

Les jonctions avec des écoulements torrentiels

Dr Michael Pfister & Timur Gökök
Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

Prof. Dr Corrado Gisonni
Department of Civil Construction and Environmental Engineering and Industrial Design (DICDEA), Seconda Università di Napoli (SUN)

Résumé: La combinaison d'écoulements représente un des phénomènes hydrauliques des plus fascinants, en particulier pour les écoulements torrentiels. L'efficacité des réseaux d'écoulement à surface libre, comme les systèmes d'évacuation des eaux en milieu urbain, dépend fortement du bon fonctionnement des regards de jonctions. Récemment, des études poussées sur modèles physiques ont permis une meilleure connaissance des caractéristiques hydrauliques principales des jonctions, fournissant ainsi de critères pour le dimensionnement de cette structure hydraulique.

1 INTRODUCTION

L'hydraulique des canalisations peut être considérée comme une source épuisée concernant les sujets de recherche, principalement à cause de l'avancée importante des connaissances dans le domaine durant les dernières décennies. Cette affirmation est évidemment en conflit avec l'observation d'évènements fréquents qui confirment systématiquement que la sécurité urbaine peut être sérieusement menacée suite à une opération inadéquate ou à un mauvais dimensionnement des systèmes d'évacuation des eaux.

Les jonctions de canaux représentent l'une des structures hydrauliques des plus cruciales pour les systèmes d'écoulements à surface libre naturels et artificiels. Elles sont également largement présentes dans les systèmes d'évacuation des eaux en milieu urbains, à cause de leur forme de drainage ramifiée. La défaillance d'une seule jonction peut ainsi menacer le bon fonctionnement du réseau entier, avec des conséquences dangereuses en termes d'inondations urbaines et de dégénérescence des conditions hygiéniques.

En général, les systèmes d'écoulements à surface libre doivent également garantir ce type d'écoulement à travers les jonctions afin d'éviter des phénomènes de jaillissement et des transitions abruptes entre un écoulement à surface libre et un écoulement en charge.

L'écoulement uniforme à l'amont d'une jonction peut être torrentiel selon la topographie locale, c'est-à-dire, pour des pentes de fond relativement petites de l'ordre de 1%. Pour de telles conditions d'écoulements, des ondes de choc apparaissent de manière similaire à d'autres singularités hydrauliques dues à des perturbations locales comme des contractions, des expansions, des coudes, ou même des changements de la rugosité et de la pente de fond. Il n'existe pas de directives définies pour appuyer un dimensionnement sûr et économique des jonctions avec des conditions d'écoulement torrentiel et des géométries arbitraires.

Malgré l'occurrence de phénomènes particuliers, peu d'études systématiques sont disponibles dans la littérature. Ces dernières sont principalement basées sur des études expérimentales à cause des caractéristiques très complexes des écoulements, comprenant les effets tridimensionnels et la présence d'un mélange air-eau. Christodoulou (1993) a étudié la formation des ressauts hydrauliques dans une jonction de canaux à 90° avec des sections rectangulaires. Des contributions supplémentaires ont été apportées par Schwalt et Hager (1995) avec une description détaillée des caractéristiques de l'écoulement pour des écoulements torrentiels à travers la jonction.

Les dernières études ont été conduites sur des modèles physiques par Del Giudice et Hager (2001) et Gisonni et Hager (2002b) sur des jonctions de respectivement 45° et 90° , dans le but de proposer une procédure de dimensionnement pour les jonctions avec des écoulements torrentiels à l'amont. La principale limitation de leurs résultats est liée à la géométrie du modèle, avec des conduites amont du même diamètre que la conduite aval. Plus récemment, Saldarriaga, Bermúdez et Rubio (2012) ont étudié l'effet du décalage vertical de l'axe entre la jonction et les conduites amont dans les jonctions à 90° avec des conduites amont ayant le même diamètre que la conduite aval.

Combiner des écoulements conduit à des phénomènes hydrauliques complexes qui nécessitent des études supplémentaires basées sur la modélisation physique, en particulier lorsque l'on a affaire à des écoulements torrentiels à l'amont. Dans ce cas, l'approche analytique n'est pas adaptée, car l'écoulement est généralement caractérisé par des structures tridimensionnelles et l'apparition d'importantes singularités de l'écoulement comme des ondes de choc.

L'objectif de ce chapitre est d'illustrer les principales caractéristiques de l'écoulement à surface libre dans les jonctions ayant des conduites circulaires, en se basant sur une campagne expérimentale extensive conduite au Laboratoire de Construction Hydrauliques (LCH) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Ce programme de recherche a pour but d'améliorer l'état actuel des

connaissances, tout en mettant à disposition de critères de dimensionnement préliminaires.

2 CONCEPT

2.1 Géométrie

Il existe plusieurs concepts pour configurer une jonction. Cependant, ces concepts ne sont pas applicables dans toutes les situations. Souvent, des adaptations ultérieures, comme l'installation d'une plaque de couverture, sont nécessaires pour améliorer leur fonctionnement. Pour des jonctions avec des écoulements torrentiels, la géométrie de la jonction joue un rôle évident pour assurer une capacité de débit adéquate.

Le phénomène hydraulique limitant la capacité de débit est l'occurrence de plusieurs ondes de choc. Ces dernières ont des hauteurs qui peuvent atteindre plusieurs fois la hauteur d'eau uniforme. Par conséquent, les ondes touchent le mur à l'aval des regards de jonction à l'endroit de la transition de la section en « U » à la section en « O ». Cette perturbation de l'écoulement limite le débit et peut inonder la jonction.

Un concept évitant cette perturbation a été présenté par Hager et Gisonni (2005). Grâce à une prolongation de la partie aval de la jonction d'une longueur de deux fois le diamètre (D) de la conduite aval (indice U), l'onde de choc peut décliner et ne touche donc plus le mur à l'aval du regard. Le blocage hydraulique à la sortie de la jonction est évité, augmentant ainsi la capacité. Le même principe est appliqué dans la branche latérale (indice L) joignant la branche principale amont (indice O). Une extension d'une longueur D_L laisse un espace suffisant à l'onde de choc créée dans la courbe pour décliner à des hauteurs moins prononcées. Ce concept a été évalué et généralisé par Simos (2012), Gökök (2013) et Niedermann (2013). Ils ont notamment considéré des diamètres différents pour les conduites à l'amont de la jonction. La transition se fait de manière abrupte à l'entrée de la conduite principale amont dans la jonction. La partie rectiligne de la jonction est similaire au diamètre de la conduite aval D_U . Cependant, la courbe de la branche latérale se fait avec le diamètre de la conduite latérale. En conséquence, une grande gamme de paramètres géométriques et hydrauliques peut être considérée pour un dimensionnement adéquat d'une jonction en régime torrentiel.

