sub>5</sub> à Q <sub>100</sub> entre km 2 et 6
Mujon	0,04 à 0,5		11	13	18	0.2	0.15	0.15	Faible aval point X Q <sub>30</sub> amont
Bey	0,07 à 0,35		4.3	5.0	6.3	0.5	0.2	0.15	Q <sub>30</sub> amont Q <sub>100</sub> aval confluence Q <sub>1</sub> entre le point X et la confluence
Canal Occidental	Quasi nulle		4.5	5.4	6.9				

Figure 2. Récapitulatif des données sur les cours d'eau.

### 3.3 Le point X

Le point X est un ouvrage très particulier permettant au Mujon et au Canal Occidental de se croiser. Ce dernier passant sous le Mujon grâce à trois siphons. Une partie des eaux des deux cours d'eau peut être dérivée en direction de la Thielle via le Canal du Déversoir.

La capacité d'écoulement dans le canal occidental est directement influencé par le niveau du Bey. La zone la plus sensible est celle située entre le point X et la confluence Bey – Canal Occidental. La courbe de remous d'une crue de fréquence 30 ans suffit à elle seule à faire déborder le Canal. Les débordement quasi annuels illustrent bien les problèmes de capacité et mettent en évidence la nécessité de trouver une solution permettant de sécuriser la zone.

### 3.4 Le bassin de ski nautique

Sur la base du plan réalisé par le bureau Conus et Bignens, le bassin a été modélisé en 3D grâce au logiciel de SIT ArcView. Cela a permis de calculer précisément le volume à disposition. Lorsque les profils en travers manquaient, ils ont été définis sur la base d'un modèle numérique de terrain calculé sur la base de mesures laser de toute la plaine avec une précision d'environ 20 cm.

Sur la tranche de 1 m, le volume disponible est de 113'000 m<sup>3</sup>



Figure 3. Vue 3D de la zone de l'étude

#### 4 ETUDE DES DONNÉES DISPONIBLES

De nombreuses stations de mesures ont été installées fournissant un important volume de données. Les valeurs utilisées s'étendent entre février 2001 (début des mesures) et décembre 2004. Leur étude a permis de mettre en évidence une grande concordance temporelle des crues entre le Bey et la Canal Occidental. Cela aussi permis de mettre en évidence un niveau élevé de la Thielle lors des crues des deux cours d'eau cité ci-dessus.

Les mesures de la nappe phréatique montrent une variation de niveau allant de 429.50 à 431.00.

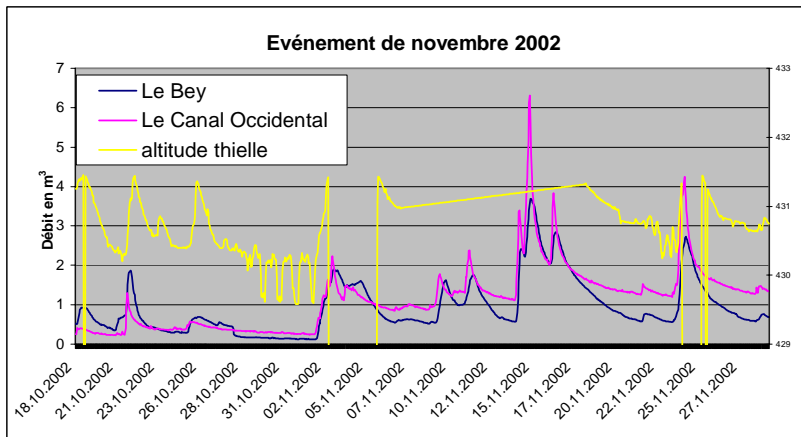


Figure 4. Événement de novembre 2002

L'événement est remarquable par sa longueur et par le volume des précipitations. Cependant, les débits mesurés sont inférieurs à 4 m<sup>3</sup>/s pour le Canal Occidental et 5 m<sup>3</sup>/s pour le Bey. Cela en fait un évènement se situant entre Q<sub>2</sub> et Q<sub>5</sub> pour le Canal Occidental et Q10 pour le Bey.

Cet évènement est très intéressant car la crue mesurée sur le Bey est de fréquence cinquantennale. Sur le Canal Occidental, la crue est plus modeste et se situe sur une base quinquennale.

## 5 ÉLABORATION DES VARIANTES

Les calculs hydrauliques ont montré que la faible capacité est en partie due à la courbe de remous du Bey et que les crues de celui-ci entraînent des débordements quasi annuels.

Le but recherché étant de garantir la sécurité face à des évènements de fréquence centennale, pour les calculs de dimensionnement, une concordance temporelle et fréquentielle de Q<sub>100</sub> a été admise sur les 2 cours d'eau. Pour l'élaboration des chaque variante, il s'agira de tenir compte des contraintes suivantes :

- Le niveau de la nappe s'élevant jusqu'au niveau maximum du bassin, cela implique que l'équipement d'évacuation de l'eau des bassins soit au moins égal à la capacité du déversoir.
- La possibilité d'un niveau élevé de la Thielle nécessite la mise en place d'un système mécanique d'évacuation des eaux.
- Q<sub>100</sub> = 6.9 m<sup>3</sup>/s sur le canal Occidental.
- Q<sub>100</sub> = 6.9 m<sup>3</sup>/s sur le Bey.

### 5.1 Variante 1

Le principe de cette variante est de maintenir une ligne d'eau inférieure ou égale à 431.00 afin d'éviter tous les débordements en aval du point X. Le projet prévoit de mettre en place une vanne de régulation à flotteur au droit du point n° 2253, permettant de limiter les débits vers l'aval. Le supplément d'eau sera déversé dans les bassins de ski nautique grâce à un déversoir.

Pour ne pas causer de débordement en aval, il est nécessaire de maintenir la ligne d'eau à une cote inférieure ou égale 431.00 au droit de la vanne.

Lorsque le Bey est à son niveau d'étiage, le débit maximum transférable vers l'aval est de 3.5 m<sup>3</sup>/s. Vanne ouverte, ce débit doit pouvoir passer sans causer de déversement. Dans cette situation, la ligne d'eau au droit du déversoir atteint la cote de 430.81.

Le dimensionnement de l'écoulement sous la vanne à flotteur s'est fait au moyen de la formule suivante :

$$Q = \mu' S \sqrt{2gh}$$

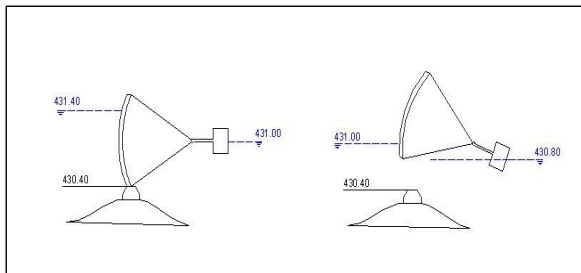


Figure 5. principe de la vanne flotteur



L'ouverture de la vanne doit avoir les dimensions suivantes :

- Largeur du déversoir  $L = 4.2 \text{ m}$
- Ouverture maximum  $b = 0.6 \text{ m}$
- Coefficient de débit  $\eta' = 0.986$  soit  $\eta = 0.549$

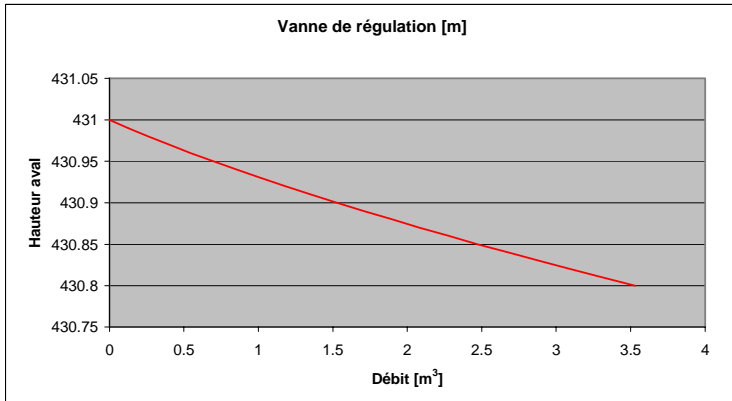


Figure 6. Courbe de fonctionnement de la vanne de régulation

Si le Bey est en crue, la capacité du Canal Occidental est proche de zéro, deux cas de figure sont envisageables :

- La Thielle n'est pas en crue et l'eau du Canal Oriental est déviée vers celle-ci grâce au canal du déversoir.
- Le niveau de la Thielle est trop élevé et il est donc nécessaire de déverser l'eau dans le bassin.

Afin d'assurer une sécurité  $Q_{100}$ , la capacité du déversoir doit au moins être égale à  $6.9 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Les dimensions nécessaires sont les suivantes :

$$Q = 6.9 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q = C_d b \sqrt{2gH^3}$$

$$H = 0.4 \text{ m}$$

$$C_d = 0.494$$

On obtient une longueur minimale de  $b = 12.5 \text{ m}$ .

Dans ces conditions, le débit potentiel d'entrée dans le bassin est de  $6.9 \text{ m}^3/\text{s}$ . La faible capacité en aval nécessite un important déversement. Le calcul effectué sur l'évènement de novembre 2001 montre que le volume déversé est de l'ordre de  $120'000 \text{ m}^3$  ce qui est supérieur à la capacité nominale de l'ouvrage, soit  $113'000 \text{ m}^3$ .

Afin de garantir la sécurité du bassin de ski nautique, il est nécessaire de mettre en place un système mécanique permettant l'évacuation de l'eau excédentaire.

De nombreux inconvénients apparaissent immédiatement :

- La mise en place d'un organe de contrôle directement dans le cours d'eau crée un risque d'occlusion important.
- Le fait de devoir mettre en place une importante capacité de pompage pour évacuer les eaux du bassin rend le projet onéreux tant en investissement qu'en énergie de pompage.

## 5.2 Variante 2

Cette variante prévoit une surélévation des rives dans la zone critique permettant une augmentation de la capacité et le déversement des débits excédentaires dans le bassin de ski nautique. Les simulations hydrauliques ont montré qu'une limitation du débit du canal occidental à  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  et une surélévation des rives variant entre 0 et 1 mètre permet d'éviter tout débordement même en cas de crue Q100 du Bey. Une revanche de 15 cm a été choisie pour tenir compte de l'incertitude sur le coefficient de rugosité.

Les conditions de dimensionnement sont les suivantes :

$$Q_{\text{amont}} = 6,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{aval}} = 5,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

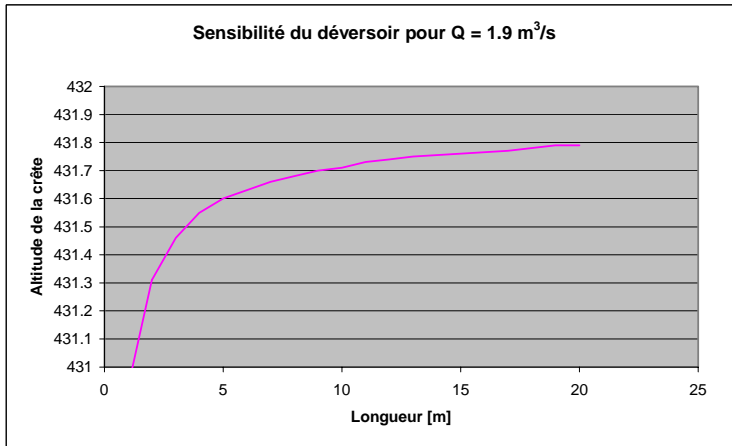


Figure 7. Sensibilité du déversoir

Le choix de l'altitude de la crête s'est fait en tenant compte du niveau atteint par les crues de différents temps de retour. La première hauteur retenue ne crée pas de déversement pour la crue  $Q_2$ , l'altitude de la crête est fixée à 431.49 et la longueur est de 4.5 m. Dans le second cas, le déversement commence lorsque le débit est supérieur à une crue de fréquence  $Q_5$ . La hauteur étant fixée 431.74 pour une longueur efficace de 12 m.

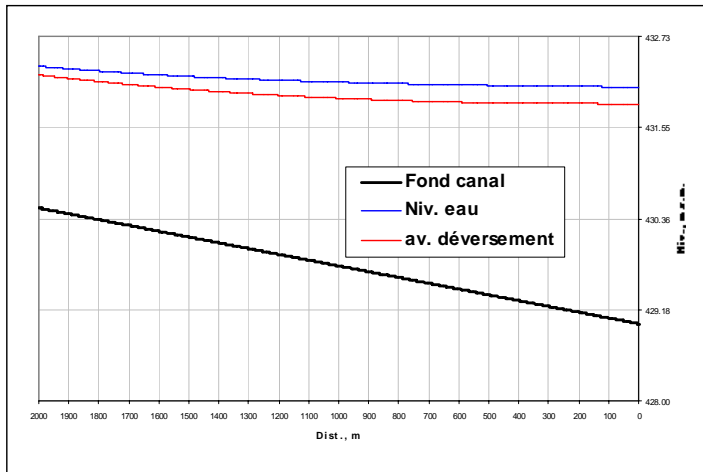


Figure 8. Influence du déversement sur la ligne d'eau.

La concordance possible d'un déversement avec un niveau élevé de la nappe phréatique et de la Thielle nécessite la mise en place d'un système mécanique d'évacuation des eaux du bassin. Pour des raisons financières, la variante pompage a été préférée à la variante Vis d'Archimède. Le choix s'est porté sur l'installation de 2 pompes à hélice d'une capacité nominale de  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  avec une charge manométrique de 3.00 soit égale ou supérieure à la capacité du déversoir ( $1.9 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

En parallèle, une installation gravitaire de restitution a été conçue afin de minimiser au maximum les volumes de pompages.

Afin de valider les choix, une simulation continue a été réalisée pour les deux événements particuliers relevés. Pour chacun les résultats obtenus sont conformes car aucun débordement n'a été constaté. Les débits déversés sont restés inférieurs à la capacité des pompes.

Les mêmes simulations ont été effectuées avec une valeur du coefficient de rugosité K abaissée de 25 à 20. Dans cette situation, la sécurité n'est assurée que pour des crues de fréquence 30 ans. Une étude plus spécifique de la rugosité des berges permettrait de confirmer la possibilité d'une telle valeur.

## 6 CONCLUSION

Le but de cette étude était de mettre en évidence la faisabilité d'utiliser les bassins de ski nautique pour participer à la lutte contre les crues en périphérie d'Yverdon-les-Bains. Les nombreuses simulations ont prouvé l'effet bénéfique de cette réalisation pour autant qu'elle soit accompagnée d'ouvrages auxiliaires.

Pour mettre en place ce concept, les ouvrages et éléments suivants devront être prévus :

- Créer des digues en aval du point X sur une hauteur variant entre 0 et 1 m.
- Construire un déversoir permettant le délestage des crues sur le Canal Occidental.
- Utiliser les bassins comme ouvrage de laminage.
- Construire un ouvrage de vidange pour évacuer l'eau excédentaire du bassin vers la Thielle.
- Réaliser une station de pompage pour évacuer l'eau en cas de crue de la Thielle.
- Installer dans la station de pompage un automate pour gérer les niveaux et les mesures en continu assurant une sécurité optimale.
- Mettre en service un groupe électrogène garantissant une continuité dans le fonctionnement de l'automate ainsi qu'une puissance suffisante pour fermer le déversoir en cas de problème.

Il paraît ainsi judicieux de choisir le déversoir de la variante 2 pour les raisons suivantes:

- Une diminution des frais de construction.
- Ses petites dimensions permettent de mieux l'intégrer dans les berges des bassins.
- La mise en fonction plus fréquente des ouvrages permet d'avoir un meilleur suivi de l'état général et ne crée pas un faux sentiment de sécurité. Les simulations ont montré que sur les cinq dernières années, seules deux mises en œuvre importantes ont eu lieu. Ce qui est tout à fait acceptable.

La réalisation de l'ensemble des mesures ci-dessus permettra de transformer un projet de sports et de loisirs en un aménagement à buts multiples luttant efficacement contre les risques d'inondations, mettant ainsi un projet privé au service de la communauté.

Cependant, le niveau maximum du plan d'eau tel qu'il est fixé dans le projet de la fédération suisse de ski nautique est une contrainte extrêmement lourde. Il impose la mise en place d'une station de pompage de grande capacité et donc relativement onéreuse. Une élévation du niveau maximal du plan d'eau permettrait d'accroître l'effet du laminage diminuant d'autant la capacité de pompage à mettre en place. La gestion du système sera ainsi largement simplifiée. Il s'agira cependant de redimensionner le déversoir en tenant compte du niveau aval. La possibilité d'être en présence d'un déversoir noyé devra être étudiée avec soin.

## 7 REFERENCES

- Bourier, 1997, *Les réseaux d'assainissement*, Editions Tec & Doc.
- Graf et Altinakar, 2000. *Hydraulique fluviale*, Lausanne, Presses Polytechniques Romandes.
- Lencastre, 1995. *Hydraulique générale*, Edition Eyrolles.
- Musy, 2003, *Hydrologie appliquée*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Musy, 2003, *GESORBE Gestion intégrée de la plaine de l'Orbe*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Sinniger et Hager, 1989. *Constructions hydrauliques*, Lausanne, Presses Polytechniques Romandes.
- Thielen, 1998, *CODEAU Guide de l'utilisateur*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

# Etablissement de la carte des dangers du Val Verzasca, à l'aval du barrage de Contra

## *Hazard map of the Val Verzasca downstream the Contra Dam*

Samuel Ferrari

*Ing. Samuel Ferrari, Dipartimento del territorio – Divisione delle costruzioni – Ufficio dei corsi d'acqua, Bellinzona, CH.*

### ABSTRACT (**keywords**):

The protection of the environment against floods represents an essential condition for a sustainable development and land use planning. An accurate knowledge of natural hazard events requires a progressive step by step process, which has to be able to answer the key question "What can happen and where?" Therefore it is necessary to estimate the **frequency** and the **intensity** of the potential events and finally to highlight necessary planning solutions.

Each natural river is continuously changing: in the upper part of the watershed erosion and sediment transport are prevailing phenomena; in the lower part sedimentation and flooding are more diffuse. By determining the principal characteristics of the river, it is important to take into account all the relevant factors, which play a role in the formation and routing of a flood event. Work has been shared in several parts:

**Data collection** enabled us to define the reference framework concerning hydrology and the anthropic sector.

A **hydrological** study allowed us, by the means of a numerical hydraulic modelling, to simulate the reference flood event downstream the dam.

By means of a **hydraulic** study we calculated the flow capacity of the hydraulic network, like discovering the conflict sectors between the regional planning and the flooding of Verzasca river. On the basis of these data it was finally possible to proceed with the **establishment of the hazard map** for the Verzasca river, which was performed according to the Swiss Federal Guidelines of 2001 « River flood protection ».

### RESUME (**mots clé**):

La protection de notre environnement contre les crues est une condition essentielle pour un développement durable. La prise en compte des dangers nécessite une démarche progressive où il s'agit de répondre à la question « Que peut-il se passer et où? ».

Il faut alors estimer la **probabilité** et l'**intensité** des événements potentiels et finalement mettre en évidence les mesures nécessaires.

Chaque cours d'eau naturel est en état d'évolution permanente. Dans la partie amont du cours d'eau prédomine normalement l'érosion et le transport de matériaux, dans le cours inférieur prédominent les inondations. Lors de l'évaluation des caractéristiques d'un cours d'eau, on doit prendre en compte tous les facteurs déterminants pour le développement des crues.

Le travail a donc été partagé en plusieurs parties :

Une partie de **récolte de données** nous a permis de cerner le cadre de référence pour ce qui concerne l'hydrologie et pour ce qui concerne le secteur anthropique.

Une étude **hydrologique** nous a permis, par le biais d'une modélisation numérique de reconstruire les crues de référence à l'aval du barrage de Contra.

Une étude **hydraulique** nous a permis de calculer la capacité d'écoulement dans le réseau hydraulique, ainsi que de découvrir les secteurs conflictuels entre l'aménagement du territoire et les crues de la Verzasca.

Sur la base de ces données il a finalement été possible de procéder avec l'**établissement d'une carte de danger**, qui s'appuie sur la directive fédérale 2001 « Protection contre les crues des cours d'eau ».

## 1 DONNEES GENERALES

### 1.1 Périètre d'étude

L'établissement de la carte de danger du aux crues de la Verzasca nécessite la connaissance tant de l'**hydrologie** que de l'**hydraulique** du secteur. Les périmètres d'étude de ces deux entités sont notamment le bassin versant de la Verzasca pour la compréhension de l'hydrologie locale, et le secteur de Tenero et Gordola pour ce qui concerne le comportement hydraulique de la rivière et son interaction avec les activités imposées par l'aménagement du territoire.

### 1.2 Périètre concernant l'hydrologie, bassin versant de la Verzasca

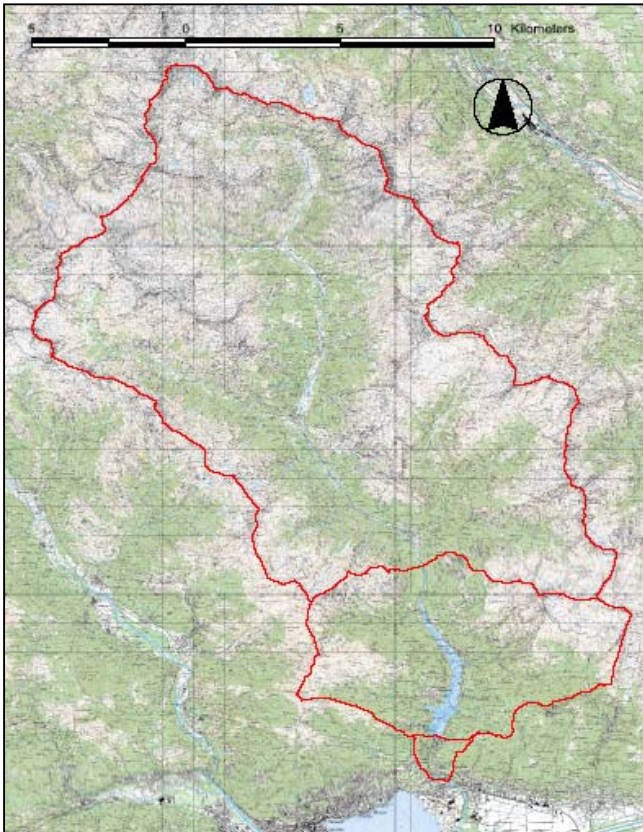


Figure 1. Bassin versant hydrologique de la Val Verzasca.

Pour une prise en compte complète de l'hydrologie locale il est nécessaire d'analyser le bassin versant dans toute son extension et toutes ses particularités.

Le bassin versant de la Verzasca se trouve dans le barycentre du canton Tessin, il a une extension d'environ 240 km<sup>2</sup> et la morphologie de ce bassin versant est de type alpin.

L'altitude moyenne du bassin versant est de 1500 m, et la conformation du terrain offre un paysage de montagne, avec des fortes pentes, des sommets rocheux et une végétation avec une

prédominance de conifères et arbustes de type pionnier. Il ne comprend par contre pas de glaciers.

Ce bassin versant a subi une forte intervention anthropique dans sa partie aval avec la construction du barrage de Contra pendant les années '60.

Pour acquérir une meilleure connaissance de l'hydrologie locale il a donc fallu partager le bassin versant en trois secteurs du nord au sud. Suivant cet axe le régime naturel de la crue hydrologique subit des transformations de plus en plus fortes jusqu'à acquérir un comportement totalement artificiel.

L'hydrologie du premier sous bassin versant de 185 km<sup>2</sup> décrit un régime de crue naturel et à l'embouchure avec le lac artificiel de Contra une station de mesure fédérale enregistre ce comportement. Le deuxième bassin versant de 40 km<sup>2</sup> comprend un axe linéaire qui est le lac artificiel ; les apports d'eau se font par ruissellement direct dans le lac par une série de ruisseaux, la transformation du débit est enregistrée et mesurée sous forme de variation du plan d'eau du lac. Le routage des crues dans le troisième bassin versant de 2 km<sup>2</sup> est fortement influencé par le régime artificiel du barrage de Contra ; il n'y a pas d'écoulement dans la vallée excepté pendant les périodes où les organes d'évacuation de crue du barrage sont en action. La transformation du débit est biaisée par l'exploitation du lac artificiel de Contra.

### 1.3 Périmètre concernant l'hydraulique, secteur anthropique de Tenero et Gordola



Figure 2. Secteur anthropique de Tenero et Gordola

Le secteur qui peut comporter des conflits entre le régime hydraulique de la rivière et les activités liées à l'aménagement du territoire coïncide avec le tronçon aval de la Verzasca. Nous avons donc examiné en détail l'axe hydraulique entre la première traversée sur la rivière (le pont de la route cantonale Bellinzona – Locarno) et l'embouchure dans le lac Majeur.

Ce tronçon de la Verzasca coupe perpendiculairement le Piano di Magadino et il est traversé par une série d'ouvrages d'art, il se trouve d'ailleurs dans l'axe principal de transit entre les villes de Bellinzona et Locarno.

L'activité anthropique du secteur est fortement développée, notamment avec toutes les sortes d'affectations du territoire qui vont de l'utilisation agricole à l'industrie, passant par des zones résidentielles, commerciales et de loisir.

Entre les digues qui ont été bâties en 1906 et surtout dans le secteur de l'estuaire il existe des zones de protection de la nature qui sont inscrites dans l'inventaire national (Bolle di Magadino) ou qui sont objet de projets de valorisation, notamment avec l'inscription dans l'inventaire des zones alluviales d'intérêt cantonal.

Le périmètre d'étude se développe sur 2,5 km et son extension latérale prend en compte les ouvrages et les installations qui sont susceptibles d'être intéressés par le phénomène de la crue.

## 2 HYDROLOGIE

### 2.1 Introduction

L'établissement de la carte de danger se base sur les valeurs de pointe des crues ; cela nécessite une compréhension de l'hydrologie locale très poussée à plusieurs niveaux.

Premièrement il faut concevoir une statistique sur une longue série d'événements pour que la recherche de valeurs de crue avec des temps de retour élevés soit le plus précise possible.

Ensuite il est nécessaire de comprendre le « fonctionnement » du routage des crues et la transformation qui en résulte.

L'association de ces deux informations nous fournit une estimation des gros événements dont la connaissance est fondamentale pour l'établissement des intensités et des fréquences du phénomène naturel lié à l'eau.

Pour cela faire il est indispensable de passer à travers d'une modélisation hydrologique et une modélisation du routage des crues.

La modélisation hydrologique s'impose lorsque nous avons une série de débits mesurés qui est plus courte que la série de pluies mesurées et que l'on désire « reconstruire » les périodes manquantes.

La modélisation du routage est la base pour la détermination de la forme, du volume, de la valeur maximale et du temps de montée d'un hydrogramme de crue qui traverse des secteurs hydrauliques et subit des transformations substantielles.



## 2.2 Modélisation hydrologique

La connaissance de l'hydrologie locale passe par une analyse de toute composante qui crée, façonne et transforme un hydrogramme de crue.

Dans le cas spécifique du bassin versant de la Verzasca il est nécessaire d'établir un modèle en trois modules. Le premier module a comme objectif de reconstituer une série de débits la plus longue possible. Les deux modules restants ont le but de moduler, façonner et transformer l'hydrogramme de crue qui transite à travers le lac artificiel de Contra.

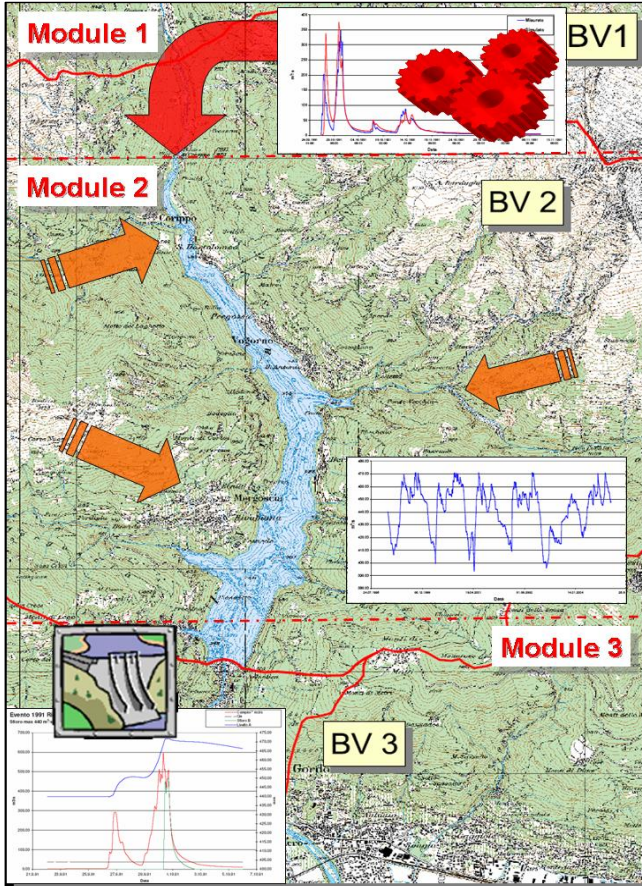


Figure 3. Modélisation hydrologique du bassin versant du Val Verzasca.

L'enchaînement des trois modules donne vie au modèle hydraulique de la Verzasca. Le pas de temps de cette simulation en continu est la série horaire. Il est possible avec cette modélisation d'introduire le hétérogramme et d'obtenir l'hydrogramme qui sort des organes d'évacuation des crues. La propagation de la crue dans le secteur est quasi immédiate (vitesse de propagation du plan d'eau), et étant donné le pas de temps horaire, il n'a pas été nécessaire d'utiliser un logiciel spécifique au routage des crues.

### 2.3 *Module hydrologique 1*

Le modèle nécessaire à la reconstitution d'une série de débits à pas de temps constant se base sur le modèle SWMM qui a été transformé pour le cas spécifique de ce bassin versant.

Ce modèle se compose d'un réservoir sol et d'un orifice pour ce qui concerne la reproduction du débit de base et d'un plan incliné pour composer le débit qui provient du ruissellement.

Les données nécessaires pour la modélisation hydrologique sont les suivantes.

- Série de débits de Lavertezzo Campioi de 1990 à 2004.
- Série de pluies de Frasco 1997 à 2004.
- Série de pluies de Magadino 1979 à 2004

Le calage des paramètres du modèle se fait sur la période 1997 – 2004, ce calage se fonde sur la série de pluies représentative du bassin versant enregistrée à Magadino avec l'apport des données de Frasco pour ce qui concerne les précipitations estivales ; la fonction de calage a comme objectif celui de minimiser l'erreur entre la série de débits du modèle et la série de débits mesurés à Campioi.

La validation des paramètres se fait sur la base des données de pluie de Magadino entre 1990 et 1997 en vérifiant que l'erreur de la série de débits du modèle et celle mesurée à Campioi soit minimale.

Ensuite nous introduisons les données de Magadino entre 1979 et 1990 et le modèle produit la série de débits à Campioi pendant cette période.

### 2.4 *Module hydrologique 2*

Le modèle nécessaire à la modulation de l'hydrogramme de débit est une fonction qui transforme l'hydrogramme entrant à Campioi en tenant compte de l'apport du bassin versant 2 par ruissellement direct.

Le calage de cette fonction se fait sur la période 1996-2004 pendant laquelle nous disposons d'une série de niveaux d'eau enregistrés par l'exploitant du barrage de Contra.

Tenant compte de l'exploitation, du sous - tirage d'eau par les turbines et du débit d'étiage que l'exploitant doit relâcher il est possible de constituer un hydrogramme à pas de temps continu des apports dans le lac artificiel.

La fonction de transfert entre l'hydrogramme entrant et l'hydrogramme des apports totaux a été calé sur la période 96-04 à pas de temps journalier et validé au pas de temps horaire sur la base d'événements de crue enregistrés à la station de Campioi et aux organes d'évacuation de crue.

Avec cette fonction il est possible de régénérer le diagramme de débits de 1979 à fin 2004.

### 2.5 *Module hydrologique 3*

Sur la base des fonctions de remplissage du bassin artificiel et sur la base de la fonction de sortie des organes d'évacuation des crues il est possible de moduler le diagramme de crues en proposant différentes hypothèses liées à l'exploitation du barrage.

L'établissement d'une carte de danger nous impose une gestion critique de ces hypothèses de base de telle sorte que le diagramme qui en ressort soit du côté de la sécurité.

Le modèle a subi l'introduction de hypothèses très sélectives tel la hauteur d'exploitation toujours très haute au début de l'averse (260 m sur 270) et l'absence de sous - tirage par les turbines pendant les crues.

Avec cette fonction nous avons pu reconstituer le diagramme de débits qui sortent des organes d'évacuation des crues de 1979 à fin 2004.

### 2.6 *Résultats*

Le résultat plus intéressant en vue de l'établissement de la carte de danger est l'obtention de l'hydrogramme à pas de temps constant de 1979 à 2004 du débit qui transite au travers les ouvrages d'évacuation des crues de Contra. Cette série de débits ne correspond pas à la série de débits qui ont été réellement enregistrés sur les seuils car les hypothèses du module 3 ont été plus restrictives que ce qui était le véritable régime d'exploitation du barrage. En réalité pendant les crues enregistrées au barrage le niveau d'exploitation réel au débit de la crue était plus bas et il y

avait souvent un sous tirage de la part des turbines de 30 à 50 m<sup>3</sup>/s. Etant donné que en vue de l'établissement de la carte de danger il est nécessaire de prévoir le cas plausible, le plus pessimiste, la valeur de crue est toujours du coté de la sécurité.  
Sur la base de cette série de débits il est donc possible de procéder à la détermination des apports pour les temps de retour caractéristiques.

### 3 DETERMINATION DES APPORTS

#### 3.1 Introduction

La recherche des valeurs des maxima passe à travers une analyse statistique des hydrogrammes obtenus par la simulation hydraulique. L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, caractéristiques du processus hydrologique, afin d'en définir les probabilités d'apparition future. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en oeuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une équation décrivant le comportement statistique de ce processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée.

#### 3.2 Loi statistique

La loi sur laquelle s'appuie l'analyse statistique des maxima hydrologiques est la loi de répartition statistique de Gumbel. Pour que les valeurs de débit puissent être encadrées dans cette loi statistique on a recours à des méthodes d'ajustement et de distribution.

Nous avons testé deux méthodes d'ajustement. La première se base sur les valeurs de maxima annuels de débit qui sont ajustés par une fonction de répartition de Gringorten. Dans cette méthode l'occurrence de l'événement est annuelle et c'est la valeur maximale enregistrée le long d'une année hydrologique qui fait foi.

La deuxième méthode se base sur l'occurrence de N valeurs pendant r années, ce type d'événement suit une fonction de répartition de poisson. Cette méthode se base sur le fait que le dépassement du niveau d'eau des organes d'évacuation de crues est un « succès statistique » et toute valeur enregistrée sur les seuils peut être utilisée pour l'estimation des maxima.

#### 3.3 Comparaison des résultats obtenus

Les deux méthodes nous donnent des résultats similaires pour ce qui concerne les maxima de débits.

Table 1. Résultats en m<sup>3</sup>/s des maxima de débit.

Méthode	T=2.33	T=30	T=100	T=300
1. Maxima annuels	480	1060	1310	1540
2. N succès en r années	460	1070	1340	1580

La différence entre les deux méthodes réside dans le fait que la première se base sur 26 données et la deuxième trouve son résultat à partir de 133 données. Nous choisissons donc les valeurs de maxima qui découlent de la méthode 2.

#### 3.4 Hydrogrammes de crue

Sur la base des valeurs obtenues et sur la base des données concernant le débit moyen, le volume de la crue et le temps de montée ( $t_m$ ) nous pouvons reconstruire un hydrogramme de crue suivant la méthode de Sinniger en calant les paramètres  $\beta$  et  $\eta$ .

$$Q(t) = Q_{\max} q^*(t) \quad \text{avec} \quad q^*(t) = \left( \frac{t}{t_m} \right)^\beta \bullet \exp \left( 1 - \left( \frac{t}{t_m} \right)^\beta \right)^\eta$$

Les hydrogrammes obtenus à l'aide cette méthode analytique seront très importants lors de la simulation hydraulique non stationnaire du secteur de Tenero et Gordola.

## 4 HYDRAULIQUE

### 4.1 Introduction

L'établissement de la carte de danger doit franchir le cap d'une analyse hydraulique dans le secteur d'étude de Tenero et Contra. L'analyse hydraulique a comme objectif celui de cerner les conflits entre l'activité humaine et les phénomènes naturels liés aux crues. Il est donc nécessaire de connaître le terrain d'étude de manière approfondie pour ce qui concerne le secteur réservé aux eaux et les interactions de cette zone avec l'aménagement du territoire. Ensuite le domaine est modélisé dans un logiciel hydraulique afin de pouvoir prédire si il y a des défaillances de capacité et dans ce cas de prédire l'extension et la vitesse du plan d'eau dans les secteurs critiques.

