



Internationales Symposium INTERPRAEVENT 2004 – RIVA / TRIENT

INFLUENCE D'UN DÉBOREMENT LATÉRAL SUR LE TRANSPORT SOLIDE PAR CHARRIAGE DANS UN CANAL PRISMATIQUE

INFLUENCE OF LATERAL OVERFLOW ON BED-LOAD TRANSPORT IN A PRISMATIC CHANNEL

Burkhard Rosier¹, Jean-Louis Boillat², Anton Schleiss³ et Jérémy Teiller⁴

RÉSUMÉ

Dans le cadre de la protection contre les inondations, l'utilisation de volumes de rétention par un débordement contrôlé des digues latérales revêt un intérêt particulier, tant d'un point de vue technique que d'aménagement du territoire. La perte d'une partie du débit a toutefois pour effet de réduire la capacité de transport par charriage. Il en résulte la formation locale de dépôts sédimentaires qui provoquent un accroissement du débit déversé latéralement. Sur la base d'une approche expérimentale, une analyse systématique des processus physiques a été effectuée. Les essais confirment les phénomènes évoqués ci-dessus. Ces processus sont soumis à une variation temporelle et montrent une évolution du lit mobile vers un état d'équilibre. Les résultats expérimentaux ont ensuite été exploités pour le calage d'un modèle numérique 1D.

Mots-clé: débordement latéral, digues fusibles et submersibles, transport solide par charriage

ABSTRACT

Diverting water over lateral side weirs into storage volumes is a widely used method in flood control management. This lateral loss of water will reduce the sediment transport capacity in the main-channel yielding to the formation of sediment deposits which raise the bed level locally. As a consequence, the design discharge to be diverted over the side weir is increased. By the help of an experimental setup the physical processes in the main-channel and on the side weir were analyzed systematically. The test series confirm the processes mentioned above. These processes are strongly transient showing a tendency towards an equilibrium state of the river bed. Furthermore, based on these investigations, a 1D numerical model was calibrated.

Key words: lateral overflow, side weirs, fuse plugs, bed-load transport

1 Dipl. Bauing., Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), CH - 1015 Lausanne (Tel.: +41 21 693 63 38; Fax: +41 21 693 22 64; e-mail: burkhard.rosier@epfl.ch)

2 Dr. Dipl. Bauing. ETH, Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), CH - 1015 Lausanne (Tel.: +41 21 693 23 76; e-mail: jean-louis.boillat@epfl.ch)

3 Prof. Dr. Dipl. Bauing. ETH, Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), CH - 1015 Lausanne (Tel.: +41 21 693 23 82; e-mail: anton.schleiss@epfl.ch)

4 Ingénieur Dipl., Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg (ENGEES)

INTRODUCTION

L'endiguement des cours d'eau est une intervention classique de protection contre les crues. En Suisse, les travaux réalisés dans cet objectif depuis le début du XVIII^{ème} siècle font que toutes les principales rivières sont aujourd'hui corrigées. En cas de fortes crues, lorsque la capacité d'écoulement est dépassée, le débordement des digues peut conduire à leur rupture par l'ouverture de brèches (cf. figure 1).



Fig. 1: Brèche ouverte dans une digue du Rhône à Chamoson, octobre 2000

Fig. 1: Breach at Chamoson, river Rhone, october 2000

L'unité d'évaluation des dommages causés dans des telles occasions n'est que rarement inférieure au million de francs.

La recherche en cours vise à augmenter la sécurité des endiguements contre les crues par le développement d'ouvrages intégrés à un concept d'aménagement du territoire. Il s'agit de définir des zones inondables selon des objectifs prioritaires de protection et de les alimenter par des déversoirs de sécurité ne fonctionnant que lorsque la côte d'alerte est atteinte dans le cours d'eau.

Des digues fusibles et submersibles, intégrées dans les levées, permettent de dériver provisoirement la part excédentaire de débit sur des sites réservés, tout en protégeant les digues de la rupture. Il est ainsi possible lors d'événements extrêmes, de limiter les dégâts en les confinant dans les zones prévues à cet effet.