La Figure 1 montre le concept proposé ci-dessus, avec D_O = diamètre de la conduite principale amont, D_L = diamètre de la conduite latérale, D_U = diamètre de la conduite aval, et R_a = rayon de courbure axial de la branche latérale. La section encadrée avec un trait plus épais représente la section en « U » dans le regard, alors que les sections des conduites sont circulaires.

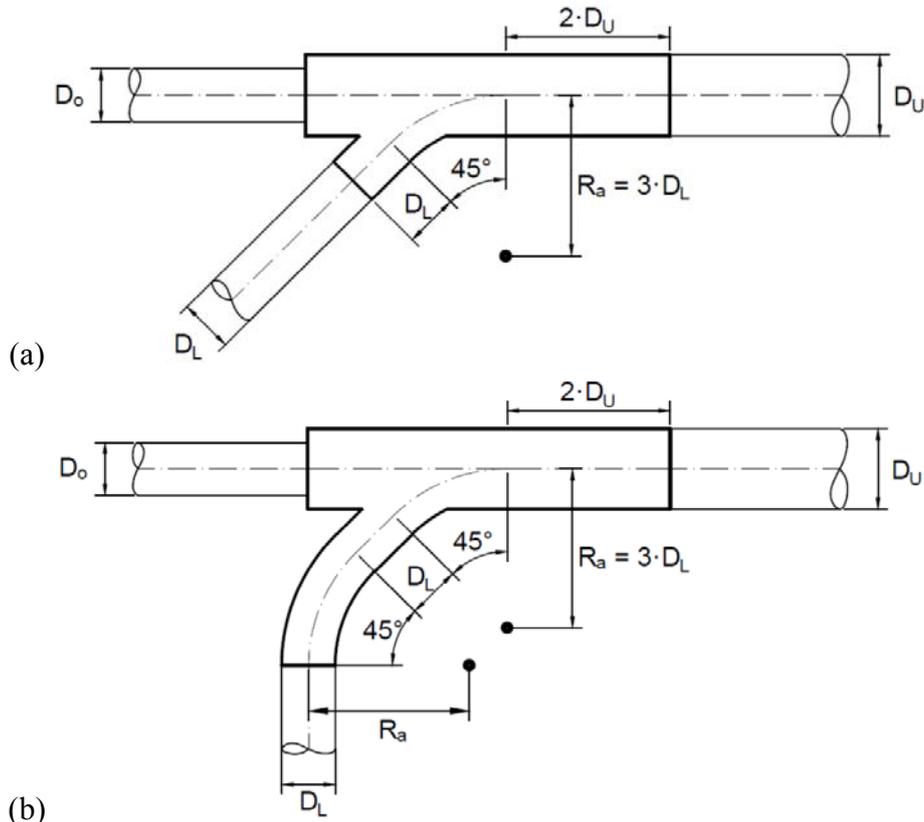


Figure 1. Vue en plan du concept de la jonction pour un écoulement torrentiel comme décrit ci-dessus, pour un angle de jonction de (a) 45°, et (b) 90° (adapté selon Niedermann 2013).

2.2 Paramètres

Le dimensionnement du type de jonction présenté nécessite la connaissance des paramètres hydrauliques dans les conduites amont. Ce chapitre présente une manière explicite et simple pour estimer ces paramètres, se basant sur une proposition de Hager (2010). Supposons un écoulement uniforme dans ces conduites, et que les diamètres D_O et D_L , les débits Q_O et Q_L , les rugosités selon Strickler K_O et K_L , et finalement les pentes J_O et J_L des conduits soient connus.

Les équations pour estimer les taux de remplissage individuels (indice i) $Y_i = h_i/D_i$ (h = hauteur d'eau) des conduites amont (indice i représentant O , L ou U) dans la gamme $0.20 < Y < 0.85$ se basent sur un coefficient de débit q (Hager 2010)

$$q_i = \frac{Q_i}{K_i \sqrt{J_i} D_i^{8/3}} \quad (1)$$

Le coefficient q représente un certain pourcentage de la valeur de capacité (indice C) maximale Q_C de la conduite, et est inférieur à 0.31 si $Y < 0.85$. Le taux de remplissage Y pour le débit considéré Q ($Q < Q_C$) est alors (approximation selon Hager 2010)

$$Y_i \cong \frac{4}{3} \sqrt{q_i} \quad (2)$$

Le taux de remplissage est de $Y \leq 0.85$. Pour des valeurs plus élevées la condition de remplissage complet apparaît. La hauteur d'eau est $h_i = Y_i D_i$. Le nombre de Froude F pour un écoulement à surface libre dans une conduite circulaire est approximé par l'équation suivante (Hager 2010)

$$F_i = \frac{Q_i}{\sqrt{g h_i^4 D_i}} \quad (3)$$

Ainsi, les valeurs de Y_i et F_i pour chaque conduite amont peuvent être calculées et servir de bases pour le dimensionnement hydraulique de la jonction. En plus des paramètres hydrauliques, le rapport des diamètres amont avec le diamètre de la conduite aval est à déterminer, soit

$$\beta_i = \frac{D_i}{D_U} \quad (4)$$

2.3 Régime d'écoulement

Cinq différents régimes hydrauliques sont possibles avec un écoulement torrentiel dans au moins une des deux conduites amont:

- 1) Ecoulement torrentiel dans la conduite principale et aucun débit dans la conduite latérale.
- 2) Ecoulement torrentiel dans la conduite principale et écoulement fluvial dans la conduite latérale.
- 3) Ecoulement torrentiel dans les deux conduites amont.
- 4) Ecoulement fluvial dans la conduite principale et écoulement torrentiel dans la conduite latérale.
- 5) Aucun débit dans la conduite principale et écoulement torrentiel dans la conduite latérale.