### 4.2 Analyse du secteur

La reconnaissance du terrain d'étude donne l'aperçu d'une zone où il existe une pression très forte due à l'aménagement du territoire car toute affectation du sol y réside. De plus les infrastructures qui traversent la rivière sont assez denses : il existe notamment 5 ponts, parmi lesquels le pont autoroutier et le pont CFF, ceux-ci sont les axes principaux de transit entre Locarno et le reste de la Suisse. Ces données sont importantes pour cerner l'ampleur des dommages en cas de conflit avec le débordement de la rivière et pour fixer les objectifs de protection nécessaires aux activités anthropiques.

Pour ce qui concerne le secteur lié au cours d'eau, plusieurs échantillonnages en ligne de la granulométrie du lit ont été effectués pour caractériser la rugosité du lit, de plus la végétation croissante et la géométrie variable du lit nous oblige à effectuer des analyses plus importantes pour en tenir compte dans le calcul de rugosité. Ces données sont spatialement réparties, et nous avons notamment défini des secteurs de validité des rugosités.

Par exemple nous avons constaté que sur les digues il y a une forte végétation et que cette arborisation pousse régulièrement sur toute la longueur du secteur. Il va de soi que la bande qui suit parallèlement les digues possède la même valeur.

Ce n'est pas ainsi pour ce qui concerne le lit de la rivière car la courbe granulométrique du secteur aval est visiblement plus courte que celle du secteur amont. Il est donc nécessaire de réduire le secteur de validité du coefficient de Manning en différents tronçons.

Ces valeurs sont nécessaires pour ce qui concerne la simulation hydraulique et la modélisation bidimensionnelle des caractéristiques hydrauliques du secteur d'étude.

Pour ce qui concerne le transport solide, nous avons remarqué à partir de l'échantillonnage en ligne que depuis la construction du barrage de Contra le phénomène de transport solide est de moins en moins important, ceci dérive du fait que la granulométrie entre le secteur amont et le secteur aval est très différente et représente une situation dans laquelle il n'y a plus d'apport de matériaux solides de l'amont. Ce constat nous porte à plusieurs conclusions, d'une part il faut remarquer que ce phénomène est négatif à niveau de la biodiversité d'une rivière et de la continuité du processus de transport solide vers le lac. Par contre l'abaissement constant du lit est du point de vue de la sécurité face aux crues très positif à court terme. Il est par contre évident que sur le moyen et long terme l'érosion constante et non contrôlée du lit a toutes les chances de provoquer des effets négatifs, surtout pour ce qui concerne la stabilité des digues, des berges et des ouvrages.

La forte arborisation des rives a comme effet positif celui d'éviter à priori l'effet d'érosion des berges par la stabilisation des racines et par la diminution de la vitesse de l'eau sur la surface végétale, cette diminution de vitesse est par contre négative car le niveau d'eau augmente considérablement.

#### 4.3 Modélisation du secteur

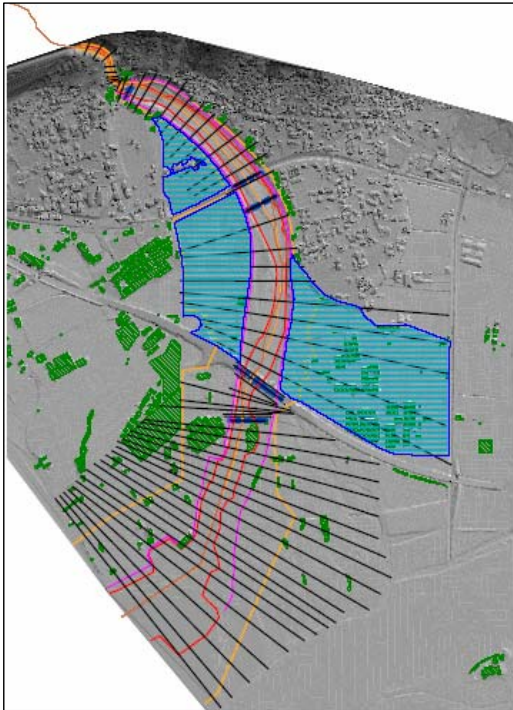


Figure 4. Modélisation hydraulique du secteur d'étude de Tenero et Gordola.

La modélisation hydraulique du secteur d'étude se fonde sur plusieurs paramètres.

Pour introduire des données morphologiques du secteur d'étude dans un modèle hydraulique il est nécessaire de transformer les données de terrain dans les éléments nécessaires à la simulation hydraulique, c'est-à-dire les sections hydrauliques et le profil en long.

Les paramètres géométriques du secteur sont saisis à l'aide du modèle numérique du terrain de la Verzasca, ce modèle est très précis mais il décrit la situation avant la dernière crue de 2004, et il a fallu vérifier à l'aide de quelques sections caractéristiques la validité des sections hydrauliques.

Les paramètres décrivant les caractéristiques hydrauliques, tel les rugosités, les secteurs inactifs et les digues ont été aussi insérées dans la modélisation et ceci a été fait à partir du mode bidimensionnel.

La possibilité d'une brèche dans les digues a été aussi analysée et il y a eu une évaluation des secteurs qui se prêtent à emmagasiner de l'eau en cas de brèche.

#### 4.4 Modélisation hydraulique

La modélisation hydraulique du secteur se fonde sur le logiciel Hec-RAS et tient compte de toutes les données géométriques et des caractéristiques hydrauliques sur la base du logiciel de transformation Hec Geo-RAS.

Les conditions initiales sont les suivantes : à l'amont les hydrogrammes de crue calculés selon la méthode de Sinniger et à l'aval une fonction du plan d'eau qui tient compte de l'hauteur du lac. Cette deuxième fonction a été établie sur la base de statistiques qui relie le débit sur la rivière Verzasca et le plan d'eau du Lac Majeur pendant ces crues. Etant donné que il n'y a pas une fonction directe et que la corrélation entre les deux séries de valeurs est difficile à trouver, il a été décidé d'établir une droite régressive du plan d'eau du lac directement liée au débit de la Verzasca et non pas au temps de retour des deux phénomènes. Il faut préciser que la juxtaposition des intensités avec un temps de retour  $T = 100$  ans des aléa crue – niveau lac, qui sont des événements indépendants, donnerait un résultat avec une probabilité très basse ( $T > 1000$  ans).

#### 4.5 Résultats

La modélisation hydraulique génère pour chaque temps de retour caractéristique la hauteur du plan d'eau et les diagrammes de vitesse pour les crues avec le temps de retour de  $T=30$   $T=100$  et  $T=300$  ans.

De plus nous avons détecté un secteur où la capacité hydraulique est critique pour le cas de crue tricentenaire, donc pour ce cas il a été nécessaire d'évaluer la possibilité d'une brèche et nous avons effectué le calcul du stockage pour les secteurs en rive gauche et rive droite le résultat est la hauteur du plan d'eau en cas de brèche.

Ces données sont nécessaires pour l'établissement de la carte de danger pour les différents scénarios proposés.

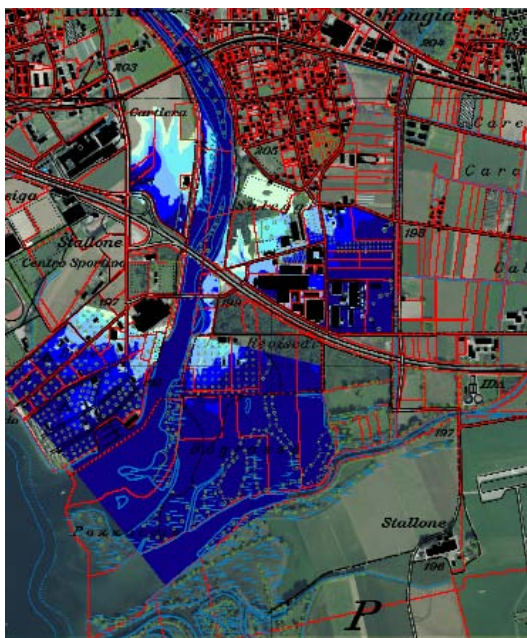


Figure 5. Carte d'inondation au cas où il y aurait une brèche dans le secteur des « Saleggi »

## 5 ETABLISSEMENT DE LA CARTE DE DANGER

### 5.1 Introduction

Pour que l'information concernant les cartes de danger soit homogène, toute analyse de danger doit être rapportée aux directives fédérales de 2001. La documentation nécessaire se compose de deux parties : d'une carte et d'un rapport technique.

Les directives établissent aussi le traitement des données obtenues par les analyses hydrologiques et hydrauliques et la codification du danger par des couleurs qui définissent un degré de danger. A chaque situation de danger correspond un comportement précis du point de vue de l'aménagement du territoire.

### 5.2 Degrés de danger

Deux paramètres pour chaque type de danger sont fixés pour graduer l'importance de la menace: l'intensité et la probabilité (fréquence ou période de retour).

Ces paramètres sont traduits en degrés de danger selon le diagramme intensité - probabilité représenté ci-dessous. On différencie trois degrés de danger, représentés par les couleurs rouge, bleue et jaune.

Par la même on entend, pour la protection contre les crues, une vérification de la situation des dangers découlant d'événements très rares (mise en évidence des dangers résiduels). Les surfaces concernées sont représentées par des hachures jaune - blanc.

L'effet dommageable sera décrit pour le phénomène de l'alluvion due à la Verzasca et chaque degré de danger. C'est à chaque fois le degré de danger le plus élevé généré qui est considéré comme déterminant.

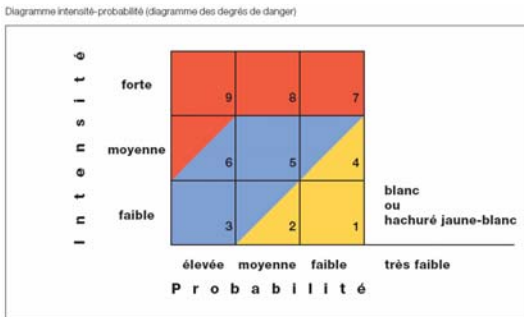


Figure 6. Diagramme des degrés de danger

### 5.3 Probabilité

Se base sur des scénarios.

Probabilité		Période de retour	
qualificatif:	probabilité d'occurrence en 50 ans:	période de retour en années:	qualificatif:
<b>élevée</b>	100 à 82%	1 à 30	<b>élevée</b>
<b>moyenne</b>	82 à 40%	30 à 100	<b>moyenne</b>
<b>faible</b>	40 à 15%	100 à 300	<b>faible</b>

- Le scénario fréquent se base sur le temps de retour  $T=30$  ans ( De  $T=2.33$  à  $T=30$ )
- Le scénario moyen se base sur le temps de retour  $T=100$  ans ( De  $T=30$  à  $T=100$ )
- Le scénario rare se base sur le temps de retour  $T=300$  ans ( De  $T=100$  à  $T=300$ )
- Le scénario très rare se base sur le temps de retour  $T=300$  ans et d'autres événements collatéraux tels que l'hauteur du lac égale à 197.5 m et la brèche dans le secteur des « Saleggi ».

#### 5.4 Intensité

Pour ce qui concerne l'inondation, comme mesure de l'effet possible, on tient compte de la vitesse d'écoulement ( $v$ ) et de la hauteur de l'inondation ( $h$ ).

Les vitesses d'écoulement sont généralement directement dépendantes de la pente du terrain. A la suite de vitesses d'écoulement élevées, on doit s'attendre à un dépôt d'alluvions grossières. Localement, des amorces d'érosion peuvent survenir.

Nous allons donc utiliser pour ce qui concerne l'inondation statique l'hauteur  $h$  de l'inondation, en aval du seuil « pomodori » et pour ce qui concerne les inondations latérales des aux brèches ponctuelles.

Pour le reste du secteur d'étude ce sera la fonction entre l'hauteur d'eau et la vitesse de l'écoulement qui va donner l'intensité du phénomène.

**Critères lors  
d'inondations**

**Intensité forte:**  
 $h > 2\text{ m}$   
ou  
 $v \times h > 2\text{ m}^2/\text{s}$

**Intensité moyenne:**  
 $2\text{ m} > h > 0,5\text{ m}$   
ou  
 $2\text{ m}^2/\text{s} > v \times h > 0,5\text{ m}^2/\text{s}$

**Intensité faible:**  
 $h < 0,5\text{ m}$   
ou  
 $v \times h < 0,5\text{ m}^2/\text{s}$

$h$  = hauteur d'eau  
 $v$  = vitesse d'écoulement  
de l'eau



## 5.5 Résultats

La carte de danger de la Verzasca est la superposition des cartes relatives aux différents scénarios et décrit la situation de danger par rapport à la crue de la rivière. Cette carte a été établie sur la base des Directives fédérales de l'OFEG, « protection contre les crues » de 2001.

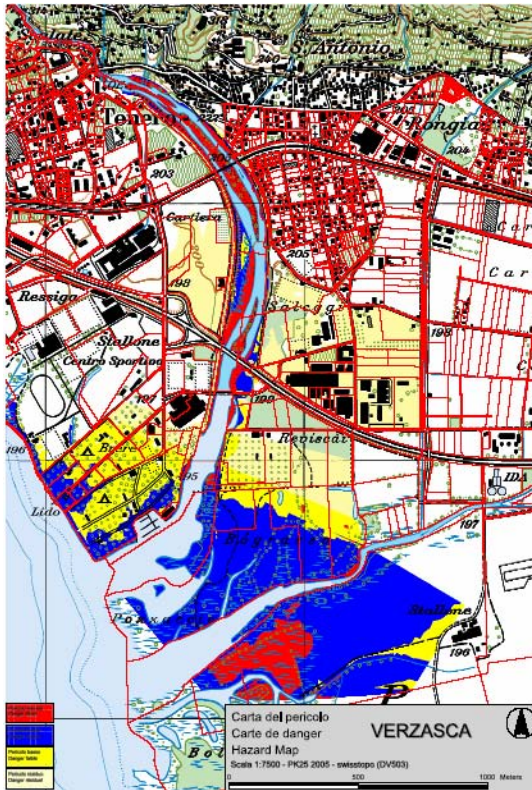


Figure 7. Carte de danger de la Verzasca

Les secteurs conflictuels se trouvent dans le secteur de l'estuaire. Ceci est un secteur où il faut prévoir une interaction du danger lié à la crue de la Verzasca avec le danger lié à l'hauteur statique du lac.

Pour ce qui concerne la capacité des digues nous sommes confrontés à une végétation croissante dans le secteur lié à l'eau, ce qui réduit de plus en plus la capacité hydraulique des digues. Pour un développement durable du secteur sans que il y ait des problèmes liés à l'eau il est nécessaire d'hors et déjà de prévoir un entretien.

A niveau du transport solide et de sa continuité des systèmes de vidange sont à l'étude pour amener de nouveau matériau du secteur amont et recréer partiellement une dynamique alluviale. Cela devra notamment être fait en synergie avec la maintenance de la végétation pour le maintien de la stabilité des berges face aux crues.

## 6 CONCLUSIONS

L'établissement de la carte de danger est la base pour l'introduction et le traitement des conflits entre le phénomène naturel et l'aménagement du territoire.

La pesée des différents intérêts de nature écologique et d'exploitation des ressources naturelles est aussi un facteur très important.

Si le but à atteindre est celui de protéger la population des événements naturels, il est néanmoins possible de parcourir différents chemins pour atteindre l'objectif.

A partir de l'établissement de la carte de danger s'ouvre la discussion pour les objets suivants :

- Capacité des digues.
- Ouvrages d'art.
- Secteurs touchés par le danger d'inondation et changement de leur affectation .
- Considérations liées à l'écomorphologie du tronçon.
- Transport solide.
- Interaction des phénomènes naturels et entretien du secteur.
- Evénements passes et interaction avec le danger lié à la hauteur statique du lac.

Cette analyse du danger a pris en compte l'hydrologie (régimes d'écoulement, types de crues), à l'hydraulique (capacité d'écoulement), en même temps celle ci a permis de comprendre que le transport solide du secteur est problématique car il n'y a plus d'apports de l'amont.

De cette évaluation, on a pu tirer des conclusions aussi bien concernant un écoulement à court terme que concernant des développements à long terme.

L'établissement de cartes de dangers est une condition préalable indispensable à la réalisation de la protection contre les crues par des mesures d'aménagement du territoire ou mesures directes, et elle a en même temps l'effet de donner une perception du danger à tous les niveaux sociaux et culturels.

Enfin les considérations de type écologique sont très importantes pour la détermination des procédures à adopter pour un développement durable du secteur.

## 7 REFERENCES

OFEG, 2001. Directives 2001. Protection contre les crues des cours d'eau.

OFEG, 1997. Recommandations. Prise en compte des dangers dus aux crues dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire.

IST-TI, 1995. Recommandations. Sui territori soggetti a pericolo naturale.

Graf W.H., 1995. Hydraulique fluviale.

USGS, 1999. Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood plains (*United States Geological Survey Water-supply Paper 2339*).

USACE, 2002. Hec Geo-RAS an extension for support of HEC RAS using ArcView.

Musy, 2005. E-drologie.

Sinniger, 1995. L'hydrogramme de crue critique d'une retenue avec évacuateur de surface . *Montana Crans symposium*.

IATE, 1996. Etude hydrologique de la Mèbre- Sorge.

## Sedimentation management in the Livigno Reservoir: Technical measures to reduce the effects of sedimentation due turbidity currents

*Gestion de sédimentation dans le réservoir Livigno : mesures techniques pour réduire les effets  
d'alluvionnement par courants de turbidité*

Marcelo Leite Ribeiro

*Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)*

*Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH)*

*CH - 1015 Lausanne, Switzerland*

**ABSTRACT.** This document presents the study of technical solutions against the sedimentation due to turbidity currents in the Livigno Reservoir, Switzerland. The alternatives are a pervious rockfill dam and a geotextile screen, 6.5 km and 2.5 km upstream of the Punt dal Gall dam in the West arm of the reservoir. After numerical simulations, it can be highlighted that approximately 60% of the sediment deposits during one flood event occur in the first 3.0 km of the reservoir, and about 90% settle upstream of a proposed section for a geotextile screen. Thus, a geotextile screen is not necessary. With an 8 m high barrier, the volume of sediment deposits in the first 3.0 km of the reservoir increases to 76% and if 12 m high, to 87%. If the construction of the obstacles seems not necessary, it can be crucial during the emptying of the reservoir, blocking the sediments already settled from flowing downstream.

**RESUME.** Le présent document présente l'étude de solutions techniques contre l'alluvionnement par courants de turbidité au Lac Livigno, Suisse. Les alternatives sont un barrage perméable et un écran géotextile, 6,5 et 2,5 km en amont du barrage Punt dal Gall au bras ouest du réservoir respectivement. D'après les simulations numériques, il ressort que approximativement 60% des sédiments déposés pendant une crue se trouvent aux premiers 3.0 km du réservoir et 90% sont déposés en amont du profil proposé pour l'implantation du écran. Ainsi, cette dernière alternative n'est pas nécessaire. Avec une barrière de 8 m d'hauteur, le volume de sédiments déposé dans les premiers 3.0 km augment à 76% et avec 12 m d'hauteur à 87%. Même si l'implantation du barrage ne semble pas nécessaire pour le niveau maximum du réservoir, elle peu devenir cruciale pendant sa vidange, puisqu'il bloque l'écoulement vers l'aval des sédiments déjà déposés.

**RESUMO.** O presente documento apresenta o estudo de soluções técnicas contra o assoreamento devido a correntes de turbidez no Lago Livigno, Suíça. As alternativas são uma barragem permeável e uma tela geotêxtil, respectivamente 6,5 e 2,5 km à montante da barragem de Punt dal Gall no braço oeste do reservatório. A partir de simulações numéricas constatou-se que 60% dos sedimentos são depositados a montante da seção proposta para a barragem e 90% a montante da seção considerada para a tela. Assim a implantação do geotêxtil não é necessária. Com uma barragem de 8 m, o volume de sedimentos depositados nos 3.0 km iniciais aumenta para 76% e com 12 m de altura para 87%. Mesmo se a construção de uma barragem não parece necessária considerando o nível máximo de operação, ela pode tornar-se crucial durante o esvaziamento do reservatório, impedindo o escoamento para jusante dos sedimentos já depositados.

## 1 INTRODUCTION

Sedimentation due to turbidity currents is a subject of major importance in Alpine reservoirs. Over the years, as the sediments accumulate, the reservoir loses its storage capacity. The sediments can also reach intakes and greatly accelerate abrasion of hydraulic machinery, decreasing its efficiency and increasing maintenance costs. Other problems can be the blockage of bottom outlet structures or damage to gates that are not designed for sediment passage.

Turbidity currents are the flows driven by density differences caused by suspended fine solid material in an ambient fluid. They can occur under different forms, depending on the density of the current. Normally, they can be separated in 2 parts: the front or head, which has the pressure gradient due to the density difference between the front and the ambient fluid ahead of it as the essential driving forces, and the body, with the gravitational force of the heavier fluid as driving force. The flow in the front is unsteady, while for the body, the flow can be considered as being steady.

In turbidity currents, the quantity of the suspended sediment is not conserved and it is free to exchange with the bed sediment by means of bed erosion and deposition. It can cause self-acceleration of the turbidity by entrainment of bed sediment. Figure 17 illustrates the typical turbidity current.

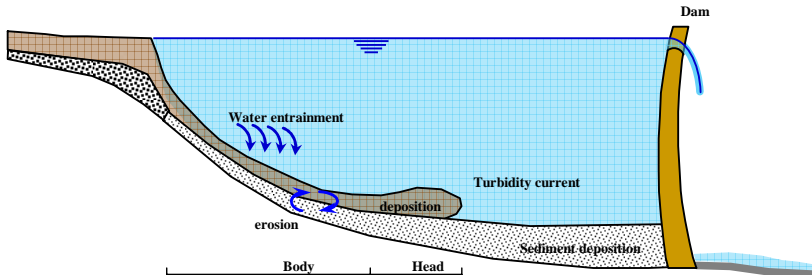


Figure 17 : Turbidity currents (according to De Cesare, 1998).

### 1.1 Description of the hydraulic scheme

The Livigno Reservoir, created by the Punt dal Gall dam, is mainly located on Italian territory with the dam half in Italy and half in the Canton Grisons, in Switzerland. The capacity of the reservoir is 164.6 million m<sup>3</sup>, with the maximum operational level at 1'804.7 m asl. The minimum operational level is at 1'700.0 m asl. Currently, the water level is never lower than 1'740 m asl. The catchment area is 295 km<sup>2</sup>. Figure 18 illustrates an overview of the reservoir.

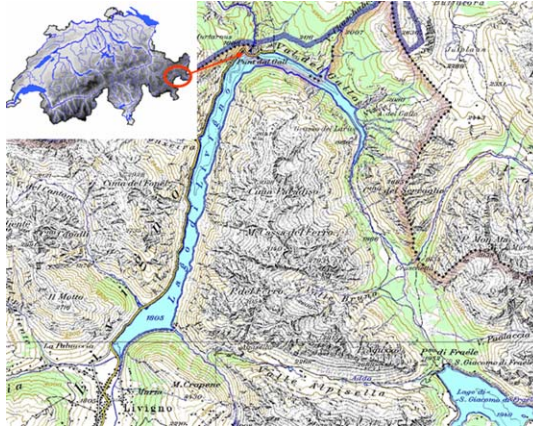


Figure 18: Location on the Swiss-Italian border and map of the Livigno Reservoir.

The construction of the Punt dal Gall arch dam was completed in 1968. The dam, with 130 m of height and 540 m of crest length forms a lake with two arms. The principal West arm of the reservoir, object of this study, is approximately 9 km long and is formed by the Spöl River. The dam has a gated spillway with a capacity of 280 m<sup>3</sup>/s.

The first main stage of energy production consists of the Ova Spin power station in the Spöl Valley. With a capacity of 47 MW, the powerhouse turbines water from Lake Livigno in winter and pumps water to the lake (50 MW) in summer. The Ova Spin power station, with the two units is located birds-nest-like bellow the spillway chute of the dam, forming the compensation basin with a storage capacity of 6.2 million m<sup>3</sup>. The main inflow is water from the Inn River which captured at the S-chanf intake and directed through a freeflow tunnel over 15 kilometers. The water from the Ova Spin compensation basin passes through the turbines in the Pradella power station (280 MW), which represents 75% of the gross energy produced. The water flows through a 23 kilometer pressure tunnel between Ova Spin and Pradella and after the turbines, is collected in a compensation basin with 260'000 m<sup>3</sup> capacity, which also receives water from the Inn River. This basin's contents are then further processed through another 14.3 km long pressure tunnel to the Martina power station (74 MW).

The entire hydraulic scheme has an average yearly energy production of some 1'400 GWh. It is property of Engadiner Kraftwerke AG (EKW), a shareholders company, owned by EGL, ATEL, BKW, CKW, NOK, the Canton Grisons and the concessionary municipalities. A detailed description can be found on the homepage of the Engadiner Power Company under [www.engadin-strom.ch](http://www.engadin-strom.ch).

## 1.2 Scope of the study

The aim of this study is to analyze and propose technical solutions against the effects of sedimentation due to turbidity currents in the Livigno Reservoir. For the current situation, the behaviour of the reservoir related to the sedimentation was analyzed for the annual flood event, the October 2000 flood event, the highest flood event ever measured in the catchment area (1960) and the 100 years return period flood event. For the analyses of the performance of the proposed technical solutions, only the 2000 event was considered.

This document has the objective to present the methodology of the study and provides details and discussion for the current situation of the reservoir and the performance of the proposed alternatives.

The present study is divided in two parts. The first part consists of a simple analysis of the problem using 1D calculation. For the second phase, 3D numerical simulations were performed

in order to validate the results for the studied measures. For the second part, the calculations were performed using CFX-4.4 (AEA Technology, 2001), a 3D numerical flow solver which provides solutions for the standard equations of continuity, momentum and energy conservation on a non-staggered grid by a finite volume approach. The program also offers several possibilities for its extension. In this study, the  $k-\epsilon$  model was used in order to provide closure for turbulence. Routines were added to the program to take into account the settling character of the suspended sediments and the erosion-deposition at the bottom. These implementations were realized with help of FORTRAN routines that were developed in LCH by De Cesare (1998), De Cesare et al. (2001) and extended by Oehy (2003).

## 2 TECHNICAL SOLUTIONS

In this study, two types of technical measures namely a submerged permeable rockfill dam and a permeable screen, were outlined in order to try to stop the turbidity currents in the West arm of the reservoir and thus, decrease the problem of sedimentation and its detrimental consequences on the critical parts of the hydraulic scheme. The proposed technical measures follow ideas of Oehy (2003). They have both been validated in the laboratory flume (Fig. 3). Their possible locations inside the reservoir are shown in Figure 1.

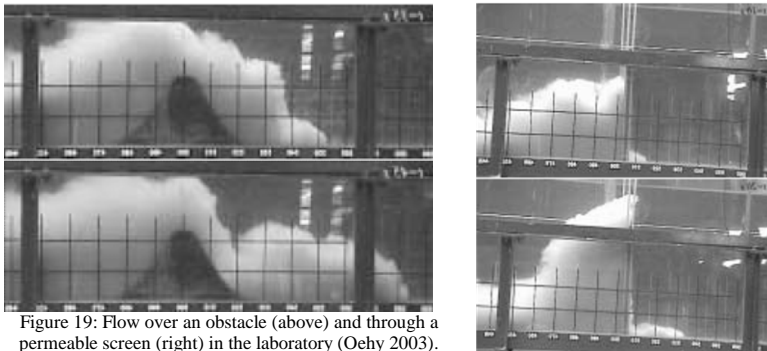


Figure 19: Flow over an obstacle (above) and through a permeable screen (right) in the laboratory (Oehy 2003).  
Flow from left to right

### 2.1 Pervious rockfill dam

This alternative consists in an implantation of a pervious obstacle in the upstream part of the reservoir, almost 3.0 km downstream of the inlet of the Spöl River (Section 1). The obstacle should form a barrier to the sediments during the floods. At the maximum operation of the reservoir at elevation 1'804.7 m asl it will be submerged. The permeability of this dam should guarantee the emptying of the reservoir upstream during the emptying of the Livigno Reservoir. It should also be resistant against overtopping during the filling up. In order to estimate the volume of the construction material for this dam, its crest width was adopted as 2 m and the slope of the up-downstream face as 2:1 (H:V). Thanks to its accessibility, this solution allows for removal of deposited sediments upstream of the pervious dam.

### 2.2 Permeable screen

Another solution is a geotextile screen inside the lake approximately 2.5 km upstream the Punt dal Gall dam (Section 2) to block the sediments brought by the turbidity currents. After first analysis of the deposition behaviour, this alternative proved not to be required.

The performance of a screen located in the same position as the section of the proposed obstacle (Section 1) was also studied. The two studied screens have porosities of 20% and 30%. This last scenario has a scientific character as its operation is impossible in the Livigno Reservoir, considering the variation of water level in the reservoir during the year.

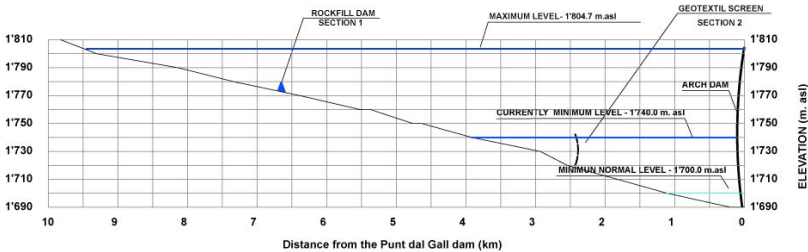


Figure 20: Location of the alternatives, pervious obstacle and permeable screen.

### 3 BASIC DATA FOR THE STUDY

The Punt dal Gall dam forms a reservoir with two arms. The topographical data for the entire reservoir was taken from a map (1:2'000) with elevation curves each 2 m. This bathymetric map corresponds to the pre-impoundment topography of the submerged valley (1970). In the vicinity of the dam, a new bathymetry, obtained in November 2003 (1:500) was used. The longitudinal average slope along the invert of the West arm of the reservoir is about 1.2%.

The hydrological basic data for this study is based on four representatives flood events. The annual flood, the highest flood ever measured in 1960 and the 100 years return period flood (floods taken from the review of the initial basic hydrologic study performed by Elektrowatt in 1992) and the October 2000 flood event. These floods have a peak time of 8h and a total time 48h. An inflow hydrograph corresponding to a uniform spatial rainfall distribution was chosen. This hydrograph, suggested by Hager (1984) on the basis of surveys floods in mountainous regions, has the form of an asymmetric bell corresponding to a modified statistical distribution of Maxwell. Figure 21 shows the hydrographs for this study.

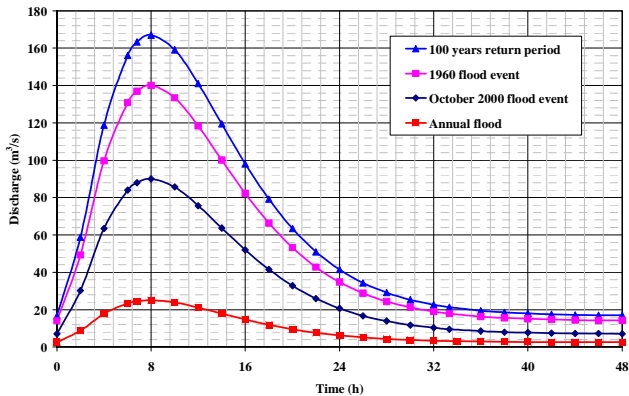


Figure 21: Floods hydrographs used in the study.

The estimated return period for the October 2000 flood event is between 5 and 10 years while the highest flood measured (1960) has a return period between 30 and 40 years. Since there are no measurements for the concentration of the sediments in this reservoir and it is commonly accepted that during flood events in Alpine rivers high concentration of suspended sediments can occur, a concentration peak of 15 g/l was adopted. According to De Cesare (1998), who analyzed concentration measurements in an Alpine river during one entire summer, this value can even be exceeded. In order to estimate the influence of the concentration of turbidity currents in the Livigno Reservoir, an exceptional value of 30 g/l was also simulated. The form and time evolution for the concentration is also based on the same distribution. The peak time for the concentration was considered at 85% of the peak time according to the inflow hydrograph. The density of sediments was adopted as  $\rho = 2'650 \text{ kg/m}^3$  and the average diameter of grains,  $d_{50}$  was assumed as 21  $\mu\text{m}$  (Huwlyer 2003).

#### 4 PRELIMINARY DESIGN OF THE PERVIOUS OBSTACLE

In order to estimate the dimensions of the pervious dam, 1D computation have been made with some assumptions: the reach has a horizontal bottom slope and a uniform geometry; the calculation does not consider friction; the water entrainment was neglected and there is no changes between the current and the bottom. For the discharge, the peak of the October 2000 event flood was used. As shown, the value is 90  $\text{m}^3/\text{s}$ . For the sediments, the maximum value of concentration considered was 15 g/l, considering sediments with  $2'650 \text{ kg/m}^3$ .

The turbidity current plunges to a depth of 1.80 m. In the inlet of the reservoir, the water depth is approximately 4 m when the reservoir is full. Thus, for this case, the current plunges when it enters in to the reservoir. The estimate height of the front of the current is 2.6 m. After experiments and simulations with obstacles, Oehy (2003) showed that the obstacle high should be at least two times the height of the turbidity current. Thus, the preliminary height of the dam is assumed to be 7 m. For this obstacle, there is practically no flow over the dam and the current will be almost completely blocked. In this calculation, the variation of the concentration along the height of the water is not considered being all sediments located in the 2.65 m of the current. Thus, the sediments in suspension will also pass over the obstacle.

In order to estimate the efficiency of this alternative, a simple calculation was made considering no changes in the current behaviour. It was considered that the obstacle would be efficient until the deposited sediments reach a depth of 2.6 m (height of the head of the current for the design flood) upstream of its section, which corresponds to an elevation of 1775.6 m asl.. For that elevation, the storage capacity upstream of the dam is approximately 80'000  $\text{m}^3$ , almost 5 floods like the October 2000 event. It is important to remember that these values are calculated with simple considerations and should be validated by means of a numerical model.

#### 5 NUMERICAL SIMULATIONS USING CFX-4

##### 5.1 *Current situation*

For the current situation of the reservoir, seven simulations were performed: the 1960 and 2000 floods as well as the 100 years design flood were calculated with 15 and 30 g/l of maximum concentration, while the annual flood was only simulated with a sediment concentration of 15 g/l.

The computational domain for the calculations is shown in Figure 22. The analysis was done after 33h20 (120'000 seconds) from beginning of the flood. At this moment, the inflow concentration is practically 0 g/l and the inflow discharge has reached the base flow at the inlet. Figure 23 shows the deposition of the sediments at the end of the simulation for the October 2000 flood event with 15 g/l of sediments and the 100 years design flood with 30 g/l respectively.

The simulated turbidity currents caused by the floods can be considered subcritical and non-conservative (deposition is greater than erosion) in all cases. In fact, there is no erosion in this



reservoir due to turbidity currents. As shown in Table 1, approximately 60% of the total deposited sediments occur in the first 3.0 km of the reservoir for all studied events, except for the annual flood where 74% is deposited within this reach. For all simulations, the quantity of sediments deposited on the hydraulic structures is not relevant. This can be explained by the low slope of the inlet bottom (1.2%) and the width of the inlet trumpet, which both decrease the velocity of currents and facilitate the deposition. The length of the reservoir is another factor reducing sedimentation close to the hydraulic outlet structures at the Punt dal Gall dam. The current loses its forces while flowing downstream due to water entrainment and sedimentation.

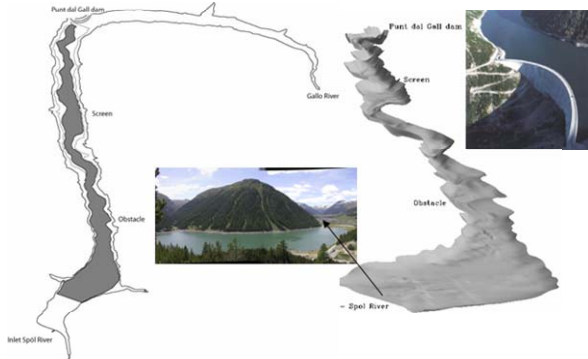


Figure 22: Overview of the reservoir and computational domain for the study.