Le concept de digue fusible et submersible n'est pas nouveau. La réalisation de tels ouvrages a souvent fait l'objet d'approximations successives basées sur l'observation locale ou alors d'études ponctuelles très poussées. Une recherche bibliographique n'a permis de trouver aucune étude scientifique, récente ou ancienne, concernant le développement des bases de dimensionnement de ce type d'ouvrage incluant son influence sur le transport solide par charriage.

L'expérience acquise jusqu'ici dans ce domaine ne permet donc pas la généralisation à une situation quelconque. Pour pallier cette lacune, un projet de recherche, baptisé DIFUSE¹ (**Di**gues **f**usibles et submersibles), a été entrepris pour traiter l'ensemble des problèmes hydrauliques à considérer, soit:

1. Le déversement latéral (dimensions, orientation, forme du déversoir)
2. Le transport solide (apports solides, granulométrie)
3. Le comportement du fusible (type de fusible, dimensions, nature des matériaux)
4. La stabilité du revêtement (nature de la couche superficielle, inclinaison, vitesse de submersion)
5. L'érosion en pied (nature du terrain, énergie de l'écoulement, affouillement)
6. L'influence géométrique (dimensions et orientation du cours d'eau, de la digue et du fusible)
7. L'interaction entre ces différents phénomènes

¹ Difuse: Projet CTI 4898.1 avec le soutien des partenaires industriels et publics suivants: Hydronat SA à Vétrroz, Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG) à Bienne, Service des routes et cours d'eau du canton du Valais (SRCE) à Sion et Etablissement cantonal d'assurances des bâtiments (ECAB) à Fribourg

Les problèmes 1 et 2 sont examinés à l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, le problème 3 est traité à l'Ecole d'ingénieurs de Fribourg, les problèmes 4 et 5 sont étudiés par l'Ecole d'ingénieurs d'Yverdon et le point 6 à l'Ecole d'ingénieurs de Genève. Finalement le point 7 est réalisé en collaboration par l'ensemble des partenaires du projet. L'objectif de cet article se restreint à une étude préliminaire des modifications induites sur le transport solide par un déversement latéral de débit et leurs interactions avec le débit évacué.

CONSIDÉRATIONS THÉORIQUES

Le déversoir latéral

Les débits des écoulements stationnaires peuvent être soit constants, soit *localement variés*. Dans le second cas, une distinction doit être faite entre les écoulements à débit croissant et ceux à débit décroissant. Cette dernière catégorie se rencontre dans les déversoirs latéraux (Sinniger et al., 1989) (cf. figure 2).

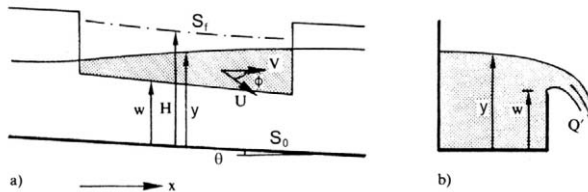


Fig. 2: Paramètres d'un déversoir latéral, a) coupe longitudinale, b) coupe transversale (Sinniger et al., 1989)
 Fig. 2: Parameters characterizing a side weir, (a) longitudinal section, (b) cross-section (Sinniger et al., 1989)

Selon les définitions de la figure 2 et en tenant compte d'un débit déversé latéralement $q = dQ/dx$ l'équation suivante peut être établie (Naudascher, 1992)

$$\frac{dH_0}{dx} = S_0 - S_f \text{ avec } H_0 = y \cos \theta + \alpha \left(\frac{Q^2}{2gA^2} \right) \quad (1)$$

avec:	H_0	énergie spécifique	[m]
	S_0	pente du canal	[-]
	S_f	perte de frottement	[-]
	y	hauteur d'eau	[m]
	θ	angle d'inclinaison du fond	[°]
	Q	débit	[m ³ /s]
	g	accélération gravitationnelle	[m/s ²]
	A	section mouillée	[m ²]
	α	coefficient de correction sur l'énergie cinétique	[-].