Un régime supplémentaire existe : (6) Ecoulement fluvial dans les deux conduites amont. Bien que possible sur le terrain, les régimes avec un écoulement dans une seule des deux conduites amont ne sont pas déterminants pour le dimensionnement des jonctions. Ainsi, seuls les régimes avec un écoulement dans les deux conduites amont sont considérés dans ce qui suit.

Le diagramme de régimes permet d'établir le régime dans la jonction en fonction des paramètres d'écoulement dans les conduites amont et de la géométrie

de la jonction (Figure 2) en fonction des termes $F_o Y_o \beta_o$ pour la conduite principale amont et $F_L Y_L \beta_L$ pour la conduite latérale. La zone dénommée « C » se réfère au « choking », c'est à dire la condition de remplissage complet apparaît et la jonction est inondé. Ce régime est à éviter, et les dimensions géométriques de la jonction doivent alors être adaptées.

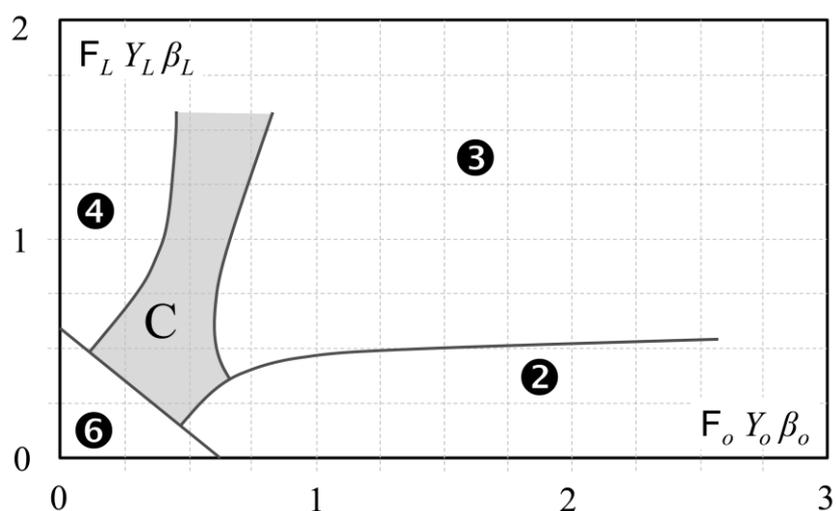


Figure 2. Régimes d'écoulement dans une jonction (adapté de Niedermann 2013) définis par les paramètres hydrauliques (écoulement uniforme dans les deux conduites amonts) et géométriques, « C » étant la zone où la condition de remplissage complet apparaît

La Figure 3 montre les caractéristiques typiques d'écoulements torrentiels se rejoignant dans une jonction à 90°. Il est possible de distinguer trois types d'ondes de choc, comme décrites par Gisonni et Hager (2002b) :

- Le premier type d'onde de choc se forme sur le mur opposé à la branche latérale suite à l'impact de l'écoulement. Il s'agit en général de l'onde la plus haute qui se développe dans une jonction.
- Le second type d'onde de choc se développe le long de la partie incurvée de la branche latérale et a des caractéristiques similaires à celle qui se forme dans les coudes. La partie rectiligne de longueur D_L empêche un accroissement supplémentaire de l'onde à l'aval de la première partie incurvée de 45°.
- Le troisième type d'onde est le gonflement généré par l'impact de l'écoulement sur le mur à l'aval du regard. Une hauteur de gonflement trop élevée peut conduire au remplissage complet de la conduite, ayant pour résultat une transition abrupte entre un écoulement à surface libre et un écoulement en charge.