The maximum depth of sediment deposition varies from 3 cm for the annual flood with maximum inflow concentration 15 g/l to 10 cm for the 100 years flood with maximum inflow concentration of 30 g/l.

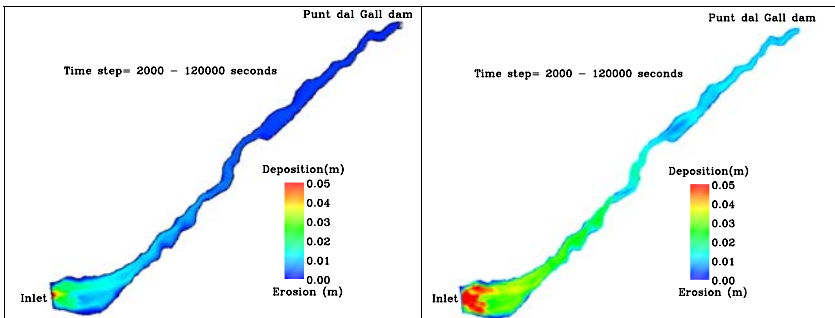


Figure 23: Sedimentation at the end of simulation for the October 2000 flood event with maximum inflow concentration equal to 15 g/l (left) and 100 years return period flood with maximum inflow concentration of sediments 30 g/l (right).

The volume deposited upstream of each location for the studied alternatives was compared to the total volume deposited at the end of the calculations in the entire West arm of the reservoir. Table 1 shows the behaviour of the deposition in the reservoir for the simulated scenarios.

According to this analysis of the present situation, the alternative of installing a geotextile screen was dismissed for this reservoir, since more than 90% of the sediments are settling upstream of its proposed location.

Flood Event	Concentration (g/l)	Sediment inflow (m <sup>3</sup> )	Deposition upstream of Section 1	Deposition upstream of Section 2
Annual	15	4'730	74%	98%
October 2000	15	16'877	63%	94%
	30	33'755	60%	92%
1960	15	26'485	60%	92%
	30	52'971	58%	91%
100 years	15	31'593	59%	91%
	30	63'187	58%	90%

Table 1 : Ratio between the deposition upstream of the sections for the implementation of alternatives and the total deposition in full West arm of the reservoir at the end of simulations.

The evolution of the current at the Section 1 for the October 2000 flood event and maximum inflow concentration of 15 g/l is shown in Figure 24. The peak of the current in this section occurs after 9h of flood and with a maximum concentration of sediments equal to 2.4 g/l and a velocity of 0.25 m/s. At the foreseen location of the screen, the peak of the current occurs 16h after the start of the flood and attains maximum concentration of 0.54 g/l with a maximum velocity of 0.30 m/s

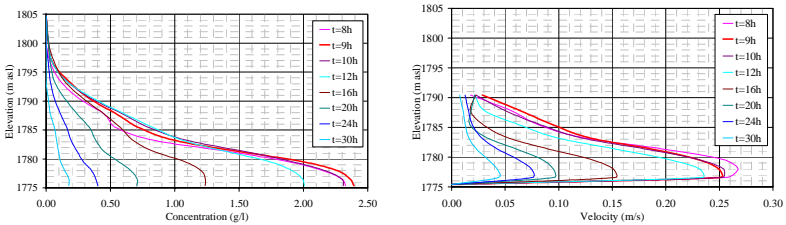


Figure 24: Time evolution of the current in the cross section of the obstacle: concentration (left) and velocity (right).

### 5.2 Pervious obstacle

For the simulation of a pervious dam in the reservoir, three heights were considered. The obstacles with 4, 8 and 12 m high are simulated based on the October 2000 flood event with the maximum concentration of sediments of 15 g/l. Table 2 shows the ratio of sedimentation for the different studied heights of obstacle as well as the volume of material needed to construct the obstacles.

Alternative	Volume of the rockfill dam (m <sup>3</sup> )	Deposition upstream of Section 1	Deposition upstream of Section 2
Present situation	-	63%	94%
Obstacle 4m	1'700	69%	95%
Obstacle 8m	12'300	76%	97%
Obstacle 12m	34'600	87%	99%

Table 2 : Ratio between the deposition upstream the implementation of alternatives and the total deposition in full West arm of the reservoir at the end of the simulation for the present situation and different obstacles highs.

The performance of an obstacle against turbidity currents starts to be significant for the obstacles higher than 8 m. In this case, the sedimentation upstream of the obstacle increases from 63% to 76% for the 8 m high obstacle and from 63% to 87% for the 12 m high. Figure 25 illustrates the situation at the end of the simulation for the obstacles with 8 and 12 m high.

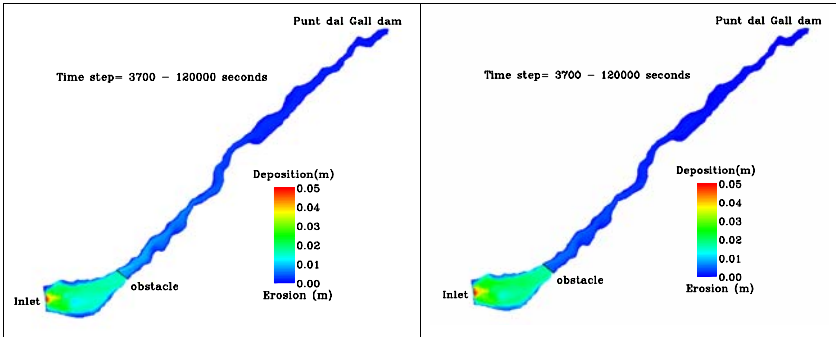


Figure 25: Sedimentation considering obstacles with 8 m (left) and 12 m high (right) for the October 2000 flood event and maximum concentration of sediments 15g/l.

The proposed obstacles are above the water level of the Livigno Reservoir during the period of approximately end of January to mid-July.

### 5.3 Geotextile screen

As above discussed, the implementation of a geotextil screen 2.5 km upstream of the Punt dal Gall dam (Section 2) in the West arm of the Livigno Reservoir is not necessary. In the meantime, for a scientific character, the simulations with a screen in the same place as foreseen for the obstacles were performed. These calculations have been done in order to compare the performance of a geotextil screen with the obstacles.

In these simulations, porosities of 20 and 30 % were considered following the indications presented by Oehy (2003). The resistance force to the flow due to the friction was not considered.

The situation of the deposition at the end of the simulation is presented in Figure 26.

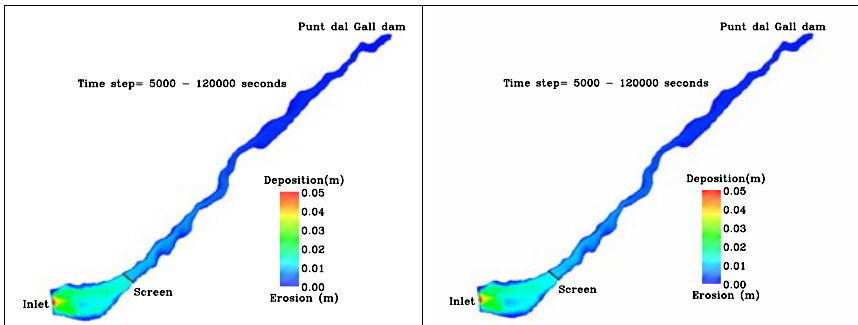


Figure 26: Final condition for the October 2000 flood event with maximum inflow concentration 15g/l for the screen with 20 and 30% (left - right)

The deposition analysis is presented in Table 3.

Alternative	Deposition upstream of Section 1	Deposition upstream of Section 2
Present situation	63%	94%
Screen 30%	69%	95%
Screen 20%	71%	96%

Table 3 : Ratio between the depositions upstream of the Sections 1 and 2 and in full West arm of the reservoir at the end of the simulation.

After the analyses of the simulations, the performance of a screen with 30% porosity can be compared with an obstacle of 4 m high (69 %). If the porosity is 20%, its performance increases a little, but does not reach the efficiency of a barrier of 8 m high (71 %). Anyway, for both cases, at least 95% of the sediments are settled upstream of Section 2.

## 6 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

This document presents the analyses of technical measures against sedimentation due the turbidity currents in the Livigno Reservoir, owned by Engadiner Kraftewerk EKW. At first, two types of alternatives are outlined. A pervious rockfill dam placed some 3.0 km downstream of the main tributary mouth in the West arm of the reservoir (Section 1) and a geotextile screen placed approximately 2.5 km upstream of the Punt dal Gall dam (Section 2). The following flood events were considered in this study: the annual flood, the October 2000 flood with a return period of between 5 and 10 years, the highest ever measured flood of 1960 (30-40 years return period) and the 100 years flood with 15 g/l, respectively 30 g/l inflow sediment concentration.

Thanks to 3D numerical simulation using CFX-4.4, it can be highlighted that the present situation of the reservoir does not present a major sedimentation problem in the vicinity of the dam. Approximately 60% of the sediment deposits during a flood occur in the first 3.0 km of the reservoir which acts as a natural desilting basin, and about 90% settle upstream of a proposed geotextile screen for all analyzed events. Thus, a geotextile screen is not necessary in Section 2. The maximum thickness of the deposits is less than 10 cm, even for the 100 years flood with a 30 g/l maximum inflow concentration.

In order to improve the present behaviour of the reservoir with regard to sedimentation, an obstacle with three different heights is studied. The results of the flow simulations show that with a 8 m high barrier, the volume of sediment deposits in the first 3.0 km of the reservoir increases to 76% and with 12 m high, the efficiency of this obstacle reaches 87%. The maximum deposition attains some 5 cm upstream the obstacle for a single event. Due to the accessibility of the upstream area of the obstacle, removal of the sediment deposits can be organised if necessary over the years. A topographic survey before and after the implementation of the obstacle enables monitoring its efficiency, this is even simplified due to the annual lowering of the water level in the reservoir.

Another possibility placing a geotextile screen in Section 1 was also studied, even if its operation is impossible due to the annual variation of the water level in the reservoir. This alternative has a scientific character. The conclusions are that a screen with 20 and 30% of porosity does not present significant differences in terms of capacity of retention. Both screens behave approximately like a pervious dam with 4 m high. Therefore, even if its operation were possible, its implantation is not required.

It is important to remark that even the implantation of the obstacles seems not necessary with a maximum operation level of the reservoir, it can become crucial during the emptying of the Livigno Reservoir, once it blocks the flow of the sediments already settled to downstream.

The proposed technical measure can be part of the sustainable sediment management of the Livigno Reservoir.

## ACKNOWLEDGEMENTS

The present study was financially supported by the Engadiner Kraftwerke AG (EKW), Switzerland. It has been performed within the frame of the training program and the Master of Advanced Studies (MAS) Project of the Postgraduate studies in Hydraulic schemes, 2003-2005 edition, realized at the Laboratory of Hydraulic Construction (LCH) of the Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).

## REFERENCES

- AEA Technology (2001). "CFX-4.4 : User Manual", *AEA Technology*, Oxford-shire, UK.
- De Cesare, G. (1998). "Alluvionnement des retenues par courants de turbidité", *PhD Thesis N° 1820 and Communication du Laboratoire de constructions hydrauliques - LCH N°7*, Lausanne, EPFL, Switzerland (in French).
- De Cesare, G., Schleiss, A., and Hermann, F. (2001). "Impact of turbidity currents on reservoir sedimentation", *J. of Hydraul. Eng.*, Vol. 127, No. 1, pp. 6-16
- Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG (1992). "Aktualisierung der Hochwasserstudie und Ueberpruefung der Hochwassersicherheit der Anlage", Switzerland. (Unpublished project report).
- Hager, W.H. (1984). "A simplified hydrological rainfall-runoff model", *J. of Hydrology*, 74, pp. 151-170.
- Huwlyer, Ph. (2003). "Möglichkeiten zur Abführung von Feststoffen aus dem Gebiet zwischen Fangdamm und Staumauer Punt dal Gall, Switzerland". Vorprojekt, Knonau (Unpublished project report).
- Oehy, C. (2003). "Effects of obstacles and jets on reservoir sedimentation due to turbidity currents", *PhD Thesis N° 2684 and Communication du Laboratoire de constructions hydrauliques - LCH N° 15*, Lausanne, EPFL, Switzerland.



# Réhabilitation des usines hydroélectriques du canal de la Papeterie à Versoix - Etude de faisabilité

*Rehabilitation of the hydropowerplants on the "Canal de la Papeterie" in Versoix - Feasibility study*

Nidia Socorro Llantén

*Geos Ingénieurs Conseils S.A. Carouge, Suisse*

## **Abstract**

The canal of the Papeterie is about 930 m long. It is a derivation of the Versoix River and was used to feed three microelectric power plants: La Papeterie, Favarger, and Vilvert. All of them are presently out of service. The present work focuses on the sites of La Papeterie and Favarger. At La Papeterie, the equipments are fairly old and the intake screen and the turbine are dismantled. At Favarger, the equipments are in good condition. For the two sites, the possibilities of reusing, transforming and dismantling the hydraulic equipments are analyzed and, in case of reusing, the costs associated with rehabilitation and operation of the power generation utilities. Cost per kWh produced was determined based on a proposed canal flow regulation and historic flow duration curves.

## **Résumé**

Le canal de la Papeterie, d'une longueur d'environ 930 m, est une dérivation des eaux de la rivière la Versoix. Trois petites usines hydroélectriques sont situées sur ce canal : La Papeterie, Favarger et Vilvert. Toutes ces installations sont aujourd'hui hors service. L'étude se concentre sur deux d'entre elles, celle de la Papeterie et celle de Favarger. Les équipements de l'usine de la Papeterie sont vétustes, la turbine et le dégrilleur se trouvent actuellement démontés. L'usine de Favarger est en meilleur état ; le générateur et le control-commande sont cependant à remplacer. L'objectif du travail a été de déterminer les différentes possibilités de rénovation, de transformation et/ou de démolition à effectuer pour les aménagements hydrauliques du canal et d'estimer les coûts d'investissement et de exploitation d'une réhabilitation des usines hydroélectriques. Le prix de revient du kWh a été déterminé sur la base des débits, historiques classés et d'une proposition pour un nouveau règlement du canal quant à la répartition des débits.

## 1 INTRODUCTION

Le canal de la Papeterie à Versoix qui apparaît déjà sur les cartes du XVIII<sup>e</sup> siècle, est un cours d'eau selon la carte des cours d'eau du canton de Genève. Depuis l'année 2004, le canton de Genève est propriétaire de l'ancien bâtiment de la Papeterie et des ouvrages annexes existants. Le canal de la Papeterie comprend des ouvrages de prise, de réglage, de contrôle et des installations utilisant la force motrice. Ces derniers sont hors service.

Le canal est une dérivation des eaux de la Versoix. Sa prise d'eau comprend un barrage à travers la Versoix qui est équipé d'une passe à poissons. Deux vannes de prise régulent la quantité d'eau qui entre dans le canal. Après un parcours de 930 m, le canal rejoint la Versoix en aval du pont de la route de Suisse.

Le canal de la Papeterie présente un certain intérêt énergétique. En effet, il existe 3 petites usines hydroélectriques sur le canal : La Papeterie, Favarger, et Vilvert, ainsi qu'une roue à eau chez Vouga. La première usine hydroélectrique, soit celle de la Papeterie, est située à environ 110 m en aval de la prise d'eau du canal. Située à 415 m plus en aval se trouve celle de la

chocolaterie de Favarger. Ces deux usines sont actuellement hors service mais une réhabilitation est envisagée car l'Etat est intéressé à favoriser la production d'énergie renouvelable locale.

L'étude de la réhabilitation de la production hydroélectrique du canal a été concentrée uniquement sur les deux usines de la Papeterie et de Favarger, les propriétaires des usines de Vouga et de Vilvert ayant renoncé à leur exploitation. Pour ce qui est de la roue à eau de Vouga, aucune information sur son état actuel n'a pu être obtenue. En ce qui concerne l'usine de Vilvert, il est à noter que le projet de "*Réaménagement des berges de la Versoix en aval du pont CFF*", en voie de construction, prévoit de condamner le canal de fuite de cette installation au niveau de la berge en rive gauche de la Versoix.

## 2 OBJECTIF

Il existe deux grandes alternatives à la réhabilitation dont il est nécessaire de tenir compte au moins quelques temps. En effet, si aucun projet de réhabilitation ne peut être suivi, il faudra déterminer si les aménagements doivent être conservés en l'état ou démantelés (barrage et bâtiments de l'usine enlevés, canal remblayé).

Il va de soi que l'abandon sans intervention n'est pas acceptable au vu de la vétuste des installations et des risques encourus par les gens du voisinage, enfants ou promeneurs, pour la beauté du site, et les dégâts pour l'environnement.

L'objectif du travail a été de déterminer les différentes possibilités de rénovation, de transformation et/ou de démolition à effectuer pour les aménagements hydrauliques du canal et d'en estimer les coûts d'investissement et d'exploitation. Pour l'alternative d'une réhabilitation de la production hydroélectrique du canal, le rendement potentiel d'exploitation a été déterminé sur la base des débits, historiques classés et d'une proposition pour un nouveau règlement du canal. Composé du produit et des coûts de l'exploitation hydroélectrique, il permettra de définir la durée d'amortissement nécessaire pour rentabiliser une remise en exploitation hydroélectrique du canal.

## 3 INVENTAIRE ET DIAGNOSTIQUE

Pour évaluer les différentes options possibles il faut connaître l'ensemble des ouvrages et leur état de dégradation. Pour ce faire, un inventaire et un diagnostic des différents installations, énumérées ci après de l'amont vers l'aval, a été effectuée.



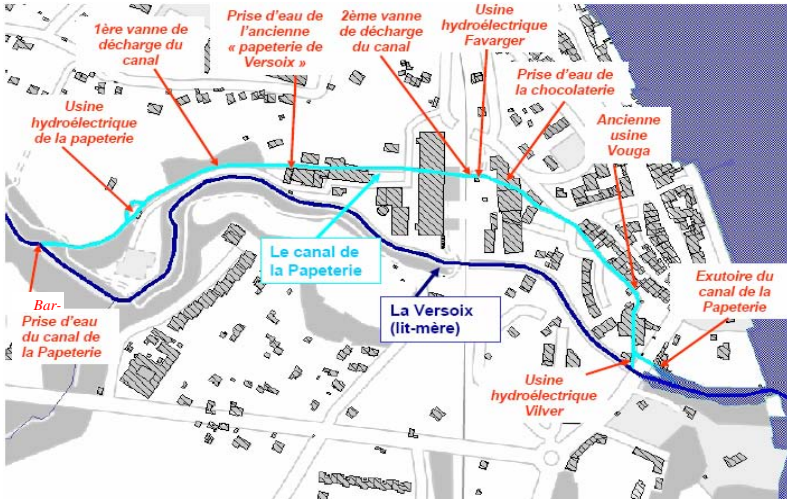


Figure 1 : Le canal de la Papeterie et ses installations

### 3.1 Le barrage, la passe à poisson

La construction du barrage remonte probablement au XVIII<sup>e</sup> siècle. Un diagnostic sommaire a été établi à partir de visites, de prises de vues et de mesures, car il n'existe pas de documentation, ni de plans qui puissent aider à une meilleure connaissance. Le diagnostic ne comporte pas d'essais de laboratoire, ni de calculs avancés.

Le barrage ne présente apparemment pas de déplacements, ni de détachements de roches, ni de fissures rive à rive traversant le barrage. Il y a pourtant plusieurs fuites et il y a lieu de les colmater. Au pied du barrage, on peut observer des rails verticaux qui aident à son soutènement.

L'étude de stabilité a montré que l'ouvrage est sûr, les facteurs de sécurité usuellement requis au glissement, au renversement et au soulèvement étant respectés.

La passe à poisson récemment construite est en bon état, mais il y a une érosion entre la rive droite de la rivière et l'ouvrage qui pourrait mettre en danger à terme la stabilité de celui-ci.

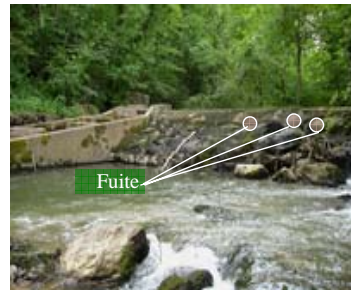


Figure 2 : La passe à poisson, le barrage (Vue d'aval)

### 3.2 *Prise d'eau du canal,*

Les vannes de la prise d'eau ainsi que la vanne de décharge sont vétustes et à peine manœuvrables. Il sera nécessaire de les remplacer.

### 3.3 *Les usines hydroélectriques*

Dans l'usine de la Papeterie, la turbine et le dégrilleur sont démontés et entreposés dans le bâtiment même et sujets à la corrosion. En ce qui concerne l'usine de Favarger, la turbine et les installations hydromécaniques sont en bon état. En revanche, il y aura lieu de remplacer l'alternateur ainsi que les tableaux électriques avec le commande-control.

### 3.4 *Prise d'eau de l'ancienne Papeterie de Versoix*

L'ancienne Papeterie de Versoix actuellement en démolition, utilisait les eaux du canal pour la fabrication de papier. Cette prise n'a plus de fonction et peut être démantelée.

### 3.5 *Prise d'eau de la Chocolaterie Favarger*

Depuis des années, l'entreprise Favarger utilise l'eau du canal pour le refroidissement dans son procédé de fabrication de chocolats. Cette prise d'eau doit continuer de fonctionner.

### 3.6 *Usines Vouga et Vilvert*

Ces usines se trouvent hors service et arrêtées définitivement, les propriétaires respectifs ayant renoncé à leur droit d'utilisation d'eau.

### 3.7 *Le bief du canal de la Papeterie :*

Entre la prise d'eau du canal et l'usine de la Papeterie, le canal, qui est non revêtu, a un aspect naturel. Ce tronçon d'environ 110 m, est le moins bien conservé. Sur certaines parties, les érosions latérales ont élargies et déformées le canal, avec des fuites d'eau sur les rives.

Le tronçon suivant de 414.5 m, situé entre la usine de la Papeterie et celle de Favarger, présente un profil dont la partie inférieure est bétonnée, des caches à poissons alternées rive gauche-rive droite ont été rajoutées récemment. Le tronçon, qui passe à certains endroits sous des bâtiments, est généralement en bon état.

La dernière section qui va de l'usine de Favarger jusqu'à l'exutoire du canal (375.7 m) est bien conservée. Elle comporte un aménagement de seuils à but piscicole.

## 4 CAPACITÉ DU BIEF

Afin d'évaluer le potentiel hydroélectrique des deux usines à réhabiliter, il faut établir la capacité hydraulique du bief. Pour faciliter les calculs, le canal a été divisé en trois sections tel que décrit plus haut.

La capacité est fonction principalement des paramètres géométriques et hydrauliques. Les paramètres géométriques sont le profil longitudinal qui est défini par la pente, et la forme des sections transversales, c'est-à-dire les profils en travers. Il n'a pas été possible d'obtenir des profils exacts sur toute la longueur, mais des extrapolations basées sur des plans topographiques ont permis d'approximer les profils manquants.

Le paramètre hydraulique principal à prendre en compte est la rugosité du canal, car elle a une influence sur la vitesse d'écoulement. La rugosité est déterminée par le coefficient de Manning : pour le premier tronçon avec des parois du canal en terre la valeur est de 0.03, pour le deuxième et troisième tronçon où les parois sont en béton, la valeur est de 0.02.

Et pour tenir compte des pertes de charge par rétrécissement de section, les valeurs suivantes ont été choisies pour une transition graduelle : le coefficient de contraction est de 0.1 et pour la l'élargissement de 0.3.

Les critères choisis pour définir la capacité maximum ont été le débordement de profils et le dépassement de points particuliers.

Les conditions aux limites sont le niveau de déversoir amont des usines (tronçon 1 et 2) et l'influence du niveau du lac sur le profil N° 38 qui se trouve à l'exutoire, comme le montre la figure 3

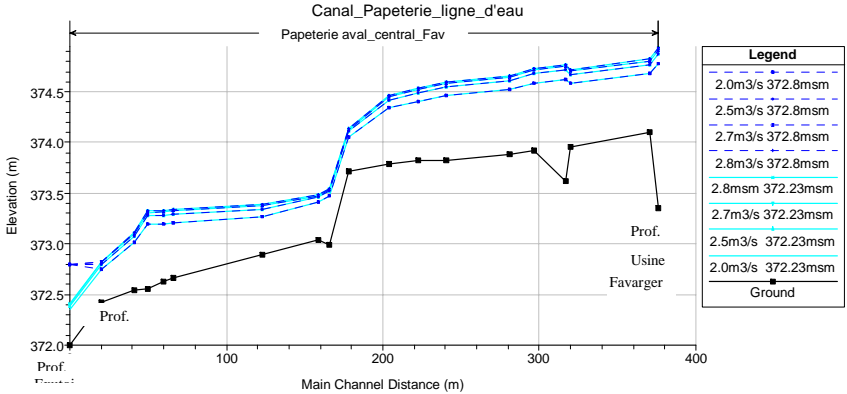


Figure 3 : Influence du lac sur le canal (troisième tronçon)

Le canal a un profil limitant la capacité hydraulique dans le premier tronçon et trois dans le deuxième tronçon. Ainsi, la capacité maximale est de  $2.7\text{ m}^3/\text{s}$ , le troisième tronçon ayant une capacité supérieure à  $2.7\text{ m}^3/\text{s}$ .

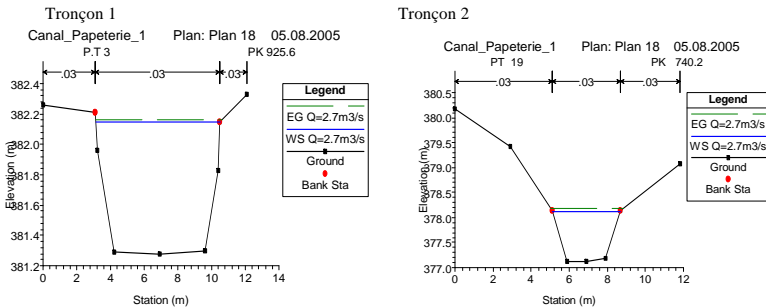


Figure 4 : Profils limitant la capacité hydraulique

Les calculs montrent que la capacité hydraulique du canal de la Papeterie est limitée par les éléments suivants : état des berges, engrèvement du fond, vannes de décharge et passage sous les bâtiments.

L'écoulement est partout fluvial, à l'exception du passage au droit de l'ancienne roue à eau de Vouga où se trouve une chute avec un nombre de Froude élevé. C'est la hauteur des berges qui limite la capacité dans un profil du premier tronçon.

## 5 RÈGLEMENT DU CANAL

### 5.1 Règlement actuel

Il existe actuellement un règlement d'exploitation qui donne les répartitions des débits entre le canal de la Papeterie et la Versoix. Le règlement actuel ne permet pas d'atteindre le maximum de  $2.7 \text{ m}^3/\text{s}$ . Il contient deux indéterminations de débit, entourées sur la figure suivante, lorsque la Versoix a un débit de environ  $6 \text{ m}^3/\text{s}$  et lorsqu'elle en a un de  $0.72 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ce règlement ne permet pas d'optimiser le débit pour une exploitation hydroélectrique.

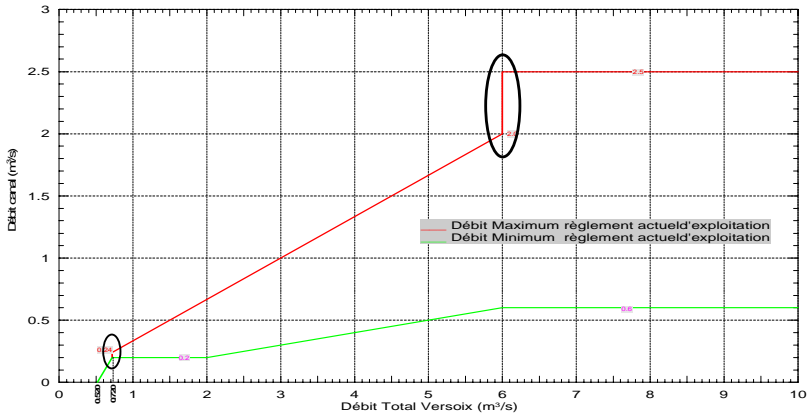


Figure 5 : Règlement actuel du canal

L'analyse des débits historiques mesurés dans le canal et dans la Versoix montre que 18.3% des valeurs de débits se trouvent hors du règlement, comme le montre la figure ci-après. Ceci est certainement dû au fait que le canal n'est actuellement pas exploité et qu'il n'y a pas un intérêt précis de connaître le débit du canal. En plus, les vannes de prise que régulent le débit sont difficilement manœuvrables.

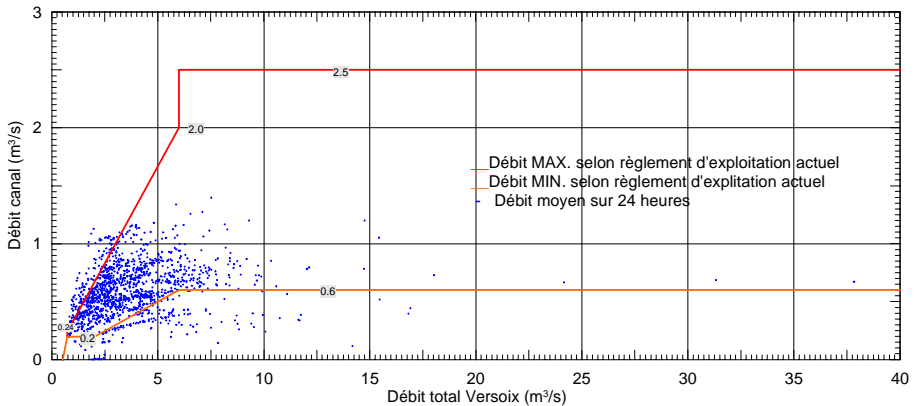


Figure 6 : Analyse des débit 1997-2003(Règlement actuel)

### 5.2 Proposition de règlement

En vu d'une exploitation hydroélectrique du canal, une modification du règlement est proposée. Cette proposition tient compte des éléments suivants:

- Elimination des indéterminations de débit.
- Débit maximum de 2.7 m<sup>3</sup>/s dans le canal.
- Débit maximum turbinable de 2.3 m<sup>3</sup>/s (imposé par la capacité de l'usine de Favarger).
- Débit de 0.3 m<sup>3</sup>/s pour la dévalaison des poissons.

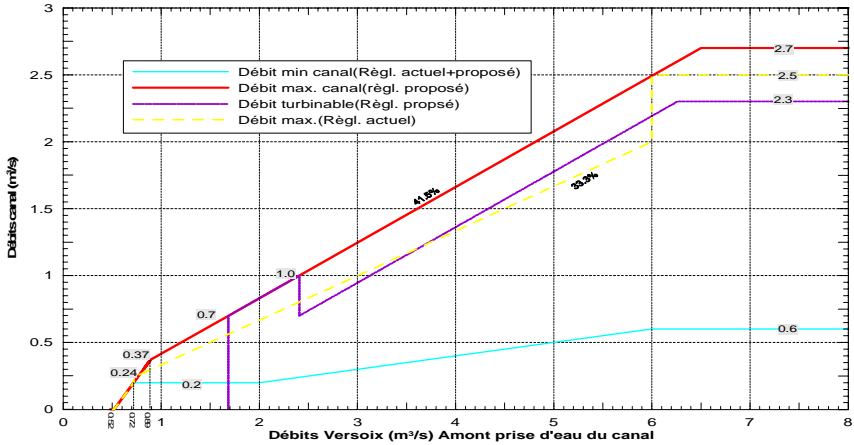


Figure 7 : Proposition de règlement

Les 0.3 m<sup>3</sup>/s pour la dévalaison des poissons permettent que la turbine ait suffisamment de débit pour la production hydroélectrique dans l'année, en plus d'un avantage pour la faune piscicole. Quand la production hydroélectrique s'arrête les poissons sont déviés par le by-pass situé en amont de l'usine de la Papeterie, et ils utilisent le passe à poissons qui se trouve à coté de l'usine de Favarger.

## 6 DEBITS DE LA VERSOIX

Pour déterminer la productibilité du canal, il faut connaître les débits du canal et de la Versoix. Il existe deux stations de mesures de débits, dont l'une se trouve sur le canal en amont de la usine de Favarger et l'autre sur la Versoix sous le pont CFF.

Sur la base des observations hydrologiques effectuées depuis 1964 à 1996 et de 1997 à 2003 et pour simuler la future production hydroélectrique, la courbe des débits classés du canal montrée ci-après à été établie en appliquant le nouveau règlement proposé.

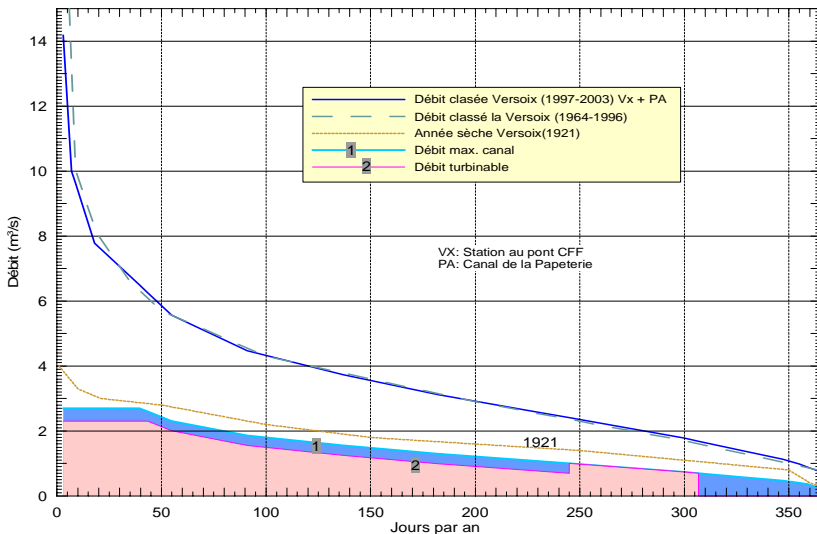


Figure 8 : Courbe des débits classées

## 7 PRODUCTION HYDROELECTRIQUE

### 7.1 Puissance installée

Le débit maximum turbinable considéré est de  $2.3 \text{ m}^3/\text{s}$  ; il correspond au débit maximum de la turbine existante de l'usine de Favarger. La puissance installée a été déterminée en tenant compte des hauteurs de chute selon le débit total dans le canal (soit  $2.7 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et non du débit d'équipement des deux usines ( $2.3 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Lorsque le débit turbinable atteint le minimum de fonctionnement de la turbine ( $0.7 \text{ m}^3/\text{s}$ ), le by-pass pour la dévalaison des poissons est fermé et le débit de  $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$  n'est plus soustrait. Lorsque le débit du canal est inférieure au débit minimum turbinable, l'exploitation hydroélectrique cesse.

En fonction des débits et de la chute brute, la turbine proposée est une turbine de type KAPLAN. Le rendement de la solution proposée est approximativement de 0.77 pour l'ensemble turbine – courroie - générateur. La hauteur de chute nette a été estimée à 95% de la hauteur de chute brute.

La puissance totale installée de 103kW étant suffisamment petite, les installations bénéficieront de l'exception prévue par la loi fédérale sur la redevance hydraulique.

