

09.09.2026

La revanche dans les cours d'eau morphodynamiques

Rapport de synthèse



hydrosuisse
Commission de protection contre
les crues (CIPC)

Sur mandat de l'Office fédéral de l'environnement (OFEV)

Mentions légales

Mandant	Confédération suisse Office fédéral de l'environnement OFEV Division Prévention des dangers 3003 Bern
Mandataire	hydrosuisse Rütistrasse 3a 5400 Baden
Groupe de travail sur la revanche	Lukas Hunzinger (direction) Tony Arborino Giovanni de Cesare Roger Kolb Jürg Speerli
Groupe «Echo»	Paul Demuth (VAW- ETHZ) Jolanda Jenzer-Althaus (FH Burgdorf) Antoine Magnollay (OFEV, Div. Prévention des dan- gers) Christina Rachelly (IUB AG) Viktor Schmidiger (vif, Kt. Luzern) Jürg Stückelberger (OPC Canton de Berne) Volker Weitbrecht (VAW- ETHZ) Benno Zarn (Hunziker, Zarn & Partner AG)
Mention	Cette étude a été réalisée sur mandat de l'OFEV. Le mandataire est seul responsable de son contenu. Diese Publikation ist auch in deutscher Sprache ver- fügbar (www.hydrosuisse.ch/freibord). Questa pubblicazione è anche disponibile in lingua italiana (www.hydrosuisse.ch/freibord).

Photo de couverture: Escherkanal

Avant-propos

La revanche est un facteur important dans la planification de la protection contre les crues. En 2013, la Commission pour la protection contre les crues (CIPC) a élaboré une méthode permettant de déterminer la revanche nécessaire pour garantir la capacité d'écoulement des cours d'eau présentant un fond du lit plat. Cette méthodologie standardisée s'est imposée en Suisse.

Ces dernières années, dans le cadre de la protection contre les crues et de la revitalisation des cours d'eau, diverses portions de rivières ont été élargies. Il en résulte des processus morphologiques dynamiques qui compliquent le calcul des niveaux d'eau.

La CIPC s'est donc fixée pour objectif, avec un groupe de travail, d'étendre la recommandation relative au franc-bord nécessaire aux cours d'eau présentant des processus morphologiques dynamiques.

Nous espérons que cette recommandation sera un outil précieux pour les concepteurs, les collaborateurs de l'administration et les responsables compétents en matière d'aménagement des cours d'eau.

Dieter Müller

Président de la CIPC, hydrosuisse

Résumé

La Commission protection contre les crues CIPC complète sa recommandation de 2013 concernant la revanche dans les projets de protection contre les crues et de l'analyse de dangers. Cette approche approfondie vise à prendre en compte les phénomènes qui se produisent dans les cours d'eau larges présentant une morphologie dynamique, tels que, par exemple, les largeurs variables du lit ou la formation de bancs de gravier et d'îles végétalisées. Ces phénomènes ont pour conséquence que le niveau d'eau et la ligne d'énergie ne sont pas répartis de manière uniforme sur la section transversale, mais varient dans l'espace et dans le temps. Plus un lit est ramifié, plus cette variation est importante.

Une méthode de calcul est proposée, permettant de décrire cette variation en fonction du style fluvial et de l'utiliser comme revanche partielle lors du calcul de la revanche nécessaire.

Lors du dimensionnement des ouvrages de protection contre les crues, il convient de distinguer les incertitudes liées aux données d'entrée, telles que le débit et l'apport de sédiments, des imprécisions dans le résultat d'un calcul. Les premières sont prises en compte par un choix judicieux de scénarios de dimensionnement et de scénarios de surcharge, tandis que la seconde est couverte par une revanche, déterminée conformément aux présentes recommandations.

La nouvelle recommandation est entièrement compatible avec celle de 2013.

Contenu

1	Introduction	6
2	Retour en arrière : la recommandation de 2013 relative à la revanche	7
3	Un regard au-delà des frontières : d'autres approches pour la détermination de la revanche	8
4	Processus dans les cours d'eau à morphodynamiques	9
4.1	Aperçu	9
4.2	Variabilité temporelle et locale de la végétation	9
4.3	Déplacement de matériaux sédimentaires et formation de bancs	11
4.4	Hydraulique des conditions d'écoulement plus complexes	12
5	Distinction entre scénarios et revanche	13
5.1	Incertitudes et imprécisions	13
5.2	Phénomènes, déroulements d'événements et scénarios	13
5.3	Scénario de dimensionnement x	14
5.4	Scénario de vérification y et comportement en cas de surcharge	15
5.5	Scénario z – non pris en compte	16
5.6	Rôles du concepteur et du maître d'ouvrage	16
5.7	Conclusion : portée de la revanche	16
6	La revanche dans les cours d'eau présentant des bancs	18
6.1	La variabilité du niveau d'eau et de la courbe d'énergie	18
6.2	Imprécision dans le calcul du niveau d'eau	23
6.3	Calcul de la revanche nécessaire	24
7	Exemples d'application	26
7.1	Élargissements de la Singine et du Rhin alpin	26
7.2	Revanche nécessaire en fonction de la largeur	27
7.3	Autres incertitudes illustrées par l'exemple de l'élargissement du Rhin	29
	Symboles	31
	Bibliographie	32

1 Introduction

Pour déterminer la capacité d'écoulement d'un cours d'eau et dimensionner les ouvrages de protection contre les crues, on tient généralement compte d'une revanche. Dans la pratique de l'ingénierie hydraulique en Suisse, les recommandations de la CIPC (2013) se sont imposées à cet effet. La revanche nécessaire définie dans ces recommandations tient compte des imprécisions dans la détermination du niveau d'eau, de la formation de vagues et de l'accumulation d'eau au niveau des obstacles, ainsi que de l'espace nécessaire pour évacuer les débris flottants. Les recommandations de 2013 ont été élaborées pour des cours d'eau étroits à lit plat, présentant un écoulement uniforme et parallèle au cours d'eau, et dont la dynamique morphologique se limite à la variation du lit dans le profil longitudinal.

Dans les cours d'eau larges, tels que ceux créés par exemple par des élargissements de rivière, des processus hydrauliques et morphologiques dynamiques interviennent, ce qui complique la prévision du niveau d'eau déterminant. D'une part, l'imprécision dans le calcul du niveau d'eau moyen est plus importante ; d'autre part, le niveau d'eau n'est pas réparti uniformément sur la section transversale du lit et peut différer considérablement d'un niveau d'eau moyen calculé. La CIPC a donc élargi la méthode de calcul de la revanche nécessaire de 2013 afin de prendre en compte les processus qui influencent le niveau d'eau dans les cours d'eau à morphologie dynamique. La présente recommandation a été adoptée par la CIPC le 1er juin 2026.

La présente recommandation porte sur la revanche nécessaire f_e , qui doit être respectée afin de tenir compte des imprécisions et incertitudes prévisibles lors de la détermination de la capacité d'écoulement. Si d'autres exigences revêtent une importance particulière dans un concept de protection contre les crues, il appartient au maître d'ouvrage ou aux concepteurs de fixer une autre marge de sécurité, qui ne devrait toutefois pas, en règle générale, être inférieure à f_e .

2 Retour en arrière : la recommandation de 2013 relative à la revanche

En 2013, la CIPC a publié des recommandations pour la détermination de la revanche dans le cadre de projets de protection contre les crues et lors de l'analyse des dangers (CIPC 2013). Celles-ci sont largement appliquées dans la pratique. La revanche désigne la distance verticale entre le niveau de l'eau et le bord supérieur de la berge ou d'un ouvrage hydraulique, tel qu'une digue longitudinale (Figure 1) ou le bord inférieur d'un pont. La revanche nécessaire f_e désigne la distance qui doit être respectée afin de garantir la capacité d'écoulement du lit déterminée par calcul.

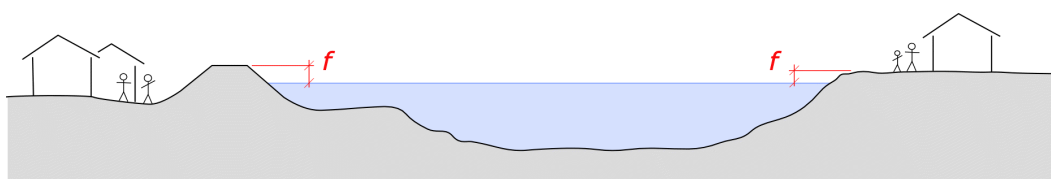


Figure 1 : La revanche correspond à la distance entre le niveau de l'eau et le bord supérieur de la berge.

La revanche nécessaire f_e se compose de plusieurs revanches partielles. Celles-ci tiennent compte, d'une part, des imprécisions qui surviennent lors du calcul du niveau d'eau en raison des imprécisions liées à la prévision de la position du lit et à la profondeur d'écoulement, et, d'autre part, des processus hydrauliques tels que la formation de vagues, le remous d'exhaussement au niveau des obstacles ou l'espace nécessaire sous les ponts pour l'évacuation des débris flottants. La revanche nécessaire est appliquée à une estimation optimale du niveau d'eau en cas de crue.

La revanche nécessaire **ne** tient **pas** compte des incertitudes liées aux scénarios hydrologiques (débit, apport de sédiments), des incertitudes liées au dimensionnement (statique, géotechnique) des ouvrages de protection, ni du potentiel de dommages ou de l'objectif de protection le long du cours d'eau.

La revanche nécessaire est calculée selon la formule (1) :

$$f_{min} \leq f_e = \sqrt{f_w^2 + f_v^2 + f_t^2} \leq f_{max} \quad (1)$$

où :

f_e = revanche nécessaire

f_{min} = revanche minimale nécessaire, $f_{min} = 0,3$ m

f_{max} = revanche maximale nécessaire, $f_{max} = 1,5$ m

f_w = revanche nécessaire en raison d'imprécisions dans l'estimation de la ligne d'eau

f_v = revanche nécessaire en raison de la formation de vagues et des remous d'exhaussement sur des obstacles

f_t = revanche nécessaire en raison d'une section d'écoulement supplémentaire nécessaire pour le passage de débris flottants sous les ponts

Pour le calcul et l'application des revanches partielles f_w , f_v et f_t , il convient de se reporter à la recommandation de 2013.

3 Un regard au-delà des frontières : d'autres approches pour la détermination de la revanche

À l'étranger, il existe différentes approches pour déterminer la revanche (CIPC 2010 & CIPC 2013). On utilise soit des approches probabilistes, soit on calcule la revanche en fonction des processus. Dans certains pays, la revanche est également fixée en fonction du niveau de protection visé ou une revanche minimale est définie.

Framji (1983) a dressé un aperçu des valeurs déterministes de revanches appliquées aux digues longitudinales à travers le monde ; celles-ci variaient à l'époque entre 0,5 m (par exemple, le Danube en Hongrie) et 2,0 m (par exemple, certains fleuves en Chine et au Japon).