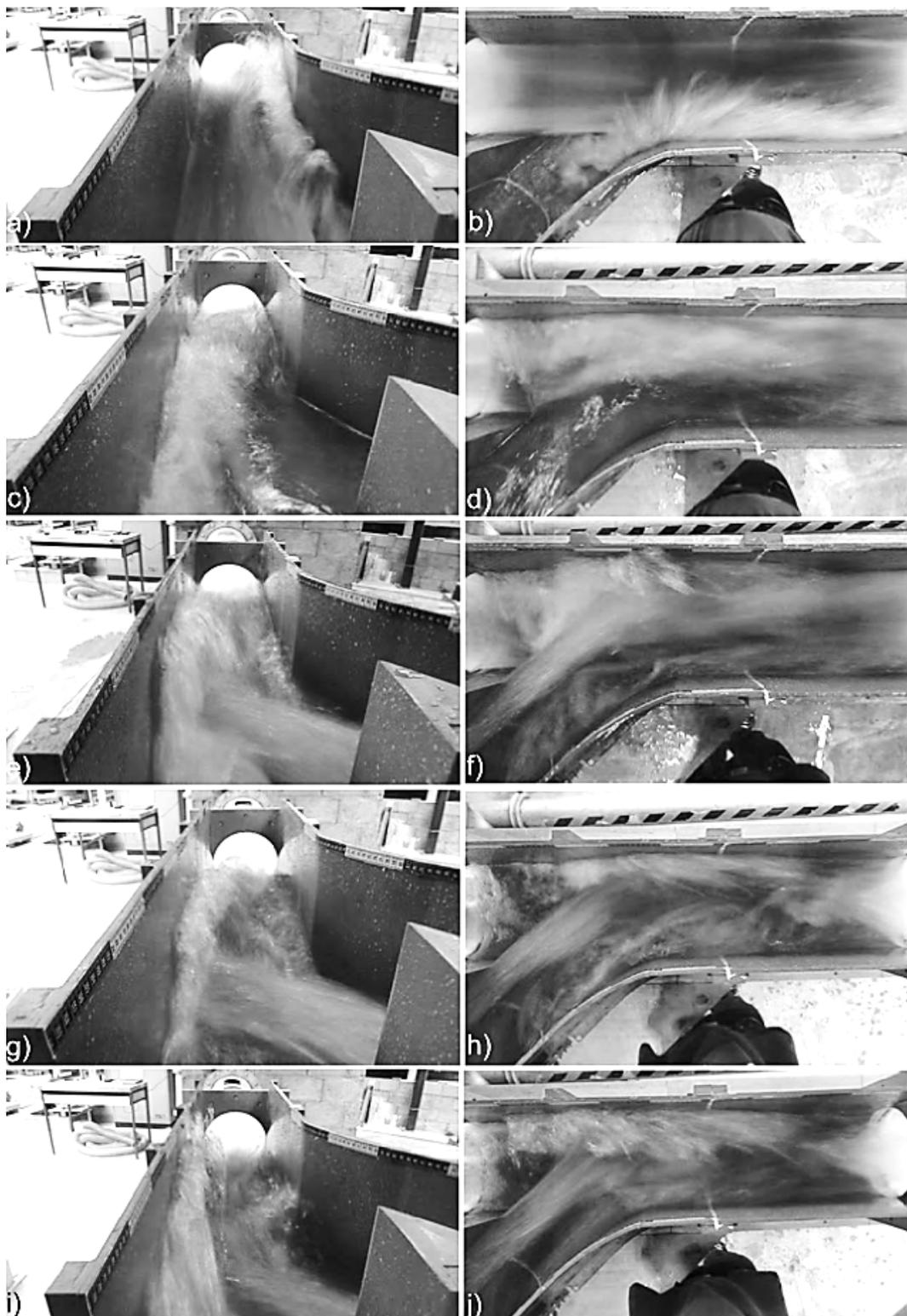


Figure 3. Ecoulement pour le (a) et (b) *régime 1*, (c) et (d) *régime 2*, (e) et (f) *régime 3*, (g) et (h) *régime 4*, et (i) et (j) *régime 5* (Gökok 2013)

Les caractéristiques des écoulements torrentiels dans les jonctions à 45° sont similaires à celles dans les jonctions à 90° . Hormis l'absence de l'onde de choc

qui se développe dans le coude de la branche latérale dans les jonctions à 90°, il n'y a pas de différences évidentes concernant les caractéristiques des écoulements.

3 CAPACITÉ

3.1 Débit maximal

La capacité Q_C est le débit maximum qui peut s'écouler à travers un regard de jonction dans des conditions d'écoulement à surface libre. Pour des débits plus importants, la jonction est inondée suite au remplissage complet d'une conduite, soit au niveau de l'extrémité aval du regard, soit au niveau des conduites en amont.

La capacité de débit Q_C est exprimée avec le « nombre de Froude de conduite » P relatif aux conditions de la conduite à l'aval, comme définit dans l'équation (5). Le débit effective $Q_U = Q_O + Q_L$ dans cette conduite (exprimé avec P_U) peut, au maximum, atteindre la limite de capacité Q_C (exprimé avec P_C), c'est-à-dire $Q_O + Q_L < Q_C$ identique à $P_U < P_C$. L'expression adimensionnelle en fonction du nombre de Froude de conduite P est (Hager et Gisonni 2005)

$$P_U = \frac{Q_O + Q_L}{\sqrt{gD_U^5}} < P_C = \frac{Q_C}{\sqrt{gD_U^5}} \quad (5)$$

Pour des régimes avec un écoulement torrentiel dans au moins une branche, la limite de capacité (en termes de P_C) dépend des conditions hydrauliques dans les deux conduites à l'amont, de l'angle de la jonction et du diamètre de la conduite à l'aval (Simos 2012, Gökök 2013, Niedermann 2013).

Pour le régime 3, les hauteurs d'eau h_O et h_L correspondent aux hauteurs d'eau uniformes dans les conduites à l'amont (suffisamment longues et sans perturbation) obtenues avec l'équation (2) et $h_i = Y_i D_i$. Ces hauteurs sont définies juste à l'amont de la jonction et ne sont ainsi pas affectées par cette dernière. Il en va de même pour les valeurs F_i , obtenues avec l'équation (3). Cependant, pour les régimes 2 et 4, les conditions hydrauliques à l'amont sont perturbées à cause de l'établissement d'une courbe de remous dans la conduite avec un écoulement fluvial.

Pour le régime d'écoulement 2, le nombre de Froude de capacité est

$$P_C = F_o \left(\frac{h_o^{7/5}}{D_U h_L^{2/5}} \right) (\sin \delta)^{0.3} - \frac{1}{3} \quad (6)$$

Dans l'équation (6), la hauteur d'eau juste à l'amont de la jonction dans la conduite latérale (soumise à une courbe de remous) est donnée par

$$h_L = h_O F_O^{-1/4} + \frac{Q_L^{2/3}}{g^{1/3} D_L^{2/3}} (\sin \delta)^{-0.3} \quad (7)$$

Le nombre de Froude de capacité pour un régime d'écoulement 3 est

$$P_C = \frac{4}{5} F_O \left(\frac{h_O^{6/5}}{D_U h_L^{1/5}} \right) (\sin \delta)^{0.3} - \frac{1}{3} \quad (8)$$

Les hauteurs h_O et h_L ne sont pas soumises à une courbe de remous, et sont dérivées directement de l'équation (2).

Pour le régime d'écoulement 4, le nombre de Froude de capacité est

$$P_C = F_L \left(\frac{h_L^{6/5}}{D_U h_O^{1/5}} \right) (\sin \delta)^{0.6} - \frac{1}{3} \quad (9)$$

Dans l'équation (9), la hauteur d'eau juste à l'amont de la jonction dans la conduite principale est soumise à une courbe de remous, et doit donc être insérée comme

$$h_O = 1.1 h_L F_L^{1/4} + \frac{Q_O^{2/3}}{g^{1/3} D_O^{2/3}} \quad (10)$$

Par conséquent, les équations (6) à (10) donnent le nombre de Froude de capacité P_C pour une géométrie de regard de jonction donnée (D_O , D_L , D_U et δ), et pour des conditions d'écoulement :

- uniformes définies dans les deux conduites amont, si l'écoulement est torrentiel, ou
- uniformes dans une conduite amont avec un écoulement torrentiel, et influencées par une courbe de remous dans l'autre conduite amont avec un écoulement fluvial.

3.2 Hauteur des banquettes

SIA (2000) exige que les banquettes soient construites à 0.3 m au minimum au-dessus du radier. Afin d'éviter la formation de dépôts, elles ne devraient être mouillées que pour des débits au moins 2 fois supérieurs au débit par temps sec.

Différentes ondes de choc peuvent apparaître à divers endroits du regard de jonction selon le régime d'écoulement (Figure 3). Leur hauteur ne devrait pas dépasser celle des banquettes afin d'éviter des caractéristiques d'écoulement imprévues et des conditions de remplissage complet. Suite à l'analyse des résultats expérimentaux, il est recommandé d'utiliser des sections en forme de « U » avec des banquettes de hauteur $1.5D_U$ dans tout le regard. Cependant, pour des conduites amont avec des diamètres D_O et D_L beaucoup plus petits que le diamètre de la conduite à l'aval D_U (soit $\beta < 0.5$), la hauteur des banquettes peut être diminuée sans toutefois être plus basse que $1.0D_U$.

