Document associé à la Charte Qualité de l'hydrométrie 2017 – Chapitre 3		
Liberté • Égalité • Fraternité RÉPUBLIQUE FRANÇAISE MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE ET SOLIDAIRE	# Fiche 3.2 : Courbes de tarage pour les stations à double échelle influencées par un remous variable	GROUPE DOPPLER HYDROMÉTRIE
Rédacteur : Le Coz Jérôme, jerome.lecoz@irstea.fr Vérificateurs : Gilles Pierrefeu (CNR), Grégoire Naudet (CNR), Michel Lang (Irstea), Valentin Mansanarez (Université de Stockholm)		Mise à jour : 8 janvier 2019

Introduction : le problème du remous variable

Lorsqu'une station hydrométrique se trouve sous l'influence d'un remous variable, la relation hauteur-débit n'y est plus univoque, ce qui compromet l'application d'une courbe de tarage hauteur-débit traditionnelle. Le remous, en hydraulique fluviale, désigne la surélévation (ou sous-élévation) de la ligne d'eau, par rapport au tirant d'eau normal du régime uniforme, en raison d'une condition limite aval plus haute (ou plus basse) que celle du régime uniforme.

D'une façon générale, une telle influence aval peut se produire pour un contrôle de type chenal. Un contrôle de type section, exercé par un seuil naturel ou artificiel en aval du point de mesure de la station hydrométrique, isole la station des influences aval tant que le seuil n'est pas noyé, pour des débits plus élevés ou pour un niveau aval qui remonte au-dessus de la crête du seuil.

Le plus gênant pour établir une courbe de tarage univoque est lorsque le remous est variable dans le temps, et non pas constant. Cette situation peut typiquement se produire lorsque le point de mesure de la station est situé en amont d'une confluence avec un autre cours d'eau, d'un lac ou d'une mer à niveau variable (marée…), ou encore d'un barrage dont le niveau varie (cf. Figure 1).

Lorsque le débit augmente et/ou le niveau aval diminue, le point de remous (marquant la limite amont de l'influence aval) se déplace vers l'aval jusqu'à finir par dépasser la position de la station principale qui se retrouve alors non influencée. Une courbe de tarage hauteur-débit « classique » à unique échelle $Q(h_1)$ peut alors être utilisée.

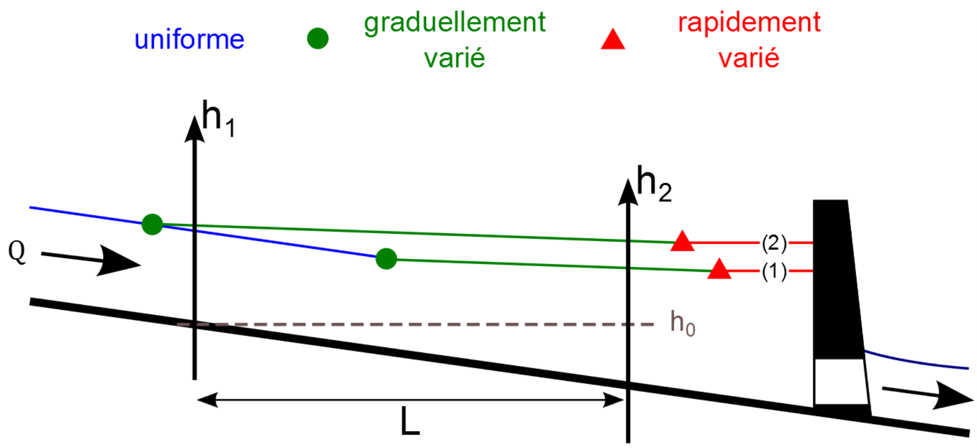

Figure 1 : Transition typique entre un contrôle par chenal sous influence aval variable d'un barrage (ligne d'eau 2) et un contrôle par chenal uniforme, non influencé par le barrage (ligne d'eau 1). Les hauteurs d'eau h_1 et h_2 sont mesurées respectivement aux stations principale et auxiliaire, séparées de la distance L.