Les pratiques internationales en matière de détermination de la revanche s'appuient généralement sur des règles de dimensionnement empiriques ou constructives, qui diffèrent parfois de l'approche suisse. Aux États-Unis, les directives de l'USACE et de la FEMA définissent la revanche comme une marge de sécurité combinant une marge empirique fixe (généralement comprise entre 0,3 et 1,0 m) et la contribution de la hauteur de vitesse locale $v^2/2g$, qui représente les effets des remous d'exhaussement, de vagues et de turbulence (USACE, 2016). Dans le cadre des projets de protection contre les crues en milieu urbain, l'USACE applique en outre le concept de « *levee superiority* » (supériorité des digues), selon lequel les hauteurs des digues longitudinales le long du tronçon fluvial sont modulées de manière à ce qu'en cas de crue extrême, le débordement se produise de préférence aux endroits où les conséquences sont minimales (USACE, 1992). Ces approches privilégient la robustesse structurelle et des marges de sécurité simplifiées plutôt qu'une quantification explicite des incertitudes hydrauliques ou morphodynamiques.

Dans le document DVA (2011) et son prédécesseur DVWK (1986), il est recommandé d'augmenter progressivement la revanche en fonction de la hauteur de la digue longitudinale.

Dans la littérature scientifique, plusieurs études probabilistes soulignent les limites des valeurs fixes de revanche. Les méthodes probabilistes gagnent en importance depuis plusieurs décennies, car la survenue des crues et les contraintes qui en découlent, par exemple les niveaux d'eau attendus au niveau des digues longitudinales, sont caractérisées par de grandes incertitudes. Aux Pays-Bas, ces incertitudes sont systématiquement prises en compte depuis le début des années 1990 dans l'analyse des mesures de protection contre les crues (Steenbergen et al., 2004). De plus, Möllmann (2009) ainsi que Möllmann et al. (2009) y ajoutent les incertitudes géotechniques, car celles-ci, en raison de l'hétérogénéité du corps de la digue et du sous-sol, deviennent pertinentes pour la description de la structure de la digue mettent en relation les contraintes s'exerçant sur une digue longitudinale avec la probabilité de rupture de celle-ci.

4 Processus dans les cours d'eau à morphodynamiques

4.1 Aperçu

Dans les cours d'eau à morphologie dynamique, les processus suivants peuvent avoir une influence sur le niveau du lit et le niveau d'eau en période de crue, alors qu'ils sont inexistantes ou moins importants dans les cours d'eau à lit plat.

- a) La végétation peut se développer de manière variable selon les lieux et les périodes, ce qui fait varier la section transversale du lit parcourue par le cours d'eau le long de son tracé.
- b) Le bois flottant peut s'accumuler sur des îlots recouverts de végétation ligneuse et réduire encore davantage la section d'écoulement.
- c) La variation de la section transversale du lit entraîne une variation de la position du lit et du niveau d'eau, tant dans le sens du courant que transversalement à celui-ci.
- d) Dans les rétrécissements locaux, des affouillements se forment, tandis que dans les élargissements locaux, des dépôts s'accumulent. Dans les cours d'eau présentant des bancs, la position du fond du lit, calculée en moyenne sur la largeur totale du lit, peut donc s'écarter localement et dans le temps d'une valeur moyenne.
- e) La vitesse d'écoulement est répartie de manière inégale sur la section transversale. Il peut y avoir des zones où le débit est concentré et d'autres où il est ralenti. L'estimation des pertes hydrauliques d'énergie supplémentaires ainsi générées est associée à une plus grande incertitude que dans le cas d'un écoulement uniforme.
- f) Les courants secondaires dans les cours d'eau présentant des bancs entraînent des pertes d'énergie. Celles-ci peuvent être plus importantes que dans les cours d'eau à lit plat.
- g) Si un chenal secondaire est isolé hydrauliquement du chenal principal par de hauts bancs de gravier ou une végétation très dense, le niveau d'eau dans le chenal secondaire ne s'aligne plus avec celui du chenal principal. Le niveau de crue peut être localement plus élevé ou plus bas près des berges que dans le reste de la section transversale du chenal.

En raison des processus mentionnés, la prévision du niveau d'eau qui correspond à la somme du niveau du lit et de la profondeur d'écoulement, est généralement entachée d'*incertitudes* plus importantes dans les cours d'eau présentant des bancs que dans ceux à lit plat.

Les méthodes existantes de calcul de la capacité de transport de sédiments et de la capacité d'écoulement dans les cours d'eau à bancs ont été développées dans des conditions d'équilibre et pour le style fluvial prévalant dans ces conditions. C'est pourquoi les processus hydrauliques et de charriage qui se produisent dans ces cours d'eau ne peuvent parfois être représentés que de manière insuffisante par les modèles fréquemment utilisés lors de la conception de projets. Il manque souvent des états de référence permettant de calibrer un calcul de débit. L'imprécision liée à la prévision du niveau de crue est donc plus importante dans un lit à morphologie dynamique présentant des bancs, et en particulier dans les grands élargissements de cours d'eau, que dans un lit étroit.

4.2 Variabilité temporelle et locale de la végétation

Si le lit d'un cours d'eau est plus large que la largeur de régime, c'est-à-dire la partie du cours d'eau maintenue en permanence dégagée et exempte de végétation ligneuse, des peuplements ligneux se développent au fil du temps sur les berges ou au milieu du lit, ce qui entrave l'écoulement. Leur étendue, et donc la largeur de la section d'écoule-

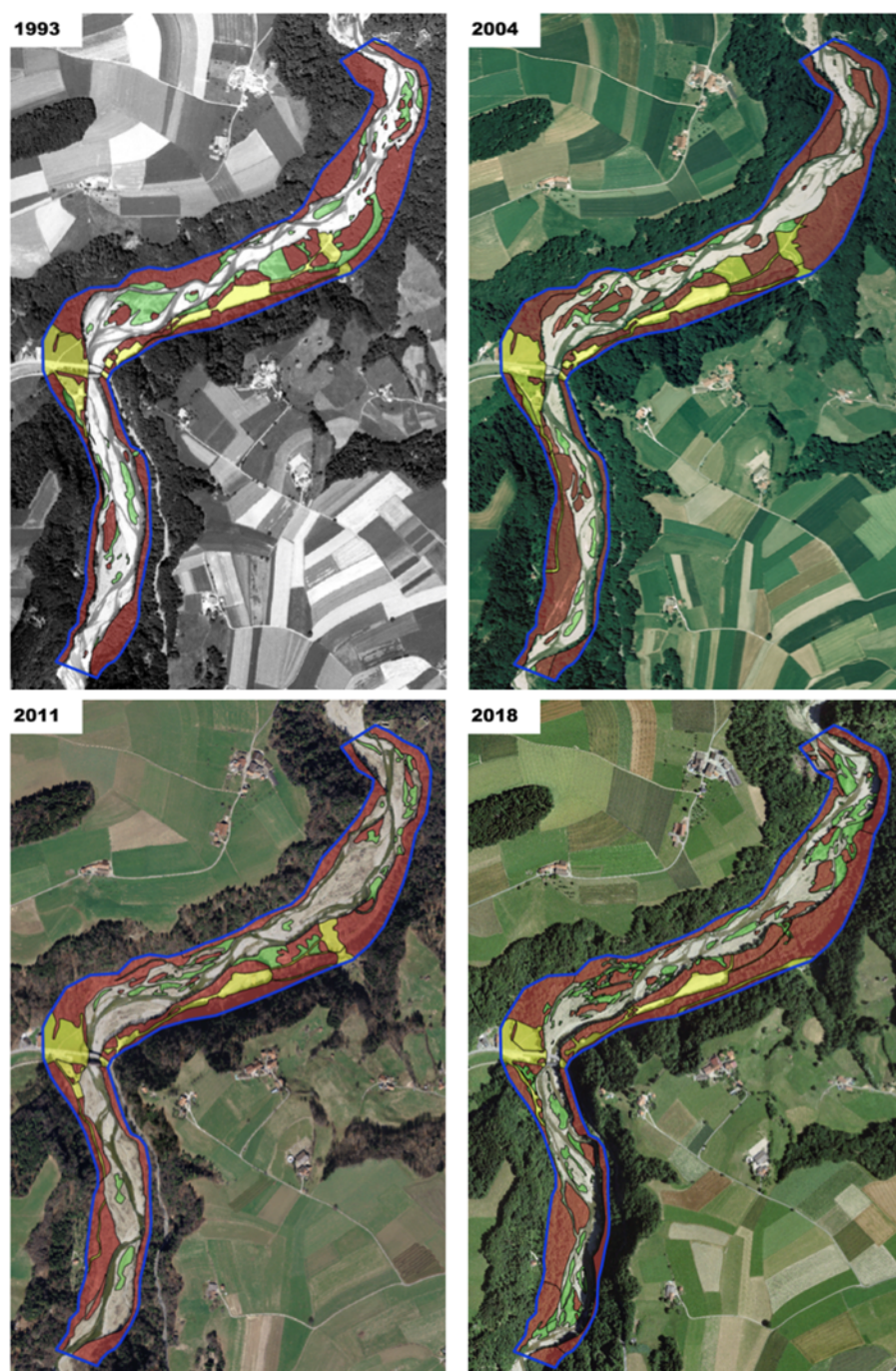


Figure 2 : Couverture du sol dans la Sengine près de Sodbach : rouge : végétation développée (arbustes), vert clair : végétation pionnière, transparent : gravier et eau, jaune : surface sécurisée par des aménagements des berges et exploitée par l'homme (Flussbau AG, 2021).

ment dégagée, varie selon les lieux et les périodes, comme le montre l'exemple d'un cours d'eau naturel présenté à l'image Figure 2.

La variabilité locale de la végétation ligneuse est prise en compte par l'approche de calcul présentée au chapitre 6.1, mais pas l'incertitude liée à la prévision de la largeur,

moyennée dans le temps et dans l'espace, de la section d'écoulement restant libre (largeur de régime). Celle-ci doit être prise en compte par un choix approprié de scénarios de dimensionnement, s'appuyant le cas échéant sur un concept d'entretien (chapitre 5.1).

4.3 Déplacement de matériaux sédimentaires et formation de bancs

Zarn (1997) décrit comment le niveau du lit dans un cours d'eau en tresses est soumis à des fluctuations temporelles malgré un apport constant de sédiments et malgré un état d'équilibre moyen sur une longue période. Il s'écarte ainsi d'un niveau moyen du lit (ligne rouge dans Figure 3). La variation du niveau du lit a une incidence sur la variation du niveau d'eau autour d'une moyenne calculée.