3.3 Conduite aval

Il est important de considérer les conditions de bord pour le dimensionnement correct de toute structure hydraulique. Il est ainsi impératif de connaître les conditions de l'écoulement à l'aval des jonctions. En particulier, pour les écoulements torrentiels dans les jonctions, il n'y aura aucune influence aval aussi longtemps que la pente de la conduite aval J_U est plus importante que la pente critique pour le débit de dimensionnement, soit, tant que l'écoulement uniforme à l'aval est torrentiel. Evidemment, dès que la condition de remplissage complet apparaît dans la conduite aval ou qu'un ressaut hydraulique s'y forme, l'écoulement dans la jonction sera affecté par les conditions hydrauliques à l'aval.

4 PERTES DE CHARGE

4.1 Introduction

La charge hydraulique est définie en toute section i comme

$$H_i = z_i + h_i + \frac{V_i^2}{2g} = z_i + h_i + \frac{Q_i^2}{2gA_i^2} \quad (11)$$

avec $i=O, L$ ou U . Les différences d'élévation $\Delta z_O = z_O - z_U$ et $\Delta z_L = z_L - z_U$ sont négligeables et habituellement compensées par les pertes de charges dues à la friction le long du regard de jonction.

La vitesse V peut être calculée avec l'équation de continuité $V=Q/A$, A étant estimée selon le taux de remplissage (Hager 2010)

$$A = D^2 Y^{1.5} \quad (12)$$

Les coefficients de perte de charge ξ se réfèrent principalement à la conduite aval. Pour la perte de charge entre la conduite principale amont et la conduite aval, le coefficient ξ_O est défini comme

$$\xi_O = \frac{H_O - H_U}{\frac{V_U^2}{2g}} \quad (13)$$

Pour la perte de charge entre la conduite latérale et la conduite aval, le coefficient ξ_L est défini comme

$$\xi_L = \frac{H_L - H_U}{\frac{V_U^2}{2g}} \quad (14)$$

Les caractéristiques des écoulements se combinant, y compris les charges hydrauliques H_O , H_L and H_U , dépendent de la géométrie et des conditions d'écoulement dans les conduites amont et aval (soit fluviales, torrentielles ou submergées). Dans des conditions non-submergées, la procédure standard de calcul doit être suivie: (i) pour des écoulements torrentiels, les calculs se font dans la même direction que l'écoulement, alors que (ii) pour des écoulements fluviaux, la direction des calculs est toujours opposée à la direction de l'écoulement.

4.2 Coefficients de perte de charge

En se basant sur les principes de conservation de la masse et de la quantité de mouvement, Pfister et Gisonni (2014) ont analysé les données expérimentales et ont proposé les équations suivantes pour les coefficients de perte de charge

$$\xi_O = c_O + a_O \left[1 - 2 \frac{F_O^2 Y_O^{2.5} \beta_O^3 + F_L^2 Y_L^{2.5} \beta_L^3 \cos \delta}{F_U^2 Y_U^{2.5}} + \beta_O \frac{F_O^2 Y_O}{F_U^2 Y_U} \right] \quad (15)$$

$$\xi_L = c_L + a_L \left[1 - 2 \frac{F_O^2 Y_O^{2.5} \beta_O^3 + F_L^2 Y_L^{2.5} \beta_L^3 \cos \delta}{F_U^2 Y_U^{2.5}} + \beta_L \frac{F_L^2 Y_L}{F_U^2 Y_U} \right] \quad (16)$$

Dans la figure 4, les valeurs ξ_O et ξ_L pour des écoulements respectivement fluviaux et torrentiels (dans les regards de jonctions à 45°) obtenus par des

mesures sur modèles (indice *exp*) sont comparées aux valeurs théoriques (indice *th*) obtenues avec les équations (15) et (16). Les valeurs des coefficients a_O , c_O , a_L et c_L sont présentées dans le Tableau 1 pour des conditions d'écoulement fluviales ou torrentielles dans les deux conduites amont, ainsi que pour des jonctions à 45° et 90°. Notez que les coefficients de perte de charge pour des conditions d'écoulement fluviales n'étaient jamais supérieurs à $\xi_O=0.25$ et $\xi_L=0.35$.

Tableau 1 – Coefficients empiriques des équations (15) et (16)

		a_O	c_O	a_L	c_L
45°	Écoulement torrentiel (<i>O</i> et <i>L</i>)	0.72	0.27	0.83	0.16
	Écoulement fluvial (<i>O</i> et <i>L</i>)	0.91	-0.30	0.75	-0.16
90°	Écoulement torrentiel (<i>O</i> et <i>L</i>)	0.70	0.15	0.70	0.15
	Écoulement fluvial (<i>O</i> et <i>L</i>)	0.8	-0.13	0.54	-0.08

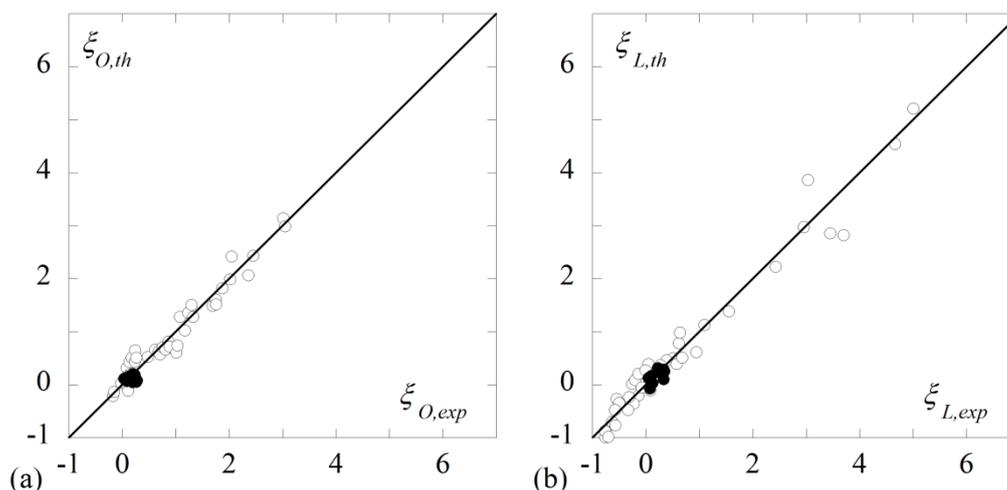


Figure 4. Comparaison des valeurs ξ expérimentales et théoriques pour les regards de jonction dans la branche (a) amont principale, et (b) latérale. Les symboles évidés et noirs correspondent respectivement aux écoulements torrentiels et fluviaux

