

Modélisation physique d'un piège à graviers : le cas du Baltschiederbach

Autor(en): **Jordan, Frédéric / Jäggi, Martin / Nigg, Urs**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria**

Band (Jahr): **95 (2003)**

Heft 9-10

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-939489>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Modélisation physique d'un piège à graviers, le cas du Baltschiederbach

■ Frédéric Jordan, Martin Jäggi, Urs Nigg

Résumé

Lors de crues importantes se produisant dans les bassins versants alpins, le transport solide peut devenir l'une des causes majeures de dommages sur l'homme, le domaine construit et l'environnement. Pour s'en prémunir, des ouvrages de génie civil sont parfois nécessaires, en particulier lorsque le transit des matériaux solides vers l'aval ne peut être assuré. Dans ce cas, une solution technique est la construction de pièges à graviers, constitués d'un réservoir dont le volume sert à stocker les matériaux grossiers charriés lors de la crue et d'une digue fermant la retenue.

Suite aux événements survenus en automne 2000 à Baltschieder, village situé à l'aval du Baltschiederbach, un affluent du Rhône dont la pente moyenne du bassin versant est importante, et qui ont entraîné le recouvrement d'une grande partie de la localité par deux à quatre mètres de sédiments, un concept de protection a été étudié. Celui-ci comprend la création d'un piège à graviers composé de deux réservoirs successifs et dont la capacité totale devrait permettre le stockage du volume de sédiments correspondant à la crue extrême.

Afin de vérifier et d'optimiser le fonctionnement de cet ouvrage et d'en mesurer exactement la capacité, des essais sur modèle ont été entrepris sur place, permettant à la population sinistrée d'assister aux simulations. Grâce aux mesures de niveau d'eau, de vitesses d'écoulement, aux relevés topographiques et aux films réalisés lors des différents essais, l'optimisation des ouvrages d'évacuation et de réglage du niveau de la retenue ainsi que la connaissance du comportement exact et de la capacité de l'ouvrage ont été rendues possibles. Cet article présente la démarche utilisée lors de cette étude ainsi que les résultats tirés des essais sur modèle physique.

1. Introduction

1.1 La crue d'octobre 2000

Lors des crues importantes qui se sont produites du vendredi 13 au dimanche 15 oc-

tobre 2000 dans le Valais et le Val d'Aoste, certaines vallées ont été sévèrement touchées, subissant inondations, dégâts aux rives et glissements de terrain. Situé à l'aval d'un affluent du Rhône d'importance moyenne appelé Baltschiederbach, le village de Baltschieder a été enseveli sous une grande quantité de sédiments. Les graviers, sables et limons qui se sont déposés à la sortie d'une gorge à forte pente ont été charriés durant plusieurs heures par le torrent en crue. Les dépôts qu'ils ont provoqués se sont étendus sur une surface de 70 ha et sur une distance de près de 1 km jusque vers l'embouchure du Baltschiederbach dans le Rhône. Les dommages, uniquement matériels, ont été chiffrés à plusieurs dizaines de millions de francs (CHF), et comprenaient la destruction de bâtiments et d'infrastructures publiques dont le système de canalisations et d'approvisionnement en électricité, auxquels s'ajoutait la destruction certains tronçons routiers. En outre, le sinistre a nécessité l'évacuation de la population pendant plusieurs jours.

Cet événement a été analysé par une étude hydrologique détaillée [1]. Selon cette étude, le temps de retour de la crue a été estimé à 70–120 ans. La crue a débuté le vendredi 13 octobre 2000 en fin de nuit et le débit est passé en 10 heures de moins de 5 [m³/s] à plus de 100 [m³/s] environ. Le charriage a alors atteint une valeur maximale de 480 [t/min] (correspondant à 8 [t/s]) et le volume total transporté a été estimé à 120 000 [m³] (figure 1).

1.2 Concept de protection contre les crues

Suite à cet événement, un concept de protection contre les crues a été élaboré afin de garantir la protection du village de Baltschieder et de ses infrastructures contre tout événement similaire, tout en réduisant les risques résiduels, c'est-à-dire les dégâts causés par un événement extrême.

Le principal déficit de sécurité qu'ont montré les événements d'octobre 2000 était lié à la gestion du transport solide. A cause de la rupture de pente lorsque le torrent sort de la gorge pour s'écouler en direction de son embouchure dans le Rhône, la topographie de partie aval de la vallée du Baltschiederbach est particulièrement favorable à la création de dépôts de sédiments lors de crues. C'est précisément dans cette zone qu'est situé le village de Baltschieder. Malgré le gabarit du torrent canalisé lors de sa traversée du village, la capacité de transport solide est soudainement réduite juste à l'amont du village. La rétention des matériaux solides en amont de la zone à protéger devient alors nécessaire pour éviter la formation de dépôts.

A la suite de la crue d'octobre 2000, des mesures d'urgence ont été prises, comprenant la construction d'une première digue qui a été achevée en août 2001. La crête de la digue, située 15 mètres au-dessus du fond du réservoir ainsi créé, permet le développement d'un volume de rétention de près de 50 000 [m³]. Par la suite, un concept de pro-

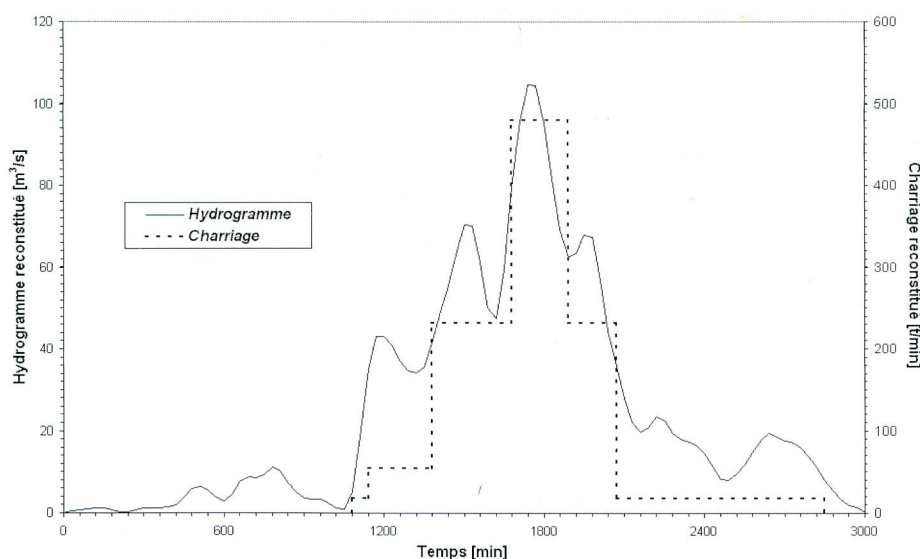


Figure 1. Hydrogramme et solidogramme reconstitués par l'analyse de l'événement 2000 à Baltschieder.