En posant $dA/dx = B dy/dx$ (1) devient

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{q}{gA} \alpha u}{\cos \theta - \alpha \frac{u^2}{g A/B}} \quad (2)$$

où $u = Q/A$ [m/s] est la vitesse moyenne et B [m] la largeur du canal. La relation fonctionnelle entre les paramètres hydrauliques et ceux du déversoir peut être dérivée de (2) en admettant une énergie spécifique H_0 constante ($S_0 = S_f$) sur le déversoir latéral, $\alpha = 1$ et une géométrie rectangulaire,

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{Q y}{g B^2 y^3 - Q^2} \frac{dQ}{dx} \quad (3)$$

Le débit latéral par unité de longueur dQ_a/dx est calculé à l'aide de (4) en tenant compte d'un coefficient de débit C_q (w étant la pelle du déversoir latéral),

$$\frac{dQ_a}{dx} = -\frac{dQ}{dx} = C_q \sqrt{2g} (y-w)^{3/2} \quad (4)$$

L'intégration de cette équation différentielle a été résolue pour la première fois par *De Marchi (1934)*.

Le transport solide

L'objectif de ce chapitre est de rappeler les travaux les plus significatifs qui ont permis d'établir les principes fondamentaux les mieux adaptés à la problématique définie préalablement.

Pour exprimer le frottement dans un canal de grande largeur, soumis à un écoulement stationnaire, la relation entre la contrainte τ_0 au sol et la hauteur d'eau y s'écrit,

$$\tau_0 = \rho_w g y S_0 \quad (5)$$

où ρ_w est la masse volumique de l'eau [kg/m³].

Pour la répartition des vitesses sur fond rugueux les travaux de *Nikuradse (1933)* ont permis d'établir l'expression suivante (*Dittrich, 1998*):

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{y}{k_s} \right) + C_1 (\text{Re}_*) \quad (6)$$

où u [m/s] est la vitesse moyenne, $u_* = (\tau_0/\rho_w)^{1/2}$ [m/s] la vitesse de frottement, κ la constante de von Karman qui vaut 0,4 [-], k_s [m] le diamètre des grains de sable utilisés par Nikuradse et C_1 une fonction empirique liée au nombre de Reynolds des grains,

$$\text{Re}_* = \frac{u_* k_s}{\nu} \quad (7)$$

Dans (7), ν [m²/s] est la viscosité cinématique. Quant aux effets hydrauliques exercés par les éléments rugueux trois comportements peuvent être distingués: lisse, transition et rugueux. Le troisième cas est le plus classique pour des écoulements naturels. L'équation (6) se transforme alors,

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{0.4} \ln \left(\frac{y}{k_s} \right) + 8.5 \quad (8)$$

La condition critique marquant le début du transport solide dépend du rapport entre les forces motrices et les forces résistantes agissant sur un grain. Selon *Shields (1936)*, la limite du mouvement est atteinte pour

$$Fr_{*c} = \frac{\tau_{0c}}{(p_s - p_w)gd} = f(Re_*) = 0.06. \quad (9)$$

Dans (9), Fr_{*c} et le nombre de Froude des grains ou facteur de Shields et ρ_s la densité des sédiments. L'indice c indique l'état critique.

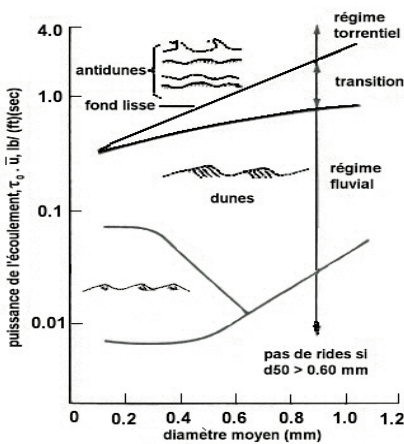
En ce qui concerne les formules de transport solide la formule de *Smart/Jäggi (1983)* est l'une des plus connue et fréquemment utilisée en Suisse,

$$Q_b = B_F \frac{4 \rho_s}{s-1} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} R_s u S_0^{1.6} \left(1 - \frac{Fr_{*c} (s-1) d_m}{R_s S_0} \right) \quad (10)$$

avec:

Q_b	débit solide de charriage	[kg/s]
B_F	largeur du canal au plafond	[m]
s	ρ_s / ρ_w	[-]
d_{xx}	fraction pondérale à xx % de la distribution granulométrique	[m]
d_m	diamètre moyen des grains	[m]
R_s	rayon hydraulique du fond mobile	[m].

Evolution morphologique du lit



Dans les écoulements à surface libre, la morphologie du lit est généralement caractérisée par la puissance de l'écoulement exprimée par le produit $\tau_0 u$ et par le diamètre moyen des grains constituant le lit (*Simons et al., 1966*) (cf. figure 3).