4.3 Taux de remplissage aval

Pour des écoulements *fluviaux* dans la jonction (régime 6), le taux de remplissage Y_U et la charge hydraulique H_U à la sortie du regard sont connus grâce à la courbe de remous dans la conduite aval. Par conséquent, en se basant sur les équations (11) à (16), les charges hydrauliques (H_O et H_L) ainsi que les taux de remplissage (Y_O et Y_L) à l'amont peuvent être calculés.

Dans le cas d'écoulements *torrentiels* dans le regard de jonction (régime 3), les caractéristiques de l'écoulement à l'aval de la jonction ne sont à priori pas

connues, alors que les caractéristiques des écoulements à l'amont (Y_O , H_O , Y_L et H_L) sont des conditions d'écoulements uniformes connues (ou une courbe de remous). Dans ce cas aussi, les équations (11) à (16) fournissent les valeurs recherchées de H_U and Y_U .

Etant donné les particularités des équations (11) à (16), les solutions de ces dernières sont basées sur des méthodes itératives qui ne devraient que retenir les valeurs qui sont consistantes d'un point de vue physique avec les phénomènes considérés.

Pour le *régime 6*, les valeurs H_O et H_L peuvent être facilement calculées avec les équations (13) et (14), en admettant de manière conservatrice que $\xi_O=0.25$ et $\xi_L=0.35$. Pour toutes les conditions d'écoulement fluviales, les coefficients de perte de charge dérivés du modèle réduit n'étaient jamais supérieurs à ces valeurs. Les taux Y_O et Y_L sont ensuite obtenus avec l'équation (11).

Une approximation du taux de remplissage aval pour le *régime 3* peut être facilement obtenue avec l'équation (17). Cette équation est basée sur les expériences en laboratoire et établit une relation entre les taux de remplissage à l'amont et à l'aval de la jonction, où P_U est le « nombre de Froude de conduite » aval selon l'équation (5) :

$$Y_U = \frac{2P_U}{F_O Y_O \beta_O + F_L Y_L \beta_L} \quad (17)$$

5 EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT

5.1 Contrôle de la capacité

Connaissant le débit Q_i , la rugosité selon Strickler K_i , la pente J_i , et le diamètre D_i des deux conduites amont, le coefficient de remplissage q_i ainsi que le taux de remplissage Y_i dans les conduites amont peuvent être successivement calculés à l'aide des équations (1) et (2). Les données suivantes sont donc considérées :

- Angle de la jonction $\delta=90^\circ$
- Diamètre de la conduite principale amont $D_O=0.75$ m
- Diamètre de la conduite latérale $D_L=0.75$ m
- Diamètre de la conduite aval $D_U=1.00$ m
- Débit dans la conduite principale amont $Q_O=1.09$ m³/s
- Débit dans la conduite latérale $Q_L=0.78$ m³/s
- Taux de remplissage dans la conduite principale amont $Y_O=0.36$ ($h_O=D_O Y_O=0.270$ m)
- Taux de remplissage dans la conduite latérale $Y_L=0.39$ ($h_L=D_L Y_L=0.293$ m)

Les nombres de Froude F_i dans les conduites amont sont calculés avec l'équation (3). On obtient ainsi les valeurs $F_O=5.51$ et $F_L=3.35$. Les rapports des diamètres amont avec le diamètre de la conduite aval β_i sont déterminés selon l'équation (4). Il en résulte $\beta_O=0.75$ et $\beta_L=0.75$. Ces paramètres étant calculés, le régime d'écoulement peut être déterminé grâce au diagramme de régimes (Figure 2). Comme il s'agit du régime 3, on peut directement vérifier que le nombre de Froude de capacité P_C est plus grand que P_U , comme demandé par l'équation (5). On obtient ainsi $P_U=0.597$ (équation 5, terme droite), et $P_C=0.838$ obtenu de l'équation (8). Le débit est donc bien inférieur au débit maximal dans ce cas. Le taux de remplissage aval est $Y_U=0.48$ suivant l'équation (17).

La figure 5 montre l'écoulement traité dans cet exemple grâce à des photographies prises durant un test ayant des conditions similaires.