Méthodes traditionnelles : abaques et chevelus

L'importance de la gestion des stations hydrométriques affectées par une pente d'énergie variable a été reconnue depuis longtemps dans les manuels d'hydrométrie et dans les normes (Réméniéras, 1949, Rantz, 1982, Callède et al., 2001, ISO 9123:2017). La pratique traditionnelle consiste à mesurer la dénivelée et donc la pente de la ligne d'eau entre l'échelle principale et une échelle secondaire située plus en aval (cf. Figure 1).

Pour que la méthode des courbes de tarage à double échelle fonctionne avec des incertitudes raisonnables, il est important de noter que :

- Les deux stations doivent se situer sur un tronçon d'écoulement relativement uniforme, et toujours en dehors de la zone d'écoulement rapidement varié (à pente quasi horizontale) ;
- Elles doivent mesurer une dénivelée suffisante, au minimum de 10 à 15 cm typiquement, sur une ligne d'eau relativement linéaire ;
- Les deux zéros d'échelle ne sont pas forcément calés à la même altitude, et même lorsqu'ils le sont théoriquement, il subsiste toujours une erreur de nivellement à considérer ;
- Le régime hydraulique est supposé permanent ou quasi-permanent : la méthode ne fonctionne pas si l'équilibrage des niveaux, débits et pentes le long du tronçon n'est pas obtenu ;
- Pour pouvoir gérer la transition vers le régime non influencé, il faut placer la station auxiliaire à l'aval de la station principale.

Tant que les variations de la géométrie de l'écoulement et de la vitesse le long du tronçon restent limitées, on dit que le régime est « graduellement varié » et les formules usuelles de frottement (Darcy-Weisbach, Manning-Strickler, Chézy), faites pour le régime uniforme, peuvent encore être utilisées. Selon ces formules, le débit est proportionnel à la racine carrée de la pente d'énergie. C'est la base des calculs traditionnels de débit associés aux stations à double échelle (ISO 9123:2017). Pour autant, la relation hauteur-dénivelée-débit est le plus souvent disponible sous forme d'abaques (collection de courbes hauteur-débit pour différents niveaux aval), sans mention explicite des incertitudes associées.

Dans l'exemple opérationnel présenté en Figure 2, une courbe de tarage hauteur-débit « classique » $Q(h_1)$ est construite pour chaque incrément donné du niveau aval h_2 mesuré au point de réglage de l'aménagement hydro-électrique situé en aval de la station principale. Il en résulte une famille de courbes (ou « chevelu ») qui convergent vers un point de rattachement à la courbe de tarage unique du régime non-influencé, correspondant au régime uniforme sans influence du barrage.

L'application opérationnelle consiste à calculer les deux débits $Q(h_1, h_2)$ donnés par les courbes de tarage disponibles pour les deux valeurs de h_2 qui encadrent la valeur de h_2 mesurée et à réaliser une interpolation linéaire entre ces deux débits.