Crue T = 50 ans	40–60 m ³ /s
Crue T = 100 ans	85–105 m ³ /s
Crue extrême (EHQ)	200 m ³ /s
Volume de sédiments, T = 100 ans	100 000 m ³
Volume de sédiments, EHQ	200 000 m ³

Tableau 1. Valeurs caractéristiques des objectifs du concept de protection.

N°	Description	Durée prototype
1	Essai préliminaire, mise en eau	12 heures
2	Q ₂₀₀₀ , hydrogramme court, projet	12 heures
3	Q ₂₀₀₀ , hydrogramme court, mesures d'urgence	12 heures
4	Crue extrême (EHQ), projet	48 heures
5	Q ₂₀₀₀ , hydrogramme complet, projet	48 heures
6	Q _{T=20 ans} , projet	8 heures

Tableau 2. Description des essais sur modèle.

tection comprenant deux réservoirs créés par deux digues a été élaboré et optimisé par des essais sur modèle, afin de permettre le dépôt des matériaux charriés juste à l'aval de la gorge mais à l'amont du village. La digue, existant suite aux mesures d'urgence, sera réhaussée de 5 mètres pour devenir la digue amont, d'une hauteur de 20 [m]. Comportant un orifice d'une hauteur de 0,75 [m] pour une section de 3,75 [m²], situé au fond du torrent au centre de la digue, l'ouvrage doit permettre l'évacuation des débits courants et des crues à faible temps de retour. La digue contient de plus un déversoir de 12 mètres de largeur dont la crête est située 15 mètres au-dessus du fond du réservoir. Situé en rive gauche, le déversoir permet une meilleure répartition des dépôts dans le volume à disposition. Finalement, un déversoir d'une largeur de 10 mètres situé 16 mètres au-dessus du fond du réservoir est placé au centre de la digue pour obtenir une capacité d'évacuation totale suffisante pour les crues extrêmes. La digue aval, dont la crête se situe 8 mètres au-dessus du terrain naturel, contient en rive gauche un orifice d'évacuation dont la section peut être réglée par une paroi plongeante. Elle est en outre composée d'un déversoir de 20 mètres de largeur placé 5 mètres au-dessus du fond du bassin.

Lors de crues ayant une période de retour supérieure à 20 ans environ, l'orifice d'évacuation du réservoir amont se met en charge et le niveau d'eau dans la retenue s'élève progressivement. La vitesse d'écoulement se réduit fortement et entraîne la formation d'un dépôt de matériaux charriés par

le torrent. Le niveau du réservoir aval n'augmente pas et le gabarit du canal suffit à assurer le transit de l'eau et des sédiments fins transportés par le torrent.

Lors de crues caractérisées par une période de retour supérieure à 100 ans, une partie des matériaux grossiers est déversée par-dessus les ouvrages d'évacuation et se dépose finalement dans le deuxième réservoir dont l'orifice est en charge.

Les objectifs du concept de protection correspondent aux valeurs déterminées par l'étude hydrologique détaillée et sont décrits dans le tableau 1.

1.3 Justification des essais sur modèle physique

La prévision précise du comportement d'un système de protection contre les crues tel que celui de Baltschieder est difficile à cause des nombreuses incertitudes liées à la non-linéarité des phénomènes se produisant lors de son fonctionnement. Premièrement, il était nécessaire de vérifier que les sédiments puissent se répartir régulièrement dans tout le volume à disposition sans engendrer une forte surélévation du plan d'eau dans le bassin. Deuxièmement, la capacité de stockage réelle des deux réservoirs devait être vérifiée, compte tenu des enjeux économiques et sociaux du concept de protection. Troisièmement, le comportement des ouvrages d'évacuation ainsi que leur interaction avec le dépôt dans le réservoir et avec le niveau de la retenue devaient être observés et optimisés. Si nécessaire, la géométrie des ouvrages d'évacuation pouvait être modifiée. Finalement, il fallait s'assurer que le réservoir aval ne soit utilisé que lors d'événements caractérisés par une période de retour supérieure à 50 ans. Cela doit permettre une affectation plus favorable aux loisirs de la population du village et à l'environnement de la zone à risques

située entre les deux digues. Afin de faire participer la population locale à l'élaboration du concept de protection, de lui rendre la confiance qu'elle avait perdue en automne 2000 et de la préparer à la construction de deux digues dont la plus haute mesurerait 20 mètres, les essais sur modèle ont été réalisés sur place.

1.4 Choix des scénarios et programme des essais sur modèle

Les scénarios de crue, présentés dans le tableau 2, ont été choisis de manière à correspondre aux objectifs du concept de protection. Les hydrogrammes ainsi définis ont été obtenus par transformation homothétique de l'hydrogramme reconstitué à la suite de la crue d'octobre 2000. L'apport en matériaux solides a été estimé en tenant compte d'une part de la morphologie du cours d'eau à l'amont de la zone de dépôt et d'autre part du volume des dépôts mesuré suite à cette crue [2] (figure 1). Le programme des essais a été établi afin de permettre la modification de certaines caractéristiques géométriques sans pour autant nécessiter la répétition des mêmes conditions initiales.

Les hydrogrammes et solido-grammes simulés sont présentés dans les figures 2 et 3. Les valeurs numériques sont à l'échelle prototype.

2. Modélisation physique

2.1 Choix de l'échelle et similitudes

L'échelle de modélisation répond à la nécessité de simuler les phénomènes physiques sans qu'ils ne soient perturbés par l'influence des forces de capillarité ou de viscosité, tout en conservant un attrait économique par la taille la plus faible possible du modèle. Ces conditions permettent l'application de la si-

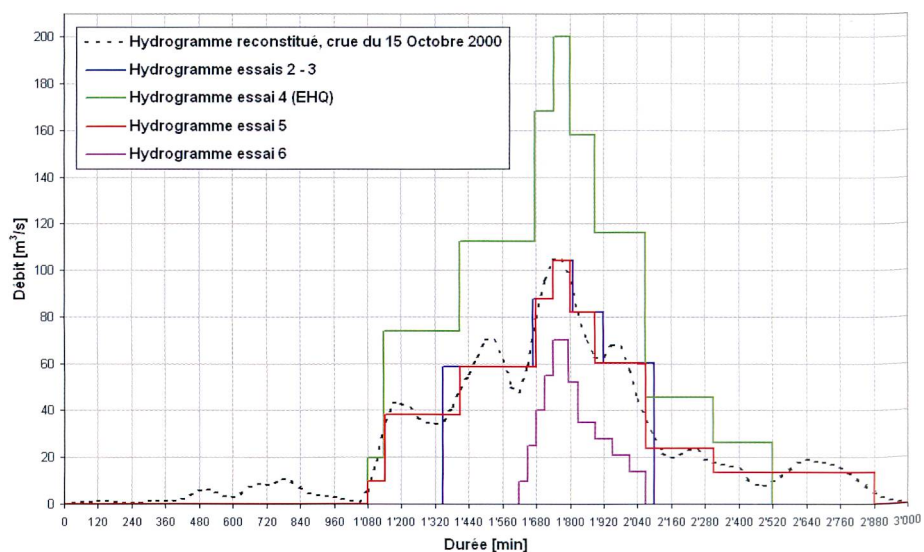


Figure 2. Hydrogrammes simulés sur modèle (valeurs prototype).