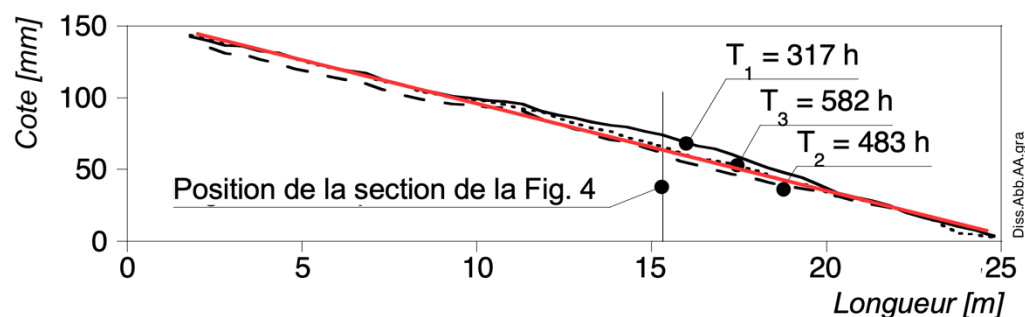


Figure 3 : Variations du profil longitudinal du lit moyen au cours d'un essai après atteinte d'un état d'équilibre (d'après Zarn, 1997, modifié).

La Figure 4 montre, à l'aide d'un profil transversal, la variation des chenaux secondaires au cours d'un essai sur modèle physique. À l'instant T_1 , quatre chenaux secondaires se sont formés ; à l'instant T_2 , un chenal principal bien marqué s'est formé, accompagné d'un petit chenal secondaire. À l'instant $T_{(3)}$, le chenal principal s'est divisé par rapport à l'instant T_2 . La formation de chenaux secondaires a une incidence sur la capacité de transport. Le profil transversal présente à cet instant une capacité de transport nettement supérieure à celle observée aux instants T_1 et T_3 .

Zarn (1997) en conclut que, lorsqu'un cours d'eau présentant des bancs est à l'état d'équilibre, la géométrie du profil transversal change constamment et que, par conséquent, ni la capacité de transport n'est constante, ni le profil longitudinal n'est stable, mais qu'ils fluctuent autour de valeurs moyennes.

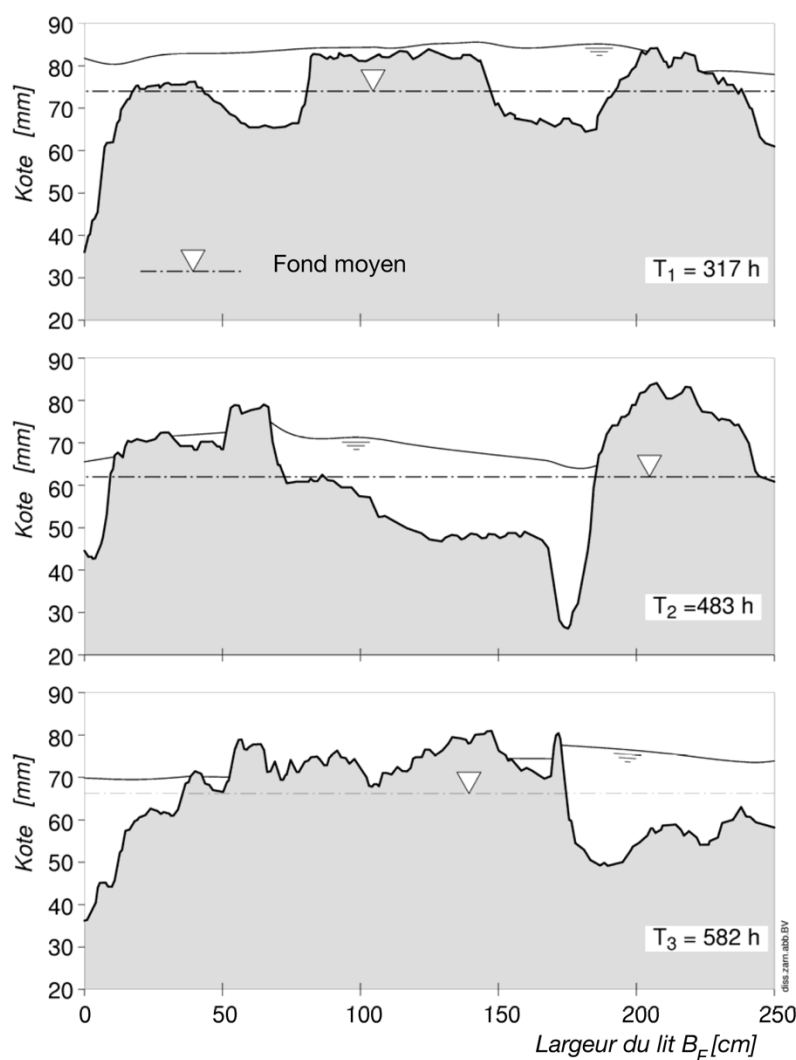


Figure 4 : Trois profils transversaux à la même coordonnée X lors des mêmes essais sur modèle physique à trois moments différents, comme dans Figure 3 (Zam, 1997).

4.4 Hydraulique des conditions d'écoulement plus complexes

Dans les cours d'eau plus larges présentant des bancs et une végétation ligneuse, l'écoulement est plus complexe que dans un cours d'eau au lit plat. Le lit structuré par des bancs, la végétation ligneuse de largeur variable et les accumulations aléatoires et désordonnées de bois flottant entraînent une rugosité de forme supplémentaire qui doit être prise en compte en plus des pertes par frottement granulométrique classiques. Les fluctuations du gradient de vitesse, tant dans le sens longitudinal que transversal, entraînent des pertes d'énergie supplémentaires. De plus, le tracé plus long et sinueux réduit la pente déterminante du lit. La prévision des niveaux de crue est donc plus complexe et comporte des incertitudes plus importantes. Cette imprécision de prévision doit être évaluée différemment selon le modèle hydraulique utilisé et selon la qualité de son étalonnage sur des tronçons de cours d'eau et des événements de crue comparables.

5 Distinction entre scénarios et revanche

5.1 Incertitudes et imprécisions

La revanche est un paramètre du dimensionnement hydraulique du cours d'eau. Elle est ajoutée au niveau d'eau calculé pour un scénario de dimensionnement Q_{Dim} . Elle est associée à un débit de dimensionnement Q_{Dim} qui est défini dans le cadre du projet sur la base d'une analyse coût-avantage. Pour bien cerner ce que couvre cette notion et donc ce qui est inclus ou non dans la revanche, il s'agit de distinguer les éléments suivants.

Les incertitudes sont des variations inconnues d'une donnée d'entrée. Ainsi, l'estimation d'un événement de crue Q_{100} à 150 m³/s comprend des incertitudes hydrologiques estimées par exemple par une variation statistique avec un intervalle de confiance et une valeur d'incertitude de débit, par exemple, ± 10 m³/s.

Les imprécisions, par contre, sont des variations du résultat d'un calcul hydraulique effectué pour une valeur hydrologique considérée comme exacte. Ces variations résultent du modèle de calcul choisi et de l'incertitude des paramètres d'entrée hydrauliques. Par exemple, le résultat du calcul de la hauteur d'eau pour un débit de $Q = 150$ m³/s présente une imprécision, car l'estimation des rugosités sur laquelle repose le calcul comporte des incertitudes. Dans cet exemple, le débit de 150 m³/s n'est pas considéré comme incertain, mais comme une donnée d'entrée fixe.

Les incertitudes hydrologiques sont gérées par le concept de protection et en particulier par la gestion du risque résiduel. Les imprécisions hydrauliques sont couvertes par la revanche. C'est un facteur de sécurité au sens de la norme SIA relative aux structures porteuses.

Bien sûr, dans la pratique, la revanche peut aussi servir ponctuellement à évacuer des débits supérieurs au Q_{Dim} si elle est disponible parce que tous les autres paramètres sont respectés, mais cela ne peut pas être admis conceptuellement comme réserve de sécurité pour des débits plus élevés car il n'y a pas de garantie qu'elle soit disponible. Dans ce sens, un calcul de débit « franc bord » ignorant la revanche nécessaire ne fournit pas une valeur sûre pour le dimensionnement d'une section d'écoulement.

C'est la même situation pour le dimensionnement statique d'un bâtiment. Le facteur de sécurité permet de couvrir les imprécisions et de garantir la résistance au cas de charge. Une dalle de bâtiment dimensionnée à 200 kg/m² peut éventuellement résister ponctuellement à plus, mais elle n'est pas dimensionnée pour cela et sa résistance n'est pas garantie.

5.2 Phénomènes, déroulements d'événements et scénarios

- *Les phénomènes* décrivent les mécanismes naturels présents (existants) dans le cours d'eau et son bassin versant ;
- *Les déroulements d'événements* décrivent une succession possible de processus naturels dans un cours d'eau et son bassin versant. Ils sont identifiés sur la base d'observations passées ou de l'analyse d'évolutions possibles. Une probabilité de dépassement leur est attribuée ;
- *Les scénarios* sont des combinaisons de déroulements d'événements avec une probabilité de dépassement donnée. Ces scénarios constituent la base d'une évaluation des dangers et de l'élaboration des cartes des dangers.

Le même principe est repris pour définir les scénarios servant à dimensionner les ouvrages de protection. Parmi les différents scénarios (a...z) un scénario x (ou une famille de scénarios) est choisi comme référence de dimensionnement et une autre (y) pour vérification du cas de surcharge. Il est important de clairement définir les scénarios qui ne sont pas pris en compte (z).

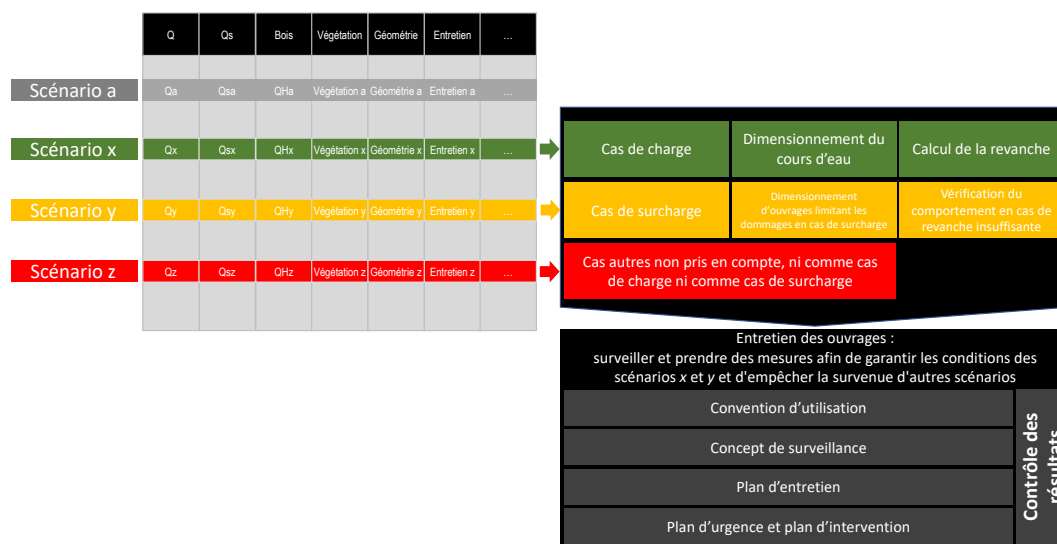


Figure 5 : Scénarios et leur importance pour le calcul de la revanche.

