

Chapitre 1

AIDE MÉMOIRE

D'HYDRAULIQUE À SURFACE LIBRE

1- DÉFINITIONS ESSENTIELLES : LES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES	8
2 - DÉFINITIONS ESSENTIELLES : LES PARAMÈTRES HYDRAULIQUES.....	9
2.1 - Masse volumique	9
2.2 - Poids volumique.....	9
2.3 - Débit.....	9
2.4 - Vitesse en un point de l'écoulement.....	9
2.5 - Vitesse moyenne.....	9
2.6 - Ligne de courant	9
2.7 - Pression hydrostatique en un point.....	10
2.8 - Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement	10
2.9 - Charge moyenne dans une section ; charge spécifique.....	11
2.10 - Poussée sur une paroi du canal	11
2.11 - Frottement sur une paroi du canal.....	11
3 - PRÉSENTATION RAPIDE DES DIFFÉRENTS RÉGIMES D'ÉCOULEMENT	13
3.1 - Régime permanent.....	13
3.2 - Écoulement permanent uniforme.....	13
3.3 - Écoulement permanent varié	13
3.4 - Régime transitoire.....	13
4 - CALCUL DES ÉCOULEMENTS PERMANENTS UNIFORMES.....	14
4.1 - Rappel de la définition.....	14
4.2 - Équation de continuité.....	14
4.3 - Équation du régime uniforme.....	14
4.4 - Formulations de Chézy et de Manning-Strickler.....	15
5 - ÉCOULEMENTS PERMANENTS GRADUELLEMENT VARIÉS.....	18
5.1 - Présentation du problème considéré	18
5.2 - Équation de la ligne d'eau ; tirant d'eau normal.....	18
5.3 - Tirant d'eau critique.....	19
5.4 - Écoulement fluvial, écoulement torrentiel	19
5.5 - Calcul d'une courbe de remous	21
6 - ÉCOULEMENTS RAPIDEMENT VARIÉS	22
6.1 - Ressaut hydraulique	22
6.2 - Typologie et longueur du ressaut.....	24
6.3 - Position du ressaut.....	25
6.4 - Seuil dénoyé ou noyé.....	25
6.4.1 - Loi de seuil dénoyé.....	25
6.4.2 - Loi de seuil noyé.....	26
6.4.3 - Seuils profilés.....	27
7 - ÉCOULEMENTS TRANSITOIRES.....	29
7.1 - Les deux équations de base	29
7.2 - Problèmes réels rencontrés	29
7.3 - Propagation des crues dans les chenaux à forte pente et à champ d'inondation réduit.....	30
7.4 - Propagation des crues dans les chenaux à très faible pente	30
7.5 - Conclusion sur la propagation des crues en rivière.....	32

Ce chapitre condense en quelques pages les grands principes d'hydraulique à surface libre utiles à la compréhension des cours d'eau et aux problèmes courants d'ingénierie fluviale. Il est conçu pour être suivi par les lecteurs peu familiers des notions fondamentales de mécanique des fluides. Les démonstrations ne sont pas fournies, et le lecteur pourra les trouver en particulier dans [19] où il retrouvera les mêmes définitions et notations. Les écoulements en canaux sont également concernés, ce qui ne sera pas le cas des chapitres suivants.

Dans ce chapitre, notre approche est unidimensionnelle (1D). Le chenal (rivière à lit unique ou canal) peut être raisonnablement considéré comme rectiligne. Sa géométrie peut alors être parfaitement définie par une succession de sections perpendiculaires à son axe. Il existe donc une direction privilégiée de l'écoulement appelée axe de l'écoulement. Par voie de conséquence, la surface libre est supposée horizontale d'une rive à l'autre (absence de dévers). Les composantes verticales de l'écoulement ainsi que les composantes de rive à rive sont donc négligées. Tous les paramètres géométriques peuvent être considérés comme des fonctions de l'abscisse mesurée sur l'axe d'écoulement. Les vitesses sont supposées homogènes dans une section. Ce type d'approche est celle de la modélisation filaire (ou à une dimension). Le jargon classique emploie l'appellation « modèle 1D ». La rivière est supposée avoir des parois (le fond et les berges) fixes.