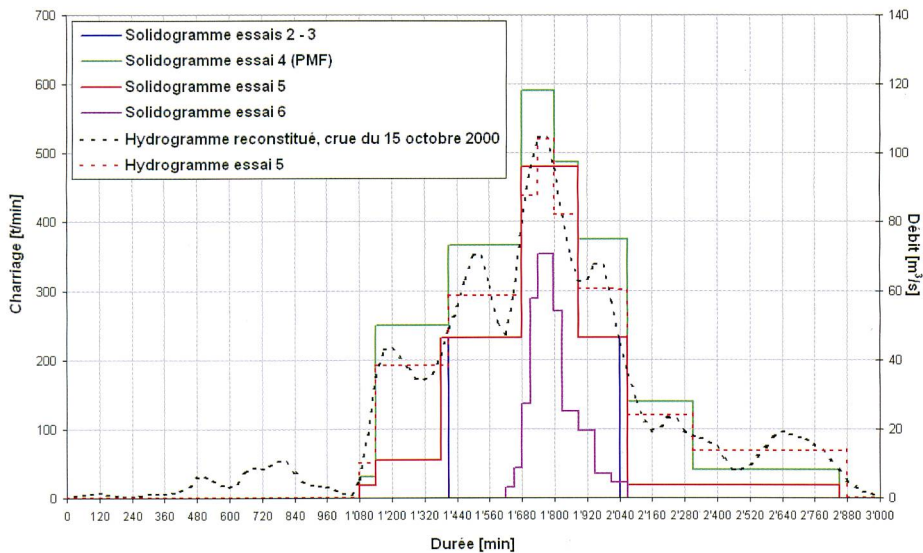


Figure 3. Solidogrammes simulés sur modèle (valeurs prototype).

militude de Froude, utilisée pour effectuer des essais avec écoulement en nappe libre. Dans le cas du modèle de Baltschieder, l'échelle choisie était 1:35.

La similitude de Froude exprime la conservation des caractéristiques d'inertie et de gravité de l'écoulement à l'échelle prototype et modèle. Cela implique en outre la prépondérance de ces forces sur les forces de capillarité et de viscosité, rendant possible l'extrapolation des résultats mesurés sur modèle à l'échelle prototype.

Pour le choix des sédiments, les grandeurs telles que la rugosité et le débit critique de charriage doivent rester en similitude. La rugosité, dont dépend directement l'écoulement, doit permettre de reproduire sur le modèle des hauteurs d'eau correspondant aux hauteurs d'eau mesurées sur prototype. Une granulométrie adaptée doit donc être choisie afin de respecter ce critère. Cependant, la granulométrie doit aussi permettre la représentation à l'échelle du débit critique de charriage afin de permettre l'extrapolation du transport solide. Les équations suivantes permettent l'établissement de relations modèle-prototype.

$$Fr_m = Fr_p \quad (1)$$

$$\frac{L_p}{L_m} = \frac{h_p}{h_m} = \lambda = 35 \quad (2)$$

$$\frac{t_p}{t_m} = \frac{U_p}{U_m} = \lambda^{1/2} = 5,91 \quad (3)$$

$$\frac{Q_p}{Q_m} = \frac{\theta_{c_p}}{\theta_{c_m}} = \lambda^{5/2} = 7250 \quad (4)$$

$$\frac{V_p}{V_m} = \lambda^3 = 42875 \quad (5)$$

Fr : nombre de Froude [-]; λ : facteur d'échelle [-]; L : longueur [m]; h : profondeur [m]; t : temps [s]; U : vitesse [m/s]; Q : débit [m^3/s , kg/s]; θ_c : débit critique de charriage [m^3/s]; V : volume [m^3]; indice m : modèle; indice p : prototype.

Le choix de la granulométrie a débouché sur les valeurs modèles $d_{50} = 2,5$ [mm], $d_{90} = 7$ [mm] et $d_{max} = 16$ [mm]. Les débits solides introduits dans le modèle correspondaient au solidogrammes présentés en figure 3, de sorte que leur intégration sur la durée de chaque essai corresponde au volume mesuré lors de la crue d'octobre 2000.

2.2 Technique de mesure

Outre l'observation du comportement du système pendant les essais, la documentation de ces derniers permet l'évaluation chiffrée des performances des différentes variantes de géométrie des ouvrages d'évacuation testées. Le premier critère d'évaluation était la capacité de rétention du bassin amont, le deuxième la capacité de rétention du bassin aval et le troisième les niveaux d'eau dans le bassin amont. Dans cette optique, des levés topographiques ont été effectués avant et après chaque essai afin de connaître précisément le volume de sédiments retenus dans les bassins de rétention. Les niveaux d'eau ont été mesurés en continu à sept endroits différents à l'aide de capteurs ultrasons (figure 4). Enfin, les vitesses d'écoulement ont été mesurées ponctuellement pour différents débits afin d'évaluer les risques d'érosion de rives (figure 5).

3. Considérations théoriques

3.1 Généralités

De manière générale, les dépôts de sédiments s'accumulant dans les retenues peuvent se former selon différents processus liés à la situation hydrologique et géologique locale ainsi qu'aux fonctions prévues pour l'aménagement. Dans le cas du piège à graviers, dont l'objectif est de stocker le volume maximum de particules grossières pendant les crues, ni les courants de turbidité ni la sédimentation de particules fines ne sont à craindre. En effet, les crues charriant dans les régions alpines un important volume de particules grossières, la formation d'un delta

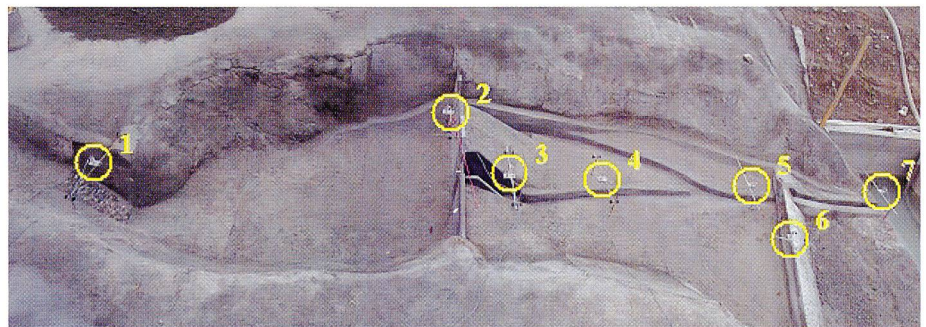


Figure 4. Position des capteurs ultrasons.