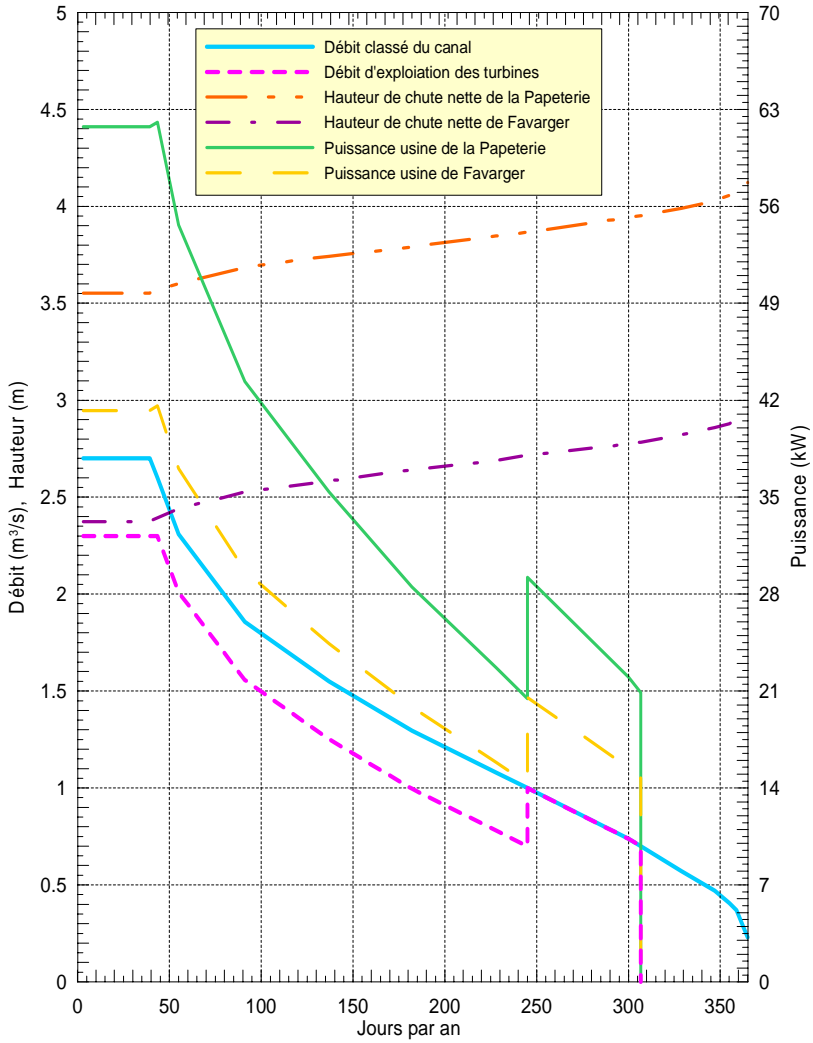


Figure 9 : Courbes des puissances classées

## 7.2 Production d'énergie

En faisant l'intégration numérique de la surface sous la courbe des puissances classées, on obtient l'énergie produite en une année moyenne ; soit 463 MWh pour le total de production des deux turbines. L'exploitation est possible durant 306 jours sur 365.

Les caractéristiques des deux usines sont les suivantes:

Débit maximum turbinable : 2.3 m<sup>3</sup>/s

Débit minimum de fonctionnement 0.7 m<sup>3</sup>/s

Hauteur de chute nette maximum:

La Papeterie 3.55 m

Favarger 2.37 m

Hauteur de chute nette minimum:

La Papeterie 4.12 m

Favarger 2.95 m

Puissance maximum aux bornes:

La Papeterie 62 kW

Favarger 41 kW

Puissance totale installée 103 kW

Production annuelle d'énergie:

La Papeterie 275'000 kWh

Favarger 188'000 kWh

Production annuelle totale 463'000 kWh

## 7.3 Estimation des coûts

Les prix sont estimés avec prudence sur la base d'expériences et d'installations similaires. Ils sont valables pour l'année 2005. Les valeurs ont été obtenues par les ingénieurs de GEOS Ingénieurs Conseils SA, et par des consultations aux fabricants de turbines.

Les coûts d'investissement pour la réhabilitation du canal de la Papeterie et sa remise en exploitation hydroélectrique par le rééquipement des usines de la Papeterie et de Favarger sont résumés dans le tableau suivant :



<b>1. Barrage</b>	<b>350'000.00</b>
a) Remise en état du barrage (massif d'encrochement et béton) étanchéité (élimination des fuites)	
<b>2. Prise d'eau</b>	<b>60'000.00</b>
a) Remplacement vanne de chasse et vannes d'entrée du canal	
b) Motorisation et automatisations vannes d'entrée du canal	
c) Menu travaux de génie civil	
<b>3. Tronçon 1 (Prise d'eau – Usine de la Papeterie)</b>	<b>20'000.00</b>
a) Consolidation des berges pour l'élimination des fuites	
b) Curage du bief	
c) Rives	
<b>4. Usine hydroélectrique de la Papeterie</b>	<b>480'000.00</b>
a) Turbine	
b) Grille, dégrilleur, vanne de fond	
c) Armoires électriques	
d) Transport plus montage	
e) Travaux de génie civil y compris démontage installations existants	
f) Réfection du bâtiment	
<b>5. Tronçon 2 ( Usine de la Papeterie – Usine de Favarger)</b>	<b>15'000.00</b>
a) Nettoyage général	
b) Remise en état vanne de décharge	
c) Fermeture prise d'eau ex-papeterie et démantèlement grille	
<b>6. Usine hydroélectrique de Favarger</b>	<b>235'000.00</b>
a) Installation d'un nouveau générateur, d'une nouvelle régulation, d'un contrôle commande automatique et connexion au réseau en 400 V	
b) Contrôle et révision des équipements existants	
c) Révision et automatisations du dégrilleur	
<b>7. Tronçon 3 (Usine Favarger – Exutoire)</b>	<b>5'000.00</b>
a) Nettoyage général	
<b>8. Etudes</b>	<b>175'000.00</b>
a) Projet et direction des travaux	
b) Frais de constitution du dossier de concession	
<b>Investissement (sans barrage)</b>	<b>CHF 990'000.00</b>
<b>Total investissement (avec barrage)</b>	<b>CHF 1'340'000.00</b>

Les coûts d'amortissement et d'exploitation sont les suivants :

#### AMORTISSEMENTS (Coût annuel)

Amortissement barrage	<b>50 ans</b>	<b>25 ans</b>
Taux d'intérêt	4%	4%
Coefficient d'annuité	4.655	6.401
<b>Annuité fixe (Barrage)</b>	<b>CHF 16'292.57</b>	<b>CHF 22'404.19</b>
Amortissement canal + usines	<b>25 ans</b>	<b>25 ans</b>
Taux d'intérêt	4%	4%
Coefficient d'annuité	6.401	6.401
<b>Annuité fixe (canal + usines)</b>	<b>CHF 63'371.84</b>	<b>CHF 63'371.84</b>

#### DEPENSES D'EXPLOITATION (Coût annuel)

1. Frais de personnel (5% d'un temps plein)	6'000.00	6'000.00
2. Matériel divers de maintenance	2'000.00	2'000.00
3. Evacuation produit de dégrilleur	2'000.00	2'000.00
4. Taxes et assurances	1'000.00	1'000.00
5. Redevance hydraulique (exonérée < 1 MW)	0.00	0.00
6. Révisions des 5, 10 et 15 ans	2'000.00	2'000.00
<b>Dépenses d'exploitation</b>	<b>CHF 13'000.00</b>	<b>CHF 13'000.00</b>
<b>Total coût annuel</b>	<b>CHF 92'664.41</b>	<b>CHF 98'776.03</b>

Deux variantes sont considérées pour le calcul du prix de revient : Dans la première variante, l'amortissement de l'investissement pour la réfection du barrage est fait sur 50 ans, alors que dans la deuxième variante, il est fait sur 25 ans. Le calcul du prix de revient du kWh produit à conduit aux résultats suivants :

Prix de revient (amortissement du barrage sur **50 ans**, autres installations sur **25 ans**)

Total coût annuel = 92'664.41 Sfr

Energie annuelle production. = 463'000 kWh **Prix revient = 20.01cts/ kWh**

Prix de revient (amortissement du barrage sur **25 ans**, autres installations sur **25 ans**)

Totala coût annuel = 98'776.03 Sfr

Energie annuelle production. = 463'000 kWh **Prix revient = 21.33cts/ kWh**

## 8 CONCLUSIONS

Le scénario 3, à savoir l'exploitation hydroélectrique est possible à un prix de revient acceptable qui est de l'ordre de 20 cts/kWh, les coûts étant estimés avec prudence. La reprise d'une exploitation hydroélectrique du canal est tout à fait envisageable aussi du point de vue écologique.

Le scénario 2, à savoir le maintien du status quo accompagné d'une mise en sécurité, a un prix que les propriétaires doivent prendre en charge de toute façon alors qu'il n'y a pas de revenu associé.

Le scénario 1, à savoir le démantèlement complet du canal, a certainement un prix bien plus élevé que le scénario 2 et semble peu réaliste.

# Behavior of submerged unsaturated soil under the effect of rapid drawdown and wave

## *Comportement d'un sol submergé non saturé sous l'effet d'un abaissement rapide du niveau d'eau et de vagues*

Sitaram Neupane

*Soil Mechanics Laboratory, EPFL, CH-1015 Lausanne, Switzerland*

**ABSTRACT:** It might not be an exaggeration to mention that some recent developments in unsaturated soil mechanics have been widely ignored in engineering practice though attempts are still being made to understand more on the behaviors of unsaturated soils. In engineering practice, soils below piezometric line are usually considered to be saturated and the pore fluid is rated being incompressible, which is not consistent with the natural conditions, especially near the piezometric surface. Even under the submerged conditions, there is a tiny fraction of air bubbles present in the pore fluid of soil. The physical properties of soil vary drastically due to the change in this entrapped air even by a small amount. This paper deals with this behavior of submerged unsaturated soil under two types of loading conditions- rapid drawdown and wave effect. Attempts have been made to understand well and find the pattern of evolution of pore water pressure, effective stress and deformation of soil bed as well as possible erosion due to fluidization processes.

**RÉSUMÉ:** Il n'est sans doute pas exagéré de dire que la plupart des développements les plus récents, faits dans le domaine de la mécanique des sols non saturés, ne sont pas utilisés dans la pratique de l'ingénieur. Malgré cela, la recherche se poursuit et l'on tente toujours d'en apprendre davantage sur le comportement des sols non saturés. Dans la pratique, il est courant de considérer que les sols situés sous la ligne piézométrique sont saturés et que le fluide interstitiel est incompressible, ce qui n'est pas rigoureusement exact en regard des conditions naturelles, en particulier au voisinage de la surface piézométrique. En effet, même dans un sol submergé, une fraction infime de bulles d'air est présente au sein du liquide interstitiel. De plus, une faible variation de cette quantité d'air induit des changements notables dans les caractéristiques physiques du sol. Cette étude traite du comportement de tels sol, soumis à deux cas de charges : dans le cadre d'un abaissement rapide du niveau d'eau et sous l'effet de vagues. Divers tests ont été réalisés, afin de comprendre et d'identifier le schéma d'évolution de la pression interstitielle, des contraintes effectives, de la déformation de l'interface sol-eau ainsi que de l'éventuelle érosion due au phénomène de liquéfaction.

## 1 INTRODUCTION

### 1.1 *Background*

Common engineering practice is to consider submerged soils to be saturated and the pore fluid to be incompressible. But, because of geological history of the soil or due to some chemical-organic processes inside the soil, even a submerged soil contains some fine dispersed microscopic gas bubbles rendering the subsoil unsaturated and hence incompressible, the phenomenon being more predominant near the piezometric surface. Under the conditions of external pressure fluctuations such as rapid drawdown and wave loading, the gas bubbles inside the submerged unsaturated soil react by inflating or deflating thus leading to significant and long-lasting changes in soil stresses and displacement fields.

### 1.2 Behaviors of unsaturated soils

Unsaturated soil means, in practice, ‘partially saturated’ soil and simply indicates that the degree of pore water saturation is any value less than unity. Interpreting physically, a third phase of matter, air, is introduced into the two-phase saturated soil system (Fig. 1).

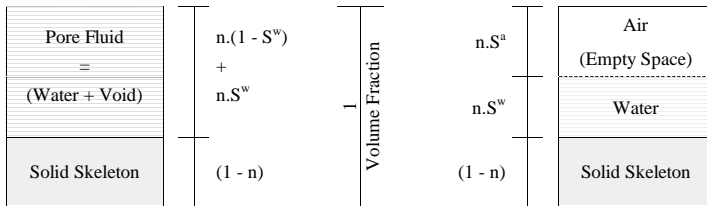


Figure 1. A schematic representation of saturated (2-phase) and unsaturated (3-phase) soils.

The forces and energies associated with these multiphase interactions by their very nature separate unsaturated soil behavior from saturated soil behavior. In many practical engineering problems, where the hydraulic and stress-strain behavior of natural or engineered systems comprised of soil is strongly influenced by the presence, absence, or changes in these interfacial interactions, the traditional saturated soil mechanics framework often fails to satisfactorily describe or predict the behavior of the system.

## 2 THEORETICAL APPROACH

### 2.1 Compressibility of air-water mixture

The pore air and pore water pressures increase as an unsaturated soil is compressed. This pore pressure increase is commonly referred to as an excess pore pressure. Excess pore pressures may develop either due to flow or seepage through soil or due to the application of an external load. In the undrained condition, the applied total stress is carried by the soil skeleton, the pore-air, and the pore-water depending upon their relative compressibilities. The pore-air and pore-water are not allowed to flow out of the soil and volume change occurs as a result of the compression of the air and, to lesser extent, that of water. The compression of solid skeleton can be assumed negligible for the stress range commonly encountered in practice.

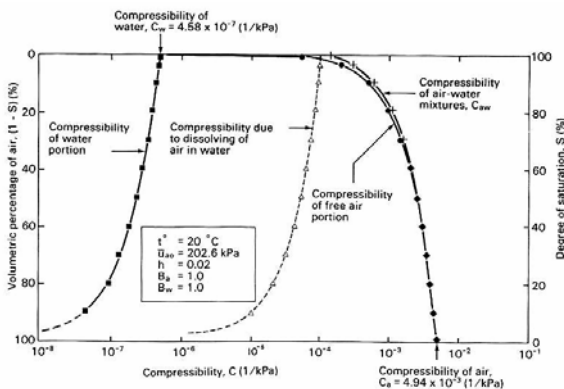


Figure 2. Compressibility of an air-water mixture (Fredlund & Rahardjo 1993).

The solution of air in water gives the effect that the soil is compressible. The compressibility of an air-water mixture can be obtained using the direct proportioning of the air and water compressibilities. The compressibility of the air portion is due to the compression of free air and the air dissolving into water. The compressibility of an air-water mixture is predominantly influenced by the compressibility of the free air portion.

When the soil voids are completely filled with air ( $S^w = 0.0$ ), the compressibility of the pore fluid is equal to the isothermal compressibility of air, i.e.  $4.94 \times 10^{-3} \text{ (kN/m}^2\text{)}^{-1}$  whereas at saturation (i.e.  $S^w = 1.0$ ), the soil voids are completely filled with water, and pore fluid compressibility becomes equal to that of water, i.e.  $4.58 \times 10^{-7} \text{ (kN/m}^2\text{)}^{-1}$ . The compressibility of the water is of significance only when the soil is fully saturated (Fig. 2).

In nature, the entrapped air content, as free air or as dissolved air, typically ranges from 0 to 20% of the bulk soil volume (Fredlund & Rahardjo 1993). For an air entrainment of approximately 20% of the volume of voids, the compressibility of pore fluid increases approximately by 4,000 times as compared to the fully saturated case. The inclusion of even 5% of air in the soil is sufficient to increase the pore fluid compressibility nearly by 1,000 times. (Fig. 2).

## 2.2 Concept of effective stress

The stress state of a soil, which is the stress experienced by soil's solid phase, or skeleton, can be characterized in terms of non-material variables called stress state variables. The number of stress state variables required for the description of the stress state of a soil depends primarily upon the number of phases involved, and not upon the physical properties of the soil. For example, the effective stress for saturated soils, which is the difference between total stress and pore water pressure, is a stress state variable and is independent of the soil properties.

All mechanical aspects of a saturated soil are governed by the effective stress, i.e. the effective stress has been proven to be the only stress state variable controlling the behavior of a saturated soil. Mathematically, it is expressed as:

$$\sigma' = \sigma - p^w \quad (1)$$

where  $\sigma'$  is the effective normal stress,  $\sigma$  the total normal stress and,  $p^w$  the pore water pressure.

While the total stress and the pore water pressure are measurable, the effective stress is not a physical parameter and can not be measured. It can only be computed by subtracting the pore water pressure from the total stress, both of which are physical parameters. The concept of effective stress, even if it is not a measurable parameter, is still very useful for geotechnical engineers. It can be easily realized that the mechanical behavior of a soil mass is linked with the effective stress rather than with the total stress or pore water pressure. It has been well accepted that an increase in effective stress causes the soil particles to pack more closely thus decreasing the void ratio, leads to a decrease in compressibility and increases the shearing resistance of the soil. But an equal increase in the total stress and the pore water pressure, which would in turn keep the effective stress unchanged, would have little or no effect on the soil behavior.

As unsaturated soil is more complex in the sense that it is a three-phase system, it has been more difficult to arrive at a consensus regarding the description of the stress state. The use of a single-valued effective stress for unsaturated soils has encountered many difficulties, and has led numerous researchers to the realization that two independent stress state variables should be used for unsaturated soils. The most popular formulation for the effective stress of unsaturated soils uses two independent stress state variables- net normal stress ( $\sigma - p^a$ ) and matric suction ( $p^a - p^w$ ):

$$\sigma' = (\sigma - p^a) + \chi(p^a - p^w) \quad (2)$$

where  $\chi$  is Bishop's effective stress parameter and all other parameters have their usual meanings. This empirical parameter ( $\chi$ ), representing the proportion of soil suction that contributes to the effective stress, can be taken as a unique function of degree of water saturation,  $S^w$ , i.e.  $\chi = S^w$ . A completely saturated soil, as a special case of unsaturated soil, has 0 matric suction. Under static air phase (i.e.  $p^a = 0$ ) and for  $S^w = 1$ , Equation 2 reduces to Equation 1 for saturated soils.

### 2.3 Governing equations

All the involved three phases in an unsaturated soil- soil skeleton, water, and air- behave independently. The soil skeleton is assumed to behave like solids and comes to equilibrium under applied stress gradients whereas the water and air phases are fluids that flow under applied stress gradients. Therefore, an independent balance equation for mass as well as momentum can be written for each phase. The principle of superposition can be applied to the balance equations for each of the phases as the stress fields are linear. The sum of the balance equations for the individual phases gives rise to the total balance equation for the soil system.

These stress state variables must be expressed in terms of the measurable stresses, such as the total stress,  $\sigma$ , the pore-water pressure,  $p^w$ , and the pore-air pressure,  $p^a$ .

The momentum balance of the 3-phase mixture can be written as (Vulliet 1986):

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = 0 \quad (3)$$

where  $\sigma_{ij}$  is the total stress tensor,  $\rho$  the density of the mixture and,  $g_i$  the gravity vector. Putting  $\chi = S^w$  in Equation 2, the total stress tensor can be written as:

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + S^w p^w \delta_{ij} + (1 - S^w) p^a \delta_{ij} \quad (4)$$

With  $\sigma'_{ij}$  the effective stress tensor and  $\delta_{ij}$  the Kronecker delta ( $\delta_{ij} = 1$  if  $i = j$  &  $\delta_{ij} = 0$  if  $i \neq j$ ).

The density of the 3-phase mixture,  $\rho$ , is given by:

$$\rho = (1 - n)\rho^s + nS^w \rho^w + n(1 - S^w)\rho^a \quad (5)$$

where  $\rho^s$ ,  $\rho^w$ , and  $\rho^a$  are the solid, water and air true densities, respectively,  $n$  is the porosity ( $n = \frac{e}{1 + e}$ ,  $e = \frac{\text{void volume}}{\text{solid volume}}$ ,  $e$  being the void ratio),  $S^w$  is the degree of water saturation, defined as the ratio of water volume to the total pore volume, and  $S^a$  the degree of air saturation, defined as the ratio of air volume to the total pore volume confirming to  $S^a = 1 - S^w$ .

Combining Equation (3), (4) & (5), we get:

$$(\sigma'_{ij} + S^w p^w \delta_{ij} + (1 - S^w) p^a \delta_{ij})_{,j} + \rho g_i = 0 \quad (6)$$

The mass balance equations for the 3-phase mixture can be written as (Klubertanz 1999):

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial(1-n)\rho^s}{\partial t} + ((1-n)\rho^s v_i^s)_{,i} &= 0, \text{ for solid skeleton} \\ \frac{\partial nS^w \rho^w}{\partial t} + (nS^w \rho^w v_i^w)_{,i} &= 0, \text{ for water phase} \\ \frac{\partial n(1-S^w)\rho^a}{\partial t} + (n(1-S^w)\rho^a v_i^a)_{,i} &= 0, \text{ for air phase} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

where  $v_i^s$ ,  $v_i^w$ , and  $v_i^a$  are respectively the velocities of solid skeleton, water, and air phases.

Now, dividing both sides of the equation for solid skeleton by the term  $\rho^s$ , that for water phase by the term  $S^w \rho^w$ , and that for air phase by the term  $S^a \rho^a$ , and simplifying, we get:

$$\frac{n}{S^w} \frac{\partial S^w}{\partial t} + \frac{n}{\rho^w} \frac{\partial \rho^w}{\partial t} + n v_{i,i}^w + \frac{v_i^w}{S^w \rho^w} (nS^w \rho^w)_{,i} + (1-n)v_{i,i}^s + v_i^s(1-n)_{,i} = 0 \quad (8)$$

$$-\frac{n}{S^a} \frac{\partial S^w}{\partial t} + \frac{n}{\rho^a} \frac{\partial \rho^a}{\partial t} + n v_{i,i}^a + \frac{v_i^a}{S^a \rho^a} (n(1-S^w)\rho^a)_{,i} + (1-n)v_{i,i}^s + v_i^s(1-n)_{,i} = 0 \quad (9)$$

While deriving Equations 8 & 9, it is assumed that  $\rho^s$  is constant both in time and space.

Constitutive laws or equations describe the interrelationships between or among state variables and material variables. A constitutive equation for a given system allows the prediction of one state variable from others.

Constitutive relations for an unsaturated soil are to be created independently for all the three phases. In each constitutive equation, the stress state variables are  $(\sigma - p^a)$  and  $(p^a - p^w)$ . Soil skeleton is assumed to be isotropic, homogenous, incompressible, and linear elastic material.

It has been found that the degree of water saturation  $S^w$  is a unique function of capillary pressure  $p^c$  defined as  $p^c = p^w - p^a$ , as well as  $\rho^w$  (Klubertanz 2002), as seen in Equation 10, where all other unknowns are material constants.

$$S^w = \frac{1}{\left( \frac{1}{\psi_0} \log \left( -\frac{c_d p^c}{g \rho^w} \right) \right)^{\frac{1}{\psi_1}} + 1} \quad (10)$$

It should be remarked here that capillary pressure is just the negative of 'suction' (Fig. 3.a), another broadly used term in unsaturated soil mechanics. For the special case when  $p^a = 0$ , suction  $S = -p^w$ .

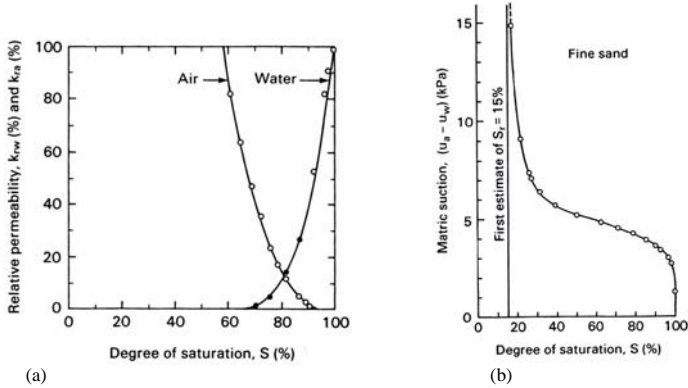


Figure 3. (a) Matrix suction versus degree of saturation for fine sand (Fredlund & Rahardjo 1993) (b) Relative permeability of water and air as a function of degree of saturation (Brooks & Corey, 1964).

Similarly, the relative water-solid or air-solid velocity  $v_i^{ps}$  is governed by Darcy's law (Klubertanz 2002):

$$v_i^{ps} = \frac{-K^\pi}{\rho^\pi g_i} (p^\pi, i - \rho^\pi g_i) \quad (11)$$

where  $\pi = w, a$  (water and air phases),  $\rho^\pi$  is a function of  $p^\pi$  exclusively, and the coefficient of permeability,  $K^\pi$  as:

$$K^\pi = \frac{k^{r\pi} K}{\mu^\pi} \rho^\pi g \quad (12)$$

where  $K$  is the intrinsic (geometric) permeability,  $\mu^\pi$  the dynamic viscosity, and  $k^{r\pi}$  the relative permeability, which in turn is the function of degree of saturation and of porosity, for water, and function of degree of saturation only, for air (Fig. 3.b), as is given below in Equation 13.

In Equation 13,  $n_1$  and  $n_2$  are material constants,  $n$  is the actual porosity,  $n_0$  is the initial porosity,  $S^w$  is the degree of water saturation as usual, and  $S^{rw}$  is the residual degree of saturation.

$$\left. \begin{aligned}
 k^{rw} &= k^{rws} k^{rwn} \\
 \text{where } k^{rws} &= \left( \frac{S^w - S^{rw}}{1 - S^{rw}} \right)^{n_1} \quad \text{and} \quad k^{rwn} = \left( \frac{n}{n_0} \right)^7 \\
 \text{and } k^{ra} &= \left( 1 - \left( \frac{S^w - S^{rw}}{1 - S^{rw}} \right)^{n_2} \right)^3
 \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

### 3 CASE STUDIES

#### 3.1 General

Davis et al. (2003) reviewed variety of geotechnical situations with external fluctuating pressures acting on both protected and unprotected sandy soil bed in shallow water to find that time-varying pressure loading contributes to soil deformation, fluidization, and hydraulic failure as well as vulnerability to erosion and scouring. External pressure changes may take at the surface of a seabed or inland waterway and are caused either by waves (which in turn may be caused by ship movement) or by rapid drawdown (for example in a ship lock).

#### 3.2 Fluidization due to drawdown

Fluidization is a process similar to liquefaction wherein the skeletal stress at a granular material vanishes. When the effective stress reaches zero, the entire external loading is borne by pore fluid alone, then fluidization starts.

Köhler & Koenders (2003) have developed following simple formula based on one-dimensional Biot's consolidation equation, which permits an estimate of the critical factors that affect a possible fluidization process:

$$t_1 = \frac{\pi}{4} y_0 \left( \frac{i_c \gamma_w}{\bar{\sigma}} \right)^2 \frac{k}{n(1-S)} \quad (14)$$

where  $t_1$  is the critical time for fluidization,  $y_0$  the water depth of the soil-water boundary,  $i_c$  the critical gradient of soil,  $\gamma_w$  the unit weight of water,  $\bar{\sigma}$  the rate of external pressure drop,  $k$  the permeability of the subsoil,  $n$  the porosity of the subsoil and  $S$  is degree of saturation in the subsoil. Equation 14 is valid only for one-dimensional situations in which the compressibility of water is substantially greater than that of the soil skeleton, the soil surface is unprotected, and the external pressure drop is a steady one. Equation 14

can be interpreted to be composed of two groups having the dimensions of velocity:  $\frac{k}{n(1-S)}$ ,

representing the soil property parameters and  $\frac{4}{\pi} \frac{t_0}{y_0} \left( \frac{\bar{\sigma}}{i_c \gamma_w} \right)^2$ , representing external loading parameters. If the velocity associated with the external loading is greater than the velocity associated with the soil properties, then fluidization occurs. In that case, the soil cannot respond quickly enough to the loading that is introduced by the external pressure drop.

Köhler & Koenders (2003) also developed an endoscopic technique for direct visualization and measurement of subsoil fluidization in a controlled environment. Microscopic examination is carried out to observe the process of fluidization verifying the above formula and clearly showing the mixing up of fluid particles over time of fluidization.



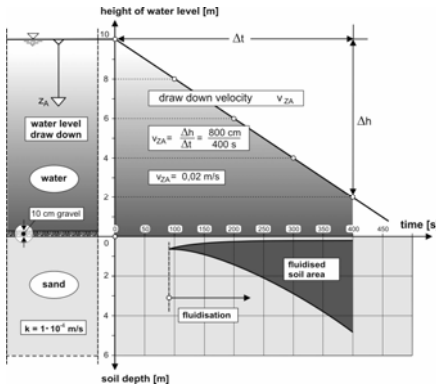


Figure 4. Fluidization due to drawdown effect for a top loaded sandy soil (Davis et al. 2003)

This formulation is validated by Davis et al. (2003) finding that fluidization for an unprotected sand bed commences at soil-water interface whereas for a top loaded (protected) soil, fluidization occurs somewhere below the interface between the top load and the soil (Fig. 4).

## 4 NUMERICAL MODELING

### 4.1 General

Two-phase numerical modeling of the present study is carried out using *Z\_Soil.PC*, a commercially available finite-element computer software developed by *Zace Services Limited*, Switzerland. In *Z\_Soil.PC*, air-phase is introduced into the formulation with the modification of the pore water compressibility. The problem considered in this study is time-dependent consolidation problem coupled with flow process. Two types of loading conditions are considered- rapid drawdown and wave effect.

Initial pressures as well as initial undeformed stress state are defined with the use of available initial state driver option. Rapid drawdown and wave loading boundary conditions are applied with a function describing its variability in real time during the process. The boundary-valued-problem is simulated to get coupled solution of conservation of mass and momentum in both the solid and the fluid phases, together with boundary and initial conditions.

### 4.2 1-D and 2-D models

At first, a simple box-shaped mesh representing a vertical sand column with rapidly fluctuating fluid head is considered as 1-D problem (Fig. 5). Two types of external loading are considered- rapid drawdown and wave. Simulations have been carried out for varying material constants- Young's modulus of elasticity, bulk modulus of elasticity and Darcy's coefficient of permeability, and also for varying rates of drawdown for the rapid drawdown case and various rates of drawdown and filling for the wave case. Results are sought for the evolution of excess pore water pressure, drop in effective stress, deformation of soil bed, and erosion due to fluidization.

Secondly, 2-D simulation is done for a natural trapezoidal canal with rapid drawdown effect (Fig. 5). After the results of 1-D model, results are sought being concentrated on the deformation and possible fluidization process for varying modulus of elasticity of soil skeleton and varying compressibilities of pore fluid.

Three representative compressibilities have been used in 1-D and 2-D numerical simulation- corresponding to  $3.37 \times 10^{38}$ ,  $2.18 \times 10^{06}$  and  $5,000 \text{ kN/m}^2$  bulk moduli of pore fluid: respectively representing a completely incompressible pore fluid, compressibility of normal water, and highly compressible pore fluid with assumption of 2% air entrainment (Fig. 2).

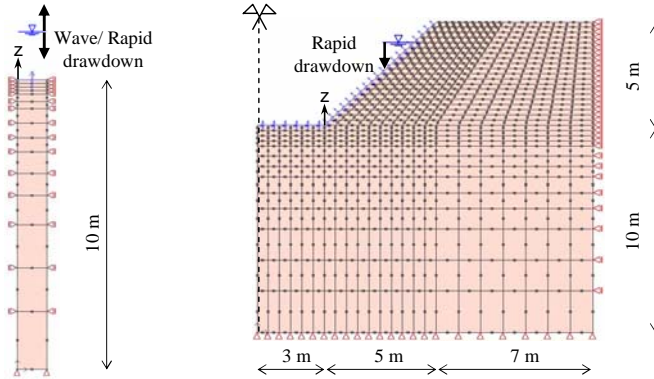


Figure 5. 1-D and 2-D models used in numerical simulation.

4.3 Results

From the results of numerical simulation, it can be seen apparently that the effect of rapid drawdown is to increase the pore water pressure and to decrease the effective stress whereas the effect of rapid filling is just opposite to that, as long as the pore fluid is compressible. In the following discussion ‘excess pore water pressure’ is termed as the actual pore water pressure with the effect of rapid drawdown or wave loading minus the corresponding instantaneous hydrostatic pore water pressure without the effect of drawdown or wave loading. Excess pore water pressure is positive for the rapid drawdown case whereas it is negative for the rapid filling case. Similarly, ‘drop in effective stress’ is defined as the actual effective stress with the effect of rapid drawdown or wave loading minus the corresponding instantaneous effective stress without the effect of drawdown or wave loading. Drop in effective stress is negative for the rapid drawdown case and is positive for the rapid filling case.

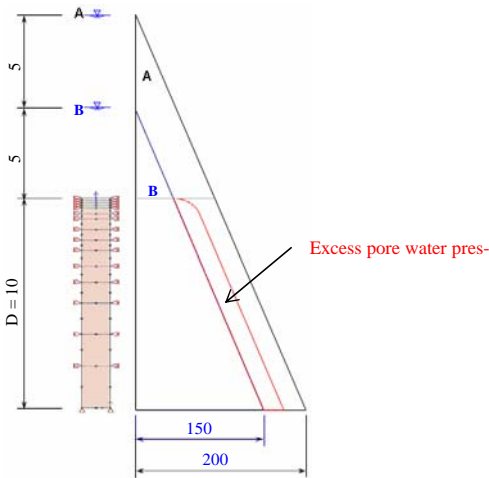


Figure 6. Schematic representation of evolution of excess pore water pressure.

It is found that as far as the pore fluid is incompressible, the behavior of the soil mass is like that of saturated soil under hydrostatic condition. But, as the pore fluid starts to become more and more permissible the effects of rapid drawdown and wave loading get more visible. The excess pore water pressure (or drop in effective stress) and displacement due to drawdown effect go on increasing up to a maximum value, and again start to decrease afterwards until they reach back to zero. The maximum values of the stresses and deformation for both the cases of rapid drawdown and wave loading are the same.

Figure 6 shows the pattern of evolution of excess pore water pressure for a submerged unsaturated soil during a representative rapid drawdown case starting from 10 m water head above the soil-water interface (A) to 5 m at the end of drawdown process (B). At the end of the drawdown process, there is an excess pore water pressure which takes significantly long time to dissipate as shown in Figure 7 below. Similarly, Figure 8 shows the evolution of vertical displacement at soil-water interface due to the effect of rapid drawdown for submerged unsaturated soils.

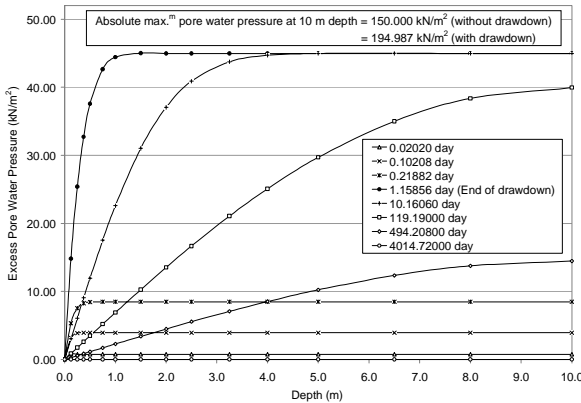


Figure 7. Excess pore water pressure for Young's modulus,  $E = 100,000 \text{ kN/m}^2$ ; bulk modulus,  $\beta = 5,000 \text{ kN/m}^2$ ; soil permeability,  $K = 10^{-09} \text{ m/s}$ ; drawdown rate =  $0.00005 \text{ m/s}$

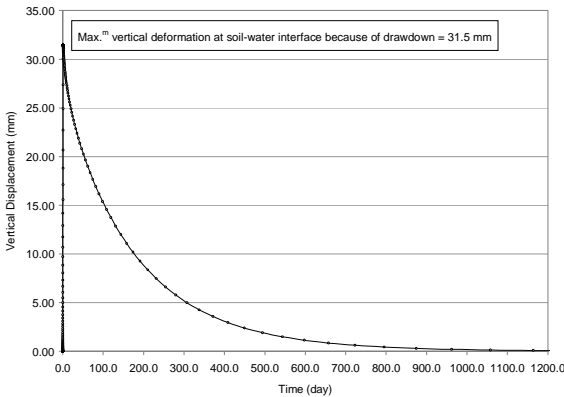


Figure 8. Vertical displacement at soil-water interface for Young's modulus,  $E = 200 \text{ kN/m}^2$ ; bulk modulus,  $\beta = 5,000 \text{ kN/m}^2$ ; soil permeability,  $K = 10^{-07} \text{ m/s}$ ; drawdown rate =  $0.00005 \text{ m/s}$

Also, the effect of wave is similar to that of drawdown case, but the maximum excess pore water pressure in wave case occurs at some intermediate peak values of rapid drawdown or filling process during the loading period contrary to the simple case of rapid drawdown where these values occur at the end of drawdown process. Moreover, dissipation of excess pore water pressures takes considerably longer time in rapid drawdown case as compared to the wave case.

Figures 9 & 10 show the evolution of excess pore water pressure (or drop in effective stress) among various 1-D cases with the effect of varying Young's modulus of soil and bulk modulus of pore fluid respectively. It is worthy noting that the excess pore water pressure is zero in all the cases when the pore fluid is incompressible. Hence, conclusion can be drawn that compressibility of pore fluid is the only parameter which can induce the evolution of excess pore water pressure or drop in effective stress under the effect of rapid drawdown or wave loading. Once the pore fluid is relatively compressible, then only the effect of increased Young's modulus of soil comes into effect for the augmentation of excess pore water pressure. It should be noted at this point that even if the compressibility of pore fluid is sufficiently high, its effect is not well-pronounced for very low Young's modulus of the soil.