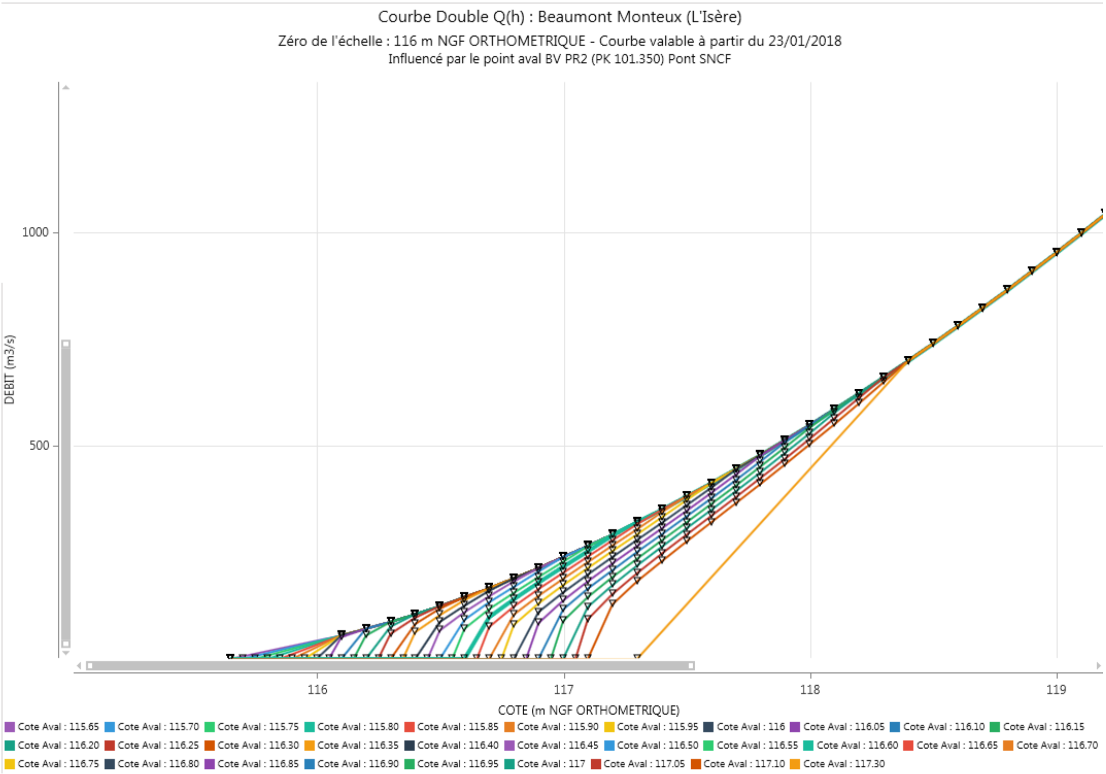

Figure 2 : Exemple de « chevelu » utilisé sur une station à double échelle (l'Isère à Beaumont-Monteux, CNR, logiciel HYDROMET)

Méthode bayésienne BaRatin-SFD

Pour apporter de nouvelles solutions à ce problème, Petersen-Øverleir et Reitan (2009) puis Mansanarez *et al*. (2016) ont proposé des approches bayésiennes visant à caler des relations hauteur-dénivelée-débit sous forme d'une équation dans un cadre probabiliste permettant de quantifier les incertitudes associées à ces courbes de tarage et aux débits calculés. Un important avantage sur la méthode du « chevelu » avec développement de courbes de tarage à h_2 constant est que l'ensemble des jaugeages (avec h_2 quelconques) est utilisé pour caler un unique modèle, ce qui nécessite moins de jaugeages, sans les grouper par valeurs similaires de h_2. Le modèle unique rend également inutile l'interpolation entre courbes de tarage à h_2 constant, n'importe quelles valeurs de hauteurs (h_1, h_2) pouvant être prises en entrée pour calculer un débit Q.

Le modèle BaRatin-SFD (Le Coz et al. 2016, Mansanarez 2016, Mansanarez et al. 2016, Mansanarez et al. 2017) est basé sur des hypothèses hydrauliques simples pour les régimes d'écoulement graduellement varié et uniforme dans les chenaux larges avec une condition de transition simple entre les deux contrôles influencé et non influencé :

$$Q(h_1,h_2) = \begin{cases} K_S B(h_1 - h_0)^M \sqrt{(h_1 - h_2 - \delta_h)/L} & si\ h_1 < \kappa(h_2)\ \ (pente\ variable) \\ K_S' B'(h_1 - h_0')^{M'} \sqrt{S_0} & si\ h_1 \geq \kappa(h_2)\ \ (pente\ constante) \end{cases} \quad (1)$$

où Q est le débit, h_1 la hauteur d'eau à l'échelle principale, h_2 la hauteur d'eau à l'échelle secondaire, L la distance entre les deux échelles et δ_h la différence de référence altimétrique entre les zéros des deux échelles.

Les paramètres du contrôle par chenal influencé (entre les deux échelles) sont les suivants : K_S est le coefficient de Strickler ; B est la largeur moyenne de la rivière ; h_0 est la cote moyenne du fond du lit de la rivière (offset) et *M* est l'exposant. Les paramètres du contrôle par chenal non influencé (autour de l'échelle principale) sont les suivants : $K_S^{'}$ est le coefficient de Strickler ; $B^{'}$ est la largeur moyenne de la rivière ; $M^{'}$ est l'exposant ; $h_0^{'}$ est la cote moyenne du fond du lit de la rivière (offset) et S_0 est la pente du fond de la rivière.