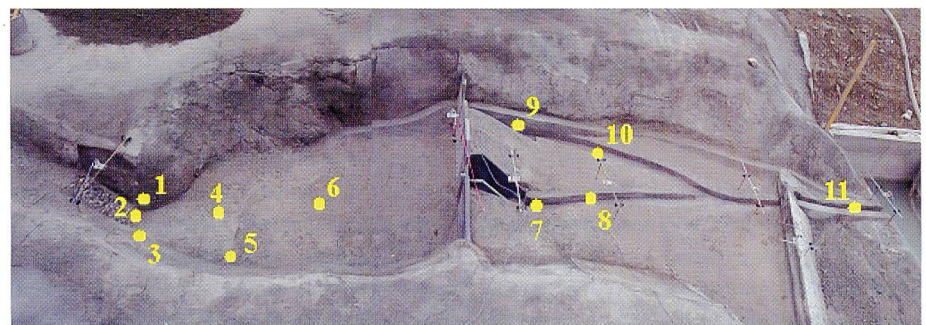


Figure 5. Position des mesures de vitesse.

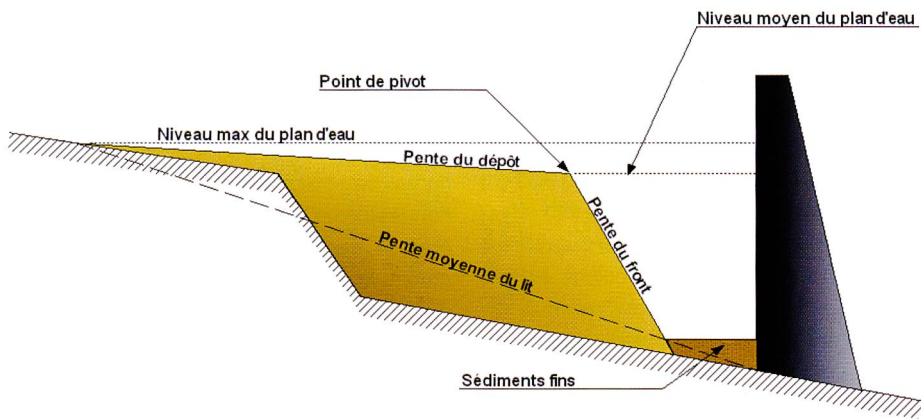


Figure 6. Géométrie typique d'un delta se formant dans un réservoir.

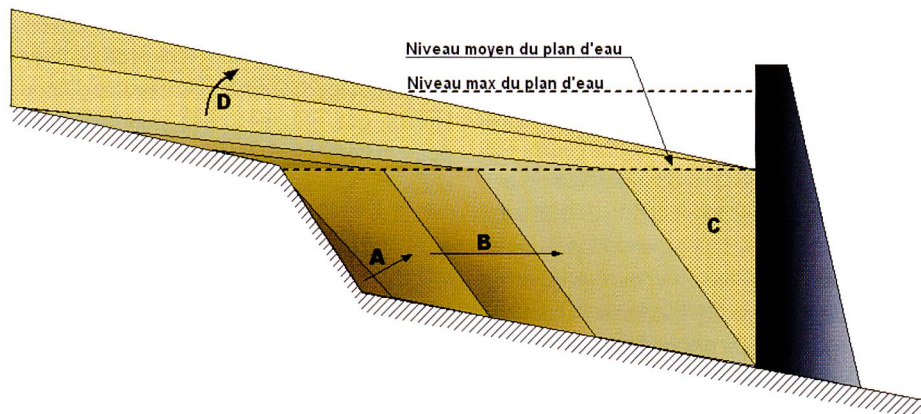


Figure 7. Développement du dépôt pendant une crue.

lorsque le torrent sort d'une gorge pour s'écouler à travers un réservoir devient le processus de sédimentation principal. Il est alors essentiel de contrôler le développement de ce delta et de maximiser le volume de rétention des sédiments. Cela peut être réalisé en utilisant les zones mortes de la retenue, tout en limitant la surélévation du plan d'eau et la hauteur de digue nécessaire. L'indice d'efficacité du réservoir TEI (de l'anglais «Trapp Efficiency Index»), qui permet d'obtenir la proportion de sédiments retenus, doit être maximisé dans le cas de réservoirs à sédiments [3].

$$TEI = \frac{(Y_{s,in} - Y_{s,out})}{Y_{sin}} \quad (6)$$

TEI: indice d'efficacité [-]; $Y_{s,in}$: quantité de sédiments entrés dans le réservoir [t]; $Y_{s,out}$: quantité de sédiments évacués [t].

Enfin, les caractéristiques granulométriques des dépôts ne sont pas spatialement uniformes: les particules grossières se déposent dès leur entrée dans le réservoir alors que les fines transitent vers l'aval ou se déposent contre la digue. Il est de plus possible d'observer un changement de granulométrie autour du point de pivot avec des particules plus fines sur le front du dépôt [4].

3.2 Développement longitudinal du dépôt

Les principaux paramètres influençant la géométrie des dépôts sont:

- la géométrie de la retenue
- le niveau des déversoirs et des autres ouvrages d'évacuation
- la granulométrie des sédiments charriés par la rivière
- les manœuvres effectuées sur les ouvrages d'évacuation lors de la crue.

L'allure typique des deltas a été mise en évidence [5] et est présentée en figure 6.

Le profil en long du dépôt est caractérisé par deux pentes typiques dont l'intersection est appelée point de pivot. La pente supérieure du dépôt débute à l'extrémité amont du delta tandis que la pente du front constitue la partie aval du dépôt. Des observations de réservoirs existants ont permis d'obtenir quelques valeurs empiriques de pente: la pente supérieure du dépôt varie entre 20% et 100% de la pente moyenne du lit amont tandis que la pente du front est environ 6,5 fois supérieure à la pente moyenne du lit.

Afin de mieux caractériser ces deux pentes, une réflexion phénoménologique doit être entreprise en observant le comportement dynamique d'un dépôt en cours de formation, tel que présenté à la figure 7. Tout d'abord, lors de leur entrée dans la retenue, les sédiments grossiers se déposent immé-

diatement à l'aval de la rupture de pente (A) puis forment un delta dont la pente de front, constante, avance vers l'aval en direction de la digue (B). On observe de plus que le niveau du point de pivot correspond au niveau d'eau «moyen», c'est-à-dire au niveau moyen qu'a la retenue durant la crue. Lorsque le front du dépôt atteint la digue, une partie des matériaux encore charriés par la rivière parvient à s'évacuer par l'ouvrage d'évacuation sollicité (p.ex. un orifice) tandis que l'autre partie continue à remplir le volume encore disponible contre la digue (C), avant de se déposer à la surface du dépôt (D) et d'en modifier la pente supérieure. La géométrie du dépôt à la fin de la crue, lorsque la quantité de sédiments charriés est suffisamment grande, est donc caractérisée par une pente supérieure plus raide et un niveau amont du dépôt supérieur au niveau «moyen» du plan d'eau.

Dans le cas de matériaux charriés grossiers et sans cohésion, la pente de front du dépôt correspond à l'angle de stabilité d'un talus immergé, qui peut être calculé par la formule (7).

$$tg(\alpha) = tg(\phi_u) \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \quad (7)$$

α : angle du front [deg]; ϕ_u : angle de frottement interne non drainé [deg]; γ_w : poids volumique de l'eau [kN/m³]; γ_s : poids volumique des granulats [kN/m³].