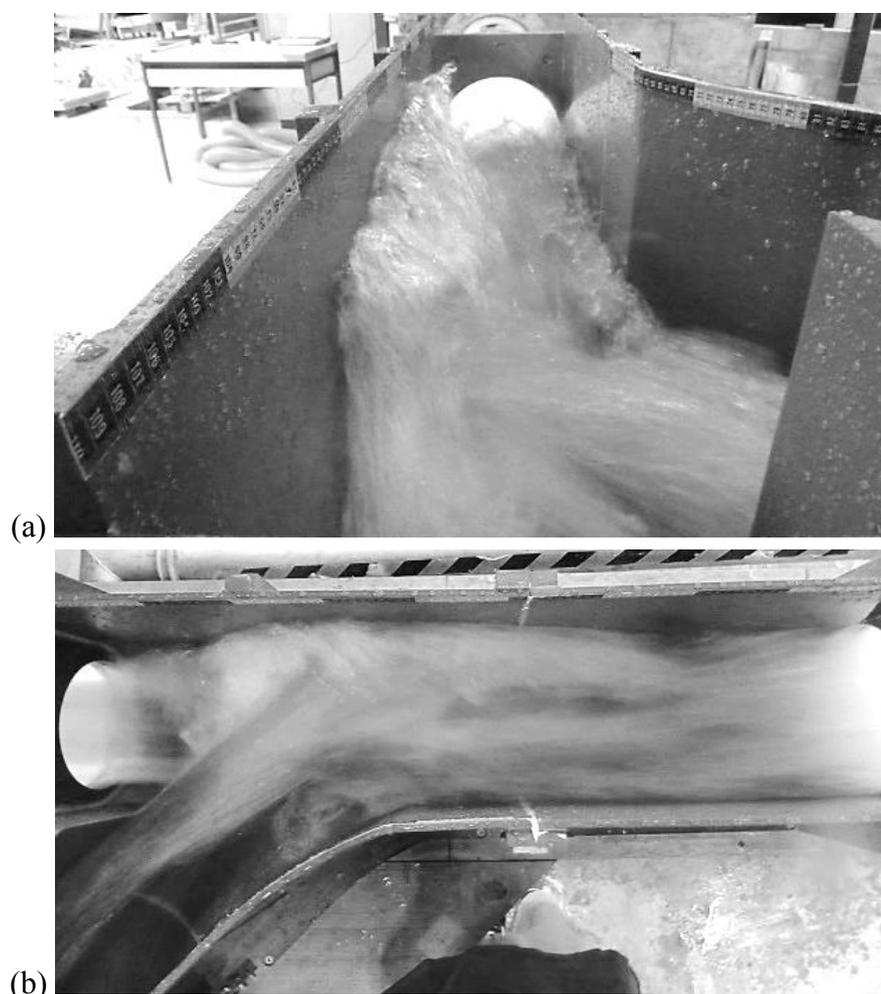


Figure 5. Caractéristique d'écoulement pour (test 336) $F_O=5.42$, $Y_O=0.36$, $\beta_O=0.79$, $F_L=3.25$ et $Y_L=0.39$, $\beta_L=0.79$ (Gökok 2013)

Si le régime d'écoulement obtenu avait été le régime 2 ou le 4, il aurait alors été nécessaire de déterminer la hauteur d'eau juste à l'amont de la jonction dans la

conduite avec un écoulement fluvial avant de calculer le nombre de Froude de capacité P_C . Il n'est cependant pas nécessaire de vérifier ensuite dans le diagramme de régimes si le régime a changé.

5.2 Dimensionnement de la conduite aval

La démarche pour le dimensionnement de la conduite aval est similaire à celle pour le contrôle de la capacité. Cependant, le diamètre de la conduite aval D_U n'est pas connu. Il est ainsi nécessaire de procéder par itération en vérifiant la capacité pour chaque diamètre sélectionné. Les données suivantes sont considérées :

- Angle de la jonction $\delta=90^\circ$
- Diamètre de la conduite principale amont $D_O=0.50$ m
- Diamètre de la conduite latérale $D_L=0.75$ m
- Débit dans la conduite principale amont $Q_O=0.630$ m³/s
- Débit dans la conduite latérale $Q_L=0.828$ m³/s
- Taux de remplissage dans la conduite principale amont $Y_O=0.54$ ($h_O=D_O Y_O=0.270$ m)
- Taux de remplissage dans la conduite latérale $Y_L=0.38$ ($h_L=D_L Y_L=0.285$ m)

Les nombres de Froude F_i dans les conduites amont sont calculés avec l'équation (3) et sont indépendants du diamètre de la conduite aval D_U . On obtient les valeurs $F_O=3.90$ et $F_L=3.76$. La première itération considère un diamètre de la conduite aval $D_U=0.90$. Les rapports des diamètres amont avec le diamètre de la conduite aval β_i sont déterminés selon l'équation (4). Il en résulte $\beta_O=0.56$ et $\beta_L=0.83$. Ces paramètres étant calculés, le régime d'écoulement peut être déterminé grâce au diagramme de régimes (Figure 2). Comme il s'agit du régime 3, on peut directement vérifier que le nombre de Froude de capacité P_C est plus grand que P_U . On obtient ainsi $P_U=0.606$ (équation 5, terme droite) et $P_C=0.593$ (équation 8). Comme $P_U > P_C$, la capacité de la jonction n'est pas suffisante. Il est donc nécessaire de modifier la géométrie de la jonction en utilisant un diamètre plus grand pour la conduite aval.

La seconde itération considère un diamètre de la conduite aval $D_U=1.00$, (notez que pour ce concept, modifier le diamètre de la conduite aval modifie également la géométrie de la jonction). De manière similaire à la première itération, les rapports des diamètres amont avec le diamètre de la conduite aval β_i sont déterminés selon l'équation (4). Il en résulte $\beta_O=0.50$ et $\beta_L=0.75$. Ces paramètres étant calculés, le régime d'écoulement peut être déterminé grâce au diagramme de régimes (Figure 2). Il s'agit de nouveau du régime 3. On peut ainsi directement vérifier que le nombre de Froude capacité P_U est cette fois-ci plus grand que P_C . On obtient $P_U=0.466 < P_C=0.500$. Le débit est donc inférieur au

débit maximal pour une géométrie avec une conduite aval ayant ce diamètre. Le taux de remplissage aval est $Y_U=0.44$ suivant l'équation (17).

La figure 6 montre l'écoulement traité dans cet exemple grâce à des photographies prises durant un test ayant des conditions similaires.