5.3 Scénario de dimensionnement x

Le dimensionnement du cours d'eau et donc le calcul de la revanche nécessaire se base sur un scénario de référence (scénario de dimensionnement x) qui peut contenir par exemple les éléments suivants :

- Débit liquide Q_{Dim}
- Débit solide Q_{S_Dim}
- Charge de bois flottant Q_{H_Dim} (volume et dimensions)
- Géométrie de référence (section d'écoulement moyenne, pente, hauteur des digues)
- Végétation de référence (emprise et perméabilité-rugosité)
- Entretien (surveillance et concept d'entretien de la végétation et/ou de gestion des matériaux)

A noter qu'il peut s'agir non pas d'un seul mais d'une famille de scénarios de dimensionnement avec des valeurs proches et couvrant des déroulements d'événements différents. Le but n'étant pas de réduire les scénarios de dimensionnement mais de les identifier clairement et de façon transparente avec la description du scénario de référence.

Au sens de la norme relative aux structures (SIA), les scénarios de dimensionnement correspondent aux « cas de charge » convenus dans le plan ou la convention d'utilisation de l'ouvrage et la revanche nécessaire correspond au « facteur de sécurité » par rapport à ceux-ci. Le calcul de la revanche nécessaire ne s'effectue donc pas uniquement pour un débit de dimensionnement (Q_{Dim}) mais bien pour un scénario de dimensionnement x définissant globalement les conditions et le cas de charge de l'ouvrage.

Il est proposé de définir, dans une convention d'utilisation conclue entre le maître d'ouvrage et le concepteur, les scénarios déterminants pour le dimensionnement d'un ouvrage et la vérification de son comportement en cas de surcharge.

5.4 Scénario de vérification y et comportement en cas de surcharge

La revanche nécessaire est déterminée pour le scénario de dimensionnement x et le débit de dimensionnement correspondant Q_{Dim} . Dans le cadre de la conception, il convient de mettre en évidence les conséquences qui se produiraient si, dans le scénario de vérification y ou les scénarios de vérification $y_{1...n}$, la revanche nécessaire n'était plus respectée. Si, faute de revanche, la capacité d'écoulement ne peut être garantie, par exemple parce que le débit d'eau est plus important, que le charriage est accru ou que la végétation s'est développée davantage, il faut envisager un débordement de rive, une rupture de digue ou l'obstruction d'une section de pont, comme décrit en détail dans CIPC (2013).

Si, dans le cadre d'un concept de protection basé sur le scénario de dimensionnement x , on vise une capacité d'écoulement suffisante pour le débit Q_{Dim} et que, dans le scénario de vérification y (*cas de surcharge*), on prévoit par exemple un déversement ciblé vers la droite ΔQ afin de protéger les biens de grande valeur situés sur la rive gauche, alors l'application des critères de la revanche nécessaire change. Pour la berge droite du lit, la revanche nécessaire est toujours déterminée à partir du scénario de dimensionnement et du débit Q_{Dim} . Pour la berge gauche, à partir du déversement, le débit Q_y moins le volume d'eau déversé ΔQ devient le débit de dimensionnement. La revanche nécessaire pour la digue gauche doit donc être calculée pour le débit suivant (cf. Figure 6) :

$$Q_{Dim_gauche} = Q_y - \Delta Q \quad (2)$$

Enfin, dans le cadre du concept de gestion du scénario y , il convient de mettre en évidence les conséquences du débit $Q_y > Q_{Dim}$ en amont du point de décharge.

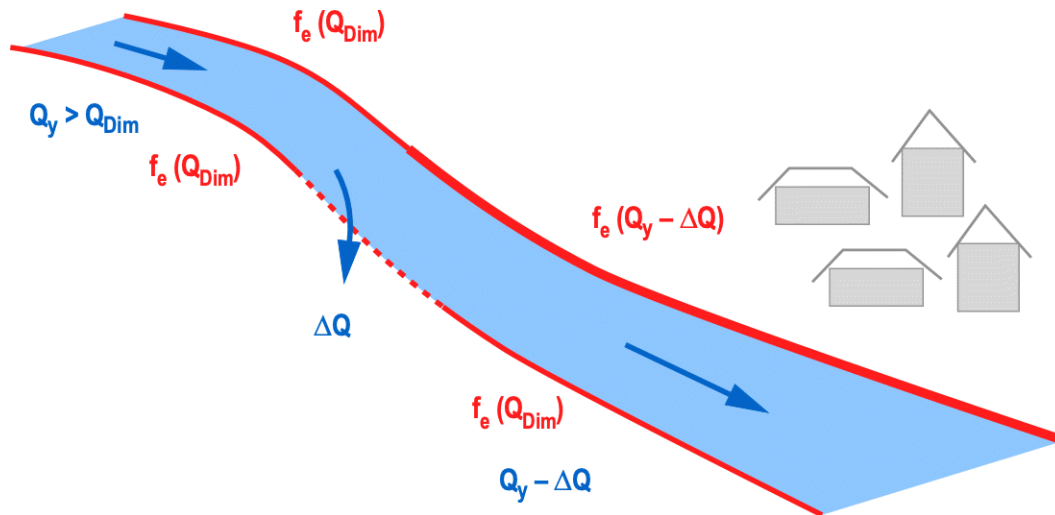


Figure 6 : Condition de revanche sur un tronçon de rivière avec un déversement ciblé ΔQ , prévu pour le scénario y . La revanche nécessaire est déterminée à gauche et à droite pour différents débits.

5.5 Scénario z – non pris en compte

Le scénario z décrit des situations considérées comme trop rares ou dont les répercussions sur l'aménagement du territoire sont disproportionnées pour être utilisées comme scénario de dimensionnement ou de vérification. Il peut s'agir, par exemple, d'un scénario présentant le débit le plus élevé possible (PMF) ou d'un scénario dans lequel l'entretien de la végétation est totalement négligé. Dans tous les cas, un tel scénario doit être explicitement décrit et exclu de la convention d'utilisation.

5.6 Rôles du concepteur et du maître d'ouvrage

Dans le cadre de la planification du projet, il convient d'établir un cadre de référence pour le calcul de la revanche nécessaire. Dans ce cadre, le concepteur et le maître d'ouvrage ont des tâches différentes :

Le concepteur / la conceptrice

- définit le scénario de dimensionnement et y inclut ce qui paraît pertinent et proportionné
- établit la convention d'utilisation sur cette base
- dimensionne le projet et calcule la revanche nécessaire sur cette base
- identifie ce qui doit être contrôlé et maîtrisé pour garantir la sécurité de l'ouvrage et donc la conformité au scénario de dimensionnement en établissant :
 - le concept de surveillance définissant les éléments à vérifier et les valeurs seuils à partir desquelles un entretien est nécessaire ;
 - le plan d'entretien garantissant le respect des paramètres de base du scénario de dimensionnement ;
 - le plan d'intervention d'urgence (de l'ouvrage) durant les événements.

Le maître d'ouvrage valide

- la convention d'utilisation
- le concept de surveillance
- le plan d'entretien
- le plan d'urgence et d'intervention pour l'ouvrage

Ces quatre éléments font partie de la conservation de l'ouvrage au sens de la SIA 469. Ils servent également à contrôler les résultats (Erfolgskontrolle) du projet d'aménagement de cours d'eau.

5.7 Conclusion : portée de la revanche

D'après les explications ci-dessus, on peut résumer que la revanche nécessaire prend en compte :

- l'imprécision dans le calcul du niveau d'eau pour le scénario de dimensionnement,
- la variabilité du niveau d'eau et de la ligne d'énergie dans la section d'écoulement,
- les processus physiques tels que la formation de vagues et le remous d'exhaussement au niveau des obstacles, ainsi que
- l'espace nécessaire aux débris flottants

(voir chap.2). La revanche ne sert toutefois pas à couvrir

- les incertitudes hydrologiques ;
- les variations du débit dues au changement climatique ;

- les scénarios de débits, charriage, bois flottants, géométrie ou végétation non couverts par le scénario de dimensionnement ;
- les modifications de l'ouvrage et l'évolution de la végétation non conformes à la convention d'utilisation.

6 La revanche dans les cours d'eau présentant des bancs

6.1 La variabilité du niveau d'eau et de la courbe d'énergie

Cours d'eau étudiés

Afin de déterminer la variabilité du niveau d'eau et de la ligne d'énergie, nous avons, d'une part, analysé les mesures de niveau d'eau issues des essais sur modèles physiques de Zarn (1997) et Marti (2006) et, d'autre part, évalué les niveaux d'eau et les vitesses d'écoulement déterminés à l'aide d'une simulation hydrodynamique en 2D dans des cours d'eau naturels ramifiés. Dans les essais sur modèle physique, on a relevé des états d'équilibre dans lesquels la morphologie du lit a été façonnée par le débit observé. Dans les simulations 2D, différents débits ont été simulés sur un lit figé, résultat de l'histoire des crues antérieures. Les modifications éventuelles du lit lors d'une crue importante n'ont pas été prises en compte. On n'a donc pas tenu compte du fait que le lit aurait tendance à s'aplanir lors du passage d'une vague de crue. La variabilité du niveau d'eau et de la ligne d'énergie est ainsi peut-être légèrement surestimée.

Les simulations et les analyses des essais sur modèle physique ont été réalisées par des tiers dans le cadre de l'élaboration de la présente recommandation (Collin & Ruegg, 2022 ; Erdem, 2023 ; Jouhari, 2023 ; Fahrenberg, 2024 ; Flussbau AG, 2024). Tableau 1 et Tableau 2 donnent un aperçu des essais sur modèle physique évalués et des tronçons de cours d'eau étudiés.

Tableau 1 : Aperçu des essais sur modèle physique de Zarn (1997) et Marti (2006) analysés par Fahrenberg (2024) et des résultats qui en découlent.

Paramètres d'entrée					Résultats					
Numéro d'essai	Largeur du lit [mm]	d_m [mm]	Fond [mm]	Pente [%]	Débit [l/s]	h [mm]	Y [-]	Z [-]	W [-]	ω_{ZW} [mm]
Expériences de Zarn (1997)										
75,2	750		1,16	0,50	1,56	17,0	44,0	15,0	17,5	1,87
75,4	750		1,16	0,97	3,97	10,7	70,0	9,0	33,2	2,52
75,6	750		1,16	0,43	4,03	24,5	31,0	21,0	11,0	2,30
140,1	1 400		1,16	1,08	4,02	8,6	163,0	7,0	84,1	3,32
140,3	1 400		1,16	0,58	1,68	12,9	109,0	10,0	49,8	2,57
140,4	1 400		1,16	0,52	4,03	16,7	84,0	14,0	34,2	2,82
250,2	2 500		1,16	0,65	1,59	10,9	230,0	9,0	109,0	3,04
250,6	2 500		1,16	0,62	4,10	16,0	156,0	14,0	63,6	3,91
Expériences de Marti (2006)										
1-3	3 000		3,90	1,75	26,2	23,1	129,9	5,9	70,9	11,50
2-1	3 000		3,90	1,40	29,8	27,3	109,9	7,0	56,7	11,41
3-1	3 000		3,90	2,12	15,7	18,3	163,9	4,7	96,9	11,51
4-1	3 000		3,90	2,43	12,7	15,6	192,3	4,0	120,0	13,10

Tableau 2 : Aperçu des tronçons de cours d'eau ayant fait l'objet d'une simulation hydrodynamique et des résultats qui en découlent.