Le nombre de Froude Fr est le critère principalement utilisé pour qualifier le régime d'écoulement (éq. 11). Pour $Fr < 1$ le régime est *fluvial*, pour $Fr > 1$ l'écoulement est *torrentiel* et pour $Fr \approx 1$ on se trouve dans le régime *critique*.

$$Fr^2 = \frac{Q^2}{g A^3} \frac{dA}{dy} \quad (11)$$

Fig. 3: Relation liant la puissance de l'écoulement, le diamètre moyen des grains et la forme du lit (*Simons et al., 1966*)

Fig. 3: Relation between the stream power, the mean diameter of the sediments and the shape of the bed (*Simons et al., 1966*)

Ainsi à chaque type d'écoulement correspond une forme particulière du lit, comme exprimé par le graphique de la figure 3. Celle-ci propose une relation entre la puissance de l'écoulement, le diamètre moyen des grains et la forme du lit, en y associant le régime d'écoulement.

- En **régime fluvial** les formations typiques sont des dunes (cf. fig. 3) qui se caractérisent par une pente aval raide et escarpée et une pente amont plus faible. Leur progression se fait de l'amont vers l'aval par un phénomène de saltation, où les particules progressent par petits sauts en restant en contact quasi permanent avec le lit. C'est le phénomène du transport solide par charriage.
- En **régime torrentiel** il y a formation d'antidunes, celles ci progressent d'aval vers l'amont par un phénomène de mise en suspension où les particules sont constamment en mouvement contrairement au cas précédent.

Le passage d'un type de régime à l'autre fait apparaître tout d'abord la formation d'un lit plat résultant du lessivage des dunes, puis l'instabilité caractéristique des antidunes.

- En **régime critique**, il existe une zone de transition entre les deux régimes définis précédemment où la configuration du lit est plutôt irrégulière et désordonnée et où aucune formation particulière ne prédomine réellement.

APPROCHE EXPÉRIMENTALE

L'objectif de l'approche expérimentale est d'obtenir une reproduction de la réalité dans des dimensions spatiales et temporelles réduites. En théorie, ceci ne peut se faire que dans le respect simultané du nombre de Froude et du nombre de Reynolds. Dans les écoulements à surface libre, les forces de capillarité et de gravité restent généralement négligeables face aux forces d'inertie et de pesanteur. Cela signifie qu'une similitude représentative repose prioritairement sur le nombre de Froude qui exprime, par définition, le rapport des forces d'inertie et de pesanteur.

Le rapport d'échelle géométrique entre le modèle et le prototype s'exprime par la relation $\lambda_L = L_{\text{modèle}} / L_{\text{prototype}}$. Le débit maximal utilisé pour les essais sur modèle est $Q_m = 200 \text{ l/s}$. Considérant un débit prototype $Q_p = 400 \text{ m}^3/\text{s}$, l'échelle géométrique du modèle serait alors $\lambda_L = 1/20$.

Bien que l'étude ne concerne aucun cas particulier, car orientée vers une approche théorique générale, la référence à une situation réelle est néanmoins utile pour fixer un ordre de grandeur. Ainsi, le Rhône en amont du Lac Léman a été choisi comme cas de référence. Il est caractérisé par un profil trapézoïdal avec une pente des berges de 2/3 et une pente du lit égale à 0,2 %. La largeur moyenne se situe entre 40 et 50 mètres. La modélisation appliquée à ce cas ne correspondrait ici qu'à une demi section du Rhône, en admettant une symétrie des écoulements et une simplification des rives reproduites avec des parois verticales au lieu de la géométrie trapézoïdale.

L'installation expérimentale



Le chenal d'écoulement a été installé à l'intérieur d'un canal fixe du laboratoire. Ce dernier a été subdivisé en deux parties d'un mètre chacune par l'intermédiaire d'une paroi longitudinale de 50 cm de hauteur, la première constitue le cours d'eau dans laquelle se situe le lit mobile et la seconde forme le chenal de fuite permettant l'évacuation de l'eau déversée latéralement (cf. figure 4).

La figure 5 montre les courbes granulométriques utilisées expérimentalement pour simuler le Rhône. Le tableau 1 donne un aperçu des paramètres caractéristiques du cas de référence et du modèle réduit.