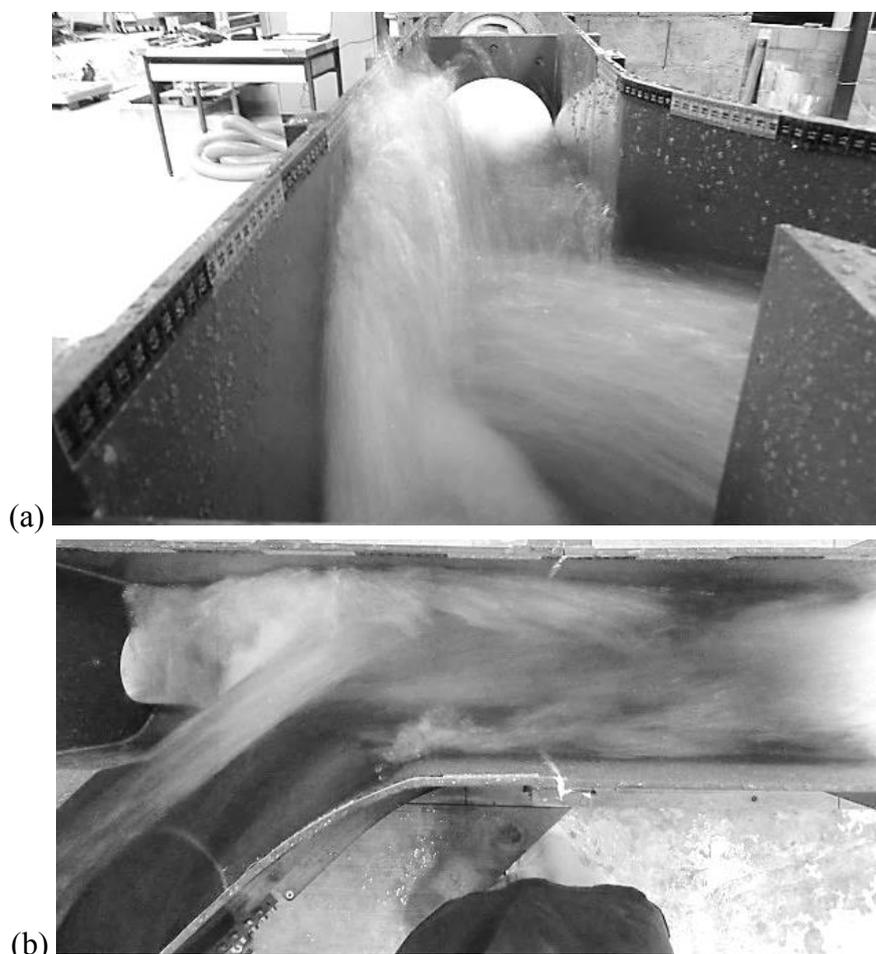


Figure 6. Caractéristique d'écoulement pour (test 330) $F_O=4.00$, $Y_O=0.54$, $\beta_O=0.51$, $F_L=3.56$ et $Y_L=0.38$, $\beta_L=0.79$ (Gökok 2013)

6 RÉSUMÉ

Les regards de jonction sont fréquents dans les systèmes d'évacuation des eaux. Cependant, il n'existe peu de critère de dimensionnement général les concernant dans la littérature. Des études expérimentales ont été récemment effectuées sur la combinaison d'écoulements dans des regards de jonction à 45° et 90° avec des conduites circulaires et selon la géométrie de la Figure 1. L'analyse des résultats expérimentaux, ainsi que l'application des principes basiques de la conservation de la masse, de l'énergie et de la quantité de mouvement, permettent de déterminer

les caractéristiques principales des écoulements dans les jonctions, comme les hauteurs d'eau maximales, les pertes de charges et la capacité des jonctions.

Les limites d'applicabilité du concept présenté (Figure 1) sont : $0.11 \leq F_o \leq 9.55$, $0.10 \leq F_L \leq 8.39$, $0.18 \leq Y_o \leq 0.89$, $0.19 \leq Y_L \leq 0.87$, $0.51 \leq \beta_o \leq 1.00$, $0.51 \leq \beta_L \leq 1.00$, et pour des conduites jusqu'à un diamètre d'environ 2 m. En théorie, les résultats obtenus ne sont valides que pour des jonctions à 45° et 90° . Cependant, une précision suffisante devrait être atteinte pour des jonctions dont l'angle est compris dans la limite $35^\circ < \delta < 100^\circ$.

7 SYMBOLES

a	coefficient empirique	[-]
A	surface de la section mouillée	[m ²]
c	coefficient empirique	[-]
D	diamètre de la conduite circulaire	[m]
F	nombre de Froude	[-]
g	accélération gravitationnelle	[m/s ²]
h	hauteur d'eau uniforme	[m]
H	charge hydraulique	[m]
J	pente de la conduite	[-]
K	rugosité selon Strickler	[m ^{1/3} /s]
P	nombre de Froude de conduite	[-]
Q	débit	[m ³ /s]
R_a	rayon de courbure axiale de la branche latérale	[m]
q	coefficient de débit	[-]
V	vitesse moyenne	[m/s]
Y	= h/D , taux de remplissage	[-]
z	altitude du radier	[m]
β	= D/D_U , rapport des diamètres	[-]
δ	angle de la jonction entre les deux conduites amont	[°]
ξ	coefficient de perte de charge	[-]

Indices

C	capacité
exp	expérimental
i	individuelle, soit L , O , (ou U)
L	conduite latérale amont
O	conduite principale amont
th	théorique
U	conduite aval

8 REFERENCES

- Christodoulou, G.C. (1993). Incipient hydraulic jump at channel junctions. *Journal of Hydraulic Engineering* 119(3): 409-421.
- Del Giudice, G., Hager, W.H. (2001). Supercritical flow in 45° junction manhole. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 127(2): 100-108.
- Gisonni, C., Hager, W.H. (2002a). Supercritical flow in manholes with a bend extension. *Experiments in Fluids* 32(3): 357-365.
- Gisonni, C., Hager, W.H. (2002b). Supercritical flow in the 90° junction manhole. *Urban Water* 4: 363-372.
- Gökok, T. (2013). Physical model investigation of supercritical flow in junction manholes. MSc *Thesis*, Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).
- Hager, W.H., Gisonni, C. (2005). Supercritical flow in sewer manholes. *Journal of Hydraulic Research* 43(6), 660-667.
- Hager, W.H. (2010). *Wastewater hydraulics - Theory and practice*. Springer, Berlin D.
- Niedermann, E. (2013). Physical model investigation of supercritical flow in 45° junction manholes. MSc *Thesis*, Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).
- Pfister, M., Gisonni, C. (2014). Head losses in junction manholes for free surface flows in circular conduits. *Journal of Hydraulic Engineering* [submitted]
- Saldarriaga, J.; Bermúdez, N.; Rubio, D.P. (2012). Hydraulic Behaviour of Junction Manholes under Supercritical Flow Condition. *Journal of Hydraulic Research* 50(6): 631-636.
- Simos, D. (2012). Model investigation of supercritical flow in junction manholes with variable conduit diameters. MSc *Thesis*, Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).
- Schwalt, M., and Hager, W. H. (1995). Experiments to supercritical junction flow. *Experiments in Fluids* 18(6): 429-437.

Remerciements

Les adaptations du modèle de base et les deux jonctions supplémentaires ont été financées par la ville de Zurich (Entsorgung + Recycling Zürich). Nous exprimons notre reconnaissance au Laboratoire d'Hydraulique, d'Hydrologie et de Glaciologie (VAW) de l'ETH Zürich pour nous avoir mis à disposition le modèle de base.