L'équation (1) est divisée en deux parties : la première (pente variable) correspond au contrôle par chenal sous influence aval variable avec une pente d'énergie variable alors que la seconde partie (pente constante) correspond au contrôle par chenal non influencé. Les deux équations sont dérivées de l'équation de Manning-Strickler en supposant une section transversale rectangulaire avec un grand rapport largeur / profondeur (M et M' devraient donc être proches de 5/3).

La transition entre les deux contrôles est considérée comme un simple point d'intersection (voir Figure 1) : le régime d'écoulement devient uniforme lorsque la hauteur h_1 de l'échelle principale est supérieure à $\kappa(h_2)$, une certaine hauteur de transition qui dépend de la valeur de la hauteur d'eau h_2 à l'échelle secondaire.

Exemple d'application : l'Isère à Beaumont-Monteux, France

Le modèle BaRatin-SFD est appliqué à une station à double échelle typique de celles exploitées par la Compagnie nationale du Rhône (CNR) sur un site de contrôle par chenal, ce qui correspond à la situation la plus courante. Plusieurs stations similaires sont situées dans les affluents du Rhône, en France, dans leur partie la plus basse affectée par le remous variable des centrales hydroélectriques construites dans le cours principal du Rhône. La quantification et la réduction des incertitudes des débits calculés à ces stations, en particulier les bas débits, revêtent une importance opérationnelle forte pour optimiser la production d'énergie et respecter les débits réglementaires.

La configuration hydraulique de la station a été modélisée en utilisant deux contrôles par chenal, l'un influencé et l'autre non influencé par le remous variable. Pour chaque paramètre du modèle BaRatin-SFD, on a déterminé des valeurs *a priori* (cf. Tableau 1) en utilisant des cartes et des images satellites, un modèle hydrodynamique 1D existant (Dugué et al., 2015), des profils en travers disponibles (y compris des transects ADCP), et les informations sur le nivellement des deux échelles. La largeur de la rivière augmente graduellement de l'échelle principale à l'échelle secondaire, ce qui se reflète dans l'incertitude de B et $B^{'}$. Malgré des données géométriques précises, la distance L entre les deux échelles est laissée légèrement incertaine pour tenir compte de la sinuosité de l'Isère. La pente S_0 de la ligne d'eau hors influence aval a été estimée à partir des enregistrements de hauteur d'eau, en crue, entre les deux échelles.

Au total, 46 jaugeages ont été réalisés entre 128 $\mathrm{m^3.s^{-1}}$ et 1389 $\mathrm{m^3.s^{-1}}$, ce qui couvre à la fois les situations d'influence aval par le remous variable et les situations sans influence. Les hauteurs d'eau h_1, observées à l'échelle principale, varient entre 0,81 et 3,47 m tandis que celles h_2 observées à l'échelle secondaire varient entre 0,20 et 0,75 m. La plupart des jaugeages ont été réalisés avec un ADCP sur un bateau mobile dans des conditions de mesure favorables. Les incertitudes ont donc été fixées à 5 % (niveau de confiance de 95 %) pour toutes les mesures par ADCP. Les incertitudes des jaugeages réalisés par courantomètre suspendus par câble ont été fixées à 7 %.

Tableau 1 : Paramètres a priori et a posteriori du modèle SFD de l'Isère à Beaumont-Monteux. N(μ;σ) désigne la distribution gaussienne de moyenne μ et d'écart-type σ, tandis que U(a;b) désigne la distribution uniforme de bornes a et b. Les distributions a priori des paramètres $K_S B$ et $K'_S B' \sqrt{S_0}$ ont été établies par propagation en supposant $K_S \sim N(30; 2.5)$ en $[m^{1/3}.s^{-1}]$, $B \sim N(150; 20)$ en $[m]$, $K'_S \sim N(30; 2.5)$ en $[m^{1/3}.s^{-1}]$, $B' \sim N(90; 5)$ en $[m]$, $S_0 \sim N(0.002; 0.0005)$ sans dimension.