Fig. 4: Vue depuis l'amont du canal avec le déversoir latéral

Fig. 4: Downstream view of the lateral side weir

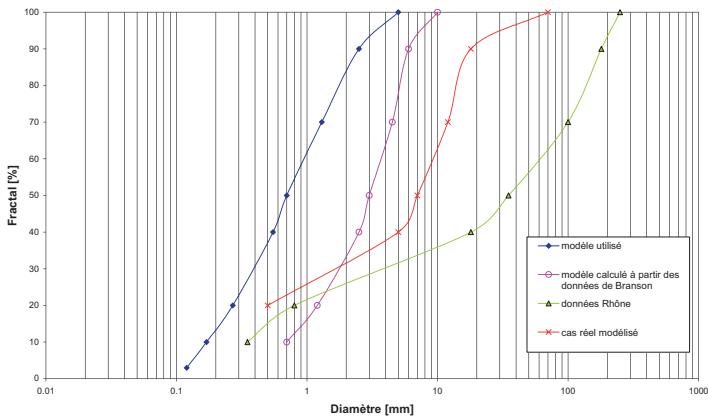


Fig. 5: Courbes granulométriques pour le prototype et le modèle

Fig. 5: Grain size distribution for the prototype and the physical model

Tab. 1: Paramètres caractéristique pour le prototype et le modèle réduit

Tab. 1: Characteristic parameters for the prototype and the laboratory tests

	$\lambda_L = 1/20$ $\lambda_Q = \lambda_L^{5/2}$	B	L	S_0	d_m	Q_{max}
		[m]	[m]	[%]	[mm]	[m ³ /s]
Prototype		40 - 50	---	0.2	35	400
Modèle		1,0	20	0.2	0.7	0.2

L'équipement de mesure

Pendant les essais quatre paramètres ont été mesurés:

- Le **débit** à l'amont était réglé depuis la salle de commande du laboratoire. Le débit déversé était mesuré dans le canal de fuite grâce à un déversoir frontal à mince paroi équipé d'un limnimètre manuel.
- La mesure de la **vitesse** de l'écoulement s'est faite en six points, trois à l'amont du déversoir et trois à l'aval, à l'aide d'un micro-moulinet sur des séquences de mesure de 10 secondes. Elle a été mesurée depuis la surface d'eau jusqu'au-dessus du fond mobile.
- Pour mesurer les **hauteurs d'eau** trois méthodes ont été utilisées. Un limnimètre manuel a été installé pour mesurer la hauteur d'eau à l'amont du déversoir, cinq limnimètres à ultrasons ont été installés le long du déversoir prenant une mesure par minute et des règles graduées ont été collées sur la paroi vitrée du canal pour donner une idée de l'évolution de la hauteur d'eau sur la paroi opposée au déversoir.
- **L'affouillement** a été déterminé à l'aide de limnimètres manuels. Des fils de coton blancs représentant les lignes de niveau équidistantes de 2 cm ont été positionnées après l'essai. Le résultat est enregistré sur une photographie zénithale d'ensemble. Parallèlement à ceci, trois profils en long ont été relevés, l'un au milieu du canal et les deux autres à une dizaine de centimètres de chacune des parois latérales.

Le programme des essais

Étant donnée la courbe granulométrique du sable utilisé, la zone critique de mise en mouvement de l'ensemble des grains est atteinte pour un débit avoisinant 100 l/s. Le programme des essais (cf. tab. 2) couvre ainsi une gamme de débit entre 150 et 200 l/s. La hauteur de pelle du déversoir a été fixée à 25 cm du fond du canal. Ainsi, avec une épaisseur de sable de 10 cm, la hauteur d'eau correspondante était de 15 cm. Le débit à partir duquel le déversoir commence à fonctionner se situe entre 120 et 130 l/s. La largeur du déversoir a été fixée à un mètre. La quantité de sable à fournir à l'amont a été calculée par la formule de *Smart Jäggi (1983)*. La durée de chaque essai a été déterminée selon trois critères:

- la capacité du bac de décantation réduite à 0,2 m³ ne devait pas être dépassée,
- un temps minimal pour l'apparition d'un comportement significatif et mesurable était requis et
- la capacité de stockage de la plate-forme d'approvisionnement ne devait pas être dépassée.