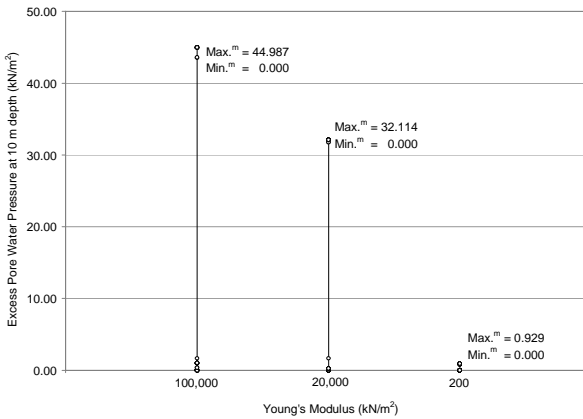


Figure 9. Evolution of excess pore water pressure for varying Young's modulus of elasticity of soil

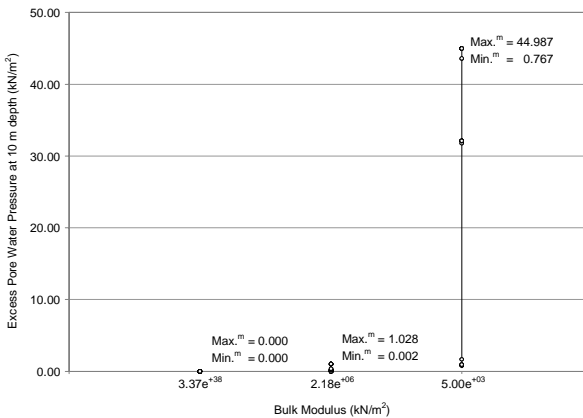


Figure 10. Evolution of excess pore water pressure for varying bulk modulus of elasticity of pore fluid

For deformation, all the results follow the similar pattern as discussed in the precedent paragraph except that the deformation decreases with increased Young's modulus of soil contrary to the fact that the excess pore water pressure (or drop in effective stress) is increased with increased Young's modulus of elasticity of soil. Furthermore, evolution of deformation is governed primarily by Young's modulus of soil and then by bulk modulus of pore fluid.

The results for the evolution of excess pore water pressure (or drop in effective stress) and deformation in 2-D case have been found to follow the similar pattern as in 1-D case.

## 5 CONCLUSIONS

From the results of 1-D simulation it has been demonstrated that delayed excess pore water pressures develop due to the effect of drawdown in compressible submerged soils contributing to remarkable vertical displacements. Those excess pore water pressures might last for couple of months or even some years after the cessation of external loading for fine-grained soils such as clays owing to their low permeability. The pattern of evolution of excess pore water pressure is that of Terzaghi's uniaxial consolidation. Similar pattern follow in 2-D simulation also giving rise to excess pore water pressure (or drop in effective stress) and significant deformation of soil-water interface.

The maximum excess pore water pressures (or drop in effective stress) developed at a particular time increase rapidly with respect to the depth of subsoil in the shallow depth zone and after some depth they cease to increase further. For only 2% of air entrainment in the pore fluid, the pore water pressure at 1 m depth has been observed to increase by around 75% its hydrostatic value which is tremendous. Hence, the fact that the presence of gas in bubble form in soils below the water level is happened to be natural, especially in shallow water conditions, should encourage to take such phenomena more into account than has been done in the past. But, due to the limited objectives of the present study and also due to the lack of sophistication in the capabilities of *Z\_Soil.PC* for the numerical simulations of this type of problem, the process of fluidization could not be observed in this study as described by various researchers.

## Acknowledgements

This study is carried out as per the academic requirement of *Master's Diploma Project for Master in Advanced Studies in Hydraulic Schemes* at the Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne (EPFL). The author gratefully acknowledges Prof. Laurent Vulliet, head of the Soil Mechanics Laboratory (LMS), for offering this research topic and for his inspirational guidance. The author owes a lot to the LMS which provided finance and facilities during his study at EPFL.

## References

- Davis, M. Et al. 2003. *Hydraulic failure and soil-structure deformation due to wave and drawdown loading*. Oregon: Proceedings of the Coastal Structure Conference.
- Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. 1993. *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York: John Wiley & Sons.
- Klubertanz, G. et al. 2002. *Experimental validation of the hydro-mechanical modeling of unsaturated soils*. Lisse: Swets & Zeitlinger.
- Klubertanz, G. 1999. *Zur hydromechanischen Kopplung in dreiphasigen porösen Medien-Modellbildung und Anwendung auf die Auslösung von Murgängen*. Lausanne: EPFL (Doctoral thesis No. 2027).
- Köhler, H. J. & Koenders, M. A. 2003. *Direct visualization of underwater phenomena in soil-fluid interaction and analysis of the effects of an ambient pressure drop on unsaturated media*. Madrid : Journal of Hydraulic Research (IAHR), Vol. 41, No. 1, pp. 69-78.
- Köhler, H. J. et al. 1999. *Fluidization and deformation of submerged soil due to fluctuating water level*. Amsterdam: 12<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Lu, N. & Likos, W. J. 2004. *Unsaturated soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons.
- Vulliet, L. 1986. *Modélisation des pentes naturelles en mouvement*. Lausanne : EPFL (Doctoral thesis No. 635).



## Potentiel de contribution de l'énergie hydraulique pour la production d'électricité en Europe de l'Ouest au cours de première moitié du XXI siècle (2000 – 2050)

### *Potential for long term hydropower contribution to electricity production in Western Europe during the first half of the 21<sup>st</sup> century (2000 – 2050)*

Mohamed Masmoudi SAÏZONOU

*Etudiant cycle postgrade en aménagements hydrauliques session 2003 – 2005  
Stagiaire LASEN 05/2004 – 11/2005. EPFL/ENAC/LASEN/Bâtiment GC Bureau GC  
A3 434*

RESUME : La filière hydraulique assure depuis très longtemps une part importante de l'offre d'électricité en Europe de l'Ouest. Elle occupe la seconde place derrière le thermique classique dans la capacité du parc de production électrique avec plus de 20 % de la puissance électrique totale installée et autour de 19 % de la production. Bien que son potentiel soit déjà largement développé dans la plupart des pays européens, le rôle de l'énergie hydraulique dans la production d'électricité suscite encore de l'espoir pour faire face à la demande future dans un contexte marqué par des préoccupations liées d'une part à l'environnement et d'autre part aux impacts du processus de libéralisation du secteur électrique. La présente étude évalue le potentiel de contribution de l'hydraulique à la couverture de la demande d'électricité au cours de la première moitié du XXI siècle. La démarche suivie a consisté à la collecte de données bibliographiques sur le potentiel technique et sa part déjà développée à ce jour dans les différents pays de la zone, pour estimer le potentiel résiduel. La part de ce potentiel dont la mise en valeur peut être envisagée, dans le contexte général actuel du secteur électrique et celui spécifique de la filière hydroélectrique, a été estimée. Cette estimation a permis de faire la prospective de la mise en valeur de ce « potentiel pratique » et de quantifier la contribution absolue et relative de la filière hydraulique aussi bien pour l'adéquation de l'offre à la demande globale d'électricité que pour, la couverture de la demande de pointe mais également pour la tenue des engagements de part de marché des sources renouvelables d'énergie primaire dans l'électricité totale consommée selon les objectifs fixés par l'Union Européenne. L'étude a également tenu compte des hypothèses les plus courantes sur les impacts possibles du réchauffement climatique sur la production hydroélectrique.

*ABSTRACT Hydropower assures, since very long time an important role in electricity production in Western Europe. Its share in installed capacity is over 20 %. Around 19 % of electricity production comes from hydropower plants. Although, its potential has been already largely developed, the role of hydropower, along with other renewable sources, is expected to remain increasingly important in future. This being, in Western Europe the additional hydropower potential seems limited, because of advanced development but also due to environmental and political reasons. The purpose of the present study is to assess the contribution of hydropower to electricity demand during the first half of 21<sup>st</sup> century. The remaining part was evaluated, from available data on technical potential of each country of this region, and also on the share which were already developed so far today. Political and environmental concerns as constraints to future development of new large hydropower plants were taken into account. The absolute and relative contributions of residual hydro power potential were assessed. Possible effects of global warming and probable impacts of liberalization of electricity sector on future investment in electricity's production technologies decisions were also taken into account.*

## 1 INTRODUCTION

Le parc de centrales électriques de l'Europe est un mixte de plusieurs technologies faisant appel, à l'ensemble des énergies primaires. Sa configuration dans chaque pays dépend des disponibilités des sources d'énergie primaire et de la politique énergétique nationale. Le niveau de la demande d'électricité est fonction du développement économique, démographique, du mode de vie et des pratiques de maîtrise de la consommation énergétique. Ceci exige que l'adéquation de l'offre soit anticipée. Le présent travail analyse, pour la période allant de 2000 à 2050, la contribution de la filière hydraulique dans la structure de l'offre d'électricité en Europe de l'Ouest et son évolution en fonction des facteurs qui l'influencent. Afin de clarifier les choix qui ont été faits dans cette étude, l'introduction méthodologique précise le contexte dans lequel nous la situons.

## 2 CONTEXTE DE L'ÉTUDE

### 2.1 *Cadre géographique*

L'Europe de l'Ouest telle que définie dans le présent travail comprend : Autriche, Allemagne, Belgique, Danemark, Espagne, France, Grèce, Irlande, Italie, Portugal, Pays-Bas, Royaume Uni, Finlande, Suède, Norvège, Island, Suisse et la Turquie. Cependant, pour tenir compte du stade très avancé de l'interconnexion des réseaux à travers toute l'Europe et des réelles perspectives de configuration du marché électrique européen d'ici 2050 cette étude doit être intégrée dans un cadre plus élargi tenant compte notamment des frontières de l'Europe des vingt cinq.

### 2.2 *Marché de l'électricité:*

Depuis quelques années, aussi bien à travers le continent européen que partout dans le monde, l'ouverture du secteur électrique, résultat d'interactions complexes entre les facteurs politiques, économiques et technologiques, se traduit par de nombreux changements au niveau de son organisation industrielle. Traditionnellement monopolistique et verticalement intégré, le secteur électrique évolue vers une organisation décentralisée basée sur des mécanismes de marché.

L'objectif principal visé par la libéralisation du marché est la baisse des prix. Elle devrait également remettre en cause les systèmes tarifaires fondés sur des subventions croisées géographiques, voire entre catégories de consommateurs. Malheureusement le premier risque est la volatilité des prix et leur caractère imprévisible. La stabilité des débouchés était l'un des atouts du système centralisé. La dérégulation s'accompagne souvent d'une vague de privatisations qui se traduit par une montée en puissance des actionnaires privés dans les choix stratégiques des firmes. On peut assister à des changements stratégiques chez les opérateurs du secteur car, désormais le risque est grand que les décisions d'investir en production ne soient plus prises dans le cadre d'une réflexion globale, à l'échelle du système électrique, mais principalement, en fonction d'opportunités et de perspectives de rentabilité. Des stratégies fondées exclusivement sur l'aversion au risque pourraient conduire à une tendance à investir, davantage, dans des centrales de petites tailles.

### 2.3 *Préoccupations environnementales et augmentation de part d'électricité produite à partir des énergies « non émettrices » de CO<sub>2</sub>*

Les émissions de CO<sub>2</sub> dues à l'industrie électrique doivent être réduites d'une part grâce à l'amélioration des technologies d'utilisation des combustibles fossiles et d'autre part, grâce à l'accroissement de l'utilisation des énergies non émettrices de gaz à effet de serre ou à très faibles émissions. Dans cette perspective l'hydroélectricité et le nucléaire ont beaucoup à apporter. D'autre part, les centrales hydroélectriques à accumulation offrent une grande flexibilité d'exploitation et surtout la possibilité de stocker l'énergie. Ils jouent un rôle inégalé pour la régulation de réseau. Ce sont là, les atouts indéniables et presque exclusifs de la filière hydraulique. La construction de grands aménagements hydroélectriques est parfois décriée t, en regard des préoccupations environnementales. En conséquences, de nos jours, la procédure pour l'obtention d'autorisation pour la réalisation de tels projets devient de plus en plus complexe. Néanmoins, des installations de



nouvelles centrales hydroélectriques sont en cours et on attend encore beaucoup de cette filière pour minimiser les émissions de gaz à effet de serre (GES).

#### 2.4 *Augmentation de la demande dans le futur et adéquation sous contraintes de l'offre d'électricité*

La consommation d'électricité en Europe évoluera au fil des années en fonction de la dynamique de développement économique et industriel, ainsi que de l'amélioration de la qualité de vie des populations. Certains équipements de production obsolètes seront certainement déclassés. Ceci exige que soit donc anticipée l'adéquation de l'offre garantissant, la meilleure qualité de service et un meilleur respect de l'environnement dans les conditions supportable par l'économie.

### 3 OBJECTIFS DU TRAVAIL

Le but visé dans le présent travail est d'estimer la capacité de production additionnelle d'hydroélectricité et sa contribution absolue et relative à la satisfaction de la demande d'électricité. Cette contribution sera appréciée par rapport à la demande globale d'électricité au cours de la période, mais aussi par rapport à la consommation des heures pointes et les objectifs de part de l'électricité produite par les énergies renouvelables selon l'UE (EUROPROG).

### 4 APPROCHE THÉORIQUE ET MÉTHODOLOGIQUE

#### 4.1 *Analyse rétrospective du parc de production d'électricité*

La période de 1985 à 2000 a été choisie comme période de référence pour analyser l'évolution du parc de moyens de production. L'analyse a porté sur l'évolution annuelle de la puissance totale installée et de la production électrique, sur le plan global mais aussi par filière d'énergie primaire et par technologie de production. L'évolution de la filière hydraulique a été analysée plus en détail pour déduire les tendances au niveau des types de centrales et des catégories de tailles de centrales.

#### 4.2 *Evaluation des potentiels hydroélectriques et estimation du potentiel pratique*

Le potentiel pratique représente la part du potentiel technique résiduel qui est susceptible d'être valorisée pour une production additionnelle d'électricité.

##### *Notions de potentiel hydroélectrique et théorie d'estimation*

Potentiel théorique hydroélectrique : Il exprime pour un bassin versant donné la distribution dans l'espace et dans le temps de l'énergie potentielle de toute la quantité d'eau ruisselée. Il est obtenu en évaluant, la somme de l'énergie potentielle totale annuelle à l'exutoire du bassin versant. Pour un pays donné, l'énergie potentielle est estimée par rapport au niveau de la mer. Il existe deux principales approches pour son estimation la méthode des potentiels de surface, et celle des potentiels linéaires (Shleiss 2004).

Potentiel technique : Il représente la part du potentiel théorique, que le savoir faire technique du moment en fonction des conditions du sites permet, d'exploiter. Pour l'évaluer une conception préliminaire des aménagements possibles, est indispensable. Pour ce faire les données relatives à la topographie du site, la géologie, les facteurs de pertes de charges sont étudiées. On fait, à ce stade, abstraction des considérations économiques, financières, commerciales et environnementales.

Potentiel économique. Cette notion permet de délimiter les contours du potentiel technique dont les recettes de vente d'électricité produite par son aménagement couvrent les coûts de son développement et de son exploitation. En sus des paramètres techniques doivent, intervenir les paramètres financiers, économiques, commerciaux, de qualité de service, et de viabilité d'exploitation.

Potentiel technico-économique soutenable du point de vue écologique. C'est normalement le potentiel pratique dont la mise en exploitation est envisageable techniquement, économiquement, avec la garantie du respect de l'environnement et soutenable pour la société et les générations futures.

Pour développer un site de production industrielle à grande échelle, en particulier un aménagement hydroélectrique, il est inévitable de provoquer une altération des sites lors de la construction des installations et ces dommages sont en partie irréversibles. Le préjudice causé à la nature est étroitement lié au type d'aménagement. En principe des améliorations écologiques (débit résiduel, perméabilité, zones sèches/humides..) sont envisageables par étapes. La prise en compte de ces paramètres doit se faire dans le cadre d'une étude des impacts du projet, qui doit être réalisée, mise à l'enquête publique et obtenir l'adhésion de toutes les parties concernées avant l'octroi de concession. Cela peut donner lieu au renoncement de sites à potentiels intéressants du point de vue technique et économique. La figure suivante illustre les critères d'évaluation d'un aménagement hydroélectrique.

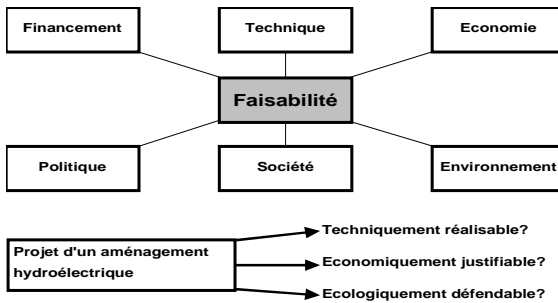


Figure 1: Critères d'évaluation d'un aménagement hydroélectrique. (Source .Prof Dr Anton SCHLEISS)

#### 4.3 Méthodologie suivie dans le présent travail:

Les données sur les potentiels ont été tirées de la revue *Hydro power and Dam (WAIG 2004)*. Afin de pouvoir exploiter cette base de données la démarche a été simplifiée comme suit :

- Estimation du Potentiel Pratique :
  - a) Collectes de données chiffrées sur le potentiel technique total de chaque pays
  - b) Collectes de données sur le potentiel qui est développé à l'année de base (ici l'an 2000)
  - c) Déduction du potentiel technique non encore exploité.
  - d) Intégration des informations relatives aux décisions politiques défavorables à la poursuite des aménagements hydroélectriques de grandes tailles et de la création de retenues d'eau.
  - e) Prise en compte de la tendance historique du développement de la filière hydraulique dans chaque pays.
  - f) Prise en compte des stratégies de développement futur des énergies renouvelables et de l'avantage comparatif des sources d'énergie primaire renouvelable pour la production d'électricité.
  - g) Estimation du potentiel « pratique » i.e. le potentiel dont la mise en valeur peut encore être envisageable dans le futur pour chaque pays.
  - h) Recherche de données chiffrées sur le potentiel de la petite hydroélectricité dans chaque pays et analyse des paramètres de son développement.
  - i) Prise en compte des mesures incitatives et de promotion de la petite hydroélectricité.
  - j) Estimation du potentiel hydroélectrique « pratique » total pour chaque pays et pour l'ensemble de l'espace géographique considéré.

- Analyse rétrospective de la structure du parc de moyens de production d'électricité et de son évolution. Cette analyse porte sur les données disponibles sur la puissance installée et la production par filières énergétiques et technologies de production dans chacune des filières auxquelles fait appel le parc européen depuis 1985. Il en a été déduit l'importance de chaque filière et la tendance suivie par son développement.
- Etude rétrospective détaillée du développement de la filière hydroélectrique : petite et grande hydro Répartition de la capacité entre types de centrale, et entre catégories de taille de centrales. Analyse du rôle et de la part de chaque type de centrale et chaque catégorie de taille dans la production totale.
- Prospective de la demande d'électricité et son évolution au cours de la période d'étude.
- Prospective du développement futur du parc hydroélectrique.
- Analyse de l'évolution de la production hydroélectrique, de sa contribution et de son importance dans l'offre globale d'électricité, dans la couverture de la demande de pointe, et la réalisation des objectifs de part des énergies renouvelables dans l'électricité consommée prévue par l'union européenne. Nous avons fait l'hypothèse que les capacités hydroélectriques existantes à l'année de base seront conservées par le biais de la rénovation et de la réhabilitation. Les projets en cours ont été recensés et des hypothèses ont été faites sur leurs années de mise en service. Le développement du potentiel pratique a fait l'objet d'une prospective basée sur des hypothèses sur la cadence de leur développement et la quantité de production additionnelle qui sera réalisable. La contribution des projets et du développement du potentiel pratique viendrait accroître l'offre d'hydroélectricité au cours de la période d'étude.
- Utilisation de résultats d'études prospectives des effets probables du changement climatique sur la production hydroélectrique dans les pays de la zone, selon les hypothèses les plus avancées, notamment celles des études réalisées par trois chercheurs de l'université de Kassel en Allemagne et de l'ISST Institut für Solare Energieversorgungstechnik (Lehner 2003).
- Inventaire des moyens d'augmentation de la production hydroélectrique, hors développement de nouvelles capacités de production.
- Discussion des effets de la généralisation de la loi sur les débits résiduels.

*Précision sur la notion de catégorie de taille des centrales :*

La classification des centrales hydroélectriques en fonction de leur taille (i.e. puissance totale installée) est variable suivant les pays notamment pour la classe de la petite hydraulique. Le tableau suivant présente la classification dans quelques pays :

Tableau 1 : exemples de classification de centrales hydroélectriques de petites tailles (source : Tchouate C.)

Pays	Micro (kW)	Mini (kW)	Petite (MW)	Source
Etats-Unis	< 100	100 - 1000	1 – 30	Dragu, 2002
Chine	< 500	-	0,5 – 25	Dragu, 2002
Italie			< 3	European Commission, 2000
Portugal, Espagne, Irlande, Grèce, Belgique			< 10	European Commission, 2000
France	5 – 5000		< 8	European Commission, 2000
Inde	< 100	101 – 1000	1 – 1,5	Dragu, 2002
ESHA - European Small Hydropower Association	< 100	101 - 500	0,5 - 10	ESHA, 1998

L'Union européenne selon EUROPROG 2002 tend, vers une harmonisation de la classification à l'échelle continentale qui distinguera deux catégories de tailles de centrales : La

catégorie « petite hydro » est composée des centrales avec un taille inférieure ou égale à 10 MW (Puissance  $\leq 10$  MW) ; la catégorie « grande hydroélectricité » regroupe les centrales ayant une capacité installée supérieure à 10 MW (Puissance  $> 10$  MW). C'est, cette typologie que nous avons choisi de retenir dans la présente étude, par souci de simplicité.

## 5 RÉSULTATS

La puissance électrique totale installée et la production d'électricité de l'ensemble de l'Europe de l'Ouest ont été en croissance au cours de la période 1985 à 2000 comme illustré par respectivement les figures 3 et 6 ci-dessous. Elles ont été construites, selon les données EUROSTATS 2005. Le taux de croissance moyenne annuelle de la puissance électrique totale installée est de l'ordre de 2.18 %. La répartition et l'évolution de la puissance totale installée entre les principales technologies de production sont illustrées par la figure 2. L'évolution de la puissance hydroélectrique totale nette installée, et celle de la puissance totale installée par catégorie de taille sont illustrées par les figures 3, 4 et 5. Ces figures ont été construites avec les données de EUROSTATS 2005.

La figure 2 montre que la filière thermique classique i.e. de combustion d'énergies primaires fossiles est largement dominante dans le parc de production notamment le cycle à vapeur. La filière hydraulique vient en deuxième position après les centrales thermiques classiques et représente environ 20 % de la puissance électrique totale. Elle a été en croissance au cours de la période, (Fig. 4 et 5). La capacité des petites centrales (Fig. 5) a connu une croissance relative, plus importante que celle des grandes centrales à cause du regain d'intérêt et de la promotion dont cette catégorie fait l'objet depuis quelques années. La grande hydro a connu une croissance moins importante à cause de l'épuisement du potentiel dans plusieurs pays. La production hydroélectrique (Fig. 6) est fluctuante car tributaire de l'hydrologie annuelle mais a eu une tendance moyenne à la hausse au cours de la période comme l'illustre la figure 6. La part relative de la filière hydraulique dans la production d'énergie (fig. 9) dans la puissance totale disponible (Fig.8) a cependant décliné au cours de la période. La production hydroélectrique est essentiellement assurée par les centrales conventionnelles de la catégorie grande hydro ( $P > 10$  MW) comme l'illustre la figure 7.

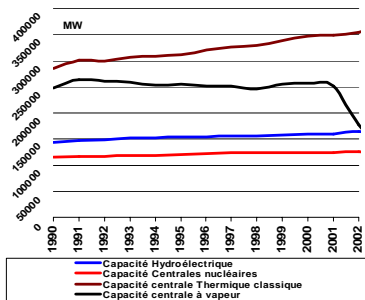


Figure 2: évolution des capacités électriques par technologie de production

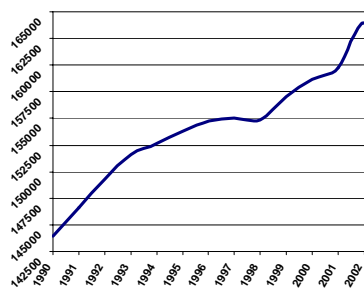


Figure 3: évolution de la puissance hydro électrique entre 1990 et 2000

Le potentiel pratique de grande hydro, a été évalué en partant du potentiel technique non encore exploité dans chaque pays. Nous avons préféré ne pas tenir compte du potentiel des pays qui ne disposent plus d'une réserve importante ainsi que celui des pays où le développement futur de grandes centrales hydroélectriques est confronté à des difficultés d'ordre politique et environnemental. Pour ce faire nous avons proposé une classification des pays en fonction du critère d'existence ou non d'une part, de décisions politiques restrictives ou interdisant la poursuite des aménagements de grandes retenues d'eau. Les résultats sont présentés dans le tableau 2.

Potentiel de contribution de l'énergie hydraulique pour la production d'électricité en Europe de l'Ouest au cours de première moitié du XXI siècle (2000 – 2050)

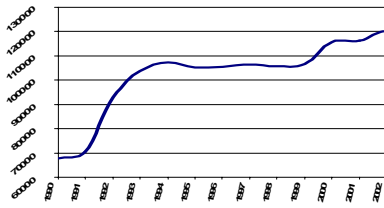


Figure 4 : évolution de la puissance totale des grandes centrales (P > 10 MW)

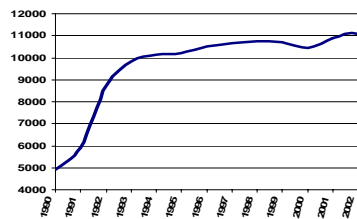


Figure 5 : évolution de la puissance totale installée des petites centrales (P ≤ 10 MW)

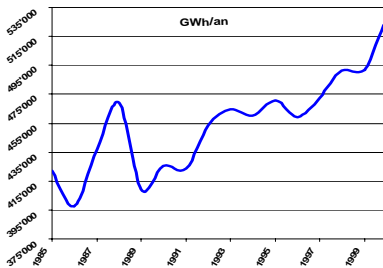


Figure 6 : évolution de la production totale hydroélectrique en 1985 et 2003

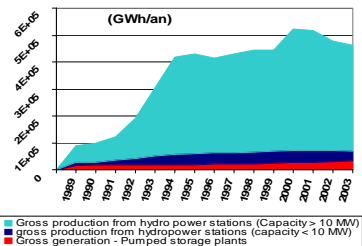


Figure 7 : évolution de la part de l'hydro dans la production totale d'électricité.

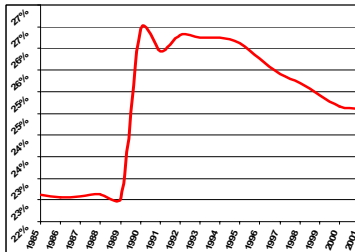


Figure 8 : évolution de la part de l'hydro dans la puissance électrique totale installée



Figure 9 : Part des types de centrales hydro dans la production hydroélectriques

Tableau 2 : typologie des pays suivant les contraintes politiques et socio environnementales à la poursuite des grands aménagements hydroélectriques.

Pays où il n'existe pas de contraintes politiques ni environnementales à la poursuite d'installations de grandes centrales hydroélectriques	Pays dans lesquels des décisions politiques sont prises au détriment de la poursuite d'installations de grandes centrales avec retenues.	Pays n'ayant plus de réserves importantes à développer
Autriche, Finlande, Grèce, Islande, Italie, Norvège, Portugal, Espagne, Turquie, Suisse	Allemagne, Danemark, Irlande, Suède	Belgique, France, Luxembourg, Pays Bas, Royaume Uni

Le potentiel technique étant exprimées en terme d'énergie productible (TWh/an) dans la bibliographie utilisée, la puissance hydroélectrique additionnelle qui pourrait être installée a été

évaluée en estimant sur la base des données historiques sur la puissance installée et la production annuelles un facteur d'utilisation de référence pour l'ensemble de la zone (Tab. 3).

Si nous considérons  $T_u$  le temps d'utilisation moyenne du parc hydroélectrique et  $P$  la puissance moyenne disponible l'énergie produite peut être évaluée suivant l'équation 2 ci-dessous.

Equation 1: 
$$\int_0^{T_u} P dt \equiv E$$

Le facteur d'utilisation peut être estimé comme suit : 
$$FU \equiv \frac{T_u}{8760}$$

$E$  est l'énergie productible exprimée en GWh/an si  $P$  est en GW et  $t$  en heures.  $FU$  est exprimé en pourcentage du nombre d'heures équivalent à une année entière (24 heures /jours  $\times$  365 jours/an).

Le potentiel pratique qui pourrait être développé dans le futur pour l'Europe de l'Ouest a été ainsi estimé, à 302.65 TWh/an. La puissance hydroélectrique qui pourrait être installée est estimée à 94 GW pour un facteur d'utilisation de référence de l'ordre de 37 % (~3200 heures par an).

La valeur du potentiel pratique pour l'ensemble de la zone étudiée ainsi que sa répartition entre catégories de taille de centrales est illustrée en terme d'énergie et de puissance respectivement par les figures 10 et 11 ci-dessous:

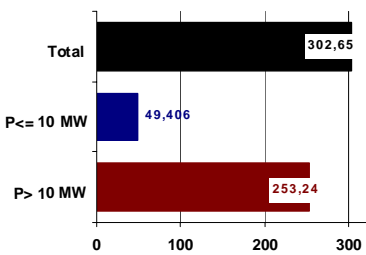


Figure 10: potentiel pratique (TWh/an)

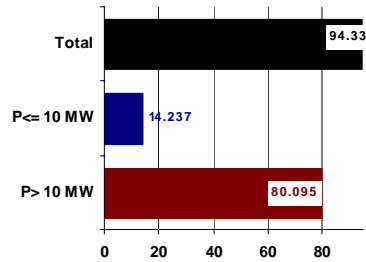


Figure 11: potentiel pratique (GW)

Le potentiel pratique de la petite hydro a été estimé sur la base des données de European Small Hydro power Association (ESHA) et de l'estimation réalisée par Lako (Lako P et al 2003).

Plusieurs projets ont été recensés dans plusieurs pays de la zone. Certains sont en phase de réalisation et d'autres déjà planifiés. Sur la base des informations obtenues relatives à la date prévue pour leur mise en service nous avons fait l'hypothèse que la date de mise en service effective peut être, retenue, comme l'année 2010 au plus tard. Pour les projets déjà planifiés nous n'avons pu obtenir d'informations précises sur les dates prévisionnelles de leur disponibilité opérationnelle. A partir d'hypothèses sur la durée des travaux de construction des centrales hydroélectriques de grandes tailles en Europe de l'Ouest nous avons retenu l'année 2030 au plus tard, pour la disponibilité opérationnelle des aménagements. Le tableau 3 récapitule les capacités en construction et déjà planifiées.

Potentiel de contribution de l'énergie hydraulique pour la production d'électricité en Europe de l'Ouest au cours de première moitié du XXI siècle (2000 – 2050)

Tableau 3 : Récapitulatif des projets en construction et ceux déjà planifiés

Projets planifiés : centrales conventionnelles			
Pays	Capacité planifiée MW	Facteur d'utilisation de référence	Production escomptée GWh/an
total Europe de l'Ouest	25'047	37%	83'834
Projets planifiés : centrales de pompage			
Pays	Capacité planifiée MW	Facteur d'utilisation de référence	Production escomptée GWh/an
Total Europe de l'Ouest	1'475	12%	1'550

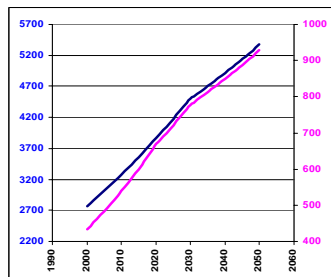
Projets en phase de réalisation : Grande hydro centrales conventionnelles				
Pays	Capacité net en construction MW	Facteur d'utilisation de référence	production moyenne	période de mise en service
Total Europe de l'Ouest	5'589	37 %	18'259	2000-2010
Projets en phase de réalisation : centrales de pompage				
Pays	Capacité net en construction MW	Facteur d'utilisation de référence	production moyenne	période de mise en service
Portugal	665	12.00%	699.05	
Total Europe de l'Ouest	665	12%	699	2000-2010

La prospective de la consommation d'électricité en terme d'énergie et de puissance maximale demandée est illustrée par la figure 12 ci-dessous.

Figure 12: évolution de la demande (énergie et puissance maximale demandée)

La prospective de l'accroissement de la production hydroélectrique s'est basée sur les apports additionnels des projets existants et du développement du potentiel pratique. Nous avons retenu pour ce qui concerne la mise en valeur du potentiel pratique, qu'elle se fera à une cadence annuelle, qui se traduira par l'addition de 6,05 TWh/an ce qui correspond à une puissance réalisable, de 1,89 GW/an pour un facteur d'utilisation égal à 37 %.

Les contributions absolue et relative de la filière hydroélectrique sont illustrées par les figures 13 et 14.



La production hydroélectrique augmentera au cours de la période grâce aux apports des projets et le développement du potentiel pratique, mais la contribution relative de la filière hydraulique sera en décroissance car le taux de croissance de la demande est supérieur à celui de la production hydroélectrique qui sera réalisable selon nos hypothèses de travail.

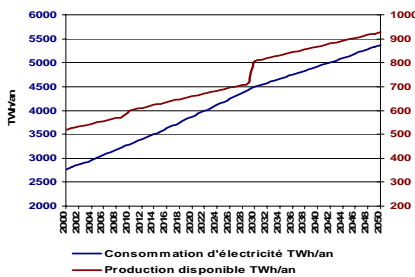


Figure 13: demande d'électricité et production hydroélectrique



Figure 14: contribution relative à la couverture de la demande totale

L'exploitation des centrales hydroélectriques notamment celles à accumulation grâce à sa flexibilité offre l'avantage de stockage d'énergie et le transfert de la production aux heures de pointe de la demande où le prix de vente est favorablement élevé. Ceci fait de l'hydroélectricité à accumulation la technologie de production de pointe par excellence et efficace pour la régulation du réseau afin de minimiser les variations de fréquences. Nous avons analysé le rôle de l'hydroélectricité dans la couverture de la demande des heures de pointe. Sur la base de la répartition historique de la puissance entre centrales à accumulation et au fil de l'eau, et de la projection pour les prochaines décennies réalisée par EUROPROG (2002), nous avons estimé que 60 % de la puissance hydroélectrique seront constitués par les centrales à accumulation et 40 % par les centrales au fil de l'eau. Sur cette base la production des centrales à accumulation a été estimée et, sa contribution à la couverture de la demande pointe analysée.

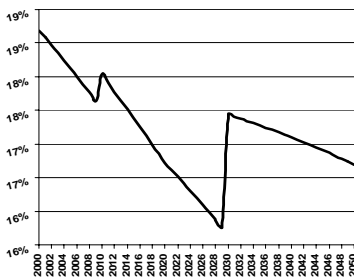


Figure 15: contribution de production hydroélectrique à la couverture de la demande de pointe

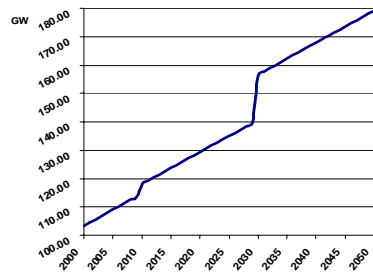


Figure 16: évolution de la puissance totale des centrales à accumulation

La contribution relative de l'hydroélectricité (% de la consommation) à la demande des heures de pointes baissera également comme dans la consommation globale mais la part reste encore importante et sera supérieure à 40 % de la demande. L'évolution de la contribution relative est illustrée par la figure 15 ci-dessus. L'évolution de la puissance totale installée des centrales à accumulation est représentée par la figure 16.

En ce qui concerne la réalisation des objectifs de part de l'électricité produite par utilisation des énergies primaires renouvelables, la filière hydraulique assurera une part majoritaire. Ces



objectifs seront difficiles à atteindre sans un développement soutenu de l'hydroélectricité. Les autres technologies d'électricité d'origine renouvelable : éolien, biomasse, solaire, géothermie, recyclage de déchets.... ont une part encore très faible et sont immatures technologiquement et économiquement à l'heure actuelle. L'objectif de 22,1 % fixé pour 2020 par l'Union européenne (EUROPROG 2002) a été retenu ici comme le minimum au cours de la période 2020 à 2050. La production d'électricité d'origine renouvelable à réaliser a été ainsi estimée en terme d'énergie (TWh/an) et la contribution de la filière hydraulique en a été déduite et analysée. Les résultats se présentent comme illustrés par la figure 17 ci-dessus.