Paramètres d'entrée					Résultats							
	Source de la topographie du lit	Largeur moyenne [m]	d_m fond [cm]	Pente [%]	Q [m ³ /s]	h [m]	h_e [m]	Y [-]	Z [-]	W [-]	ω_{ZW} [m]	ω_{Ze} [m]
Sense Sodbach (1) (Flussbau AG, 2024)	SwissAlti3d	71	7.0	1.05	100	0.63	0.85	112	9.0	53.1	0.18	0.21
					275	1.37	1.78				0.37	0.37
Sense Sodbach (2) (Flussbau AG, 2024)	SwissAlti3d	95	7.0	1.04	100	0.58	0.75	164	8.3	79.8	0.22	0.30
					275	1.13	1.50				0.22	0.45
Sense Plaffeien (Collin & Ruegg, 2022)	SwissAlti3d	113	7.0	1.91	124	0.63	0.83	178	9.1	84.3	0.49	0.52
					331	1.20	1.59				0.58	0.60
Allondon (Collin & Ruegg, 2022)	SwissAlti3d, 2013	32	2.1	0.86	43	1.03	1.16	31	49.2	8.2	0.31	0.24
					175	2.83	3.01				1.09	1.24
Hinterrhein Rhäzuns (Erdem, 2023)	DTM 2m, 2008	184	6.2	0.47	385	1.18	1.41	157	19.0	57.7	0.29	0.26
					545	2.14	2.50				0.38	0.19
Gérine (Jouhari, 2023)	Topographie simulée par morphodynamie	60	9.5	1.49	64	0.51	0.73	117	5.4	70.7	0.24	0.32
					152	0.69	1.05				0.24	0.46

Styles fluviaux dans les cours d'eau étudiés

Le style fluvial des cours d'eau varie en fonction de leur largeur et de leur profondeur d'écoulement. Plus un cours d'eau est large par rapport à sa profondeur d'écoulement, plus il est ramifié. L'apparition d'un style fluvial donné peut être décrite à l'aide du diagramme d'Ahmari & da Silva (2011). Ce diagramme identifie, en fonction de la largeur relative du lit Y et de la profondeur relative du cours d'eau Z , différentes zones dans lesquelles on observe soit des méandres, soit des bancs alternés, soit des ramifications présentant deux bras secondaires, soit celles présentant plus de deux bras secondaires. On a :

$$Y = \frac{B}{h} ; Z = \frac{h}{d_m} \quad (3)$$

où B = largeur du lit, h = profondeur moyenne du débit, d_m = diamètre moyen des grains. La largeur du lit désigne ici la largeur d'écoulement effective. Dans les chenaux présentant des bancs, il s'agit de la largeur recouverte d'eau, de gravier ou de végétation pionnière, mais pas de végétation développée (cf. Figure 2).

Les bancs alternés n'apparaissent que dans les cours d'eau aux berges stables. Schälchli & Hunzinger (2021) ont donc subdivisé la zone des bancs alternés en deux catégories : d'une part, les cours d'eau sinueux présentant des bancs, et d'autre part, les cours d'eau sinueux présentant des bancs et des îlots, tels qu'on peut les observer dans les cours d'eau naturels dont la largeur n'est pas limitée.

Les deux paramètres Y et Z peuvent être rassemblés en

$$W = \frac{Y}{Z^{0.34}} \quad (4)$$

W est perpendiculaire aux lignes de démarcation entre les cours d'eau sinueux avec des

bancs et les cours d'eau en tresses ramifiés¹ et peut servir de mesure d'intensité de la ramification.

Les cours d'eau répertoriés dans le Tableau 1 et Tableau 2 peuvent être représentés avec leurs valeurs Y et Z sur le diagramme d'Ahmari-daSilva modifié de la Figure 7. Il apparaît clairement que ces exemples reflètent bien le style fluvial des cours d'eau ramifiés, à deux exceptions près. Les valeurs représentées correspondent au débit morphogène pour le lit. Dans le cas des essais sur modèle physique, il s'agit des débits de l'essai ; pour les données naturelles, il s'agit de ceux calculés à partir du débit Q_2 . À des débits plus élevés et à paramètres égaux, la largeur relative Y diminue et la profondeur relative Z augmente, tandis que la valeur W diminue. Dans le diagramme d'Ahmari-da Silva, les points se déplacent vers le bas et vers la droite, dans une région où la ramification est moins intense.

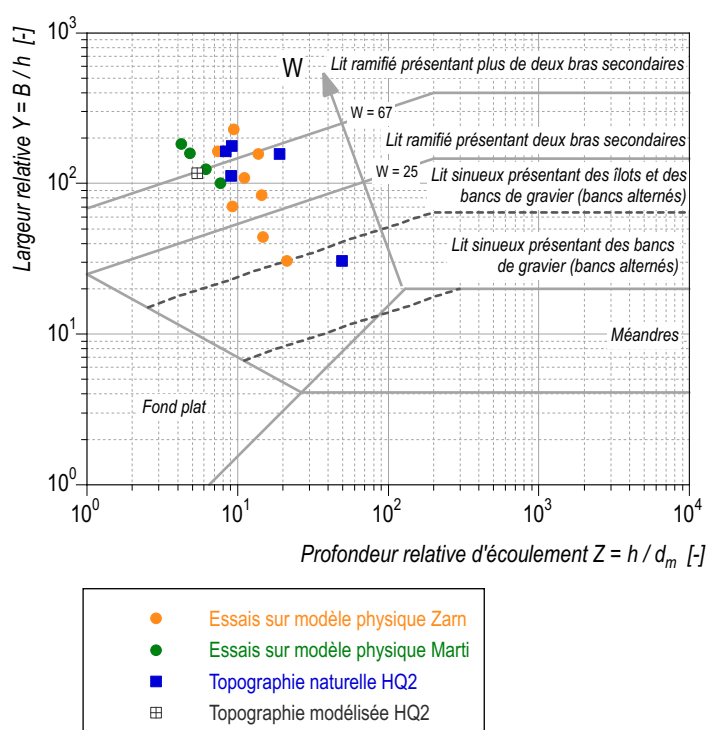


Figure 7 : Diagramme d'Ahmari & da Silva (2011) modifié d'après Schälchli & Hunzinger (2021) illustrant l'apparition des styles fluviaux en fonction de la largeur du lit, de la profondeur d'écoulement et du diamètre des grains. Sont représentées les combinaisons de paramètres Y , Z pour les essais sur modèle physique utilisés dans les analyses du Tableau 1, ainsi que les cours d'eau naturels étudiés du Tableau 2. Pour ces derniers, les valeurs correspondantes au débit morphogène HQ_2 sont indiquées.

Méthode d'évaluation

L'analyse repose sur les hypothèses de travail suivantes :

- La variabilité temporelle de la hauteur moyenne du lit par rapport à une hauteur d'équilibre moyenne, telle que décrite au chapitre 4.3, est aussi importante que sa variabilité spatiale.

¹ Lorsque les axes du diagramme d'Ahmari-daSilva sont à la même échelle.

- La variabilité de la position du lit a une incidence directe sur la variabilité du niveau d'eau et de la ligne d'énergie. Lorsque ces derniers sont connus, il n'est pas nécessaire de déterminer la variabilité de la position du lit.
- Les bancs et les chenaux partiels ont pour conséquence que le niveau d'eau et la hauteur d'énergie ne sont pas répartis horizontalement sur la section transversale et que le niveau d'eau moyen et la hauteur d'énergie moyenne par section transversale fluctuent chacun autour d'une droite de compensation dans le profil longitudinal.
- Les droites de compensation du lit moyen, du niveau d'eau moyen et de la hauteur d'énergie moyenne sont parallèles.

Les données ont été analysées selon le schéma de la Figure 8 : des profils transversaux ont été définis sur un tronçon relativement homogène et le lit moyen a été déterminé pour chaque profil transversal (voir point 1 sur la Figure 8). À l'aide d'une régression linéaire, une droite de compensation a été définie le long du parcours d'écoulement et considérée comme le « plan incliné du lit moyen » (2). Ensuite, toutes les profondeurs d'écoulement h_i mesurées ou calculées le long des profils transversaux ont été moyennées, et un plan a été établi à la distance correspondant à cette profondeur d'écoulement moyenne h par rapport au plan du lit moyen (3)². Ce plan représente la valeur moyenne des niveaux d'eau mesurés ou calculés. Enfin, pour chaque point de mesure dans les profils transversaux, on a déterminé la différence entre le niveau d'eau mesuré ou calculé et le plan du niveau d'eau moyen (4). La dispersion de ces différences a été décrite par leur écart-type et est désignée par la variabilité ω_{zw} . Afin de pouvoir comparer entre eux les résultats obtenus pour des cours d'eau de tailles différentes, la variabilité a été normalisée par rapport à la profondeur moyenne d'écoulement h , ce qui correspond en fin de compte au coefficient de variation.

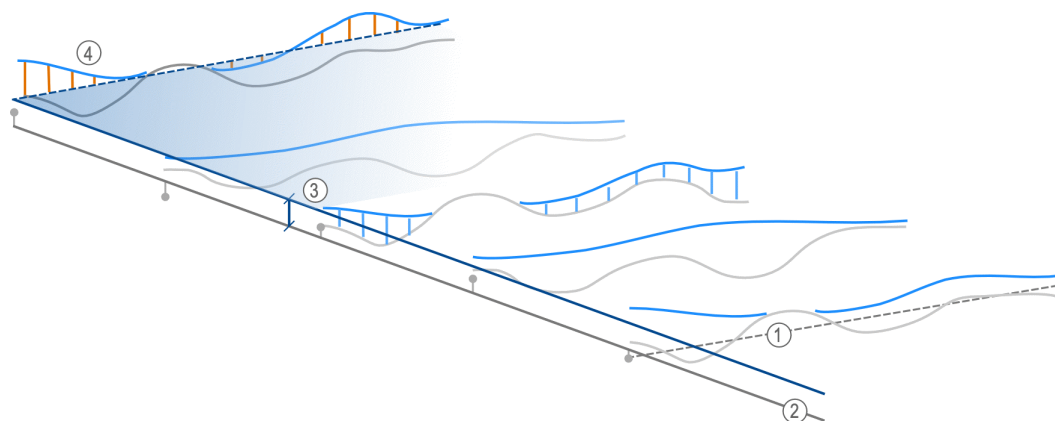


Figure 8 : Schéma d'évaluation de la variabilité du niveau d'eau. On détermine l'écart entre le niveau d'eau mesuré (ou calculé) et un niveau d'eau attendu. Explication des chiffres mentionnés dans le texte. D'après Fahrenberg (2024).