Une durée de l'ordre de 30 minutes à une heure s'est révélée adaptée à satisfaire ces critères. Il convient de rappeler ici qu'il s'agit d'essais préliminaires destinés à mettre en évidence la nature des phénomènes en jeu.

Tab. 2: Présentation du programme d'essai

Tab. 2: Program of the test series

	Débit d'eau [l/s]	Durée de l'essai [min]	Alimentation solide [kg/min]
Essai 1 : 01-03-2000		Essai test ($Q_{\text{amont}} = 170$ l/s)	
Essai 2 : 08-03-2000	175	50	2.96
Essai 3 : 14-03-2000	150	50	2.80
Essai 4 : 20-03-2000	200	30	4.33

APPROCHE NUMÉRIQUE

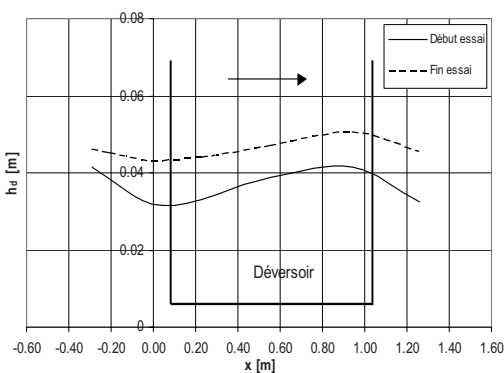
L'intérêt principal de la modélisation numérique est, en quelque sorte, de repousser les limites de la simulation physique sur modèle. Il est effectivement difficile de simuler sur maquette, le passage d'une crue de longue durée pour examiner le comportement d'un déversoir latéral en présence de transport solide. C'est pourquoi le recours à la modélisation numérique complète avantageusement la modélisation physique. Pour que cette complémentarité soit effective, le calage du modèle numérique doit être fait sur la base des résultats obtenus expérimentalement, qui constituent un maillon important dans une telle étude.

L'évolution du lit mobile d'un cours d'eau en présence d'un déversoir latéral a été modélisée à l'aide du programme DEPERO (DEPôt – EROsion, *Dubois, 1999*). L'utilisation de DEPERO repose sur une représentation unidimensionnelle de la situation. Les calculs hydrauliques sont faits en régime pseudo-instationnaire avec une résolution selon la méthode *Standard Step*. La capacité du transport solide, déterminée avec la formule de *Smart Jäggi (1983)*, est comparée avec le débit solide réel pour suivre l'évolution temporelle du lit de manière itérative.

L'utilisation de ce modèle numérique repose sur les conditions géométriques et initiales suivantes:

- les profils en travers du cours d'eau,
- la distance entre chaque profil,
- la position d'un fond «dur» c'est à dire du référentiel au-dessus duquel l'érosion n'est plus possible,
- la cote initiale du lit mobile dans chaque profil,
- le diamètre moyen d_m du matériau constituant le lit,
- le coefficient de rugosité K du fond selon Strickler,
- la hauteur d'eau aval et
- l'hydrogramme et le solidogramme entrants.

PREMIERS RÉSULTATS



D'une manière générale, le soutirage de débit provoque une surélévation du lit mobile ainsi qu'une modification progressive de sa morphologie à l'aval du déversoir latéral.

Au niveau de l'écoulement l'avancement des dunes se traduit par une variation temporelle de la ligne d'eau (figures 6 et 7) et de l'intensité du débit déversé (figure 8). Ces variations sont représentatives des interactions qui se développent entre les phénomènes sédimentaires et hydrauliques.

Fig. 6: Comparaison de la ligne d'eau sur le déversoir au début et à la fin de l'essai pour $Q = 200$ l/s

Fig. 6: Comparison of the water surface level on the lateral weir before and after the experiment for $Q = 200$ l/s

La comparaison des lignes d'eau sur le déversoir au début et à la fin de l'essai (figure 6) montre un rehaussement de la ligne d'eau imputable à la formation de dépôts dans le cours d'eau.