La rivière est en outre supposée transporter de l'eau claire.

1- DÉFINITIONS ESSENTIELLES : LES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES

Les paramètres géométriques sont relatifs à une section du chenal dans un plan perpendiculaire à son axe, dont la position est définie par une abscisse (x). Les paramètres essentiels sont le tirant d'eau (y), la section mouillée (S), la largeur au miroir (L) ou largeur de la section mouillée et le périmètre mouillé (P). Ils sont définis sur le schéma de la figure 1. Il faut noter que le périmètre mouillé représente la longueur de paroi au contact de l'eau (berges et fond), mais ne comporte pas le contact entre l'eau et l'atmosphère. Le tirant d'eau est mesuré perpendiculairement au fond du chenal. Il ne doit théoriquement pas être confondu avec la hauteur d'eau qui est une mesure verticale. Mais en rivière à faible pente, ces deux valeurs sont pratiquement égales.

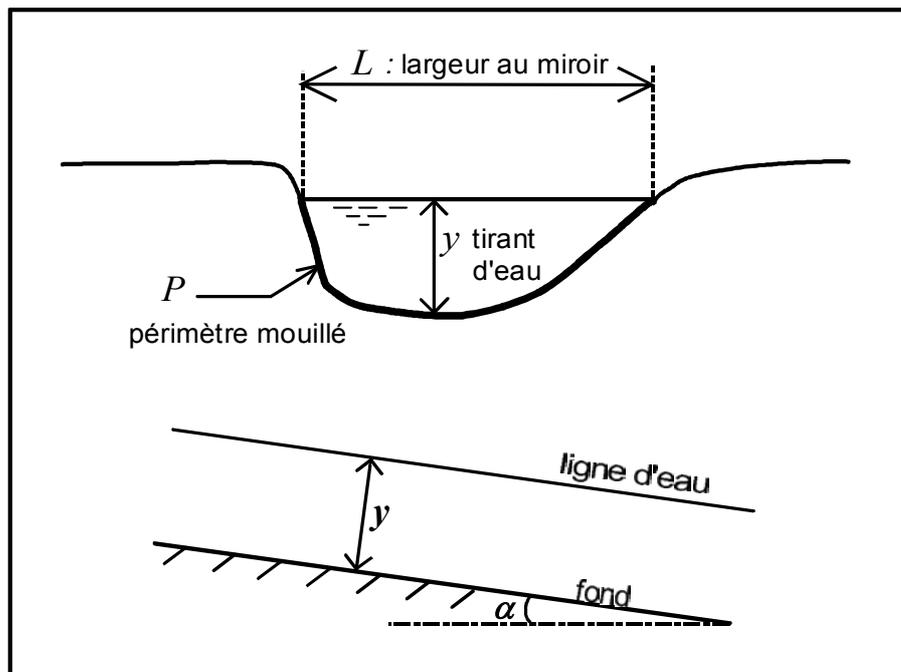


Figure 1 - tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée

Par définition, le rayon hydraulique est le rapport entre section mouillée et périmètre mouillé,

$R = S/P$. Si le chenal est rectangulaire, alors $R = \frac{L \cdot y}{L + 2 \cdot y}$. Si le chenal est infiniment large, alors $R = y$.

La pente du chenal, notée i est la pente de son fond¹, mesurée tout le long de son axe, et comptée positivement si le chenal est descendant. Si z_f désigne la cote du fond mesurée positivement vers le haut, alors $i = -\frac{dz_f}{dx} = \sin \alpha$.