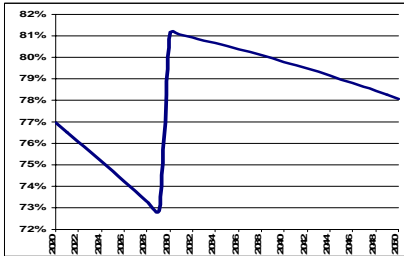


Figure 17: évolution de la contribution relative de la filière hydraulique à la production d'électricité d'origine renouvelable.

Les impacts possibles du réchauffement climatique sur la production hydroélectrique font depuis quelques années l'objet d'études et de recherches. Les résultats sont encore loin d'être généralisables et comportent encore beaucoup d'incertitudes et d'imprécisions. Il est difficile aujourd'hui encore de se prononcer de manière définitive sur comment la production hydroélectrique sera affectée par les effets du réchauffement climatique. Cependant les chercheurs sont plus affirmatifs quand aux perturbations sous forme de fluctuations des régimes hydrologiques suivant le contexte climatique, topographique, le type de bassin hydrologique. On imagine que l'accroissement dans le futur des températures augmentera l'intensité de la fusion des masses glaciaires, provoquera la précocité de la fonte de neiges, et un déplacement dans le temps et peut être dans l'espace des régimes saisonniers. Ceci impliquera pour la gestion des réservoirs la recherche de solutions techniques pour anticiper les fluctuations au niveau des apports, le stockage de l'énergie hydraulique et le transfert saisonnier de la production d'électricité. Récemment trois chercheurs du centre de recherche sur l'environnement de l'université de Kassel et de l'institut de recherche sur l'utilisation de l'énergie solaire en Allemagne, ont publié les résultats de leurs études prospectives sur le potentiel hydroélectrique de l'Europe dans la perspective du réchauffement climatique (Lehner, 2003). Sur la base de ces résultats nous avons fait une typologie des pays en les classant en fonction de l'impact réchauffement climatique. La figure 18 ci-dessous montre, que 61 % du potentiel se situe dans les pays qui pourraient subir les effets néfastes du réchauffement climatique sur leur hydrologie :

Il existe des moyens techniques d'augmentation de la production de l'hydroélectricité en dehors de la construction de nouvelles centrales pour valoriser le potentiel résiduel.

Les travaux de rénovation et de réhabilitation sont possibles au niveau des aménagements existants pour accroître la capacité de production.

En ingénierie des aménagements hydroélectriques il existe pour les centrales à réservoir, deux variables fondamentales de base sur lesquelles il est possible d'agir pour accroître la production à savoir : le volume utiles des centrales à accumulation notamment à haute chute, la chute nette et le volume utile du réservoir (en fonction de la topographie) pour les centrales basse chute.

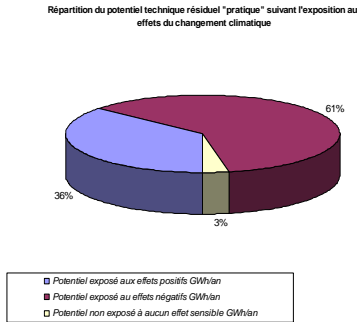


Figure 18 : répartition du potentiel selon la nature des effets possibles du réchauffement climatique

Pour les centrales au fil de l'eau l'énergie dynamique (cinétique) de l'eau peut être augmentée par les techniques d'aménagement du site de production, en particulier les ouvrages d'amenée d'eau à la turbine.

L'augmentation du volume utile et de la charge est obtenue grâce à la surélévation de barrage pour augmenter le volume utile du réservoir en fonction de la topographie du site et de son hydrologie. La capacité du réservoir en terme d'énergie peut être estimée en fonction du volume utile et de la chute utilisable par la formule suivant :

$$\text{Equation 2:} \quad E \equiv \rho \times g \times V_U \times H_{UT} \text{ [kWh]}$$

$V_U$  et  $H_{UT}$  sont respectivement le volume utile du réservoir et la chute utilisable.

Pour une centrale haute et moyenne chute une augmentation par surélévation du barrage, suivant la morphologie et la topographie permettra, une augmentation de volume. L'augmentation de la hauteur du barrage dans le cas des centrales à haute chute contribue essentiellement à augmenter le volume utile et n'a pas beaucoup d'incidence sur la charge.

Prof A. SCHLEISS propose la relation suivant pour exprimer le volume en fonction du niveau d'eau dans le réservoir :  $V = a \times H^m$  avec a et m paramètres tenant compte de la morphologie du réservoir. Pour quelques lacs suisses il propose les valeurs suivantes pour a et m :

Le volume utile varie de manière exponentielle en fonction de la hauteur utile. Cette technique permet au niveau des centrales à accumulation notamment de grande chute d'augmenter la capacité énergétique du réservoir pour stocker les apports annuels essentiellement concentrés sur les saisons à fortes précipitations et écoulement (été).

Tableau 4 : paramètres morphologies a et m pour quelques lacs suisses (Prof. Dr Anton SCHLEISS)

Lacs (réservoirs)	a ( $m^{3-b}$ )	m (-)
Lacs des Dix	$2,40 \cdot 10^3$	2.24
Lac d'Emosson	$9,66 \cdot 10^2$	2,44
Lac de Mauvoisin	$5,30 \cdot 10^3$	2.01
Lacs des Toules	$7,21 \cdot 10^2$	2.38
Lac de Cleuson	$7,23 \cdot 10^3$	1.82

L'eau peut alors être utilisée en période de faibles apports (hiver) pour produire l'électricité. Cette technique était souvent utilisée pour profiter au maximum des apports annuels dans un bassin versant ou un ensemble de bassins et d'augmenter substantiellement la production au cours de mois d'hiver. Dans la perspective d'une augmentation des apports due à l'augmentation de l'intensité de la fonte des glaciers provoquée par le réchauffement climatique

cette technique permettrait de mieux gérer l'exploitation des réservoirs et profiter de l'augmentation des apports pour accroître la capacité énergétique du réservoir.

À titre d'illustration la figure 19 ci-dessous, illustre l'augmentation de la capacité du réservoir pour le lac de Cleuson (Suisse) par pourcentage de surélévation de l'unité de hauteur utile initiale du barrage. En remplaçant le volume utile par son expression dans l'équation volume - niveau d'eau, dans l'expression de la capacité énergétique du réservoir on obtient l'expression suivante :

$$\text{Equation 3 : } E \equiv g \times \rho \times a \times [(1+k) \times H_{uti}]^{1+m}$$

K est le pourcentage de surélévation en fonction de la hauteur utile initiale du réservoir  $H_{uti}$ , a et m sont les paramètres morphologies du réservoir. Les valeurs pour le Lac de Cleuson sont tirées du tableau ci-dessus.

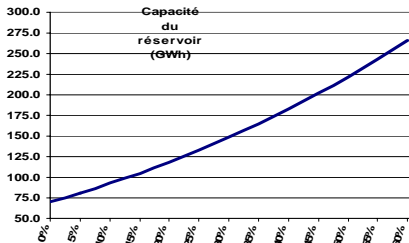


Figure 19: augmentation de la capacité du réservoir (GWh) en fonction du pourcentage de surélévation de l'unité de hauteur utile au lac de Cleuson

## 6 CONCLUSION

L'Europe de l'Ouest telle que définie dans le présent travail dispose d'un potentiel hydroélectrique dont la mise en valeur au cours de la première moitié du XXI siècle permettra d'accroître l'offre d'électricité d'origine hydraulique de près de 56 % en 2050 par rapport au niveau de 2000 (532 TWh/an). Ce potentiel pratique a été estimé à 302,65 TWh/an et peut permettre d'installer environ 94 GW de puissance supplémentaire d'ici à 2050 soit près de 60 % de la puissance totale nette existante en 2000 (~156 GW). Cependant la contribution relative de la filière à la part des pourcentage de la demande totale d'électricité sera en baisse au cours de la période. L'hydroélectricité pourra couvrir plus de 16 % de la consommation totale d'électricité sur toute la période de 2000 à 2050 et constituera plus de 30 % de la puissance annuelle maximale appelée par le réseau. L'hydroélectricité continuera à occuper une place importante voire capitale pour répondre aux demandes des heures de pointe, elle pourrait encore couvrir plus de 20 % de l'énergie électrique demandée aux heures de pointe. L'énergie hydraulique demeurera de loin la première source de production d'électricité non polluante (CO<sub>2</sub>). Même si la contribution relative de la filière à la part des énergies renouvelables dans l'électricité risque d'être en baisse au cours de la période, elle constituera plus de 70 % d'électricité d'origine renouvelable à produire selon les objectifs de l'Union européenne: 22,1 % de la consommation finale à partir de 2020 (Europrog 2002)

Il est difficile de se prononcer de manière définitive quant aux effets du réchauffement climatique sur la production d'hydroélectricité en Europe de l'Ouest. Selon les résultats des chercheurs de l'université de Kassel en Allemagne, que nous avons pris comme référence, les pays seront diversement affectés par le phénomène. Il semble aussi que la période 2000 – 2050 pourrait connaître une plus grande intensité de la fonte des glaciers, de la neige. Dans les pays du Nord de l'Europe on assistera donc à une augmentation des apports hydrologiques annuels ce qui pourrait se traduire par une plus grande disponibilité de l'eau pour produire de l'électricité. Mais les perturbations sous forme de fluctuations et irrégularités qui pourraient affecter les saisons, exigeront de repenser la gestion des réservoirs et d'accroître leur capacité de laminage des crues, afin d'augmenter leur capacité de stockage et de transfert de la production entre

saisons. La surélévation des barrages est une technique qui peut permettre d'atteindre cet objectif en fonction de la morphologie des réservoirs. En ce qui concerne les centrales au fil de l'eau, leur aménagement en cascades ainsi que l'optimisation de leur exploitation peut conduire à l'augmentation de la production, de même que l'optimisation du dimensionnement des ouvrages d'aménage d'eau à la turbine (canal d'aménage, conduite forcée...), permettra une augmentation substantielle de l'énergie cinétique de l'eau.

La généralisation de la loi sur les débits résiduels (en Suisse : OFEFP LEaux art. 31 à 33) pourrait avoir un double effet sur la production d'électricité. D'une part pour les aménagements existants à but non énergétique cela pourrait se traduire par l'équipement de ces aménagements d'unités de turbinage pour produire l'électricité avant de restituer l'eau à l'aval du barrage. Nous n'avons pu estimer fautes de données sur ces types d'aménagements la production réalisable dans la zone. D'autre part cette loi pourrait se traduire par la réduction du prélèvement d'eau pour les besoins de production électrique. Le débit turbinable s'obtient en soustrayant des débits mesurés instantanément la valeur de débit réservé au tronçon du cours d'eau court-circuité. Cette valeur si elle est constante toute l'année, en période d'étiage pourrait handicaper sérieusement la production des centrales au fil de l'eau.

L'ouverture à la concurrence de la production d'électricité pourrait faire que désormais que les décisions d'investir dans les moyens production ne soient prises dans le cadre d'une réflexion globale, à l'échelle du système électrique, mais en fonction d'opportunités et de perspectives de rentabilité. En d'autres termes, c'est le prix du kilowattheure qui dirigera l'investissement dans les moyens de production par les investisseurs privés et non plus, l'anticipation du niveau de la demande. Ceci ne semble cependant pas être une fatalité. Les besoins en électricité seront croissants au fil du temps même si le taux de croissance pourrait devenir de plus en plus faible par rapport au passé. Les sources d'énergies primaires seront plus complémentaires que concurrentielles ou mutuellement exclusives. Le parc de centrales électriques sera un mixe énergétique qui doit être efficace du point de vue économique, environnemental et doit garantir une meilleure qualité de service. La filière hydroélectrique n'a pas plus à craindre de la libéralisation du marché que les autres sources d'énergie dans la mesure où elle offre de réelles possibilités d'optimisation de portefeuille de centrales de production (faibles coûts d'exploitation, fiabilité et qualité de service, choix de la période de production pour maximiser le bénéfice directe). La réflexion doit se poursuivre sur l'opportunité de la présence du public dans le développement de moyens de production d'électricité afin de garantir la sécurité d'approvisionnement et une adéquation à long terme de l'offre à la demande d'électricité. La libéralisation qui présente de réels risques de promouvoir la privatisation inquiète bien lorsqu'on se dit que cette dernière relève plus souvent du court terme alors que la soutenabilité qu'on recherche dans l'approvisionnement électrique relève du long terme.

## 7 BIBLIOGRAPHIE

- The International Journal on Hydropower and Dams (2004): “*World Atlas & Industry Guide 2004*”
- Vries H.J., & Roos C.J. Octobre (2003): “Renewable electricity policies in Europe country fact sheets 2003” *Energy research Centre of the Netherlands ECN-C-03-071*
- Lako P, et al. (2003): “Hydropower development with a focus on Asia and Western Europe”. *Overview in the framework of VLEEM 2 Verbundplan ECN Policy Studies.*
- euelectric (2002): “Demand and Generation Prospects to 2020 synopsis of the European Electricity Supply Industry” *europrog 2002*
- Matthes F. C. & Timpe C (2000): “Sustainability and the future of European electricity policy” *Öko Institute Published by the Heinrich Boell Foundation*
- Harrison G. P. et al. November (2003): “Climate Change Impacts on Financial Risk in Hydro-plore Projects” *IEEE Tran. Power System, 18 (4), pp. 1324 – 1330. Available via IEEEExplore website.*

- Harrison G P & Willington H W (2002): "Impact of climatic change on hydropower investment" *Proceedings of the 4th International Conference on Hydropower Development (Hydropower '01), 19 – 22 June 2001, Bergen, Norway, pp. 257-261.*
  - Harrison G P & Willington H W (2002): "Analyzing Climate change risk in hydropower development". *Proceedings of Conference HydroVision 2002, 29 July-2August 2002, Portland, Oregon, USA.*
  - Tchouate P (2003): " La filière hydroélectrique : Aspects technologiques et environnementaux" *Université Catholique de Louvain Unité TERM Working Paper N° 5*
  - Esnault B. (2002): « Nouvelles Formes de marchés électriques et choix d'investissement » *Cahier de recherche du Centre de géopolitique de l'énergie et des matières premières (CGEMP) N° 1/2002 mai 2002.*
  - Linari A. et al. (1997): « Economic and Financial constraints for hydroelectric power plants » *Hydropower and other Renewable Energies Study Committee réf. 03005Ren9716*
  - Lorenzoni A. et al. (2004): "Strategic Study for the Development of Small Hydro Power in the European Union" *Institut di Economia delle Fonti di Energia IEFE. ESHA ALTENER.*
  - Lehner B., et al. (2001): "Europe's hydropower potential today and in the future". *EuroWasser Model-based assessment of European water resources and hydrology in the face of global change, .chap 8 Center for Environmental Systems Research University of Kassel..*
  - Mimikou M. A. & Baltas E. (1997): "A Climate change impacts on reliability of hydroelectric energy production" *Hydrol. Sci. J., 42 (5) pp. 661 – 678.*
  - World Energy Council (2001): "Challenge of Turkey in Dam construction and hydroelectric energy potential development in the 21<sup>st</sup> century" *Orhmon Mine DSI, State hydraulic works Ankara. Proceedings of the 18<sup>th</sup> Congress, Buenos Aires, October 2001*
  - ESHA (2003): "Report on small hydropower statistics General Overview of the last decade 1990 - 2001" *FP 5 EC Brussels 2003*
  - Schleiss A. (2004) : "Aménagements hydroélectriques" sous module 4.1 conception générale des aménagements Cycle post grade LCH aménagements hydrauliques polycopié du cours.
- Principaux sites Interne consultés :
- <http://epp.eurostat.cec.eu.int> Base de Données Statistiques européennes sur l'électricité EUROSTAT DATA BASE.
  - [www.europa.eu.int/comm/eurostat](http://www.europa.eu.int/comm/eurostat)
  - [www.europa.eu.int/comm/energy/en/elec\\_single/index\\_en.html](http://www.europa.eu.int/comm/energy/en/elec_single/index_en.html).
  - [www.ucte.org/statistics/](http://www.ucte.org/statistics/) . Données sur le secteur électrique européen.
  - [www.eurelectric.org](http://www.eurelectric.org). The union of the electricity Industry
  - [www.worldwater.org](http://www.worldwater.org) Données sur l'hydroélectricité dans le Monde
  - [www.ssb.no/](http://www.ssb.no/) Statistiques norvégiennes.
  - <http://www.nordel.org> Le site Web du NORDEL
  - [www.nve.no](http://www.nve.no) Norwegian Water Resources and Energy
  - [www.atatkraft.no](http://www.atatkraft.no) le site de Statkraft SF.
  - [www.cordis.lu](http://www.cordis.lu) Eu Community Research & Development Information Service (CORDIS)



# Neue Rhonewasserfassung Lonza AG Walliser Werke, Visp

*New Industrial Water Intake – Lonza Ltd. Visp*

*Nouvelle prise d'eau industrielle – Lonza SA, Visp*

Predrag Stefanovic

*BIAG Beratende Ingenieure ETH SIA USIC AG, Visp/ Montreux, Schweiz*

**ABSTRACT:** The water of the Rhone River is used for the cooling system alimentation of the chemical industrial plant of the LONZA Ltd. in Visp, Switzerland. Two existing water intakes are frequently exposed to the sand sedimentation, which is particularly disturbing during the yearly flushing of the upstream Gebidem retention basin. The sediments are the cause of important perturbation of the water intake and the entire cooling system. The main goal of this study is to define an integral solution to the problems of floods, sedimentation and low water. The methodology of the study is taking into account the following phases: hazard analysis, definition of the protection objectives, hydraulic and solid transport analysis, selection of measures for reducing the risk to an acceptable level, determination of the residual risks.

**RESUME:** L'eau du Rhône est utilisée pour le refroidissement de la fabrication chimique des usines de la LONZA SA à Viège. Les deux prises d'eau existantes sont exposées aux ensablements fréquents, particulièrement gênant lors du passage des crues et de la purge de réservoir de Gebidem qui se situe en amont de Viège. Les sédiments charriés sont à l'origine de fortes perturbations de la prise d'eau et du système de refroidissement. Objectif principal de cette étude est de trouver une solution intégrale au problème des crues, de l'alluvionnement et des étiages. La méthodologie de l'étude contient les phases suivantes: l'analyse des dangers, définition des objectifs de protection, l'analyse hydraulique et du transport solide, sélection des mesures de protections et définition des risques résiduels.

**ZUSAMMENFASSUNG:** Die Lonza bezieht ihr Kühlwasser via zwei Wasserfassungen aus der Rhone. Die Wasserfassungen können vor allem bei Hochwasser und während der jährlichen Spülung des Stausees Gebidem (Massa) versanden. Diese Studie hat zum Ziel eine integrale Lösung aufzuzeigen für Probleme, wie sie bei Hochwasser, Beckenspülungen aber auch bei Niedrigwasser auftreten. Die Studie beinhaltet neben der Beschaffung von Grundlagendaten, und Gefährdungssituationen auch die Festlegung von Schutzziele und Massnahmen sowie die numerische Ermittlung des Geschiebetransportes und schlägt Lösungsvarianten mit Restrisikobetrachtungen vor.

## 1 EINLEITUNG

Die vorliegende Studie befasst sich mit der Erstellung einer neuen Rhonewasserfassung zur Sicherstellung der Kühlwasserversorgung der Lonza in Visp. Das Wasser, welches mittels zweier Fassungen der Rhone entnommen wird, dient zur Kühlung von chemischen Prozessen. Die bestehenden Wasserfassungen bereiten seit Jahren Probleme beim maschinellen Entfernen von Kies und Sand aus dem vor gelagerten Fassungsgebiet. Dieses Phänomen ist besonders akut bei Hochwasser und nach der jährlichen Spülung des Stausees Gebidem (Massa). Das Geschiebe und die Schwebstoffe, führen in der Regel zu Betriebsstörungen der Wasserfassungen. Die bestehenden Fassungen und Entsander sind in die Jahre geraten und weisen bei Hochwasser betriebliche Probleme auf.

## 2 ZIELSETZUNG

Ziel dieser Arbeit ist es, aufzuzeigen, wie unter Optimierung der Investitions- und Betriebskosten, eine Qualitätsverbesserung des Kühlwassers (Korngrösse max. 250  $\mu\text{m}$ ) und die Minimierung der Unterhaltsarbeiten im Betrieb zu erreichen sind. Dabei ist zu berücksichtigen, dass der Umbau der Fassungen mit den Arbeiten der dritten Rhonekorrektur koordiniert wird und ohne Betriebsunterbruch durchgeführt werden kann. Die Flussbettssole darf nach Um- und Neubau der Fassung weder durch Ablagerungen noch durch Auskolkungen beeinträchtigt werden. Eingriffe in die Rhone sind gemäss den Gewässerschutz- und Naturschutzauflagen minimal zu halten. Die Auslegung erfolgt auf maximal 6  $\text{m}^3/\text{s}$ .

## 3 GRUNDLAGEDATEN

*Hydrologische Daten.* Im Rahmen der vorliegenden Studie werden drei charakteristischen Situationen analysiert: (1) Abfluss des Hochwassers, (2) Abfluss während der Entleerung des Stausees Gebidem (inkl. Geschiebetransport) und (3) Abfluss während der Niederwasserperiode. Der Zufluss von Nebenflüssen Saltina, Gamsa, und Mundbach wurde in dieser Studie berücksichtigt. Das Einzugsgebiet der Rhone im Visp beträgt 975  $\text{km}^2$ .

T[J]	2	5	10	20	50	$Q_{2000}$	100min	100Ziel	EHQ
P	0.500	0.200	0.100	0.050	0.020	0.020	0.010	0.010	0.001
Q [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]	267	350	411	475	566	606	642	728	918

Tabelle 1. Höchstabfluss Q, Wiederkehrperiode T, Wahrscheinlichkeit P (Quelle: BWG)

*Feststoffe:* Die Korngrössenverteilung stützt sich auf einige Einzelmuster neben der Wasserfassung entnommen und wird für den ganzen Abschnitt angewendet.

Charakt.Korngrösse	$d_{10}$	$d_{35}$	$d_{50}$	$d_{65}$	$d_{90}$
Geschiebe	0.8	10.3	20	32	80
Schwebstoffe	0.0035	0.011	0.0172	0.0227	0.0749

Tab. 2. Korngrössenverteilung (Quelle: LCH/EPFL, EOS)

## 4 GEFAHRENANALYSE

*Hochwasser.* Bei extremen Hochwassersituationen mit einem Wasserstand von rund 2.80 m ab Flusssohle, wird die Wasserfassung der LONZA voll überschwemmt und muss ausser Betrieb gesetzt werden. Dies bedeutet Abschaltung des Werkes. Die entstehenden Folgekosten sind von der Dauer des Unterbruchs abhängig.

*Niederwasser.* Beim Tiefwasserstand (November bis Februar) wird durch den Betrieb der flussaufwärts gelegenen Kraftwerke das sonst schon tiefe Wasserniveau in der Rhône noch weiter abgesenkt. Die dabei auftretende Wasserknappheit, kann für kurze Zeit toleriert werden.

*Feststofftransport.* Der Geschiebetransport kann bei der Fassung zu Sedimentation und Erosion führen. Das Geschiebe wird vor dem Eingang zur Wasserfassung in Form einer Sandbank deponiert. Dies ändert die Flussbettform, den Fliesswiderstand und den Abflussquerschnitt der Rhone, wodurch auch die Geschiebetransportfähigkeit reduziert wird. Die Ablagerungen beim Fassungseingang wirken als Rauigkeitselement und beeinflussen direkt den Fliesswiderstand. Eine Erosion wurde im aktuellen Zustand nicht festgestellt. Bei der Erstellung des neuen Projektes, muss durch die entsprechend angepasste Geometrie des Baukörpers (Betscheiben) der Auskolkungsgefahr Rechnung getragen werden.



## 5 ZIELE DER SCHUTZMASSNAHMEN

Die Schutzziele beinhalten grundsätzlich Schutz vor Hoch- und Tiefwasser. Im speziellen Schutz vor Ablagerungen von Geschiebe, Schwebstoffen, Geschwemmel und Eis. Schäden an der Installation der Wasserfassung sind nicht akzeptabel und müssen sicher ausgeschlossen werden. Es muss eine 100%-ige Funktionalität der Wasserfassung auch in Gefahrensituationen sichergestellt sein. Die Massnahmen zur Gewährleistung obiger Kriterien sind aus wirtschaftlicher Sicht zu optimieren und die Restrisiken sorgfältig zu prüfen.

## 6 HYDRAULISCHEN UND FESTSTOFFANALYSEN

### 6.1 *Hydraulische Analyse*

Für die Simulation werden mittlere Hoch- und Niedrigwasserabflüsse mit folgenden Wiederkehrperioden:  $T = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 1000$  benutzt. Massgebende Hydrogramme stammen aus der Datenbank der BWG, und des EOS für die Geschiebe und Schwebstoffmengen bei Spülung von Gebidem. Als Kontrollpunkt dient die Eidgenössische Hydrometrische Station 2436 in Brig und für die Feststoffe die Messstation der EOS in Brigerbad. Für den Rauigkeits- Koeffizienten gemäss Manning, wurde ein Wert von 0.033 für den ganzen betrachteten Abschnitt und auf der ganzen Strecke definiert. Dies entspricht einer empirisch bestimmten charakteristischen Korngrösse von  $d_{90} = 0.42$  m.

Eine numerische Modellierung wurde mittels des HEC-RAS Programms durchgeführt. Die Software HEC-RAS erlaubt eindimensionale, hydraulische Berechnung der stationären und der nicht stationären Abflüsse. Die numerische Simulation zeigt, dass ab einem gewissen Niveau die Hochwasserabflüsse die Uferdämme überschwemen. Dieser Grenzwert bestimmt den Zeitpunkt, ab welchem die Pumpen der Wasserfassung, wie die Ganzheit der Chemieanlagen der LONZA Visp ausser Betrieb gesetzt werden müssen. Die Ergebnisse zeigen, dass der Abfluss grösstenteils strömend ist. Das wesentliche der vorliegenden hydraulischen Studie ist das Verhältnis zwischen Wasserlinienhöhe und Abfluss der Rhône bei der Wasserfassung. Diese hydraulischen Ergebnisse werden als Eingabedaten für die Feststoffberechnungen benutzt.

### 6.2 *Feststofftransport Studie*

Im Rahmen dieser Studie wurde die Durchführung von neuen Modellversuchen nicht als notwendig erachtet. Es wurden alle Ergebnisse der Labormodelle 1996 berücksichtigt und genutzt. Aufgrund der (auf einem Muster bestimmten) Korngrössenkurve ist es möglich, den kritischen Abfluss für den Geschiebetransportbeginn zu bestimmen. Kriterium von Shields: Beginn der Bewegung ab Moment  $\tau_{cr} = \tau_0$  kann angewendet werden.  $\tau_0$  = Reibungsspannung,  $\tau_{cr}$  = kritische Reibungsspannung. Mittels Formel von Manning-Strickler lässt sich der kritische Geschiebetransportabfluss  $Q_{cr}$  berechnen. Folgende Resultate wurden erhalten:  $Q_{cr90} = 370$  m<sup>3</sup>/s;  $Q_{cr50} = 37$  m<sup>3</sup>/s;  $Q_{cr10} = 0.17$  m<sup>3</sup>/s.  $Q_{cr10}$  ist vernachlässigbar, die Feststoffteilchen mit  $d=d_{10}$  sind immer in der Bewegung.

Es gibt im Grunde drei Formeltypen für die Berechnung des Feststoffgehaltes bzw. Konzentration, d. h. Geschiebe, Schwebstoffe und Gesamtfeststoffe. Der gesamte Feststofftransport kann als Summe der Geschiebe und der Schwebstoffe beschrieben werden. Dies stellt eine indirekte Methode der Addition zweier idealisierten Feststoffanteilen dar. Das Phänomen des Sediment-Transports ist mit vielen Variablen, wie Wasserabfluss, mittlere Strömungsgeschwindigkeit, Partikel-Grösse und Abstufung, Wassertemperatur, Grenzschubspannung des Flussbettes, Energie-Gefälle, Kanalform usw., verbunden. Einige dieser Variablen sind zusammengehängt und von einander abhängig. Da es schwierig ist, alle diese Variablen gleichzeitig in einer Gleichung zu berücksichtigen, werden die meisten existierenden Formeln der Sediment-Transportprozesse durch einige ausgewählte Hauptparameter beschrieben. Die meisten existierenden Gleichungen benutzen die Einstein- Geschiebeparameter  $\Phi$ , wie eine Funktion des Schubspannungsparameters,  $q = 1/\Psi$  von Shields, wo  $\Psi$  Fluss -Intensitätsparameter von Einstein. Die Berechnungen des

Feststofftransportes wurden mittels folgenden Methoden durchgeführt: Einstein, Graf und Acaroglu, Ackers und White, Ming & Wang (Berechnung des totalen Feststofftransportes), sowie Smart und Jäggi (Geschiebetransport), Ref. [4], [7], [10], [11], [12]

*Zweidimensionale numerische Modelbildung 2D*

Die Simulation des Feststofftransportes der Rhône wurde mit dem Programm CCHE2D[.ref.], dass am National Center for Computational Hydroscience and Engineering, der Mississippi University entwickelt worden ist, durchgeführt. CCHE ist ein hydrodynamisches numerisches Modell für die Simulation der Abflüsse aus einer Mischung von Wasser und Feststoffen auf beweglichem veränderlichem Untergrund in der nicht stationären Strömungssituation. Die mathematischen Gleichungen, die dieses Phänomen beschreiben, sind die Differenzialgleichungen der Kontinuität und der Energieerhaltung. Das Programm benutzt die Methode der Finiten Elemente und ist unter dem Namen: Efficient Element Method (Wang und Hu) bekannt. Auf Grund der Topographie, der hydrologischen wie auch der Feststoffdaten kann dieses Modell die Feststofftransporte, sowie die Veränderung des Bettes aus Flussablagerungen (Absetzung oder Erosion) im Gewässer unter den nicht stationären Bedingungen prognostizieren. Die Gleichungen der Massen- und Energiebilanz der Wasser-Feststoffmischung in Naturgewässer mit beliebiger Geometrie in nicht stationären Bedingungen werden gleichzeitig gelöst.

7 VARIANTENSTUDIUM DER MASSNAHMEN

7.1 *Variantenübersicht*

Die analysierten Varianten sind in folgender Tabelle kurz beschrieben. Es wird zwischen zwei prinzipiellen Lösungsgruppen unterschieden: festen und schwimmenden Wasserfassungen.

Gruppe 1				Gruppe 2	
Festen konventionellen Fassungen				Schwimmenden Wasserfassungen	
WF nach Lage im Fluss				WF nach Position / Technik	
Frontale	Seitliche WF	Tyrolische WF	Pfeiler <sub>WF</sub>	Übertragungs-Masten	Schwankenden Masten
0*	✓	0	0	✓	✓
	Seitliche Wasserfassung mit Pumpen			V 2.1	V 2.2
V1.1	Schutzbecken mit Zufluss von abwärts			Pumpenwahl	Senkrecht zum Fluss
V1.2	Schutzbecken mit seitlichem Zufluss			Anzahl „Masten“	Parallel zum Fluss
V1.3	Schutzbecken mit Sandfang				auf der Lonza Brücke
V1.4	Wasserfassung mit Bühnen				Unbewegliche Version
V1.5	Wasserfassung mit Schiebern				Bewegliche Version
V1.6	Gespreizte Seitenwände				Aufrollbarer Mast
V1.7	Querwand aufwärts abgesenkt				Verstellbarer Mast
V1.8	Ufer zurückgezogen, Bühne				Selbstorientierender Mast
V1.9	Gespreizte Seitenwände, Gitter, Pfeiler Variante EPFL-LCH 1996				

Tab. 4 Variantenübersicht (\* 0 – ausgeschieden / ✓- für Variantenvergleich aufgenommen)

7.2 *Variantengruppe 1 – Feste Wasserfassung*

*Berechnungsergebnisse und Interpretation*

Eine Feststofftransportsimulation mittels 2D numerischen Modellierung wurde für die bestehende Anlage, sowie für die neu vorgeschlagenen Varianten der festen seitlichen Wasserfassung bei verschiedenen Abfluss- und Korngrößenbedingungen durchgeführt.

Das Verhältnis Abfluss/Sandablagerungshöhe ist in folgender Tabelle zusammengefasst:

T	Q	V0	V 1.1	V1.2	V1.3	V1.4	V1.6	V1.7	V1.9
EHQ	918.0	2.057	1.238	2.704	3.139	2.028	1.774	1.397	1.536
100 <sub>ziel</sub>	728.0	1.938	1.148	1.781	1.115	1.577	1.253	1.017	1.493
100 <sub>min</sub>	642.0	1.753	1.025	1.559	1.404	1.283	1.251	1.192	1.214
T=50	566.0	1.737	0.970*	0.769	0.949	1.430	1.195	1.355	0.696
T=20	475.0	1.391	0.424*	1.553*	1.848*	1.212	1.110	0.892	0.524
T=10	411.0	1.306	0.366*	0.597*	0.949*	0.789	1.377**	1.031**	1.20**
T=5	350.0	1.790	0.276*	0.600*	1.553*	0.489	1.633**	1.110**	1.19**
T=2	267.0	1.295	0.169*	0.492*	1.020*	0.359	1.515**	0.632**	0.93**
Q <sub>Spül</sub>	60.0	0.573	0.100*	0.291*	0.242*	0.209	0.551**	0.321**	0.29**
Q <sub>Spül</sub>	38.0	0.354	0.003*	0.053*	0.146*	0.178	0.272**	0.057**	0.17**

Tab 3. Die Verhältnisse Abfluss [m<sup>3</sup>/s] /Sandablagerung [m] für die verschiedenen Varianten

\* Diese Ablagerungen (V1.1-V1.3) bilden sich neben dem Schutzbeckeneingang auf und stören die normale Pumpenfunktion nicht. Bei den V1.2 und V1.3 bleiben die abgelagerten Feststoffe bis  $Q_{T=20}$  ca. 10m von den Pumpen entfernt. Durch die Schutzmassnahmen der Variante 1.1 ist die Lonzafassung bis zu einem Hochwasser T=50 J vollständig von Feststoffablagerungen geschützt.

\*\* Diese Ablagerungen bilden sich in der Flussmitte und sind weit von den Fassungs-pumpen entfernt. Die Variante V1.9 kann einen guten Schutz bis zu einem Hochwasser T=20 J sichern. Die Varianten V1.6 und V1.7 (V1.8) sind wirksam bis zu einem Hochwasser von T=10 J. Bei aktueller Wasserfassung bilden sich die Sandablagerungen schon bei den geringen Abflüssen auf und schon bei T=5 J (Gebidemsplüfung) können die Pumpen blockiert sein. Die numerische Modellierung des Feststofftransportes bestätigt die Natur der Ablagerungsprozesse vor der Lonzafassung. Die Resultate sind qualitativ und quantitativ gut übereinstimmend mit den Ergebnissen der Modellversuche (EPFL/LCH, 1996), sowie mit der Realität der Lonzafassung.