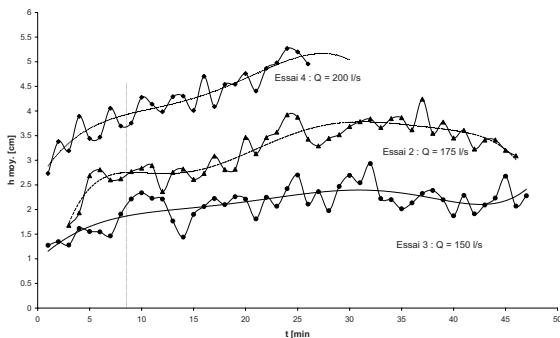


Fig. 7: Évolution de la hauteur d'eau moyenne sur le déversoir au cours du temps

Fig. 7: Development of the mean water surface level along the side weir with elapsing experiment time

Ces variations de la hauteur d'eau sont associées à un certain nombre de phénomènes tels que le développement de dunes, de zones d'érosion et de dépôt dans le lit mobile. Au cours des essais une zone de dépôt se développait devant le déversoir en avançant vers l'aval. Le déplacement progressif de cette zone de dépôt peut être à l'origine de la baisse de hauteur perceptible à la fin de l'essai 2 (cf. figure 7).

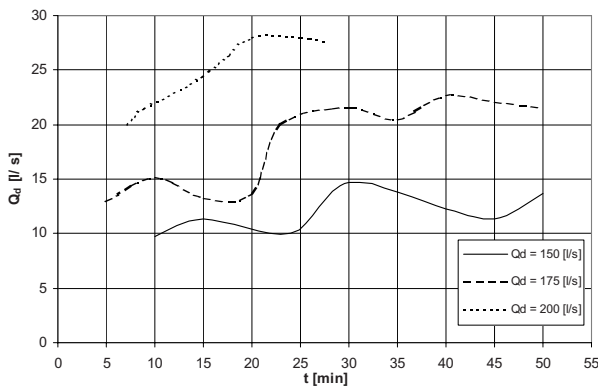


Fig. 8: Evolution du débit déversé Q_d au cours du temps

Fig. 8: Development of the diverted discharge Q_d with elapsing experiment time

Pour un débit $Q_{amont} = 175$ l/s cette augmentation est de 6,5 l/s, soit environ 30 % et pour un débit $Q_{amont} = 150$ l/s elle est de 4 l/s, soit 30 % environ. Cette variation se fait dans des proportions identiques pour les trois cas étudiés.

En suivant l'évolution temporelle de la hauteur d'eau moyenne sur le déversoir (figure 7), le rehaussement de la hauteur d'eau mentionnée précédemment se confirme ici, notamment pour les essais 2 et 4 où le débit est le plus fort. Néanmoins la fin de l'essai laisse entrevoir une stabilisation vers un état d'équilibre.

Le graphique de la figure 8 présente l'évolution temporelle du débit déversé pour les différents débits testés. L'analyse de ces courbes indique un trend à l'augmentation du débit déversé au cours du temps. Pour $Q_{amont} = 200$ l/s l'augmentation est de 7 l/s, soit environ 25 % du débit déversé initial.

Le débit déversé subit une certaine fluctuation. On note des laps de temps assez longs (15 minutes pour 175 l/s par exemple) où l'évolution du débit déversé est constante, suivies ou précédées de séquences très courtes (5 à 15 minutes) où le débit déversé varie de 20 à 30 %. Ce phénomène est très visible dans les essais 2 ($Q_{\text{amont}} = 175$ l/s) et 3 ($Q_{\text{amont}} = 150$ l/s). Dans ce troisième essai, l'évolution est tout d'abord plutôt linéaire puis suivie d'un palier constant.

Les valeurs du tableau 3 montrent bien que le débit évacué latéralement représente une part non négligeable du débit entrant à l'amont.

Tab. 3: Relation entre le débit déversé et le débit amont

Tab. 3: Relation between the diverted discharge and the upstream discharge

Débit _{amont} [l/s]	Débit _{déversé max} [l/s]	Importance par rapport au Q_{amont} [%]
150	15	10
175	23	13
200	28	14

L'approche numérique respecte bien la situation amont observé expérimentalement (figure 9). A l'aval du déversoir la ligne d'eau calculée est légèrement supérieure aux valeurs expérimentales et surtout beaucoup plus lisse. Au passage du déversoir, la variation de la hauteur d'eau est plus abrupte sur le modèle numérique.