La pente supérieure maximale du dépôt (D) peut être estimée par analogie avec la pente d'équilibre du lit S_0 . Cette dernière peut être calculée en utilisant une formule de transport solide (8) telle que la formule de Smart-Jäggi [6]: la capacité de transport q_s peut être admise comme étant équivalente à l'apport en sédiments, en faisant l'hypothèse qu'une fois la pente d'équilibre atteinte, la totalité des sédiments amenés dans le réservoir sont évacués par les ouvrages d'évacuation.

$$q_s = 2.5 \cdot q \cdot S_0^{0.6} \cdot \left(S_0 - \frac{d_m}{12.1 \cdot h_n} \right) \quad (8)$$

q_s : capacité de transport solide unitaire [m²/s]; q : débit unitaire [m²/s]; S_0 : pente d'équilibre du lit du torrent [-]; d_m : diamètre moyen des granulats [m]; h_n : hauteur normale de l'écoulement pour le débit unitaire q [m].

Les manœuvres d'exploitation ainsi que le niveau des ouvrages d'évacuation déterminent directement le volume final du dépôt grâce à leur très forte influence sur la position du point de pivot.

Le volume de stockage dépend donc du niveau moyen du plan d'eau pendant la crue, alors que la pente supérieure du dépôt est fonction de l'apport en matériaux solides ainsi que du processus de déposition.

3.3 Développement latéral du dépôt et évolution en fin de crue

Le développement latéral du dépôt s'effectue de manière aléatoire par des cycles alternés érosion-dépôt. L'écoulement, devant se frayer un chemin à la surface du dépôt, choisit une direction préférentielle en fonction de la pente locale maximum, et laisse les matériaux charriés se déposer lors de son passage sur le dépôt. Ce phénomène provoque alors une aggradation du lit qui, dès qu'elle atteint une amplitude suffisante, réoriente l'écoulement vers la nouvelle pente locale maximum. Grâce à ce processus, le dépôt parvient à remplir toutes les zones hydrauliquement mortes de la retenue en se développant de façon semi-circulaire autour de son entrée dans la retenue.

En fin de crue, les apports en sédiments sont généralement très faibles et le débit diminue. Tandis que le niveau du plan d'eau s'abaisse, le niveau du point de pivot suit la même tendance, pour autant que le front du dépôt n'ait pas atteint la digue. Ce phénomène entraîne une érosion du dépôt par des chenaux d'écoulement qui se créent à sa surface en direction des ouvrages d'évacuation. Le dépôt présente un point de pivot de moins en moins marqué, et si la décrue s'effectue suffisamment lentement, son profil en long ne se caractérise finalement plus que par une pente moyenne.

Ces considérations montrent que le volume de stockage de matériaux solides peut être nettement supérieur au volume d'eau stockable dans la retenue. La pente su-

périeure du dépôt n'est pas horizontale mais peut atteindre des valeurs atteignant 5 à 7%. Cette pente peut même atteindre 10% pour des dépôts ayant subi une forte érosion lors de la décrue. De plus, le niveau du point de pivot n'est pas uniquement fonction du niveau de la crête du déversoir comme cela est souvent admis, mais il se situe plutôt entre le niveau du déversoir et le niveau moyen du plan d'eau qui s'établit lors de la crue.

4. Résultats des essais

4.1 Résumé des principaux résultats

Avant l'analyse détaillée des résultats des essais sur modèle, un tableau récapitulatif résume les principaux résultats de l'étude [7] (tableau 3). Les niveaux de référence fixes sont les niveaux du fond du réservoir contre la digue (661,70 [m s.m.]) et du couronnement (681,88 [m s.m.]). Les volumes introduits indiqués correspondent aux valeurs prototype des volumes introduits lors des essais sur modèle. Les volumes déposés ont été calculés à partir des relevés topographiques effectués à la fin des essais. Les niveaux d'eau correspondent aux valeurs prototype des niveaux mesurés lors des essais sur modèle. Les pentes des dépôts ont été obtenues par l'analyse des relevés topographiques.

4.2 Effet de la position des ouvrages d'évacuation

Les essais sur modèle ont confirmé l'importance primordiale du niveau des ouvrages d'évacuation pour l'optimisation du volume de rétention et la maximisation de l'efficacité de rétention. Tout d'abord, les résultats indiquent que le point de pivot s'établit à un niveau situé entre celui de la crête du déversoir d'évacuation et celui du plan d'eau moyen

N° Essai	H_p / H_d	H_p / H_n
2	1,026	0,971
3	0,929	0,892
4	1,008	0,874
5	1,008	0,968

H_p: niveau du point de pivot au-dessus du fond du réservoir [m]; H_d: niveau de la crête du déversoir principal [m]; H_n: niveau du plan d'eau moyen [m].

Tableau 4. Position relative du point de pivot.

mesuré pendant la crue (tableau 4, essais 2 et 5).

Lors des essais durant lesquels le dépôt a atteint la digue, le niveau du dépôt s'est établi au niveau de la crête du déversoir principal (tableau 4, essai 4).

Un autre ouvrage d'évacuation a été modélisé dans le cadre de ces essais. Il s'agit d'un orifice d'une section de 3,75 [m²] situé au pied de la digue. Sa fonction est de provoquer une forte surélévation du plan d'eau pour un débit correspondant à une période de retour de 20 ans environ. Cette surélévation du plan d'eau entraîne une forte réduction de la vitesse d'écoulement et permet la déposition des sédiments charriés par le torrent dans la retenue, créant un delta. Lors de crues dont la période de retour est supérieure à 100 ans, le front du dépôt parvient à buter contre la digue et bouche l'orifice qui perd alors son efficacité.

Lors de l'essai 6, durant lequel le volume de sédiments introduit dans le modèle était relativement faible (tableau 3), le transit des matériaux solides était toujours possible à travers l'orifice puisque le front du dépôt n'atteignait pas la digue. La décrue a encore augmenté la quantité de sédiments évacués vers l'aval grâce au processus d'érosion de la surface du dépôt. L'orifice est donc un dispositif permettant de garantir une surélévation du plan d'eau lorsque de grandes quantités de matériaux solides risquent d'être amenées, tout en laissant transiter les sédiments lors de crues de faible importance, évitant ainsi de remplir inutilement la retenue.

Les essais ont aussi confirmé le bon fonctionnement des déversoirs placés en rive de la digue. Ces derniers permettent la réorientation du delta et évitent le développement de zones mortes dans la retenue, dans lesquelles aucun dépôt ne se produirait, réduisant la capacité réelle de stockage de l'aménagement (figure 8).