Als Beispiel aus Gruppe 1 wird die Variante 1.1 dargestellt

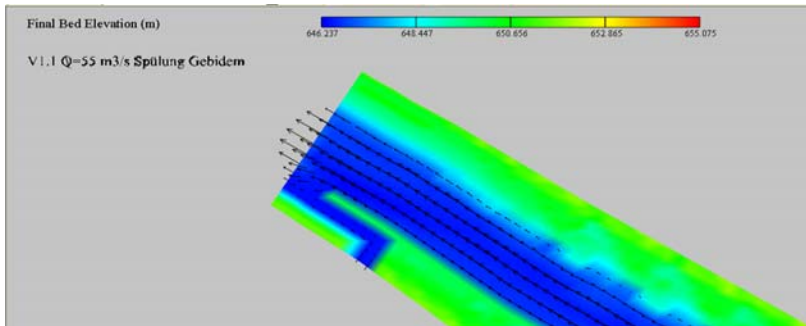


Bild 1. Variante 1.1 Modellbildung 2D

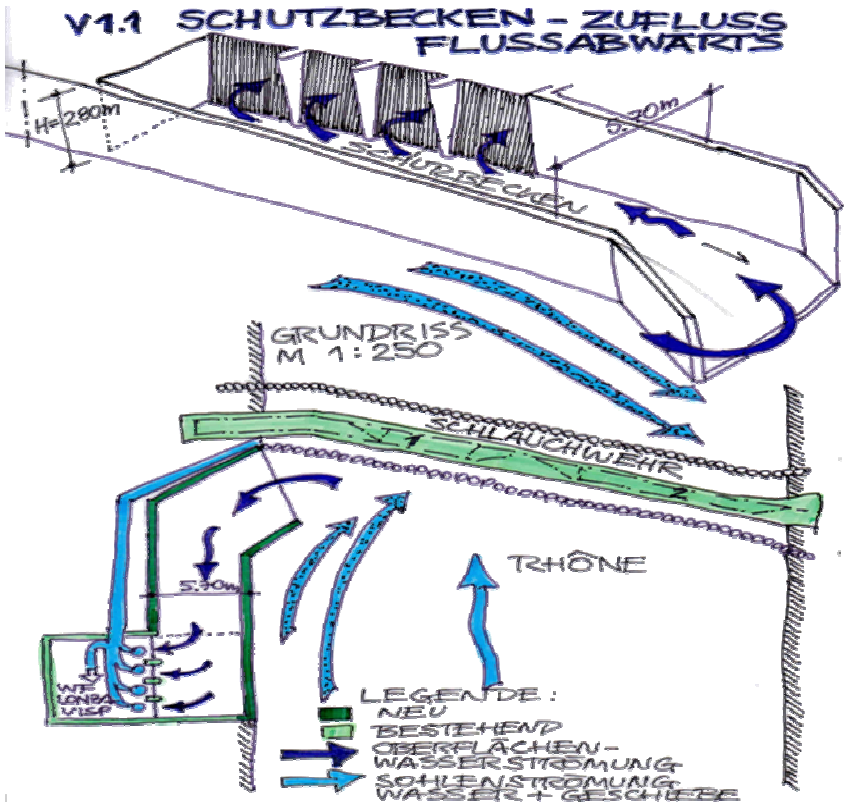


Bild 2. Variante 1.1 Prinzipskizze Schutzbecken mit Zufluss flussabwärts

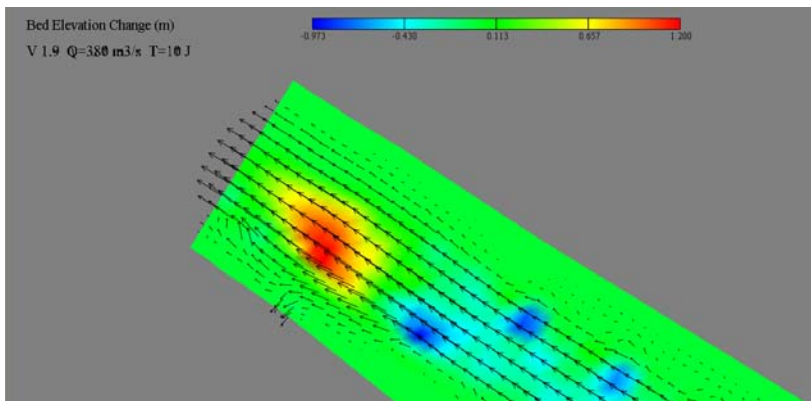


Bild 3. Variante 1.1 Hochwasser  $Q_{T10}$ . Sandablagerung vor der WF:  $\Delta h = 1.20$  m

Das Ufer flussabwärts wird um 5.70 m auf einer Länge von ca. 10 m zurückgesetzt. Die bestehende Querwand wird vollständig entfernt. Eine neue Betonwand  $h=2.80$  m am Rande des Rhoneufers, parallel zum Abfluss wird gebaut. Diese Wand hat die Funktion, den Eingang der Wasserfassung völlig von Sandablagerungen zu schützen. Dies erlaubt einen freien Wasserfluss ins Vorbereitungsbecken ohne Mitnahme der Geschiebe oder Schwebstoffe. Aus dem numerischen Modell ist es ersichtlich, dass auch bei dem Hochwasser  $Q=380$  m<sup>3</sup>/s, das Wasser in die Fassung zuströmen kann.

### 7.3 Variantengruppe 2 – Schwimmende Wasserfassung von der Oberfläche

Die Rhone in Visp ist mit grossen jährlichen und täglichen Niveauvariationen gekennzeichnet. Der Fluss ist periodisch Geschiebe und starken Schwebstoffkonzentrationen ausgesetzt. Wasserfassungen an der Sohle von einem solchen Gewässer sind ständig unsicher und sehr teuer im Betrieb. Eine wirksame Alternative zur festen Fassung bildet eine neu entwickelte Technologie die auf ein Wasserfassung an der Oberfläche konzipiert ist. Es handelt sich um eine innovative Lösung mit vielen Vorteilen, die fähig ist bis zu 40'000 m<sup>3</sup>/Std. zu pumpen. Solche Anlagen benötigen keine Bauwerke oder Anlagen für die örtlichen Anpassungen. Schwimmende Fassungen sind effiziente und bewegliche hydromechanische Systeme die tiefe Baukosten und kurze Installationsfristen aufweisen. Die Anwendung solcher Fassungen führt zu einem Minimum ökologischer Probleme betreffend Ufer- und Flussbettschutz.

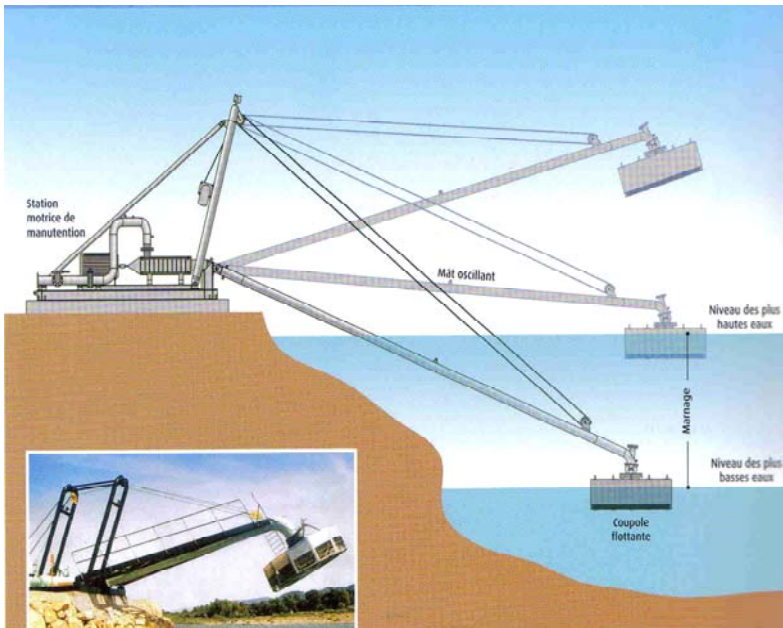


Bild. 4. Wasserfassungen mit schwankenden Masten (Prinzipschema) (Quelle: HYDROMOBIL)

### *Wasserfassung mit schwankenden Masten*

Am Rand einer Wasserfläche wird, direkt vom Ufer her, ein Rahmen erstellt auf den man die vorbereitete elektromechanische Ausrüstung einrichten kann. Die Originalität der Methode liegt beim schwankenden Mast selbst, welcher am eigenen Fuss eine schwimmende Kuppel der Fassung trägt und mittels einer hydraulischen und mechanischen Installation mit der Konstruktion am Ufer verbunden ist. Der Mast kann frei drehen, sofern ein Druck (schwimmender Kuppel) oder ein Antrieb auf ihn wirkt. So wird die Wasserfassung an der Oberfläche oder innerhalb der Wasserfläche positioniert. Sie kann sich unter allen Wetterbedingungen und unter allen Umständen an die Schwankungen der Wasserfläche anpassen. Die Reinigung wird durch Wasser- oder Luftspritzung unter Druck im Saugkorb realisiert. Auf diese Weise ist die Wasserfassung den Verstopfungen nicht anfällig.

Die Konzeption der schwimmenden Wasserfassung ist von derjenigen der traditionellen Wasserfassungen sehr unterschiedlich. Die Methode der schwimmenden Wasserfassung führt den Bewegungs- aber auch Beweglichkeitsbegriff ein. Bewegung, weil die Einsaugung des Wassers nicht fest ist, sie kann in einer gewählten Zone ausgeführt sein. Beweglichkeit bedeutet, dass die Möglichkeit besteht Pumpmittel von einem Bereich zu anderen umzustellen. Die Methode erlaubt, Wasser von der ganzen Wasserfläche und nicht nur ufernahe zu fassen.

#### *Vorteile schwimmender Wasserfassung*

- 1) Verminderung der Baukosten: Rammen der Pfähle oder Spundwände, Ausführung von Brunnen und von Grundwasserabsenkung sind nicht nötig.
- 2) Keine Uferänderungen
- 3) Ausgezeichnete Anpassung an alle Wasserabflüsse und Wasserniveaus
- 4) Fassen des Wassers von der Oberfläche oder in einer gewählten Tiefe
- 5) Anpassung der Wasserfassung an Veränderungen des Flussbetts
- 6) Möglichkeit grossen Wassermengen in einer geringeren Tiefe zu fassen
- 7) Beseitigt die Risiken der Einschlammung und der Verstopfung
- 8) Gewährleistet eine Vorfiltration mit bis zu 2 mm Maschenöffnung
- 9) Minimalen Einrichtungszeit & Kosten dank der Vorfertigung im Werk
- 10) Erhaltung der Installation vom Ufer

#### *7.4 Variantenvergleich*

Als Bewertungskriterien wurden folgenden Grössen festgelegt: Sicherheit gegen Versandung, Kapazität, Verfügbarkeit (Betriebstage/Jahr), Sauberkeit des Klarwassers ( $\max d=250 \mu\text{m}$ ), Zuverlässigkeit, Ersatzzeit, Erhaltungskosten, Betriebskosten, Investitionskosten.

##### *Varianteengruppe 1*

Aufgrund von Ergebnisvergleich numerischer Simulation wurden die repräsentativen Lösungen jeder Varianteengruppe ausgewählt. In der Gruppe 1 wurde als Hauptkriterium das Versandungsrisiko während der Spülungsoperation vom Gebidem sowie während des Hochwassers eingesetzt. Die beste Lösung mit kleinstem Versandungsrisiko stellt die Variante 1.9 dar.

##### *Varianteengruppe 2*

In der Gruppe 2 wurde als Ausscheidungskriterium die Gebrauchstauglichkeit während der Gebidempülung, sowie bei Niederwasser festgesetzt. Eine Fassung mit Übertragungs- Masten kann dieses Kriterium mit weniger Sicherheit als eine Fassung mit schwankenden Masten gewährleisten. Eine Fassung mit schwankenden Masten von oben (Festpunkt am Ufer) ist geeigneter bezüglich Niederwasser als eine Fassung mit dem Festpunkt im Flussbett. Eine schwimmende Wasserfassung funktioniert am besten, wenn sie das Wasser von der Flussmitte einsaugt. Als Schutz vor Geschwemmel, totem Holz usw. dient ein Schutzring aus ausgesteiften und speziell konstruierten Stahlblech.

##### *Eine oder zwei Wasserfassungen*

Ob eine ( $Q_{\text{inst}}=6.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ), oder zwei (jeweils  $Q_{\text{inst}}=3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ) Wasserfassungen installiert werden müssen ist vorwiegend vom Kühlwasserbedarf der LONZA abhängig. Aus der jährlichen Abflussganglinie kann geschlossen werden, dass der Rhoneabfluss während mehr als 4 Monaten im Bereich des Niedrwasserniveau (ca.  $6.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ) liegt. Unter diesen Bedingungen kann das erforderliche Kühlwasservolumen von  $2 \times 3.0 \text{ m}^3/\text{s}$  nicht gewährleistet werden. In dem Fall sind zwei Wasserfassungen notwendig. Die zweite Wasserfassung sollte unterhalb der Vispamündung (km 109'050) errichtet werden. Die Vispa bringt in der Niedrwasserperiode die fehlenden  $2.5$  bis  $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### Variantenevaluation

Das Versandungsrisiko einer konventioneller Fassung (V1.9) ist beim extremen Hochwasser immer noch gross. Die installierte Kapazität ist für die beiden Varianten gleichwertig. Die konventionelle Fassung kann beim Hochwasser über  $Q_{20}$  überschwemmt werden, die schwimmende nicht. Der Ausscheidungsgrad einer Feinsiebanlage ist wesentlich kleiner und sicherer als dieser eines konventionellen Entsanders, bei welchem die Turbulenzen und dadurch die Ablagerungsstörungen bleiben. Bei einer konventionellen Fassung können die idealen Feststofftransportbedingungen durch eine kleine Änderung der Flussbett- / Ufergeometrie stark beeinflusst werden. In einem Notfall ist die Ersatzzeit einer mobilen Fassung mit modularen Sandabscheidungs-Feinsiebanlagen wesentlich kürzer, als die der festen Anlage. Investitionskosten der Erneuerung/Neubau einer festen Fassung sind infolge massiven Bauarbeiten um ca. 30 % höher. Im Fall der Versandung oder Überschwemmung durch das Hochwasser steigen nur die Betriebskosten der konventionellen Wasserfassung. Die schwimmende Wasserfassung benötigt regelmässigen aber relativ geringen Unterhalt.

Aufgrund der durchgeführten Projektanalyse, hydraulischen und Feststoffmodellierungen, Variantenuntersuchung und Vorbemessung, Kostenvergleich und Variantenbewertung wird als optimale Lösung für die Rhone in Visp eine *schwimmende Wasserfassung mit schwankenden Masten* empfohlen.

## 8 RESTRISIKEN

Die Verbleibenden Risiken der ausgewählten Lösung sind minimal. Es ist möglich, dass unter gewissen Bedingungen die Schwebstoffe ( $d > 250 \mu\text{m}$ ) in grösserer Konzentration die Wasseroberfläche erreichen und durch den Schutzgitter in die Installation eindringen. Die Gegenmassnahme ist die Installation eines zusätzlichen Sandabscheiders/ Feinsiebanlage.

## 9 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Diese Studie wurde auf einer klaren Struktur aufgebaut. Alle Studienelemente haben eine bestimmte Funktion im Analyseprozess erfüllt.

- 1) Möglichst grosse Zahl der vorhandenen Informationen bilden die Grundlagen.
- 2) Gefährdungssituationen bezüglich Hydraulik und Feststoffe wurden alle erfasst.
- 3) Defizite der bestehenden Situation wurden erkannt.
- 4) Hydraulischen und Feststoffanalysen zeigen die Angemessenheit der Lösung auf. Die realitätsnahen numerischen Modelle wurden für die Simulationen verwendet. Die Berechnungsresultaten des zweidimensionalen Modells (CCHE2D) stimmen recht gut mit Realität überein.
- 5) Eine vollständige Variantenanalyse hat alle realisierbare Massnahmenvarianten einander gegenübergestellt. Diese Varianten wurden kritisch evaluiert und verglichen.
- 6) Aufgrund der Basis- Kriterien der Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit wurden die Varianten beurteilt und eine Optimale Lösung ausgewählt.

Die Anfangsziele der Studie konnten nur teilweise verwirklicht werden:

- 1) Die Variante mit nur einer Fassung wurde auf Grund ungenügender Wassermenge während der Niedrwasserperiode als nicht zweckmässig befunden.
- 2) Eine detaillierte numerische hydraulische und Feststoff- Simulation aller Lösungsvarianten hat ergeben, dass eine konventionelle Seitenfassung nicht die optimale Lösung darstellt.
- 3) Das Geschiebeeintrag ist durch die vorgeschlagenen technischen Massnahmen stark reduziert und die Kühlwasserqualität maximal optimiert.

- 4) Die Investitionskosten und Betriebskosten können durch die Anwendung von innovativen, kostensparenden Methoden minimiert werden.
- 5) Die gewünschte anstrengende Qualität des Kühlwassers, sowie eine permanente Versorgung der Pumpen kann dauernd gewährleistet sein.
- 6) Der Umbau der Fassung ist problemlos ohne Betriebsunterbruch durchführbar.
- 7) Die Kapazität des Rhonebettes im Abschnitt wird uneingeschränkt beibehalten.
- 8) Die neue Sohle des Rhonebettes nach Um- und Neubau der Fassung wird weder durch Ablagerungen noch durch Auskolkungen beeinträchtigt.

## 10 LITERATUR

- [1] De Cesare Giovanni Dr., Boillat Jean-Louis, Lugger Edi Dr., 2000: „Industriewasser-fassungen – Umgestaltung zur Gewährleistung von Geschiebefreiheit“, gwa 11/2000, SVGW, Zürich
- [2] De Cesare Giovanni Dr., Boillat Jean-Louis, 1996: “Rhonewasserfassung Visp-hydraulische Modellversuche, Schlussbericht“, EPFL-LCH, Lausanne
- [3] Sinniger R., De Cesare Giovanni, 1996: „Internationaler Symposium 28/29 März 1996 in Zürich“ : Spülung von Grundablassstollen – Theorie und Modellversuche
- [4] Dr Koen Blanckaert, 2004: Nachdiplomkurs „Hydraulischen Anlagen 2003-2005“, Vorlesungen Modul 5.2 „Transport de sédiments et morphologie des cours d'eau“, EPFL-LCH, Lausanne
- [5] Mardini R., EPFL-LCH, 1996 : Documentation Travail pratique de diplôme : « Prise d'eau dans le Rhône à Viège, protection contre l'ensablement », EPFL-LCH, Lausanne
- [6] Hydrologischer Atlas der Schweiz. 1990 - 2004
- [7] Graf W.H, Altinakar M.S, 1998: Traité de Génie Civil de l'EPFL, Volume 16 - Hydraulique fluviale, Presses Polytechniques Universitaires Romandes
- [8] Schleiss Anton, Prof. Dr., 2002 : „Aménagements hydrauliques“, EPFL, ICARE, LCH
- [9] Schöberl S. Prof, Scheuerlein H. Prof, Universität Innsbruck, 2004: „Nachdiplomkurs Hydraulischen Anlagen 2003-2005“, EPFL, LCH Vorlesungen Modul 3
- [10] Ackers P. et W.R.White, 1973: « Sediment Transport : New Approach and Analysis » Proc., Am. Soc. Civil Engrs., Vol. 111, HY11, USA
- [11] Einstein H.A., 1950: “The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows”, US Dept. Agr., Soil Conserv. Service, T.B. No 1026, Washington, USA
- [12] Graf W.H. et Acaroglu E.R., 1968: “A Physical Model for Sediment Transport in Conveyance Systems”, Bull., Int. Assoc. Scient. Hydrology, Vol XIII, No 3, B



## **HYDROPOWER DEVELOPMENT WITHIN THE CONTEXT OF ELECTRIFICATION AND EXPORT: THE CASES OF LAOS AND NEPAL**

*Développement de la production hydroélectrique dans le contexte de l'électrification et de l'exportation de l'électricité: les cas du Laos et du Népal*

Sunil Thapa  
*Electrowatt-Ekono, Zurich*

**ABSTRACT:** Nepal and Laos have many things in common: both countries are landlocked, have large potential of hydropower, agriculture is the main sector of employment and are developing countries. Hydropower is considered to be the main source of revenue earner in the long run in Nepal and Laos. The potential market for electricity of Nepal is said to be India and for Laos it is Thailand. Laos is far ahead of Nepal in terms of securing its market of electricity by signing MoU with Thailand to export 3000 MW of electricity whereas between Nepal and India no such agreement exist till today except the understanding of exchange of power up to 150 MW between the countries.

The development strategy of hydropower in both the countries for export as well as for domestic electrification has been analysed. In the context of the existing similarities in these two countries it is considered to be relevant to compare the policies so that some lessons can be learnt from each other. It has been found from the study that Nepal should try to accommodate the interest of India regarding water needs of India and Laos can adopt Nepal's model of small hydropower development for domestic electrification. The Concept of regional grids in both countries is found to be helpful for diversifying the market.

However, due to different political system in these countries the method of development may vary to some extent. Hence comparison based on political system is not made in the study. The global characteristic of hydropower projects and methods applied to solve them has been analysed.

**RESUME:** Le Népal et le Laos ont de nombreux points en commun : les deux pays n'ont pas d'accès à la mer, ont un grand potentiel hydroélectrique, l'agriculture est le principal secteur d'activité et les deux sont des pays en voie de développement. La production hydroélectrique est considérée à long terme comme la principale source de revenus au Népal et au Laos. L'Inde est considérée comme le principal marché d'électricité du Népal et la Thaïlande, pour le Laos. Le Laos est en avance sur le Népal en ce qui concerne la concrétisation de cet objectif, ayant déjà signé un accord avec la Thaïlande pour l'exportation de 3'000 MW, tandis qu'il n'existe jusqu'à aujourd'hui aucun accord entre le Népal et l'Inde, à l'exception de l'échange actuel jusqu'à 150 MW entre les deux pays.

La stratégie de développement de l'hydroélectricité dans les deux pays en vue de l'exportation et de l'électrification domestique a été analysée. Tenant compte des similarités entre les pays, ces politiques ont été comparés de manière à croiser expériences et chercher des synergies. Il a été conclu que le Népal doit chercher des compromis avec l'Inde en étant conscient des intérêts de celle-ci en termes de gestion de ressources en eau, alors que le Laos peut bénéficier du modèle népalais de développement de la petite hydroélectricité pour son électrification domestique. Dans les deux cas, l'établissement de réseaux régionaux a été identifié comme un élément positif pour la diversification du marché.

Les caractéristiques globales des projets hydroélectriques et les méthodes appliquées ont été analysées. Du fait que les deux pays n'ont pas le même système politique et que ces aspects n'ont pas été pris en compte dans l'analyse, il faut rester conscient d'éventuels influences sur le choix de l'approche de développement suivie.

## 1. INTRODUCTION

Both Laos and Nepal have large potential of hydropower. Internal market in both the countries is much lower than the potential. Hence, this study has been conducted to explore the possibility of further development of hydropower in both countries.

### 1.1 Objectives of the Study

The following are the objectives of the study:

- Study of hydropower development strategy/Policy
- Identification of export markets
- Study of role of Independent Power Producers (IPPs) in export of electricity and domestic electrification
- Study of challenges in development of Hydro power projects
- Case Study of ongoing projects in both countries
- Lessons that can be learnt from each other

### 1.2 The Context

The mainstay of the people in both countries is agriculture and national economy is also based upon agricultural products. Table 1 below gives the comparative indicators of the countries under study:

**Table 1: Socio-Economic set up**

Description	Laos	Nepal
Population	5.22 Million (1999)	23.2 Million (2001)
Urban Population	20%	14%
Population growth rate	2.4%	2.24%
Population density	26/Sq.Km	197/sq.Km
Literacy Rate	60%	40%
Population below poverty line	30%	31%
GDP Per Capita	US \$ 342	US \$ 240
Population dependent on Agriculture	80%	80%
Contribution of Agriculture in GDP	49.4%	37%
Pop. with access to clean drinking water	50%	72%

The following table gives the insight of level of development in hydropower sector of the two countries:

**Table 2: Comparison of Data Related to Electricity**

Description	Laos	Nepal
Economical Hydropower Potential	18,000 MW	43,000 MW
Total Installed Capacity	692.1	620.7 MW
Hydro	676.1 MW	564 MW
Studied Potential	5,435 MW	23,853 MW
Per Capita Consumption	100 kWh	66 kWh
Electrified Population	41%	40%
Average Tariff	4.87 US cents/kWh	9.4 US cents/kWh
Average Export Tariff	3.81 US cents/kWh	NA

### 1.3 History

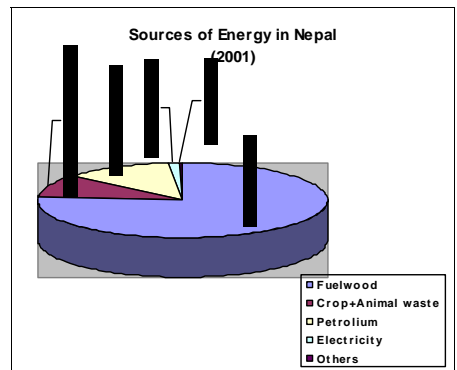
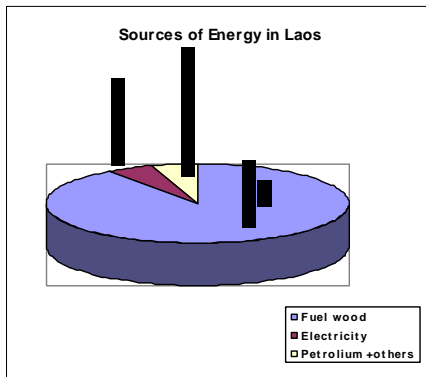
The first hydropower plant in Nepal was constructed in 1911 with an installed capacity of 500 kW. Similarly Laos had its first hydropower plant in 1970. Until 1990 hydropower development in Nepal as well as in Laos was based upon intuition. Projects used to be selected as per the interest of the donor countries and lending agencies. Although extensive studies were conducted to determine the potential of the respective countries, exploitation was lagging far behind.

Laos opened up the market after New Economic Mechanism (NEM) was promulgated in 1986. The Law on the promotion and Management of Foreign Investment were made effective in 1994.

Similarly, after the establishment of democratic government in Nepal in 1990 private and foreign investment acts and laws were brought forward in 1992. Based upon those acts, laws and strategies both the countries are trying to electrify the households of the people and are trying to alleviate poverty by selling electricity to neighbouring country.

### 1.4 Sources of Energy

Fuel wood is the main source of energy in both the countries. Since both are developing countries, industrialisation is in nascent stage. Hence, the main sector of energy consumption is households mainly for cooking purpose. The following chart gives the sources of energy that are fulfilling the demand of the country.



## 2. Development of Hydropower

### 2.1 Present Situation

#### 2.1.1 Laos

Laos is heading towards earning revenues by exporting hydroelectricity to Thailand and Vietnam. The policies have been formed to attract foreign investment in hydropower sector for the accelerated development of hydropower within the country. Laos is planning to use the revenue generated from the export of power to eradicate poverty in the country and electrify 90% of households by the end of 2020.

The domestic demand of power is increasing by an average of 10% annually and it is expected to increase in that rate until 2013. The energy demand in 2003 was 884 GWh and the demand for 2013 is projected to be 2,158 GWh.

For the export of electricity Laos has adopted the BOT (Build Operate Transfer) model attracting IPPs (Independent Power Producers) in this sector. Laos has already signed Memorandum of Understanding (MoU) with Thailand to export 3,000 MW of electricity by 2006. A Similar MoU has been signed with Vietnam to export 2,000 MW by 2010. Laos exported 2798 GWh of energy to Thailand in 2002 and earned 106.7 million US\$ as revenue.

Laos has categorised the studied projects in terms of export and domestic consumption. In total 19 projects with an installed capacity of 5,180 MW have been either licensed to potential developers or have been studied to some level. Out of them 370 MW will be developed for domestic consumption.

### 2.1.2 Nepal

Nepal opened up development of hydropower to private and foreign investment after Electricity Act of 1992 was promulgated. The policies and acts for both domestic and foreign investors are quite transparent. As a result of this 25.5% of total installed capacity is owned by private sectors. By 2027 Nepal has planned to light 60% of households by grid supplied electricity.

The domestic demand of power is increasing at the rate of 10% annually and it is expected to rise by average 8% until 2020. The peak energy demand in Nepal Electricity (NEA) System in 2004 was 1814GWh and the corresponding peak load was 515.24 MW. The energy required for the year 2020 is 7,933 GWh.

About 42 projects with installed capacity of 23,853 MW have been identified by different levels of studies but they have not been classified by the purpose of domestic use or export like Laos has done. No MoU exists between Nepal and India so far for the trading of power except the provision of exchange of power up to 150 MW.

## 2.4 Comparison of Hydropower Related Strategy and Acts

Having different political system in the two countries it is difficult to compare the acts and policies. However, whatever has been made public by both the countries and are relevant are compared below:

**Table 3: Comparison of hydropower related strategy and acts**

Description of Policy/Acts	Laos	Nepal
1. Ratio of electrification	90% by 2020	60% by 2027(40%-target of 2017 already achieved)
2. Promotion of domestic financial sector in HPP	Not mentioned	Encouraged by financial policy of HMG/N
3. Royalty rates	By negotiation, not as transparent as that of Nepal	Clearly defined
4. Foreign investment	Encouraged	Encouraged
5. Research&Development	Not mentioned in policy	Mentioned in Policy
6. Manpower Development	Not defined	By 2007 participation of national consultant & contractor mandatory in all type of projects.
7. Electricity Pricing	Development of guidelines	Not mentioned
8. Regional grid concept	Promoted	Not mentioned

## 3. Power Export

### 3.1 Market of Laos

Laos is a member of Greater Mekong Sub region (GMS) group which comprises five other countries vis- a vis Thailand, Vietnam, Cambodia, Myanmar and Yunnan Province of China. The following table is presented to illustrate the energy sources of the GMS countries. The concept of Regional Power grid has been initiated by Asian Development Bank.

**Table 4: Energy sources of GMS countries**

Country	Oil	Natural gas	Coal	Hydropower (Potential)	Hydropower (Exploited)	Remarks
Thailand	Limited, importing	Limited, importing	Importing	Substantial	25% of capacity	Further development restricted due to environmental reasons
Vietnam	600 M barrels, exports crude oil & imports refined oil products	193 Billion cu m, exports gas to Japan	165 M tons, exports coal to Japan, Thailand and China	17,000 MW	4,000 MW	1000 MW under construction & 5000 MW planned to be commissioned by 2010
Cambodia	No reserve found so far	No known reserve	Limited	15,000 MW	NA	150 MW being developed in collaboration with Thailand
Yunnan Province of PR of China	Unknown	Unknown	14,500 M tons of diff. types	90,000 MW	NA	8 projects with installed capacity 20,000 MW planned out of which 1,500 MW will be for export to Thailand
Myanmar	32 M Barrel	320 M cu. m	230 M Tons	37,000 MW	1,830 MW	14,600 MW planned to be developed in 30 yrs. time

As mentioned above Thailand and Vietnam has been identified as the potential market of electricity of Laos and hence will be described briefly below to present the current status of power trade.

#### 3.1.1 Thailand

After signing MoU to export 3000 MW of power to Thailand the hydro rush has started in Laos. Laos has been exporting power to Thailand since 1971 and the revenue thus collected was 25% of total export of Laos in 2002.

Demand of electricity in Thailand increased by 8.4% in 2004 and it is expected to rise by 6.2% annually until 2016. At present 3 projects in Laos namely Nam Theun 2(1086 MW), Nam Ngum 2 (460 MW) and Nam Theun 1 (525 MW) are in various stages of development targeting Thailand as the market. There does not seem to be a problem of demand in Thailand. However, considering the growing competition from the gas turbines and other alternatives available to Thailand only the best projects in Laos which can generate electricity in cheaper price are viable for export.

### 3.1.2 Vietnam

Although Laos has signed a MoU to export 2000 MW of power to Vietnam no sign of considerable development is taking place at present. Therefore, Vietnam will not be a market for Laos in near future as it has other sources of energy within the country itself including high potential of unexploited hydropower.

## 3.2 Market of Nepal

Nepal is a member country of SAARC (South Asian Association for Regional Cooperation) nations. Other member countries are India, Bhutan, Bangladesh, Maldives, Sri Lanka and Pakistan. Since there is no regional power grid at present to connect these South Asian countries some initiative is being taken to connect the 'growth quadrangle' comprising of Nepal, India, Bhutan and Bangladesh. Therefore, in the near future only India and Bangladesh are perceived to be the potential market of Nepal and hence in the following table the energy sources of potential markets and competitor of Nepal is presented.

**Table 5: Energy sources of some of the South Asian countries**

Country	Oil	Natural gas	Coal	Hydropower (Potential)	Hydropower (Exploited)	Remarks
India	5.4 Billion barrels, importing	850 Billion cu.m importing	283 Billion tonnes, enough for 100 yrs.	259,000 MW	30,000 MW	7% of total hydro potential under various stages of development
Bangladesh	Insignificant,	910 Billion cu m, enough for 30 yrs.	2000 M tons,	2,000 MW	230 MW	Further development of hydropower restricted due to low head.
Bhutan	No known reserve	No known reserve	NA	16,000 MW	425 MW	6,160 MW hydro projects in various stages of development in collaboration with India.

### 3.2.1 India

No Memorandum of Understanding regarding the power trade between Nepal and India exists so far. There is an agreement to exchange power up to 150 MW which is enough to light the bordering town of India and supply to southern part of Nepal during dry period. However, the policy of Nepal allows IPPs to negotiate directly with other countries for power trade and therefore as long as India is willing to buy it not having a MoU is not important.

The deficit of power in Indian system is about 13% which is about 10,000 MW of installed capacity. The annual growth rate of power demand is calculated to be 10% that means addition of 13,200 MW every year not counting the existing deficit of power in the system. Hence India is potentially a huge power market for Nepal. However, it should be kept in mind that India already is water stressed country and hence prefers reservoir type of projects in Nepal to augment the flow in Ganga River for flood control during wet season and transport of water during dry period to water shortage area in India by Linking the rivers.

### 3.2.2 Bangladesh

Bangladesh does not have potential sites for hydropower and its power supply is dependent fully upon the gas fired turbines. Bangladesh is willing to import power from Nepal but until the political relationship among the South Asian countries are improved the trade of power between Nepal and Bangladesh is not going to be realised. Hence, Bangladesh is a perspective market for the future if and when India realises the need.

## **4. Competition for Market**

### **4.1 Competitors of Laos**

So far Thailand is the only country which is importing power from its neighbouring countries. In this context Laos will be facing competition from Myanmar and Yunnan Province of China.

#### **4.1.1 Myanmar**

Myanmar has 32 million tons proven reserve of oil and has long history of exploiting it in addition to large reserve of natural gas which is estimated to be 320 million cubic meter. Hence, in the near future there is a possibility of exporting electricity generated by Combined Cycle Gas Turbine (CCGT) to Thailand provided economic condition of Myanmar is improved.

In addition to that economically viable hydropower potential is 37,000 MW among which potential of the rivers flowing near Thai border is 6,500 MW. MoU has already been signed to export 1500 MW to Thailand by 2010. Myanmar has dedicated 8,235 MW of electricity out of three projects to Thailand in its development plan.

Hence, in the near future as well as in the long run Myanmar is a competitor of Laos in terms of securing the export market of electricity.

#### **4.1.2 Yunnan Province of China**

Yunnan province has vast reserve of energy resources including coal, lignite and hydropower. Economically viable hydropower potential is 90,000 MW. Due to the increasing demand of power within China and Yunnan province itself, competition to Laos can not be expected from Yunnan province in the near future. But increase in power demand within the region also implies to economic development which enables Yunnan to invest in hydropower for the export purpose. Hence in the long run Yunnan is also a competitor of Laos.

## **4.2 Competitor of Nepal**

Although India is water stressed country it has vast potential of hydropower yet to be developed within the country itself. Apart from this fact India is buying power from Bhutan as the pace of power development is lagging behind the pace of economic development in India.

#### **4.2.1 Bhutan**

Economically feasible hydropower potential of Bhutan is 16,000 MW. Bhutan has surplus energy and it is already exporting power to India. The Tala HPP with installed capacity of 1020 MW is going to be completed by the end of this year and the energy from there will be exported to India. Two projects with combined installed capacity of 1080 MW are in implementation phase and DPR (Detailed Project Report) is being formulated by the two Governments for the massive 4060 MW Sankosh project.

Bhutan is a willing partner of India which has agreed to trade energy in Indian currency is a potential competitor of Nepal. The rate of energy sold by Bhutan to India is also cheap as compared to the rate that Nepal can afford to sell. Considering the huge market of India and that of Bangladesh in future the power from Bhutan may not be enough but the 'Bhutan Model of Power Development' may establish a precedence in the case of Nepal also which will be difficult for Nepali people to accept.

## **5. Cases of Export Projects Being Launched**

### **5.1 Nam Theun 2 of Laos**

Nam Theun 2 HPP is one of the most attractive projects of Laos in Nam Theun River with the generation cost of US cents 1.6/kWh. Nam Theun 2 HPP was delayed for about a decade first due to the economic crisis of Thailand and later due to environmental issues about the project. The Power Purchase Agreement (PPA) between EGAT (Electricity Generating Authority of Thailand) and Nam Theun 2 Power Company Limited (NTPC) was signed in Nov 2003. The

project is about to go on construction now. Out of the installed capacity of 1086 MW 1,000 MW (5,636 GWh) will be sold to Thailand and 86 MW (300 GWh) will be supplied for domestic consumption in Laos. The PPA is done in 'take or pay' basis and the rate of energy is 4.2US cents/kWh. The project is expected to be complete in 2010. Total cost of the project is US\$ 1.2 Billion.

According to the World Banks estimate the revenue generated by this project in 2024 will be equivalent to 3 to 5 percent of the total revenue generated(from all sources) in the country.