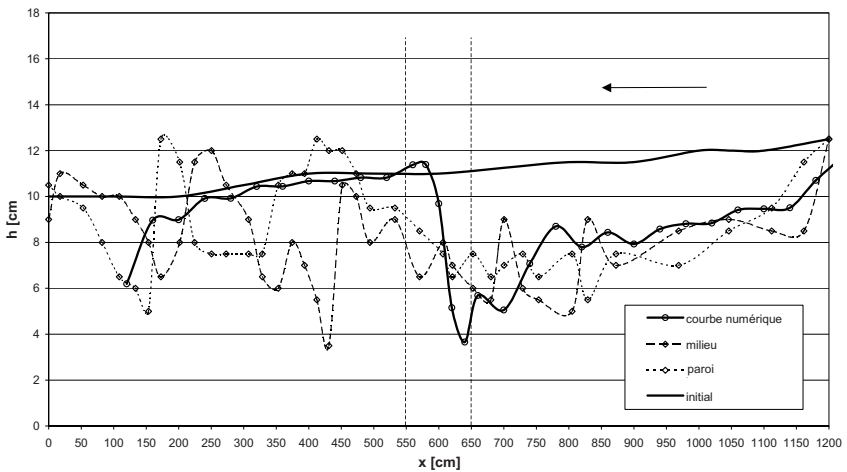


Fig. 9: Comparaison des lignes d'eau mesurées et calculées pour $Q = 200$ l/s

Fig. 9: Comparison of the measured and calculated water surface levels for $Q = 200$ l/s

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Cette étude est composée d'une approche expérimentale en laboratoire et d'une modélisation numérique avec le logiciel DEPERO.

A l'issue de la campagne d'essais, il est apparu que la présence d'un déversoir latéral dans un canal provoque une perturbation du lit mobile. La morphologie en dunes caractéristique d'un écoulement stable, présente dans la partie amont, est significativement modifiée au passage du déversoir. Le soutirage de débit, qui conduit à une baisse de la capacité de transport, provoque une surélévation du lit à l'aval immédiat du déversoir. Les essais ont permis de mettre en évidence que des zones de dépôt se développent avec une tendance de progression vers l'aval pour atteindre un état d'équilibre.

Au fil du temps, le débit déversé augmente avec des fluctuations plus ou moins périodiques liées au déplacement des dunes.

L'évolution de la morphologie du lit, les variations temporelles du débit déversé et de la ligne d'eau sont significatives des interactions entre les paramètres sédimentaires et hydrauliques.

Une simulation numérique du comportement du lit mobile fait apparaître des résultats satisfaisants, où la structure générale du lit mobile observée expérimentalement a pu être reproduite.

La recherche a été poursuivie par des essais avec lit mobile sur des périodes plus longues et avec des méthodes d'investigation plus poussées. Les vitesses ont été mesurées avec des capteurs à effet Doppler qui permettent d'enregistrer des profils de vitesse complets et simultanément le niveau du fond. L'évolution du lit a été mesurée par photogrammétrie pour établir avec précision les configurations de dépôt et d'érosion. Comme les effets sur l'écoulement proche du déversoir sont non-stationnaires et tri-dimensionnels, les résultats expérimentaux seront exploités pour la comparaison avec une modélisation numérique 3D.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Dittrich, A. (1998):** „Wechselwirkung Morphologie/ Strömung naturnaher Fließgewässer“. *Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH), Heft 1998.*
- Dubois, J. (1999):** „DEPERO“. *User's Manual, Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).*
- Naudascher, E. (1992):** „Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke“. *Springer-Verlag, Wien, New York, 2^{ème} édition.*
- Simons, D.; Richardson, E. (1966):** „Resistance to flows in alluvial channels“. *US Geological Survey 422 (J).*
- Sinniger, R. O.; Hager, W. H. (1989):** „Constructions Hydrauliques – Ecoulements stationnaires“. *Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Volume 15, Presses Polytechniques Romandes.*
- Smart, G. M., Jäggi, M. N. R. (1983):** „Sedimenttransport in steilen Gerinnen“. *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), Nr. 64, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ).*
- Teiller, J. (2000):** „Comportement hydraulique des digues fusibles – Etude des modifications induites sur le transport solide par un soutirage latéral de débit“. *Mémoire de fin d'études, Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).*