La variabilité normalisée du niveau d'eau peut être représentée en fonction de W . On constate que la variabilité augmente à mesure que l'intensité de la ramification s'accroît.

² Les essais sur modèle physique n'ont fourni que des résultats de mesure sous forme de profils transversaux. Afin de pouvoir comparer au mieux les données provenant de sources différentes, des profils transversaux ont également été analysés à partir des simulations en 2D, bien que la profondeur d'écoulement ait été calculée sur toute la surface.

Une relation linéaire peut être déduite des données. Dans le cas présent, elle a été forcée par le point zéro. Pour l'analyse de la revanche, on propose une relation qui couvre la majorité des points de données, c'est-à-dire qui présente une pente plus raide que la droite déterminée par la régression linéaire. Elle s'écrit comme suit :

$$\omega_{zw} = h \, 0.0075 \, W \quad (5)$$

Le paramètre de forme du lit W est déterminé à partir du débit morphogène Q_2 . Sur la Figure 9, on remarque que deux points présentant un faible paramètre de forme du lit W se situent nettement au-dessus de la ligne de l'équation 5. Il s'agit de points de données provenant de l'Allondon. Dans la simulation de ce lit fortement fragmenté par la végétation, certains canaux secondaires étroits ne présentent presque pas d'écoulement et les niveaux d'eau y sont jusqu'à 2 m plus bas que dans le canal principal de même section. Cela conduit à une variabilité exceptionnellement élevée du niveau d'eau, mais dans ce cas précis, à une variabilité « à la baisse ».

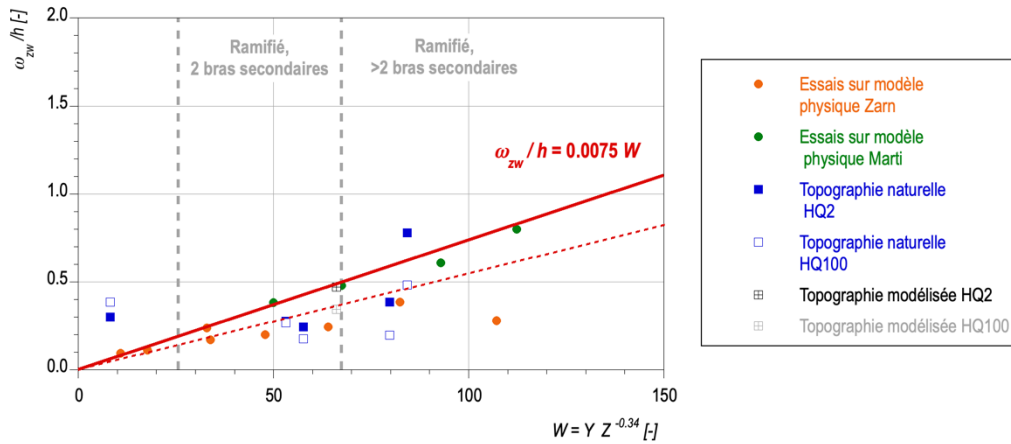


Figure 9 : Variabilité normalisée du niveau d'eau en fonction du paramètre morphologique W , calculé pour le débit morphogène. Régression linéaire passant par l'origine (ligne pointillée) et relation proposée pour le dimensionnement.

De manière analogue, les données relatives à la variabilité de la hauteur d'énergie ω_{ze} ont été analysées. À cet effet, seules les données issues des simulations numériques réalisées dans les cours d'eau du Tableau 2 sont toutefois disponibles. La variabilité de la hauteur d'énergie a été normalisée par rapport à la hauteur d'énergie moyenne h_e afin de déduire une relation entre la variabilité et le paramètre de forme du lit W (Figure 10). De manière analogue à l'équation 5, on obtient

$$\omega_{ze} = h_e \, 0.006 \, W \quad (6)$$

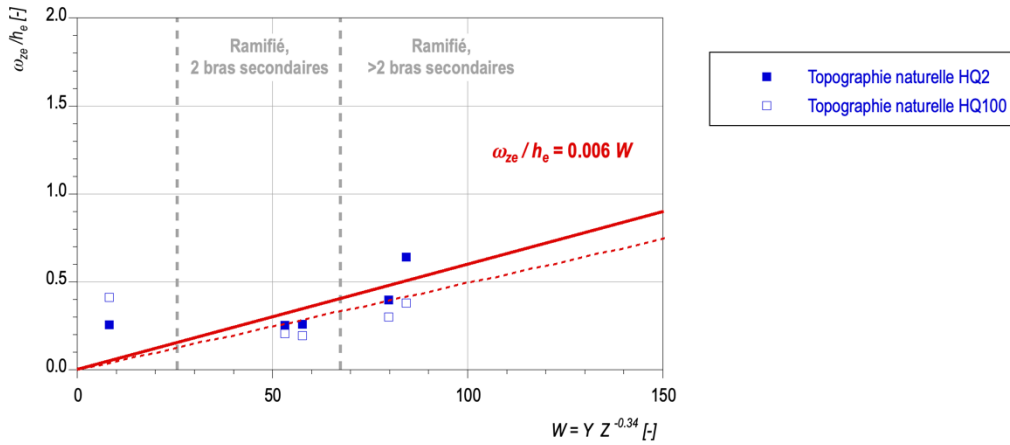


Figure 10 : Variabilité normalisée de la hauteur d'énergie en fonction du paramètre morphologique W , calculé pour le débit morphogène. Régression linéaire passant par l'origine et relation proposée pour le dimensionnement.

6.2 Imprécision dans le calcul du niveau d'eau

Selon CIPC (2013), l'imprécision dans le calcul du niveau d'eau σ_w se compose des imprécisions liées à la prévision de la position du lit σ_{wz} et au calcul de la profondeur d'écoulement σ_{wh} et la relation suivante s'applique :

$$\sigma_w = \sqrt{\sigma_{wz}^2 + \sigma_{wh}^2} \quad (7)$$

Cette approche est également reprise dans la présente recommandation. En 2013, une plage de valeurs comprise entre 0,1 et 1,0 m a été recommandée pour σ_{wz} . Dans les cours d'eau présentant des bancs, la prévision du niveau du lit est certes plus difficile que dans un cours d'eau à lit plat (voir les explications au chapitre 4.3), mais un cours d'eau large offre une plus grande capacité de stockage au niveau du lit qu'un cours d'eau étroit. Si un volume de sédimentation ou d'érosion est mal évalué, celui-ci se répartit sur une plus grande largeur et n'entraîne donc pas nécessairement une erreur plus importante dans la prévision de la position du lit. C'est pourquoi une plage de valeurs similaire pour σ_{wz} doit également s'appliquer aux cours d'eau présentant des bancs. Toutefois, il est recommandé de fixer une limite inférieure correspondant au moins au diamètre granulométrique d_{90} du matériau du lit.

Comme le montre le chapitre 4.4, le calcul de la profondeur d'écoulement dans les cours d'eau présentant des bancs est entaché d'incertitudes plus importantes que dans ceux à lit plat, car toutes les rugosités ne peuvent pas être systématiquement prises en compte. CIPC (2013) postule une relation linéaire entre la profondeur d'écoulement et l'erreur d'estimation de celle-ci. Cette relation a été déduite à partir d'une analyse des erreurs portant sur les données d'entrée du calcul du débit. À cet effet, une erreur moyenne de 10 % avait été supposée pour le coefficient de rugosité, l'une des données d'entrée. Si l'erreur relative à la rugosité est portée à 20 %, elle a un impact plus important sur l'erreur concernant la profondeur d'écoulement calculée (Figure 11). L'imprécision liée au calcul de la profondeur d'écoulement est alors donnée par

$$\sigma_{wh} = 0.06 + 0.10 h \quad (8)$$

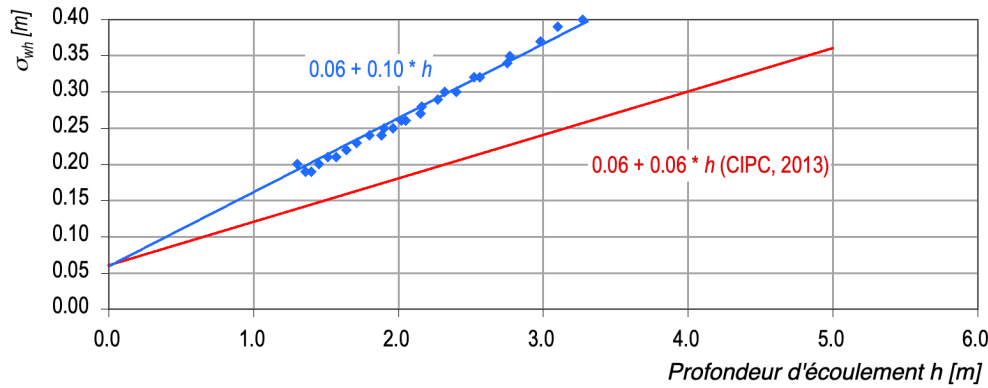


Figure 11 : Imprécision dans le calcul de la profondeur d'écoulement en fonction de la profondeur d'écoulement. Rouge : recommandation CIPC (2013) avec une erreur moyenne sur les paramètres de rugosité de 10 %, bleu : nouvelle recommandation avec une erreur moyenne sur les paramètres de rugosité de 20 %.

6.3 Calcul de la revanche nécessaire

La revanche nécessaire pour les cours d'eau à morphologie dynamique est déterminée de manière analogue à la revanche nécessaire dans les cours d'eau à lit plat (voir chapitre 2). On tient donc compte, en fonction de la délimitation du cours d'eau, d'une revanche partielle pour la marge d'imprécision dans la détermination du niveau d'eau, d'une revanche partielle pour prendre en compte la formation de vagues et le remous d'exhaussement au niveau des obstacles, ainsi que d'une revanche partielle due à la section d'écoulement supplémentaire nécessaire sous les ponts. Une revanche partielle supplémentaire est prise en compte pour la variabilité du niveau d'eau ou la variabilité de la hauteur d'énergie. De plus, l'imprécision dans la détermination du niveau d'eau est accrue par rapport à un calcul effectué dans un cours d'eau canalisé.