## **5.2 West Seti of Nepal**

West Seti HEP is proposed to have installed capacity of 750 MW. This project will be constructed in West Seti River in far western region of Nepal. It will generate 3,300 GWh of energy annually and costs about US \$ 811.6 million at 1997 price. The His Majesty's Government of Nepal (HMG/N) has signed a Project Agreement and an export agreement in 1997 with the developer of the project – Snowy Mountain Engineering Corporation (SMEC) West Seti Hydroelectric Corporation Ltd. for the development and export of power from this project to India. A power Purchase Agreement between SMEC and PTC (Power Trading Corporation) of India has been done last year. PTC will purchase the electricity in 4.95 US cents per Kwh.

According to the Project Agreement between HMG/N and SMEC, the developer will have to construct a separate reservoir project with an installed capacity of 75 MW as Energy Royalty to HMG/N. Annual Capacity Royalty rate has been fixed as NRs. 500/kW (US \$7.1) by Hydro-power Development Policy 2001. So Nepal will be receiving NRs 375 million (US \$5.3 million) annually as Capacity Royalty. The project will be handed over to Nepal after 30 years of operation.

In addition to above provision SMEC West Seti hydroelectric Corporation Ltd. has decided to provide the share of US \$ 60 million to Nepali investors.

## **6. Domestic Electrification**

In the case of Laos the above mentioned three projects which are in advance stage of development have domestic component also. Some energy from those projects will be supplied to the domestic market of Laos as per the policy of Government of Laos. Similarly Nepal also has secured 10% of energy in terms of separate project from SMEC in West Seti project to cater the domestic grid. Apart from this it is worthwhile to mention the small hydro development activities in Nepal.

### **6.1 Small Hydro Development in Nepal**

According to the policy of HMG/N it is mandatory for Nepal Electricity Authority (NEA) to buy electricity from domestic developer of small hydropower (installed capacity up to 5 MW) until 2005 provided that total of all such purchase does not exceed 50 MW. The rate for such projects is also fixed as US cents 4.2/kWh for wet season and US cents 5.92/kWh for dry season (the price mentioned here is equivalent to US cents as the PPA is done in Nepali currency). There was a very good response from the developers and some projects have already been operating. These small hydro projects not only have cheaper installation cost per kilowatt as compared to all the other medium and large power projects developed by NEA but also are being helpful for rural electrification. There is a similar success story of the projects developed by public private partnership model and entirely private projects for the medium scale also. However, this pace of development has been slowed down now due to the political problem of Maoist insurgency within the country.



## **7. Findings and Recommendations**

### **7.1 Laos**

#### **7.1.1 Findings**

Based upon the study conducted the following conclusions can be made:

- Laos has internal as well as export market available for its hydropower.
- Thailand at present and also for near future and Vietnam in the future are the potential market of Laos.
- Yunnan Province of China and Myanmar are the competitor of market of Laotian hydropower.
- Thai power market is determined in terms of price of energy of Laos rather than the demand of power in Thailand.
- In the contrary to the policy emphasis on GMS grid development, required initiative is not taken by Government of Laos.

#### **7.1.2 Recommendations**

The following recommendations are made for the further development of Laotian power:

- Thailand being the only market so far, Laos should emphasize on diversifying its market e.g. Vietnam and GMS grid.
- Emphasis should be given for human resource development and capacity building.
- Interconnection of National grids should be given priority.

### **7.2 Nepal**

#### **7.2.1 Findings**

The following conclusions are drawn based upon the study:

- India is immediate market of Nepal's hydropower and Bangladesh is another market for future.
- India's interest on Nepal's water resources is not only the power but also is the water for irrigation.
- Trading of power between Nepal and India at present is in ad hoc basis.
- Private domestic investor's enthusiasm in power sector is being helpful for rural electrification and bringing down the generation cost.
- Bhutan is the main competitor of Nepal in power trade with India.
- The generation cost of electricity in Nepal is much more expensive than in Laos.

#### **7.2.2 Recommendations**

Based upon the study the following recommendation is made:

- The selection of export oriented projects should be able to accommodate India's interest of water also.
- A firm ground to trade power between India and Nepal like the MoU between Thailand and Laos will be helpful to attract foreign investors.
- Incentives and tax holidays should be provided to domestic investors to accelerate the process of rural electrification.
- The ways to bring down the generation cost of electricity should be explored.

## 8. Lessons to be learnt from each other

- The model of small hydro development in Nepal can be adoptable to Laos for rural electrification.
- Projects in Nepal should be categorised for domestic consumption and export like Laos has done.
- The practise of providing loan in commercial rate (the fund that the governments obtain from donor countries or International Banks as soft loans is reinvested by Government in high interest rates) to respective electricity authorities of Laos and Nepal should be stopped. This is one of the factors to make electricity expensive in both countries.
- Although both the countries use foreign consultants and builders the per kW installation cost in Laos is lower than that of Nepal. Hence Nepal should learn how Laos is being able to reduce the generation cost in similar condition.
- Refinancing of Loans can reduce the cost of generation for both countries.
- Carbon trading possibility for both countries can help in rural electrification.

## Glossary

**Augmentation of flow:** Increasing stream flow under normal conditions, by releasing storage water from reservoirs.

**BOT (Build, Operate and Transfer):** A contractual arrangement whereby a private sector entity undertakes the construction including design and financing of a given infrastructure facility and the operation and maintenance thereof. The private sector entity operates the facility over a fixed term during which it is allowed to charge facility users appropriate fees and other charges not exceeding those proposed in its bid and incorporated in the project agreement. At the end of the fixed term the private sector entity transfers the facility to the government agency.

**Capacity:** The ability of a power plant to produce a given output of electric energy at an instant in time. Electric capacity is measured in [kilowatts](#), [megawatts](#), or [gigawatts](#).

**Developer/Producer:** A legal entity that develops or desires to develop a hydropower project. A producer or a generator is a legal entity that generates electricity from a power plant.

**Energy:** Energy is the product of power and time. In electricity sector kWh, MWh or GWh are commonly used units of energy.

**Load:** The amount of electric power or energy delivered or required at any specified point or points on a system.

**Natural Gas:** A mixture of gaseous hydrocarbons primarily methane occurring naturally in the earth. It is used principally as a fuel for the production of heat, electricity or in transportation.

**Peak load:** The maximum electrical demand in a stated period of time.

**Royalty:** Royalty is a fee or rent that is paid to the government for the use of a natural resource ( in our case it is water).

**Take or Pay Contract:** A contract between a purchaser and a seller whereby the purchaser agrees to pay specified amounts periodically in return for products or services even if there is no use for the purchaser.

**Tariff:** Tariff is the price charged to the consumer by the utility for use of one unit of electricity i.e. one kWh.

**Transmission:** Moving bulk energy products from where they are produced or generated, to distribution lines that carry the energy products to consumers.

## References

1. LPDR's Power Sector Strategy Vol. 1,2,3 – Electrowatt Ekono, Sept 2002
2. EdL Tariff Study – From the archive of Electrowatt Ekono
3. Power System Development Plan for Lao PDR, Lahmeyer International and Maunsell, August 2004
4. <http://www.poweringprogress.org>
5. [http://www.fe.doe.gov/international/EastAsia\\_and\\_Oceania/thaiover.html](http://www.fe.doe.gov/international/EastAsia_and_Oceania/thaiover.html) (Energy Overview of Thailand – United States of America, Department of Energy)
6. Laos: Evolution of Rural Electrification, World Bank
7. Nam Theun 2 Project Economics, Interim Summary Report, World Bank
8. Thailand Energy Strategy and Policy, National Energy policy Office (<http://www.eppo.go.th/encon/Strategy/encon-EnergyStrategy-E.html>)
9. Vietnam Country Analysis Brief (<http://www.eia.doe.gov/emeu/cabs/vietnam.html>)
10. Himalayan Waters, Promise and Potential, Problems and Politics, Bhim Subba
11. Hydropower Pricing in Nepal – Developing a Perspective, JVS, Nepal
12. Pennwell Global Power Review 2005
13. hydropower Development in India, Dr. R. P. Saini
14. Regional Workshop on Sharing of Common Regional Resources, BUP
15. Trading off a jewel, S.B. Pun- Himal South Asia
16. Spotlight:
  - West Seti & India's River- link Project – AB Thapa
  - 33 years of Indo-Nepal Power Exchange and Yet? – SB Pun
  - Nepal Power Sector Reform Road Map- SB Pun
17. Indian National Water Policy – 2002
18. Can Bangladesh afford to Export Gas? Golam Mokarram in Daily Star



# Analyse du comportement du barrage du Vieux-Emosson sous charges sismiques

## *Analysis of the dynamic behaviour of the dam of Vieux-Emosson under seismic loads*

Odila Yolanda Zavala Mora

**Chemins de fer fédéraux suisses CFF SA, Energie, 3052 Zollikofen, Suisse**

**ABSTRACT:** This study concerns the analysis of the dynamic behavior of the dam under seismic loads. It is made in the optics of Atel Netz AG's future project, which plans to build an pumped-storage scheme between the lake of Vieux-Emosson and the lake of Emosson. The analysis of the dynamic behavior of the dam will so take into account the future underground works as powerhouse und tunnels of the pumped-storage project.

**RESUME :** Cette étude concerne l'analyse du comportement dynamique du barrage sous charges sismiques se fait dans l'optique du projet futur d'Atel Netz AG, qui prévoit de construire une installation de pompage-turbinage entre le lac du Vieux-Emosson et le lac d'Emosson, et aussi la raison qui jusqu'à présent n'a pas été effectuée un calcul dynamique du barrage.

L'analyse du comportement dynamique du barrage tiendra ainsi compte de la future modification souterraine pour les cavernes et tunnels du projet de pompage – turbinage.

### **1 Introduction**

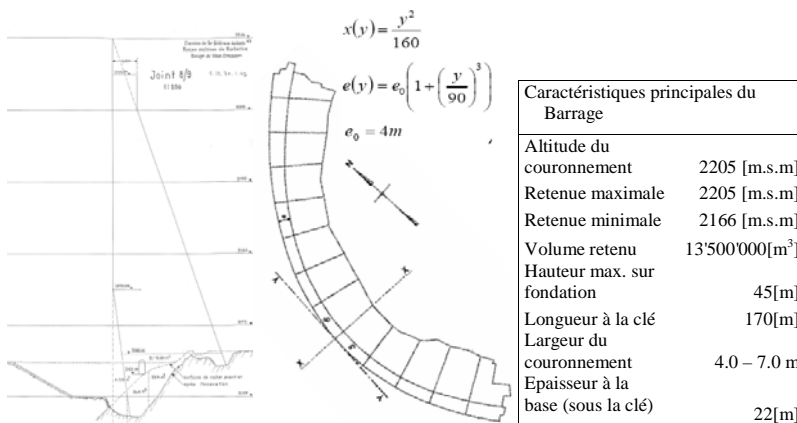
Le travail fait tout d'abord l'objet d'un calcul statique utilisant les données du projet initial de l'ingénieur Henri Gicot, ainsi qu'une modélisation linéaire 2D pour la simulation numérique par la méthode des éléments finis GEFDYN. La deuxième étape du travail est le calcul dynamique, but principal du travail.

#### **1.1 Description du barrage**

Le barrage du Vieux-Emosson (construit entre 1952 et 1955) se présente comme un barrage voûte en béton de 45m de hauteur posé sur une fondation rocheuse (Gneiss), se trouve sur le territoire de la commune de Finhaut, dans le canton de Valais. La voûte du barrage se double d'une partie plus massive en rive gauche destinée à palier un appui rocheux manquant. La structure résultant de ce compromis – poids-voûte – conserve néanmoins les caractéristiques principales d'un barrage voûte, dont il a l'apparence. Son couronnement présente une longueur développée de 170 m. [C1]

##### **1.1.1 Géométrie du barrage**

Situé à quelque 2'200 mètres d'altitude, l'ouvrage permet de retenir un réservoir de 13,8 millions m<sup>3</sup>. Les arcs du barrage poids-voûte du Vieux Emosson sont paraboliques (Figure 1).



**Figure 1.** Vue en plan de l'ouvrage indication des axes définissant la géométrie

Verticalement, la forme du barrage est définie à partir d'un cylindre à directrice parabolique. Au-dessus de la cote 2'175, le parement amont est vertical. Au-dessous, il présente un léger surplomb, avec une contre-pente de 5 (verticalement) pour 1 (horizontalement).

### 1.2 Description de l'avant-projet Atel – PSW Vieux Emosson

Le projet qui est à l'origine de cette étude est celui du pompage-turbinage entre les lacs existants du Vieux-Emosson et d'Emosson (Figure 2). Il est l'œuvre du bureau d'ingénieurs Colenco Power Engineering AG mandaté par Aar & Tessin Electricité SA.

L'aménagement projeté consiste à relier la retenue du Vieux-Emosson dont le niveau du lac varie entre 2205 m.s.m et 2185 m.s.m avec celle d'Emosson, dont le niveau varie entre 1930 m.s.m et 1815 m.s.m.

Ce projet permet de produire, avec une puissance installée de 600 MW, 1273 GWh/an (énergie de pompage de 1157 GWh/an). En phase de construction, un drainage du massif rocheux provoquerait un tassement de la fondation du barrage poids-voûte du Vieux-Emosson. Cela induirait une déformation permanente vers l'amont avec risque de fissuration de l'ouvrage. Un calcul statique et dynamique 2D permettrait de connaître le comportement du barrage.

### 1.3 Objectivé d'étude

Los objectives de l'étude sont :

- Effectuer un calcul statique utilisant les données indiquées du projet initial (effectuées par l'auteur du projet du barrage, M Henri Gicot) [D1], avec un modèle linéaire 2D pour la simulation numérique par la méthode des éléments finis GEFDYN.
- Analyser par un calcul numérique le comportement dynamique du barrage du Vieux-Emosson soumis à une sollicitation sismique.

- En introduisant la présence de la galerie dans le modèle, prédire les conséquences du futur régime d'exploitation aux comportements statique et dynamique du barrage.



- |   |   |  |
|---|---|--|
| 1) <b>Barrage Vieux Emosson</b>                   | 7) <b>Caverne des transformateurs</b>       | 13) <b>Galerie d'accès aux chambres de vannes</b>                  |
| 2) <b>Barrage d'Emosson</b>                       | 8) <b>Caverne de la station de couplage</b> | 14) <b>Galerie d'accès aux chambres d'équilibre aval</b>           |
| 3) <b>Prises d'eau Vieux Emosson</b>              | 9) <b>Galeries de fuite</b>                 | 15) <b>téléphérique existant</b>                                   |
| 4) <b>Galeries d'aménée incl. puits verticaux</b> | 10) <b>Cheminées d'équilibre aval</b>       | 16) <b>téléphérique provisoire pour le transport des matériaux</b> |
| 5) <b>Caverne des vannes</b>                      | 11) <b>Prises d'eau Emosson</b>             | 17) <b>Zone de dépôt de la Gueulaz</b>                             |
| 6) <b>Caverne de pompage / turbinage</b>          | 12) <b>Galerie d'accès aux cavernes</b>     |  |

**Figure 2.** Situation de l'avant-projet de l'aménagement pompage-turbinage Atel – PSW Vieux Emosson

## 2 ANALYSE DU COMPORTEMENT DU BARRAGE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Dans le cadre de cette étude, on considère que les matériaux sont homogène et élastique linéaire, on peut concevoir l'étude dynamique comme une extension du calcul statique, moyennant simplement l'introduction, dans l'équation de l'équilibre, des forces dynamiques supplémentaires provoquées par le mouvement de l'ouvrage.

Pour la simulation numérique, la méthode des éléments finis est utilisée à l'aide des programmes GEFDYN et GiD.

### 2.1 Simulation statique

Pour simplifier le calcul 2D nous utilisons la coupe « joint 8/9 » (Figure 1) puis qu'est l'axe du barrage.

#### 2.1.1 Caractéristiques physiques

Pour la simulation numérique par la méthode des éléments finis, on utilise les paramètres figurant dans le tableau 1.

Caractéristiques physiques			
Béton		Roche	
Module de Young (E)	30. 10 <sup>9</sup> Pa	Module de Young (E)	20. 10 <sup>9</sup> Pa
Coeff. de Poisson ( $\eta$ )	0.17	Coeff. de Poisson ( $\eta$ )	0.2
Densité ( $\gamma$ )	2.45 t/m <sup>3</sup>	Densité ( $\gamma$ )	2.7 t/m <sup>3</sup>

Tableau 1. Caractéristiques physiques des matériaux

### 2.1.2 Sollicitations

Lorsque le barrage est rempli au niveau 2205 m.s.m, (figure 3) les forces statiques à considérer sont les suivantes :

- la poussée de l'eau et l'effet d'arc [D1]
- le poids propre

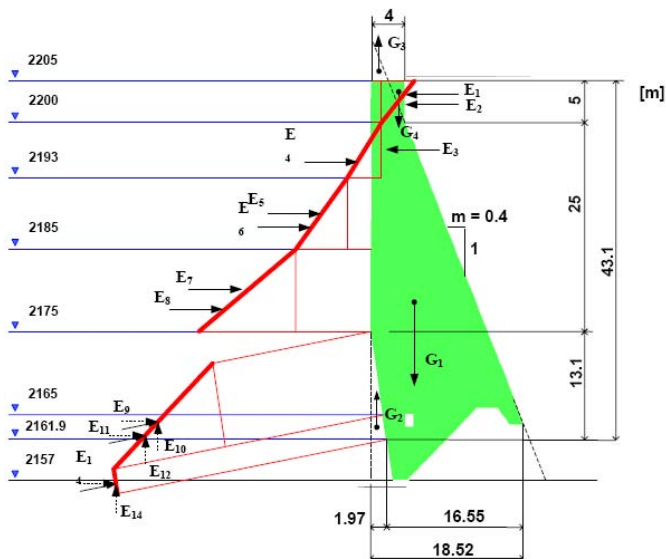


Figure 3. Poussée totale de l'eau (géométrie simplifiée du joint 8-9)

### 2.3 Définition du modèle

Pour la définition du model on a considéré deux étapes suivantes :

Première étape : Elle représente l'analyse de l'état actuel et se compose de deux cas:

Cas a.- « barrage » (considère que la fondation est rigide),

Cas b.- « interaction barrage-roche »,



Deuxième étape : Elle introduit la présence de la galerie dans le modèle, fondement du futur projet d'Atel Netz AG, qui prévoit de construire une installation de pompage-turbinage entre le lac du Vieux-Emosson et le lac d'Emosson.

### **Maillage**

Le maillage se compose de deux groupes d'éléments et de différents matériaux : béton et la roche.

Le maillage a 1345 nœuds au total et 597 éléments dont (24 éléments quadratiques de 8 nœuds, et 573 éléments triangulaires de 6 nœuds).

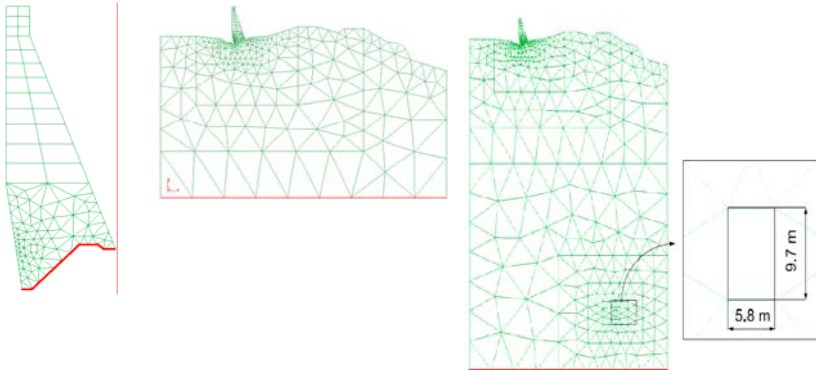
Dans la figure 4 on présente les maillages pour l'étape de l'état actuel et l'étape du futur projet avec la présence de la galerie.

**Etape I.-** Maillage de l'état actuel (cas a et cas b)

**Etape II.-** Maillage du futur projet (avec la présence de la galerie dans le modèle)

Cas a : barrage

Cas b : interaction sol-barrage



**Figure 4.** Maillage de l'état actuel et avec la future galerie d'accès à la centrale souterraine de l'aménagement pompage-turbinage.

## **3 ANALYSE STATIQUE DU BARRAGE**

ETAPE I (l'état actuel) :

### **3.1 Analyse des contraintes verticales (Z) et contraintes horizontales (Y)**

Les résultats sont obtenus en réalisant des calculs avec les trois cas : cas a « barrage », cas b « barrage-fondation » et « barrage » selon H. Gicot.

On peut voir dans la figure 5 une comparaison des contraintes verticales à l'amont dans les cas a « barrage », cas b « barrage-fondation » et « barrage » selon H. Gicot aux cotes 2005, 2200, 2193, 2185, 2175, 2165, 2191.9 (cotes qui ont été choisi dans le calcul de H. Gicot)

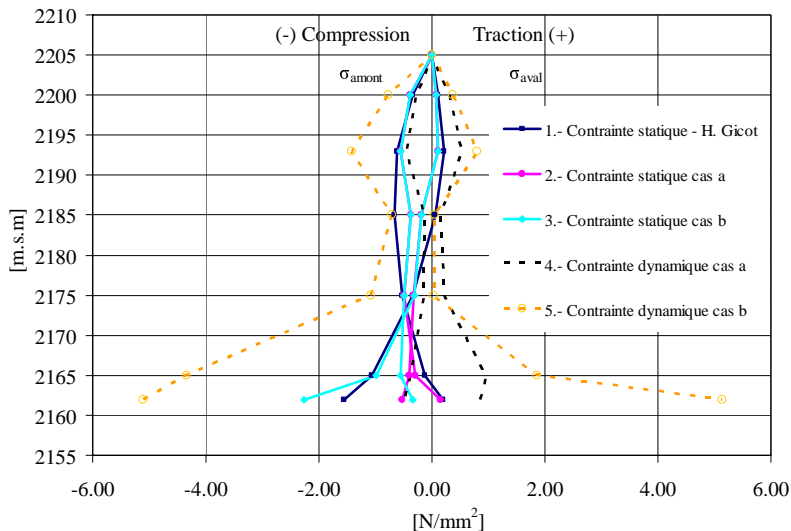


Figure 5. Comparaison des contraintes statiques et dynamiques verticales à l'amont dans les cas a « barrage », cas b « barrage-fondation » et « barrage » selon H. Gicot (calcul 1D)

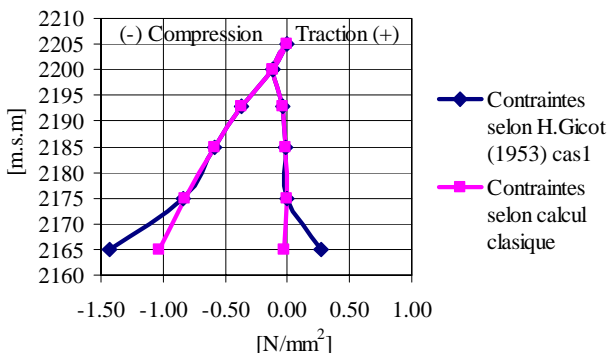


Figure 6. Contraintes par 1D selon H. Gicot et calcul classique

Commentaire :

Courbes 1 et 2. - Dans la figure 5, la courbe 1 est le résultat du calcul 1D tandis que la courbe 2 est le résultat du calcul 2D. Cette différence peut être expliquée dans la figure 6 du calcul des contraintes en 1D.

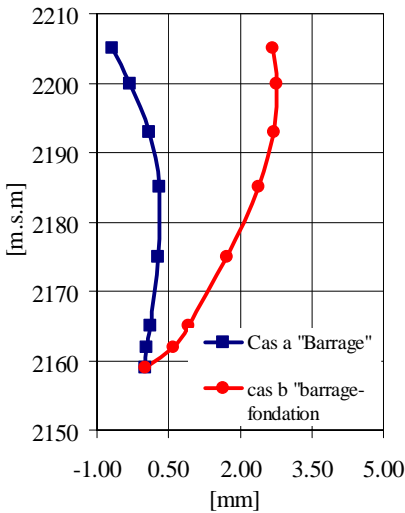
Au-dessous de la cote 2175 où les poussées d'eau sont obliques, la composante verticale se répartit aussi entre « arcs » et « murs », mais dans le calcul de H. Gicot qui a renoncé à calculer la part revenant aux arcs et qui a attribué toute la composante verticale aux consoles, la partition a été calculée seulement pour les poussées horizontales. Le résultat de ce calcul démontre dans la figure 1 que cette considération a été un peu défavorable.

Courbes 2 et 3. – les contraintes sont différentes par l'influence de la rigidité de la fondation (la roche dans ce cas) (module d'élasticité du gneiss  $20 \text{ kN/m}^2$ ).

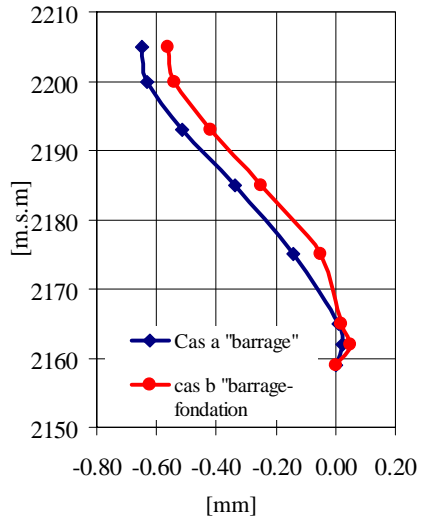
Dans la figure 6, les contraintes verticales ont été calculées du niveau 2165 au niveau 2205 et on voit que les deux lignes cessent de coïncider au-dessous de 2175. Dans le calcul de vérification, on considère la géométrie de la partie oblique du mur, ce qui n'a peut-être pas été pris en compte dans le calcul de H. Gicot puisqu'il la considère comme un trapèze sans la partie oblique. Les résultats sont satisfaisants dans le cadre d'un calcul classique.

### 3.1.2 Analyse des Déplacements horizontaux et verticaux

Dans la figure 7a, on constate que les déplacements horizontaux avec la roche sont plus importants. Cette comparaison montre l'effet très important de la présence de la roche dans le calcul des déplacements.



**Figure 7a.** Comparaison des déplacements horizontaux (y) à l'amont dans le cas a « barrage », et le cas b barrage-fondation»



**Figure 7b.** Comparaison des déplacements verticaux (z) à l'amont dans le cas a « barrage », et le cas b barrage-fondation»

On voit dans la figure 7b qu'il y a une petite différence entre les déplacements dans les deux calculs. Aussi il est évident que les déplacements en (z) sont moins importants que les déplacements en (y).

ETAPE II (futur projet avec présence de la galerie) :

### 3.2 Analyse des contraintes verticales (Z)

Les contraintes de l'étape II où on considère la présence de la galerie à 458 mètres de profondeur, sont pratiquement similaires à celles de l'étape I (cas b) barrage-fondation (figure 8).

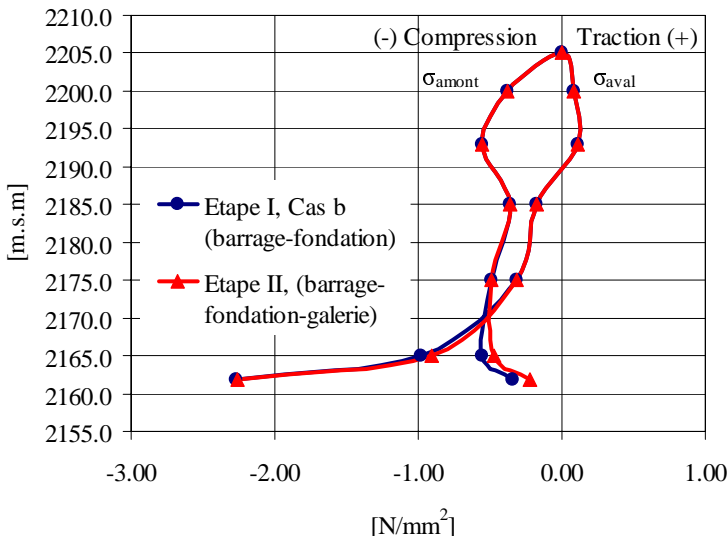


Figure 8. Comparaison des contraintes verticales à l'amont avec ou sans galerie

## 4 ANALYSE DYNAMIQUE

Le calcul dynamique des barrages est synonyme d'analyse du comportement sismique, car c'est le seul effet dynamique qu'il peut être amené à supporter. On compte parmi les cas de charge les forces d'origine sismique mais on les introduit sous forme de charge statique équivalente obtenue par multiplication de la masse de l'ouvrage par le « coefficient sismique » (l'accélération)

### 4.1 Simulation dynamique

Théoriquement, l'effet global d'un tremblement de terre sur un barrage ne peut être évalué que par une analyse dynamique et il est recommandé d'effectuer un tel calcul pour tout grand barrage situé dans une zone à grande sismicité. Les données sismiques nécessaires aux calculs sont des mouvements du sol, de durée, de spectre de fréquences et d'amplitudes déterminés.

Pour la simulation dynamique on utilise les mêmes paramètres que dans le tableau 1. Pour les problèmes élastiques linéaires le programme Gefdyn ne prend pas en compte l'amortissement.

Les paramètres d'intégration de le schéma de NEWMARK ( $\beta, \gamma$ ) [E2] et pas de temps ( $\Delta t$ ) que nous utilisons sont :

$$\beta = 0.6 \quad \gamma = 0.4$$

$\Delta t = 0.002$  Pour le calcul barrage-fondation rigide (cas a)

$\Delta t = 0.005$  Pour le calcul barrage-roche (cas b)

#### 4.2 Résultats du calcul dynamique

Accélération horizontales sur la crête du barrage

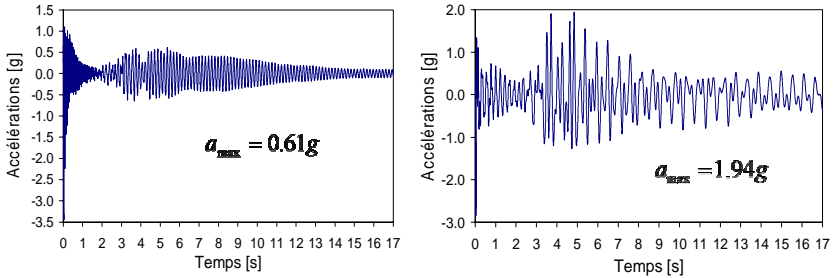


Figure 9. Réponse des accélérations horizontales cas « a » (barrage) et cas « b » (barrage-roche) calculé avec le signal du Friuli 1976 (San Rocco, Italie)  
Accélérations verticales sur la crête du barrage:

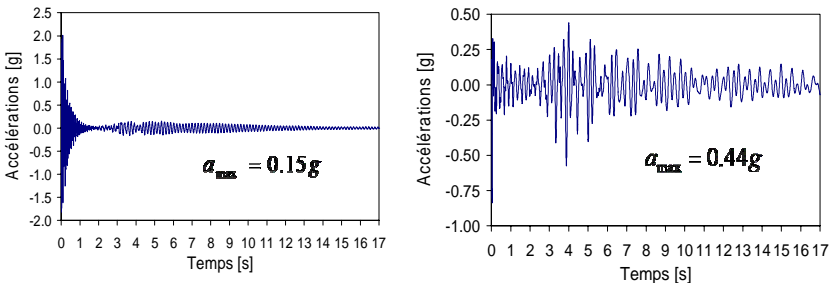


Figure 10. Réponse des accélérations verticales cas « a » (barrage) et cas « b » (barrage-roche) calculé avec le signal du Friuli 1976 (San Rocco, Italie)

##### 4.2.1 Résumé des résultats des réponses avec le signal du Friuli 1976 (San Rocco, Italie)

Cas	Accélérations absolues maximales [g]			
	crête (cote 2205)			
	horizontales		verticales	
	(g)	t (s)	(g)	t (s)
a (barrage)	0.61	5.36	0.15	5.36
b (barrage-roche)	1.94	4.85	0.44	4.0

Cas	Déplacements relatifs maximaux [mm]	
	Horizontaux (y)	Verticaux (z)
a (barrage)	0.57	0.19
b (barrage-roche)	2.44	0.25

Tableau 2a. Résumé des résultats des réponses

Tableau 2b. Déplacement relatif maximal

Commentaire :

Dans le tableau 2a on trouve que la valeur absolue maximale de l'accélération horizontale dans le cas a (barrage) est 0.61g à  $t=5.360s$  et dans le cas b (barrage-roche) est 1.94g à  $t=4.845s$ . Si on compare ces résultats on obtient 68 % de différence c'est à dire que l'accélération horizontale dans le cas où on considère la roche est beaucoup plus importante. La différence entre les accélérations horizontales dans le cas a et le cas b est 65%.

Dans le cas a « barrage » on obtient 75% de différence entre l'accélération horizontale et verticale. On déduit que l'accélération horizontale dans le barrage est plus critique, dans les cas a et b.

On peut aussi constater que les accélérations sont plus importantes si on considère la fondation.

Selon le tableau 2b, si on compare les déplacements relatifs entre les cas « a » et « b », on trouve que les déplacements horizontaux sont plus critiques.

#### **4.2.2 Contraintes verticales**

Dans le graphique 1 (lignes 2 et 4) on compare les contraintes verticales à l'amont dans le cas « a » (Barrage), les résultats montrent que la différence entre les contraintes statiques et dynamiques entre la cote 2005m.s.m et la cote 2175 m.s.m. sont environ de 5% à 50% et de la cote 2175m.s.m à la cote 2161.9 m.s.m les contraintes sont environ de 200% à 400%, c'est à dire que les contraintes dynamiques sont importantes par rapport aux contraintes statiques.

Dans le même cas « a » on compare entre les contraintes dynamiques à l'amont et celles à l'aval, montre que les contraintes dynamiques à l'amont sont plus importantes par rapport aux contraintes à l'aval et les différences sont environ de 16 % à 90%.

Si on compare dans les cas a « barrage » et cas b « barrage-roche » graphique1 (lignes 4 et 5), les contraintes dynamiques à l'aval on peut constater que les contraintes dynamiques sont environ 2 à 4 fois plus grandes dans le cas b que dans le cas a, c'est à dire que si on considère la roche dans le calcul, les résultats de l'analyse dynamique dans le cas b sont plus importantes par rapport au cas a « barrage »

Les résultats de contraintes obtenus dans les calculs statiques et dynamiques indique que le barrage dans l'état statique il n'y a pas de grande traction à relation dans l'état dynamique au la traction du béton augmente, on a obtenu de 2 à 3 fois plus grande par rapport à la traction admissible du béton (1.9 N/mm<sup>2</sup>, SIA). La compression dans le barrage est plus grande que la traction, on voit le déplacement du barrage dans le graphique 1.

Les valeurs obtenues dans notre calcul dynamique sont relativement petites en raison duquel les valeurs de l'amortissement étaient petites.

## **5 CONCLUSIONS ET DISCUSSIONS**

En ce qui concerne le calcul statique, les résultats obtenus avec le programme GEFDYN s'approchent des résultats de l'ingénieur H. Gicot.

Les valeurs des contraintes dans le calcul dynamique sont plus grandes que dans le calcul statique et les accélérations et les déplacements (dans la crête du barrage) sont plus importants.

Il est difficile de dire si la future galerie d'accès (en phase de construction) de l'avant-projet Atel – PSW Vieux Emosson causera des conséquences dans le comportement du barrage. Comme la galerie se trouve approximativement à 492 mètres de profondeur, il n'y aura probablement pas d'influences au niveau du barrage.

On recommande de faire un calcul tridimensionnel hydromécanique en dynamique et un calcul de tassement (à cause de la future galerie) pour obtenir des résultats réalistes.

## 6 BIBLIOGRAPHIE

### A Rapports annuels établis par les CFF

[A1] Rapport annuel 2000-2004

### B Expertises concernant le comportement

[B1] Rapport sur l'expertise quinquennale 2003, Stucky SA 20.08.2004

### C Documents divers

[C1] Monographie de barrage, Stucky SA, 05.01.2005

### D Projet de barrage

[D1] Calculs statiques, rapport H. Gicot du 31.01.1953 (4 parties)

### E Littérature

[E1] « Barrage », Polycopié de Prof. Anton Schleiss, édition 2004

[E2] « Geodynamics and Cyclic Modeling » Revue européenne de génie civil  
(RFGC), Paris Vol. 5 N° 3/2003





- 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

Partenaires du MAS en aménagements hydrauliques  
*Partners of the MAS in hydraulic schemes*



ISSN 1661-1179

Laboratoire de constructions hydrauliques - LCH  
EPFL, CH-1015 Lausanne  
<http://lchwww.epfl.ch>  
e-mail: [secretariat.lch@epfl.ch](mailto:secretariat.lch@epfl.ch)