4.3 Répartition spatiale des dépôts

La figure 9 présente l'étendue des dépôts à la fin des essais 3 à 6. Tout d'abord, il est pos-

N° Essai	V _{introduit} [m ³]	V _{déposé} [m ³]	Efficacité de rétention	Niv _{déversoir} [m s.m.]	Niv _{moyen} [m s.m.]	Niv _{max} [m s.m.]	Niv _{pivot} [m s.m.]	Pente du front	Pente supérieure du dépôt	Commentaires
2	82354	82354	1,00	677,88	678,80	679,00	678,30	0,42	0,033	Remplissage incomplet du réservoir
3	114206	103690	0,91	670,63	671,00	673,02	670,00	-	0,069	Dépôt contre le déversoir
4	201674	152420	0,76	676,88	679,20	680,50	677,00	-	0,054	Dépôt contre le déversoir
5	97274	92920	0,96	676,88	677,50	678,50	677,00	0,45	0,024	Remplissage incomplet du réservoir
6	37544	34950	0,93	676,88	677,00	677,00	-	-	0,100	Forte érosion du dépôt en fin d'essai

Tableau 3. Tableau récapitulatif des essais sur modèle.

sible d'observer que les dépôts se répartissent bien dans l'intégralité volume de rétention. Lorsque les déversoirs sont disposés à un niveau trop bas, le point de pivot se trouve à un niveau correspondant à celui des déversoirs et le dépôt ne peut se développer que sur une faible hauteur. Les sédiments sont alors plus rapidement évacués vers l'aval et la capacité de rétention est faible (essai 3).

Lorsque le volume de sédiments introduits dans la retenue excède sa capacité, le surplus est aussi évacué vers l'aval par les ouvrages d'évacuation (essai 4). Il convient de rappeler que dans le cas de l'aménagement de Baltschieder, une deuxième digue située en aval de la digue principale, permet la création d'une seconde retenue et augmente fortement la capacité totale de rétention des matériaux solides.

La granulométrie des dépôts a été mesurée en deux endroits différents: d'une part dans le dépôt amont et d'autre part dans le dépôt aval. Les caractéristiques des échantillons prélevés lors de l'essai 4 sont présentées dans le tableau 5 et montrent une ségrégation des matériaux grossiers à travers la première digue. Ces derniers sont interceptés par la retenue amont tandis que les matériaux plus fins parviennent à transiter vers la retenue aval. Au final, seule une faible quantité des sédiments introduits a transité à travers tout le système et a été évacuée vers l'aval de la deuxième digue. Lors de l'essai 4 (EHQ), seule une proportion de 4,2% du volume introduit a été récupérée à l'aval du modèle. Il convient tout de même de rappeler que ce volume peut être important et qu'il peut conduire à un dépassement de la capacité de transport solide du cours d'eau à l'aval de l'aménagement, provoquant des dépôts indésirables ou même des inondations localisées.

4.4 Estimation des volumes de rétention

Ce chapitre présente la comparaison entre les volumes des dépôts estimés d'après la méthode développée au chapitre 3 et les volumes mesurés au cours des essais sur modèle. Il convient toutefois de préciser les hypothèses sur lesquelles sont basées ces estimations. Les valeurs de débit et débit solide unitaires sont choisies de manière à correspondre aux débits et débits solides introduits dans le modèle après la pointe de l'hydrogramme, lorsque le front du dépôt atteint la digue. Le coefficient de rugosité selon Strickler a été fixé à 20 [$m/s^{1/3}$] et le diamètre moyen des sédiments à 8,7 [mm], correspondant au diamètre de la fraction granulométrique 50% mesuré dans le réservoir amont à la fin de l'essai 4 (tableau 5). Ces valeurs ont permis



Figure 8. Vue aérienne du modèle à la fin de l'essai 5.

l'estimation de la pente théorique d'équilibre du lit. La détermination de la géométrie des dépôts a été effectuée en faisant l'hypothèse

que le niveau du dépôt contre la digue est identique au niveau du déversoir principal et que la pente supérieure du dépôt correspond

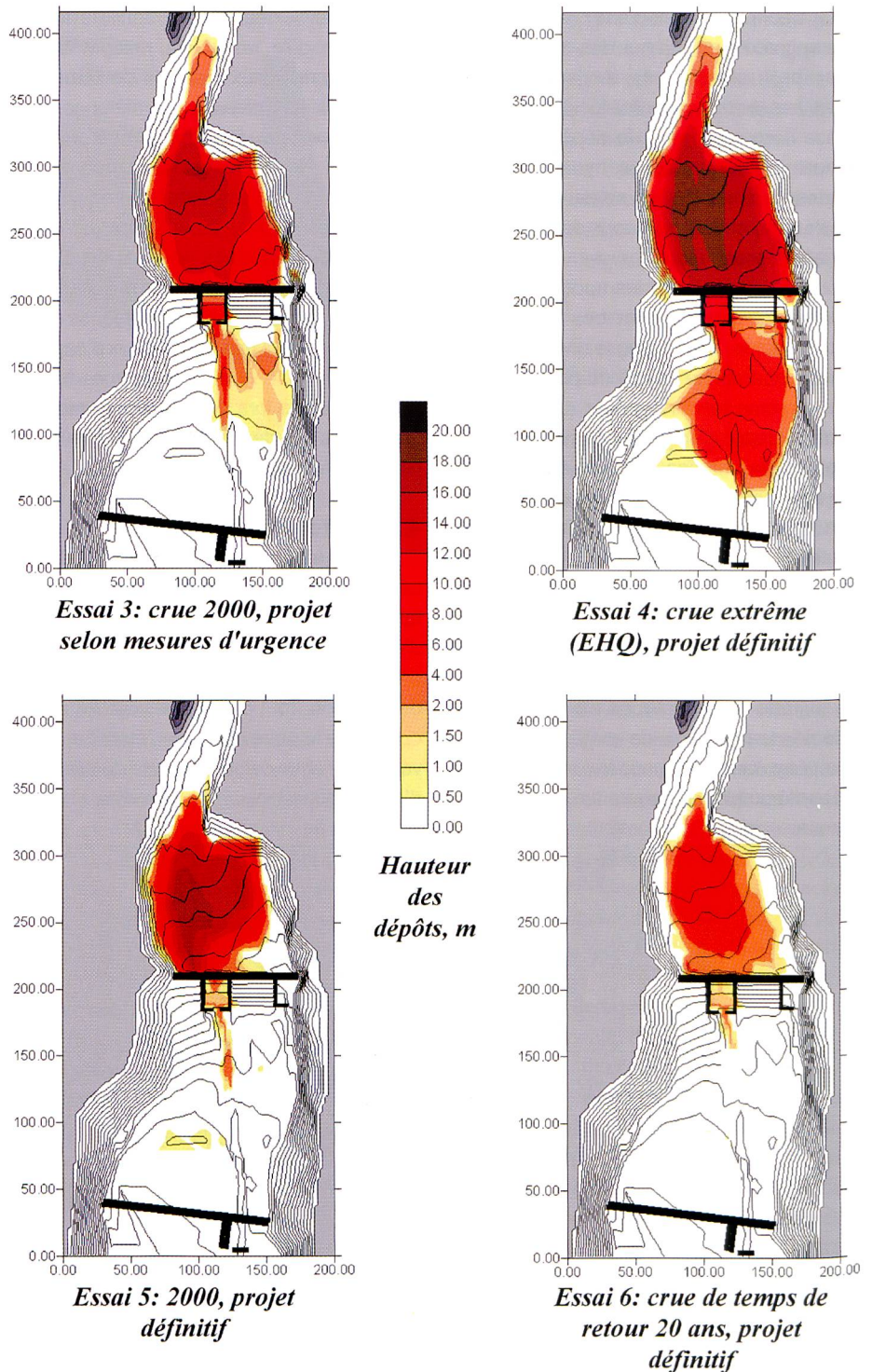


Figure 9. Répartition des dépôts à la fin de chaque essai.