Dans un cours d'eau présentant des bancs, s'écoulant dans un lit incisé ou délimité par des digues résistantes au débordement, on applique

$$f_{e_Lit_incisé} = \sqrt{f_w^2 + f_{w_morph}^2} \quad (9)$$

avec

$$f_w = \sigma_w = \sqrt{\sigma_{wz}^2 + \sigma_{wh}^2} \quad (10)$$

$$\sigma_{wz} = d_{90_Fond_du_lit} \dots 1.0 \text{ m} \quad (11)$$

$$\sigma_{wh} = 0.06 + 0.10 h \quad (12)$$

et

$$f_{w_morph} = \omega_{zw} = 0.0075 W h \quad (13)$$

Dans un cours d'eau présentant des bancs, délimité par des digues non protégées contre les crues ou s'écoulant sur un cône alluvial, on a

$$f_{e_Digue} = \sqrt{f_w^2 + f_v^2 + f_{v_morph}^2} \quad (14)$$

avec

$$f_v = \frac{v^2}{2g} \quad (15)$$

et

$$f_{v_morph} = \omega_{ze} = 0.006 W h_e \quad (16)$$

Pour une section transversale de pont au-dessus d'un cours d'eau présentant des bancs, on a :

$$f_{e_Pont} = \sqrt{f_w^2 + f_v^2 + f_t^2 + f_{v_morph}^2} \quad (17)$$

où f_t est déterminé selon la recommandation de la CIPC (2013).

Le paramètre de style fluvial W est calculé à partir de la profondeur d'écoulement correspondant à l'écoulement morphogène Q_2 :

$$W = \frac{Y}{Z^{0.34}} = \frac{B/h_{Q2}}{(h_{Q2}/d_m)^{0.34}} \quad (18)$$

Pour le calcul de la revanche partielle f_v , il convient d'utiliser la vitesse d'écoulement déterminante dans chaque cas. Il s'agit généralement de la vitesse d'écoulement moyenne. La recommandation de la CIPC (2013) formule des exceptions à cette règle, qui doivent être appliquées comme suit dans les chenaux à morphologie dynamique :

- Dans un profil double (profil avec lit majeur - mineur), la vitesse d'écoulement moyenne sur le lit majeur est déterminante si sa largeur correspond au moins à cinq fois la profondeur d'écoulement sur le lit majeur et si une dynamique morphologique et une concentration d'écoulement sur le lit majeur peuvent être exclues.
- Au niveau des ponts, la vitesse d'écoulement moyenne de la section partielle concernée (lit principal ou lit majeur) est considérée comme la vitesse locale.

En règle générale, il n'est pas nécessaire de prendre en compte séparément une concentration d'écoulement du côté extérieur d'un coude de rivière ; celle-ci est comprise dans la revanche partielle f_{v_morph} .

7 Exemples d'application

7.1 Élargissements de la Singine et du Rhin alpin

L'approche décrite ci-dessus pour le calcul de la revanche nécessaire dans les cours d'eau à dynamique morphologique a été testée sur plusieurs exemples d'application et comparée à la méthode précédente de 2013. Deux d'entre eux sont présentés ci-après : la Singine en amont de Laupen (Figure 12) et le Rhin alpin sur le tronçon de l'élargissement prévu du Rhin à Maienfeld/Bad Ragaz (Figure 13).

La Singine près de Laupen

La Singine, cours d'eau préalpin transportant d'importants volumes de sédiments, traverse près de Laupen un fond de vallée plat avant de se jeter dans la Sarine. À environ un kilomètre en amont de l'embouchure, dans le cadre d'un projet de protection contre les crues et de revitalisation, les digues de protection ont été reculées et les ouvrages de consolidation des berges existants ont été supprimés. Le lit du cours d'eau peut s'élargir spontanément de 25 m jusqu'à 100 m sur une longueur d'environ 1 km.



Figure 12 : La Singine près de Laupen avant la revitalisation. Photo prise en mars 2010.

Élargissement du Rhin à Maienfeld/Bad Ragaz

Dans le tronçon canalisé du fleuve situé en aval de l'embouchure de la Landquart, un élargissement d'environ 3,5 km est prévu ; la plus grande des deux parties de cet élargissement prévoit de multiplier par près de deux et demi la largeur du lit du fleuve, pour atteindre environ 200 m. Le tronçon de référence pour l'état final du nouvel élargissement est la plaine alluviale située immédiatement en amont, près de Mastrils.

Le Rhin alpin se caractérise également par un fort transport de sédiments et par d'importants débits de crue, et s'écoule dans une vallée relativement plate. Il présente toutefois des dimensions nettement plus importantes que la Singine.



Figure 13 : A gauche, le périmètre du projet d'élargissement prévu du Rhin à Maienfeld/Bad Ragaz ; à droite, le tronçon de référence de Mastrils situé immédiatement en amont. La végétation de ce dernier se présente actuellement dans un état fortement dégarni (arrière-plan de l'image : Swissimage, 2025)

7.2 Revanche nécessaire en fonction de la largeur

Pour vérifier le calcul de la revanche, la profondeur d'écoulement a été calculée dans un canal de remplacement rectangulaire selon Zarn (1997), en tenant compte de la rugosité de forme et des parois, et en appliquant les hypothèses du Tableau 3 .

La Figure 14 présente les revanches nécessaires sur la Singine en fonction de la largeur effective d'écoulement, calculées selon l'approche de 2013 et la recommandation actualisée, ainsi que celles partielles nouvellement introduites pour tenir compte de la variabilité du niveau d'eau et de la hauteur d'énergie.

Les revanches calculées selon la méthode de 2013 diminuent continuellement à mesure que la largeur augmente, ce qui s'explique par la réduction des profondeurs d'écoulement et des vitesses d'écoulement dans les chenaux élargis.

En supposant des imprécisions σ_{wz} et σ_{wh} identiques, la revanche calculée à l'aide de la nouvelle méthode 2026 dans le lit étroit reste largement identique aux valeurs obtenues selon l'approche de 2013. À mesure que la largeur de la section effective d'écoulement augmente, les revanches partielles f_{w_morph} et f_{v_morph} augmentent. Pour une largeur de lit de 70 m et dans un lit incisé, la nouvelle revanche partielle f_{w_morph} est égale à f_w . Les deux revanches partielles contribuent donc à parts égales à la revanche nécessaire f_e . Dans le cas d'une digue non protégée contre le débordement et dans la section du pont, la part de f_{v_morph} est plus faible, car pour la revanche nécessaire $f_{(e)}$, les revanches partielles f_v et f_t sont pris en compte dans la moyenne géométrique.

Tableau 3 : Données d'entrée pour le calcul de la revanche nécessaire dans les exemples de la Singine à Laupen et du Rhin alpin à Maienfeld-Bad Ragaz.

	Singine Laupen	Rhin alpin Maienfeld / Bad Ragaz
Section d'écoulement effective	canal de remplacement rectangulaire	
Largeur	25...100 m	Largeur actuelle : 80 à 90 m Largeur élargie : env. 200 m Largeur de régime ³ : 150 m
Rugosités	Rive $k_{str} = 20 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ Fond $k_{str} = 27 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$	Rive $k_{str} = 20 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ Fond $k_{str} = 27 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$
Pente du lit	0,6 %	0,4 %
Débits	HQ ₂ = 143 m ³ /s HQ ₁₀₀ = 400 m ³ /s	HQ ₂ = 1 180 m ³ /s HQ ₁₀₀ = 3 350 m ³ /s
Diamètre des grains du matériau de lit	$d_m = 5,0 \text{ cm}$ $d_{90} = 12,6 \text{ cm}$	$d_m = 4,5 \text{ cm}$ $d_{90} = 12,0 \text{ cm}$
Imprécision sur le niveau du fond du lit	$\sigma_{wz} = 2 \cdot d_{90} = 0,25 \text{ m}$	$\sigma_{wz} = 2 \cdot d_{90} = 0,24 \text{ m}$
Imprécision sur la profondeur d'écoulement	$\sigma_{wh} = 0,06 + 0,10 \cdot h$	$\sigma_{wh} = 0,06 + 0,10 \cdot h$
Revanche supplémentaire sous les ponts	$f_t = 1,0 \text{ m}$	$f_t = 1,0 \text{ m}$

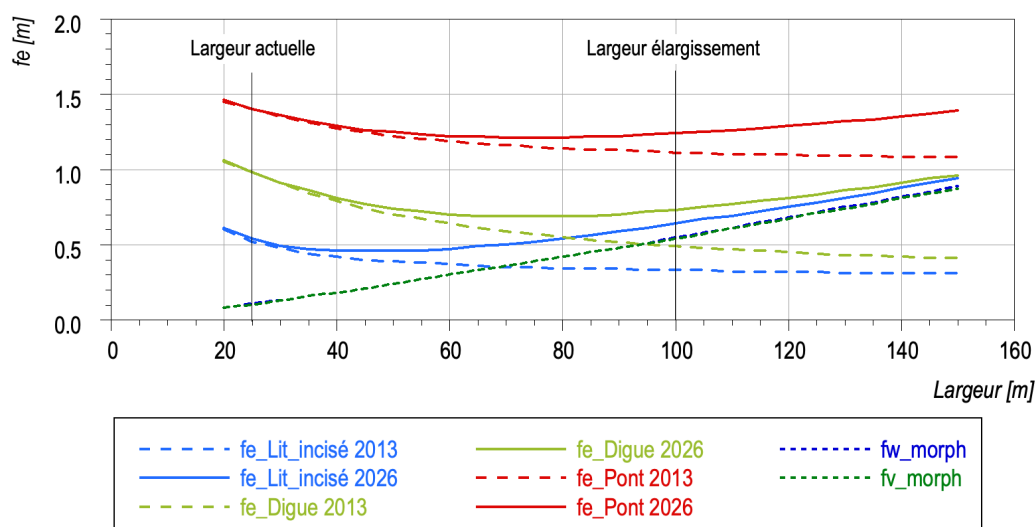


Figure 14 : Revanche nécessaire et revanches partielles f_{w_morph} et f_{v_morph} pour un débit de 400 m³/s sur la Singine près de Laupen selon CIPC (2026 et 2013) en fonction de la largeur d'écoulement effective du lit. Dans cet exemple, f_{w_morph} et f_{v_morph} coïncident.

Sur le Rhin alpin (Figure 15), on observe une évolution similaire de la hauteur de revanche nécessaire en fonction de la largeur, comme pour la Singine, bien qu'on constate une dépendance un peu plus marquée par rapport à la largeur du lit. Si le Rhin disposait d'une dynamique largement non contrainte et reprenait possession d'une grande partie de la plaine alluviale, une revanche nettement plus importante que celle prévue par la méthode de 2013 serait nécessaire au niveau des ouvrages de protection contre les crues. La part de variabilité déterminerait alors pratiquement la totalité de la revanche nécessaire.

Dans la partie inférieure de l'élargissement de Bad Ragaz, le Rhin peut s'élargir jusqu'à environ 200 m. Cependant, comme le montre le « voyage dans le temps » effectué sur le tronçon de référence de Mastrils, le lit du fleuve se recouvre progressivement d'une végétation dense ce qui ne permet plus l'écoulement sur toute la largeur. La largeur de régime que le fleuve peut maintenir de manière autonome et à long terme, sans interventions d'entretien, pour rester dégagé et permettre l'écoulement, peut varier fortement selon les lieux et les périodes ; elle est estimée à environ 150 m en moyenne sur l'ensemble du tronçon du Rhin et sur plusieurs décennies.