Paramètres physiques	Unités	Estimations *a priori*		Résultats *a posteriori*	
		Distributions	Quantiles 2.5% et 97.5 %	MAP	Quantiles 2.5% et 97.5 %
$K_S B$	$[m^{4/3}.s^{-1}]$	$N(4500; 710)$	$[3080, 5920]$	4834	$[4072, 5834]$
h_0	$[m]$	$N(-1; 0.5)$	$[-2, 0]$	-1.45	$[-1.74, -1.14]$
M	$[-]$	$N(1.667; 0.025)$	$[1.617, 1.717]$	1.670	$[1.622, 1.714]$
L	$[m]$	$N(4750; 100)$	$[4550, 4950]$	4749	$[4562, 4947]$
h'_0	$[m]$	$N(-1; 1)$	$[-3, 1]$	-0.59	$[-0.68, -0.50]$
$K'_S B' \sqrt{S_0}$	$[m^{4/3}.s^{-1}]$	$N(120; 20)$	$[80, 160]$	127.8	$[116.4, 140.8]$
δ_h	$[m]$	$N(0; 0.5)$	$[-1, 1]$	-0.106	$[-0.158, -0.072]$
M'	$[-]$	$N(1.667; 0.025)$	$[1.617, 1.717]$	1.679	$[1.629, 1.722]$
γ_1	$[m^3.s^{-1}]$	$U(0; 10^6)$		0.39	$[0.04, 5.53]$
γ_2	$[-]$	$U(0; 10^6)$		0.0087	$[0.0004, 0.0231]$

Les résultats *a posteriori* sont en accord avec les *a priori*. La valeur absolue de la différence δ_h de référence altimétrique entre les zéros des deux échelles est légèrement supérieure à ce que l'on pourrait attendre de la précision du nivellement. Cette valeur calée peut aussi compenser l'erreur de non-linéarité de la ligne d'eau entre les deux échelles, notamment.

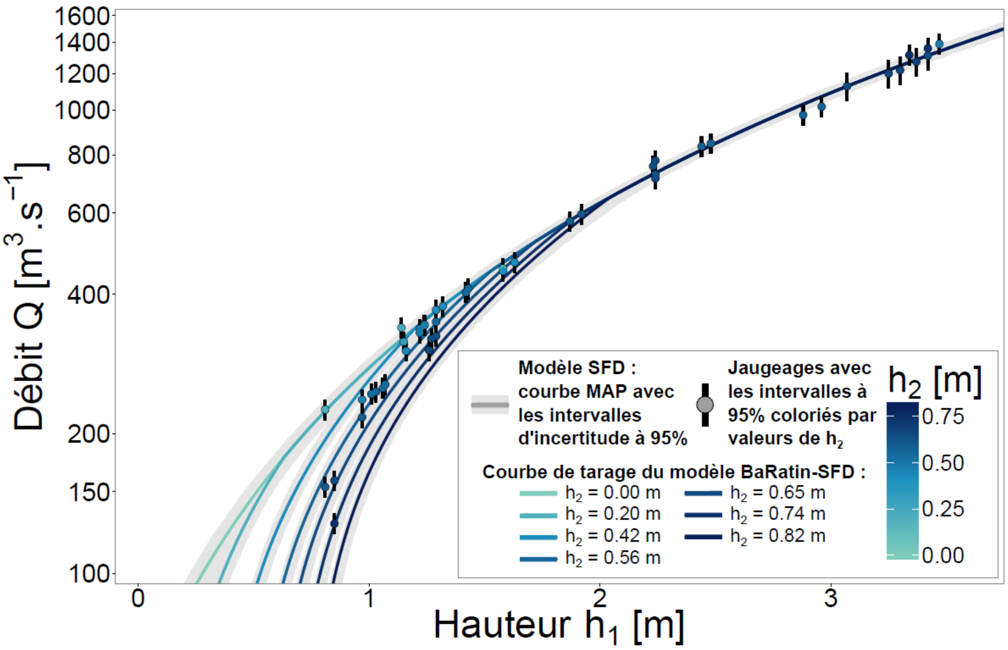

Figure 3 : L'Isère à Beaumont-Monteux : représentation hauteur-débit des résultats a posteriori du modèle hauteur-dénivelée-débit (SFD), avec les débits en échelle logarithmique. La courbe de tarage BaRatin-SFD est tracée seulement pour 7 valeurs de h2 qui correspondent à des valeurs de jaugeages (h_2= 0.20, 0.42, 0.56, 0.65 et 0.74 m) et aux valeurs extrêmes observées (0.00 m et 0.82 m).