à la pente d'équilibre du lit théorique. L'extrémité amont du dépôt est donc déterminée par l'intersection entre lit du torrent et ligne de pente supérieure du dépôt. Le dépôt est de plus supposé remplir latéralement tout le volume disponible, ce qui correspond à un dépôt sans zones mortes. La géométrie du dépôt ainsi déterminée, le volume peut être calculé grâce au modèle numérique de terrain dans lequel a été introduit cette nouvelle géométrie.

Le tableau 6 présente des volumes addimensionnalisés. Le volume de référence choisi est le volume d'eau qu'il est possible de stocker dans le réservoir lorsque le niveau d'eau atteint la crête du déversoir principal (volume théorique de rétention au déversoir). Ce volume correspond au volume d'un dépôt dont la pente supérieure est nulle. Il est également calculé grâce au modèle numérique de terrain.

Cette méthode permet d'obtenir la capacité maximale de rétention de sédiments du réservoir et est comparée à la capacité mesurée sur le modèle lors des essais où la limite de capacité de la retenue avait été dépassée (indice de rétention inférieur à 1, essais 3 et 4). Les résultats montrent que l'estimation de la capacité maximum de stockage, en faisant l'hypothèse d'un dépôt uniformément réparti, dont le niveau du point de pivot correspond à celui du déversoir principal et dont la pente supérieure est égale à la pente théorique d'équilibre du lit, permet une approximation conservatrice de la capacité réelle. La différence entre capacité estimée et capacité réelle provient de la simplification de la géométrie du dépôt. En effet, dans les estimations, toute la largeur du dépôt est supposée être au même niveau que le point de pivot, alors qu'en réalité le niveau du dépôt contre la digue n'est pas constant sur sa largeur. De plus, la surface du dépôt n'est en réalité pas un plan, contrairement à la géométrie simplifiée décrite plus haut.

Les résultats présentés dans le tableau 6 montrent une bonne correspondance entre pentes supérieures mesurées et estimées ainsi qu'entre niveau du point de pivot et niveau du déversoir principal. De plus, malgré quelques différences, la méthode d'estimation de la capacité maximum de rétention permet la détermination du gain de capacité obtenu par la prise en compte de la pente supérieure du dépôt.

Enfin, les pentes de front des dépôts mesurées à la suite des essais 2 et 5 (tableau 3) ont été comparées avec les pentes estimées selon l'équation (7). Pour des caractéristiques typiques des graviers ($\gamma_s = 22$ [kN/m³] et $\varphi_u = 45^\circ$), la différence entre valeurs théoriques et valeurs mesurées est de 6%.

5. Conclusions

La détermination précise de la formation et du développement de dépôts dans un réservoir à sédiments est un problème complexe. Si les mécanismes à l'origine de ces phénomènes sont connus, la modélisation numérique ou la résolution analytique de tels comportements posent de nombreux problèmes liés à la non-linéarité du transport solide et de l'écoulement à la surface d'un delta. Le balancement latéral de l'écoulement par des canaux préférentiels ainsi que le processus de déposition des matériaux nécessitent une approche tridimensionnelle coûteuse et incertaine. Une estimation rapide de la capacité de stockage est pourtant possible en se basant sur la méthode d'intégration dans l'espace du profil en long du delta présentée dans cet article. Les principales hypothèses sur lesquelles se base cette méthode, telles que processus de développement du dépôt, niveau du point de pivot, pente de front du dépôt ainsi que pente supérieure du dépôts, ont été confirmées par des essais sur modèle physique.

Les essais sur modèle ont de plus permis la vérification du concept de protection et de sa capacité à atteindre les objectifs fixés. Le bon fonctionnement de l'aménagement a été confirmé, la position et la géométrie des ouvrages d'évacuation a été optimisée de manière à maximiser la capacité de rétention de l'aménagement pour un niveau minimum du couronnement. L'orifice situé en pied de digue permet la minimisation de la fréquence de formation de dépôts dans le réservoir. Enfin, l'indice de rétention très élevé obtenu par les essais montre l'efficacité d'un tel système, en particulier lorsque les sédiments

	Dépôt amont	Dépôt aval
% D	D[mm]	D[mm]
d ₁₀	10,5	1,05
d ₃₀	31,5	3
d ₅₀	87,5	3,5
d ₇₀	192,5	5,6
d ₉₀	385	10,5
d _{max}	525	385

Tableau 5. Granulométrie des dépôts (valeurs prototype).

amenés sont grossiers. Des modifications de la géométrie des ouvrages d'évacuation peuvent encore être apportées en vue d'une adaptation du système à une granulométrie plus fine.

6. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier tout particulièrement la commune de Baltschieder, représentée par Mme le maire *Renata Imseng* ainsi que la commission «Schutzkonzept», pour avoir permis et encouragé la réalisation de ces essais sur le site touché lors de la crue d'octobre 2000. Il convient de citer également toutes les personnes qui ont contribué de près à cette étude, dont en particulier M. Prof. *Anton Schleiss*, MM. *Jean-Louis Boillat*, *Louis Schneiter* et *Andrea Lavelli* ainsi que M. *Philippe Teysseire*.

N° Essai	Indice de rétention TEI			Pente mesurée		Volume théorique de rétention au couronnement [m ³]	Volume théorique de rétention au déversoir [m ³]	Volume mesuré addimensionnel	Volume estimé addimensionnel	Commentaires
	Niv _{pivot} [m s.m.]	Niv _{déversoir} [m s.m.]								
2	1,00	678,30	677,88	0,033	0,027	158286	117185	0,70	-	Remplissage incomplet du réservoir
3	0,91	670,00	670,63	0,069	0,069	158286	54556	1,90	1,54	Limite de capacité atteinte
4	0,76	677,00	676,88	0,054	0,056	158286	107837	1,41	1,37	Limite de capacité atteinte
5	0,96	677,00	676,88	0,024	0,027	158286	107837	0,86	-	Remplissage incomplet du réservoir
6	0,93	-	676,88	0,100	-	158286	107837	0,32	-	Forte érosion du dépôt en fin d'essai

Tableau 6. Comparaison entre volumes de rétention mesurés et estimés.