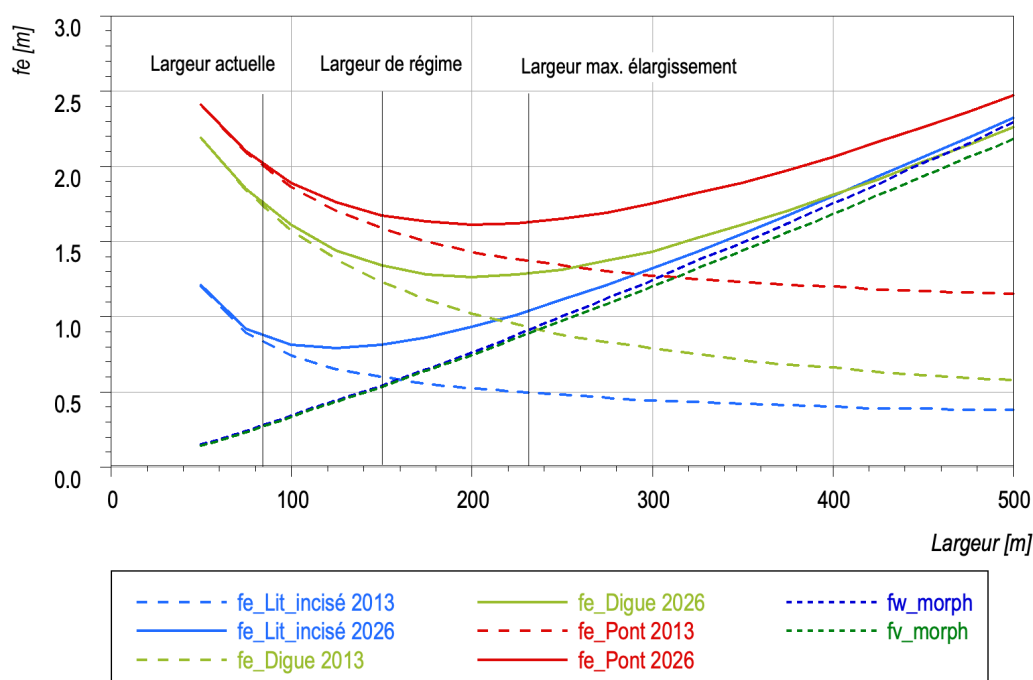


Figure 15 : Revanche nécessaire et revanches partielles f_{w_morph} et f_{v_morph} pour un débit de 3'350 m³/s dans le Rhin alpin selon les méthodes 2026 et 2013 en fonction de la largeur d'écoulement du lit effective.

7.3 Autres incertitudes illustrées par l'exemple de l'élargissement du Rhin

Dans le cadre du projet d'élargissement de Maienfeld/Bad Ragaz, des calculs de sensibilité du volume de charriage et hydrauliques approfondis ont été réalisés. Ceux-ci ont montré que le lit moyen et le niveau de crue réagissent fortement aux paramètres d'entrée. On a notamment fait varier⁴ :

⁴

Le choix des diamètres granulométriques caractéristiques n'a pas dû être modifié de manière plus précise sur le Rhin alpin, mais il peut également avoir une influence considérable sur la hauteur moyenne du lit dans un autre contexte.

- le débit de sédiments, principalement en provenance de la Landquart
- l'intensité de l'érosion latérale spontanée
- la largeur de régime (valeur moyenne plus élevée ou plus faible)
- l'influence hydraulique d'un rétrécissement local dû à la végétation, qui, en cas de crue, n'est pas éliminé à temps jusqu'au pic de la courbe de crue
- le déblayage tardif des gorges de rétrécissement

Certains de ces calculs de sensibilité ont donné des niveaux d'eau qui, localement, correspondraient à une part considérable de la revanche calculées selon cette recommandation. Ils ne sont toutefois pas prises en compte dans la détermination de la revanche, mais doivent être couvertes par un choix approprié des scénarios déterminants pour l'événement de dimensionnement et pour les cas de surcharge (voir chapitre 5). De plus, les incertitudes supplémentaires liées à ces scénarios sont compensées par une conception de projet robuste et capable de résister aux surcharges. Cette conception du projet comprend des délimitations de lit résistantes au débordement ainsi qu'une revanche surélevée de 20 cm supplémentaires sur la rive droite, afin que l'autoroute qui y passe soit épargnée par des inondations trop intensives et reste praticable, même dans des scénarios peu probables de risque résiduel.

La revanche ne tient pas non plus compte d'une remontée du niveau d'eau le long de la rive gauche, où se formerait un chenal secondaire qui, pendant la phase d'élargissement par dynamique propre, serait provisoirement isolé du chenal principal. Un embâcle dans ce chenal secondaire entraînerait une forte remontée locale du niveau d'eau et des débordements. Ce scénario ne provoquerait certes pas de rupture de digue, mais il convient néanmoins d'y faire face au cours des années suivant la construction en mettant en place un plan d'urgence adapté.

Symboles

B	[m]	Largeur du lit du cours d'eau
d_{90}	[m]	Diamètre des grains inférieur à 90 % (en pourcentage massique) des grains
d_m	[m]	Diamètre moyen des grains
f_e	[m]	Revanche nécessaire
f_{max}	[m]	Limite supérieure de la revanche nécessaire
f_{min}	[m]	Limite inférieure de la revanche nécessaire
f_t	[m]	Revanche partielle due à la section d'écoulement supplémentaire nécessaire pour les débris flottants
f_v	[m]	Revanche partielle pour la hauteur de vitesse
f_{v_morph}	[m]	Revanche partielle pour la variation de la position de la ligne d'énergie
f_w	[m]	Revanche partielle liée à l'imprécision dans le calcul du niveau de l'eau
f_{w_morph}	[m]	Revanche partielle pour la variation du niveau de l'eau
g	[m/s ²]	Accélération gravitationnelle
h	[m]	Profondeur d'écoulement
h_e	[m]	Hauteur d'énergie
Q_x	[m ³ /s]	Débit de crue de récurrence x
k_{str}	[m ^{1/3} /s]	Coefficient de rugosité selon Strickler
Q	[m ³ /s]	Débit
Q_{Dim}	[m ³ /s]	Débit de dimensionnement pour un scénario x
Q_{H_Dim}	[m ³ /événement]	Charge de bois flottant de dimensionnement pour un scénario x
Q_{S_Dim}	[m ³ /événement]	Charge de sédiments de dimensionnement pour un scénario x
T_x	[h]	Instant x dans les essais sur modèle physique
v	[m/s]	Vitesse d'écoulement
W	[-]	Paramètres de style fluvial
Y	[-]	Largeur relative
Z	[-]	Profondeur relative d'écoulement
σ_w	[m]	Imprécision dans le calcul du niveau d'eau
σ_{wh}	[m]	Imprécision dans le calcul de la profondeur d'écoulement
σ_{wz}	[m]	Imprécision dans le calcul du niveau d'eau due à l'imprécision du niveau prévu du lit
ω_{ze}	[m]	Variation de la ligne d'énergie
ω_{zw}	[m]	Variation du niveau de l'eau

Bibliographie

Ahmari H. & da Silva A.M.F. (2011) : Regions of bars, meandering and braiding in da Silva and Yalin's plan. *Journal of Hydraulic Research*, 49718-727.

CIPC (2013) : La revanche dans les projets de protection contre les crues et de l'analyse de dangers. Recommandations de la Commission de protection contre les crues (CIPC). « *Wasser Energie Luft* » 105/2, Baden, p. 122-132.

Collin R. & Ruegg E. (2022) : Variabilité du niveau des crues dans les rivières naturelles en tresse ou ramifiées. *Projet SIE, Ecole Polytechnique Fédérale Lausanne*, 45 S.

DWA (2011) : Deiche an Fließgewässern - Teil 1: Planung, Bau und Betrieb, *Gemeinsames Merkblatt DWA-M 507-1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), des Deutschen Talsperrenkomitees (DTK), und der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.)*, Dezember 2011; fachlich auf Aktualität geprüft 2016.

DVWK 210 (1986) : Flussdeiche. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 210, *Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey*, Hamburg und Berlin.

Erdem E. (2023) : Variabilität des Hochwasserspiegels in natürlichen, verzweigten Flüssen. *Bachelorarbeit an der OST, Rapperswil*, 69 S.

Fahrenberg B. (2024) : Variabilität des Hochwasserspiegels in verzweigten Flüssen. *Projektarbeit, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich*, 33 S.

Flussbau AG (2021) : Sense Sodbach. Revitalisierung und Parkplatzlenkung. Vorprojekt. *Im Auftrag des Amtes für Landwirtschaft und Natur des Kantons Bern und der Gemeinde Schwarzenburg*, Mai 2021.

Flussbau AG (2024) : Abflussrechnung Sense Sodbach. *Internes Projekt, nicht veröffentlicht*.

Framji K.K. (1983) : Manual of Flood Control Methods and Practices, International Commission on Irrigation and Drainage, Delhi

Jouhari S. (2023) : La revanche dans les projets de revitalisation de cours d'eau par élargissement local. *Projet de master, Ecole Polytechnique Fédérale Lausanne*, 61 S.

KOHS (2010) : Literaturrecherche Freibord. *HSR Hochschule für Technik Rapperswil – Institut für Bau und Umwelt. Nicht veröffentlicht*, 21 S.

Marti C. (2006) : Morphologie von verzweigten Gerinnen. Ansätze zur Abfluss-, Geschiebetransport- und Kolkiefenberechnung. *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich*, 199, Zürich, 272 S.

Möllmann, A., Merkel, U., Huber, M., Vermeer, P.A. and Westrich, B. (2009) : Probabilistische Analyse von Flussdeichen für die Praxis / Probabilistic analysis of river dykes for practical applications. *Hydrologie*, HW 53, H.3, p.172-178

Möllmann, A.F.D. (2009) : Probabilistische Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen mit analytischen Verfahren und der Finite-Elemente-Methode. *Dissertation Inst. für Geotechnik, Universität Stuttgart*.

Schälchli U. & Hunzinger L. (2021) : Die erforderliche Geschiebefracht. Fachbericht zum Modul «Geschiebehaushalt – Massnahmen» der Vollzugshilfe Renaturierung der Gewässer. *Bundesamt für Umwelt (Hrsg.)*

Steenbergen, H., Lassing, B.L., Vrouwenvelder, A.C.W.M. and Waarts, P.H. (2004) : Reliability analysis of flood defence systems. *Heron*, 49 (1), p.51-73

USACE (2016) : HEC-RAS River Analysis System: Hydraulic Reference Manual. US Army

Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 2016.

USACE (1992) : Levee and Floodwall Freeboard Design for Urban Flood Control. US Army Corps of Engineers, 1992.

Zarn B. (1997) : Einfluss der Flussbettbreite auf die Wechselwirkung zwischen Abfluss, Morphologie und Geschiebetransportkapazität. *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich*, 154, Zürich, 242 S.