Le modèle BaRatin-SFD donne les formes attendues des trajectoires hauteur-débit (cf. figure 3), avec un faisceau continu (fonction de h_2) de courbes influencées par le remous variable qui fusionnent doucement avec la courbe non influencée par des transitions distinctes dépendant de la valeur de la hauteur h_2 à l'échelle secondaire. L'accord entre les deux types de courbes et l'ensemble des jaugeages est satisfaisant quelle que soit la valeur de h_2 : les différences entre les débits mesurés et les débits estimés par le modèle BaRatin-SFD (courbe maximum a posteriori) sont inférieures à ± 5 %

et les intervalles d'incertitude à 95 % des estimations de débits sont également de ± 5 % environ, sauf pour les débits inférieurs à 200 $\mathrm{m}^3.\mathrm{s}^{-1}$ (environ ± 10 %).

Références bibliographiques

ISO NF 9123:2017. Hydrométrie – Relations hauteur-dénivelée-débit.

Callède J., P. Kosuth, & E. De Oliveira (2001) – Etablissement de la relation hauteur-débit de l'Amazone à Óbidos : Méthode de la dénivelée normale à « géométrie variable ». Hydrological Sciences Journal, 46(3), 451-463.

Dugué V., C. Walter E. Andries A. Launay J. Le Coz B. Camenen J.-B. Faure (2015) – Accounting for hydropower schemes' operation rules in the 1D hydrodynamic modeling of the Rhône River from Lake Geneva to the Mediterranean Sea. E-proceedings of the 36th IAHR World Congress, 28 June-3 July, 2015, The Hague, the Netherlands, 8 p.

Le Coz J., Mansanarez V., Renard B., Lang M., Pierrefeu G., Pobanz K., Le Boursicaud R. (2016) – Bayesian analysis of rating curves at twin gauge stations. IAHR River Flow conference, St. Louis, Missouri, USA, 12-15 July 2016, 7 p.

Mansanarez V. (2016) – Non unique stage-discharge relations: Bayesian analysis of complex rating curves and their uncertainties. Thèse de doctorat, Université Grenoble Alpes, Irstea Lyon-Villeurbanne, 240p.

Mansanarez V., Le Coz J., Renard B., Vauchel P., Pierrefeu G., Lang M. (2016) – Bayesian analysis of stage-fall-discharge rating curves and their uncertainties. Water Resources Research, 52, 7424-7443.

Mansanarez, V., Le Boursicaud, R., Le Coz, J., Renard, B., Lang, M., Horner, I., Pierrefeu, G., Pobanz, K. (2017) – BaRatin-SFD, analyse bayésienne des courbes de tarage à double échelle et de leurs incertitudes [BaRatin-SFD, Bayesian analysis of rating curves at twin-gauge stations and their uncertainties], La Houille Blanche, 5, 22-28. doi:10.1051/lhb/2017040

Petersen-Øverleir A. et T. Reitan (2009) – Bayesian analysis of stage-fall-discharge models for gauging stations affected by variable backwater. Hydrological Processes, 23(21), 3057-3074.

Rantz S. (1982) – Computation of discharge. Measurement and computation of streamflow, U. S. Geological Survey, Washington Water-Supply Paper, 2, 2175.

Réméniéras G. (1949) – L'Hydraulique des stations limnimétriques pour la mesure du débit des cours d'eau [Hydrological annual report of France, year 1949: the Hydraulics of gauging stations for streamflow measurements (in French)]. Annuaire hydrologique de la France, année 1949 : Société hydrotechnique de France.