Bibliographie

- [1] Nigg U., Teyssiere Ph., Jäggi M., Hegg Ch.: Baltschieder, Fallbeispiele, Hochwasser 2000, Berichte des Bundesamts für Wasser und Geologie, Serie Wasser, Nr. 2, Bern, 2002.
- [2] Nigg U., Teyssiere Ph., Jaeggi M.: Baltschiederbach/Unwetter 2000, Prozessanalyse, Ingenieurbüro Teyssiere und Candolfi AG, Bericht Nr. 1732-3, Visp, 2001 (unveröffentlicht).
- [3] Morris Gregory L., Fan J.: Reservoir sedimentation handbook: design and management of dams, reservoirs, and watersheds for sustainable use (pp 10.1-10.13 and 12.39-12.55), McGraw-Hill, New York [etc.], 1998.

- [4] US Army Corps of Engineers: Forecasting Distribution of Sediment Deposits in Large Reservoirs, EM 1110-2-4000, Department of the Army, Office of the Chief of Engineers, Washington DC, 1989.
- [5] Borland W. M.: Reservoir Sedimentation, River Mechanics, H.W. Shen Ed., Water Resources Publications, ch. 29, pp 1-38, 1971.
- [6] Smart G. M. und Jäggi M.: «Sedimenttransport in steilen Gerinnen», Mitteilung 64, VAW-ETHZ, Zürich, 1983.
- [7] Jordan F., Teyssiere P., Jäggi M. & Nigg U.: Hochwasserschutzkonzept der Gemeinde Baltschieder: Modellversuche für das Geschiebe-

rückhaltebecken, rapport technique LCH-EPFL N° 3/02, Lausanne, 2002.

Anschrift der Verfasser

Frédéric Jordan, Ing. Civ. Dipl. EPFL, Laboratoire de Constructions Hydrauliques, EPFL, CH-1015 Lausanne, fred.jordan@epfl.ch

Martin Jäggi, Dr Ing. Civ. Rural ETHZ, Jäggi Hydraulique et Morphologie Fluviale, Zürichstrasse 108, CH-8123 Ebmatingen, jaeggi@rivers.ch

Urs Nigg, Ing. Civ. Rural ETHZ, Teyssiere & Candolfi AG, Terbinerstrasse 18, CH-3930 Visp, u.nigg@t-c.ch

Wie sich ein Industrieunternehmen schützt – Lonza und das Wasser

■ Raymond Vouillamoz

1. Einleitung «Lonza und das Wasser, eine sehr lange Beziehungsstory»

Das Wallis bot mit seinen hohen Gefällen und grossen Schmelzwässern ideale Voraussetzungen für die Produktion elektrischer Energie. Der Wechselstrom war damals nicht bekannt, der Transport grosser Mengen Gleichstrom über weite Distanzen führte zu erheblichen Verlusten. Deshalb wurden energieintensive Industrien in unmittelbarer Nähe der Kraftquellen angesiedelt.

Zum Beispiel wurde am 27. Oktober 1897 in St-Maurice das «Elektrizitätswerk Lonza» als Aktiengesellschaft mit Sitz in Gampel gegründet. Zweck der Gesellschaft war der Erwerb und der Ausbau der Wasserkraft des Lonza-Flusses und eventuell anderer Gewässer, um diese Kraft für die Fabrikation elektrochemischer und elektrometallurgischer Produkte einzusetzen.

Die bescheidenen Kraftwerke in Gampel und die im Eingang des Lötschentals eingekeilte Fabrik liessen die Grenzen der damaligen Lonza rasch erkennen. Am 14. August 1907 bewilligte die Gemeinde von Visp die Baupläne für erste Bauten.

Mit diesem Entscheid wurde aber auch eine wesentliche Tatsache bestätigt, und zwar die, dass die Standorte der chemischen Industrie immer in der Nähe eines Wasserlaufes angesiedelt sind.

Die Gründe dafür sind einfach: Das Wasser ist nicht nur lebensnotwendig, sondern auch unerlässlich für die Chemie als:

- Lösungsmittel,
- Kühlmedium,
- Löschmittel.

Im Hinblick auf die Kühlwassermenge ist die Visper Lage sehr günstig.

2. Die Lonza, Walliser Werke – heute

Die heutige Situation der Lonza, Walliser Werke, ist aus zwei verschiedenen Blickwinkeln zu betrachten:

- die wirtschaftliche Lage und deren Wichtigkeit,
- die geografische Lage und deren Konsequenzen.

2.1 Die Wirtschaftlichkeit

Einer Publikation der Walliser Kantonalbank «Die soziale Dimension», Absatz International Benchmark report 2001, können folgende Erläuterungen entnommen werden:

«Ein wichtiger Erklärungsfaktor für die wirtschaftliche Leistungsfähigkeit ist die

Branchenstruktur, deren relative Stärke sich mit dem Strukturstärkenindex messen lässt.»

Der Kanton Wallis weist für Schweizer Verhältnisse einen sehr guten Strukturstärkenindexwert auf, den zweitbesten. Die Gründe dafür sind in den strukturstarken bzw. überdurchschnittlich produktiven Branchen wie der Energieversorgung und der Chemie zu finden. Dank hoher Wachstumsdynamik und grossem Wertschöpfungsanteil an der Gesamtwirtschaft lässt sich vorab die chemische Industrie als eigentliche Schlüsselbranche für das beachtliche Wachstum der Walliser Wirtschaft während der zweiten Hälfte der 90er-Jahre bezeichnen.

Anders ausgedrückt wurden während der letzten zehn Jahre durchschnittlich 80 Mio. CHF, jährlich, in den Standort Visp investiert. Ein bereits laufendes Projekt von 120 Mio. CHF bildet eine wichtige Vorausset-

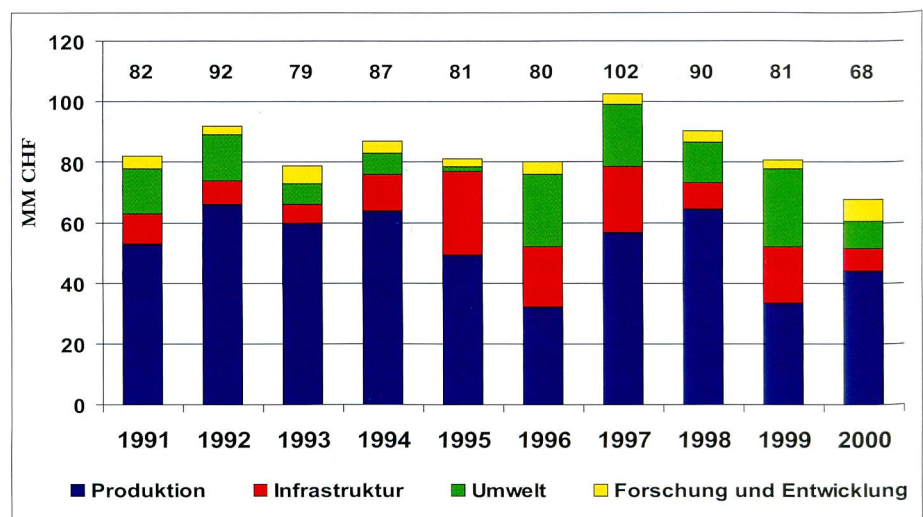


Bild 1. Investitionen Walliser Werke (1991–2000).