☞ Tous les paramètres L , y , S , P , R dépendent du débit et ne sont donc pas des constantes géométriques. Seule la pente (i) est –dans notre hypothèse– une constante géométrique (c'est à dire indépendante du débit), mais certes, elle peut varier dans l'espace.

2 - DÉFINITIONS ESSENTIELLES : LES PARAMÈTRES HYDRAULIQUES

2.1 - Masse volumique

La masse volumique de l'eau est notée ρ_w et vaut 1000 kg/m^3 dans le cas de l'eau sans matières en suspension.

2.2 - Poids volumique

Le poids volumique de l'eau est noté $\gamma_w = g \cdot \rho_w$ et vaut $9,81 \text{ kN/m}^3$ pour de l'eau sans matières en suspension. g désigne l'accélération de la pesanteur et vaut $9,81 \text{ m/s}^2$. Il ne doit pas être confondu avec la masse volumique définie plus haut ou avec la densité qui est un nombre sans dimension.

2.3 - Débit

Le débit (Q) est le volume d'eau qui traverse une section perpendiculaire à l'axe du chenal par unité de temps.

2.4 - Vitesse en un point de l'écoulement

Par définition, la vitesse (v) en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe en ce point au moment considéré.

2.5 - Vitesse moyenne

La vitesse moyenne est par définition $V = Q/S$, c'est à dire $V = \frac{\iint v \cdot ds}{S}$, ds désignant un élément de surface ($S = \iint ds$).

2.6 - Ligne de courant

Une ligne de courant est une courbe tangente en chacun de ses points P au vecteur vitesse en ce point. En écoulement non permanent, la vitesse v au point P évolue dans le temps et les lignes de courant se déforment avec le temps. En écoulement permanent, les lignes de courant ne se

¹ aussi appelé radier.

déforment pas et constituent des trajectoires de particules d'eau. Le profil de la surface libre est une ligne de courant particulière.

2.7 - Pression hydrostatique en un point

Dans un liquide au repos, $z_p + \frac{p}{\gamma_w}$ est constant en tout point P de la masse liquide. z_p désigne la cote du point P. p désigne la pression appliquée à une facette passant par ce point et ne dépend pas de l'orientation de cette facette. Elle s'exprime en Pascal (symbole Pa ou N/m²). Dans ce qui suit, p désignera la pression relative (autrement dit, en surface d'un liquide la pression est nulle). A une profondeur h sous la surface libre, $p = \gamma_w \cdot h$

du point P. p désigne la pression appliquée à une facette passant par ce point et ne dépend pas de l'orientation de cette facette. Elle s'exprime en Pascal (symbole Pa ou N/m²). Dans ce qui suit, p désignera la pression relative (autrement dit, en surface d'un liquide la pression est nulle). A une profondeur h sous la surface libre, $p = \gamma_w \cdot h$

2.8 - Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement

Par définition, la charge hydraulique en un point P d'une ligne de courant est la valeur

$H_p = z_p + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$ où z_p est la cote du point, p la pression en ce point et v la vitesse au point. Si

Δz désigne la différence d'altitude entre le point et la surface libre, la pression (relative) en P est $p = \gamma_w \cdot \Delta z$ (figure 2). Si y_p désigne la distance du point à la surface et si α désigne l'angle du fond avec l'horizontale, $y_p = \Delta z / \cos \alpha$.

Donc $p = \gamma_w \cdot y_p \cdot \cos \alpha$. Dans les problèmes courants de rivières ou de canaux, la pente est très faible (quelques ‰ à quelques %) et $\cos \alpha \approx 1$.

D'où : $p = \gamma_w \cdot y_p$, comme pour un problème hydrostatique. Donc, en hydraulique à surface libre et pour une pente faible, la charge en un point peut s'écrire : $H_p = z_p + y_p + v^2/2g$.

Jusqu'à un angle de 8° par exemple, c'est à dire une pente de 14%, l'erreur due à cette approximation n'est que de 1%.

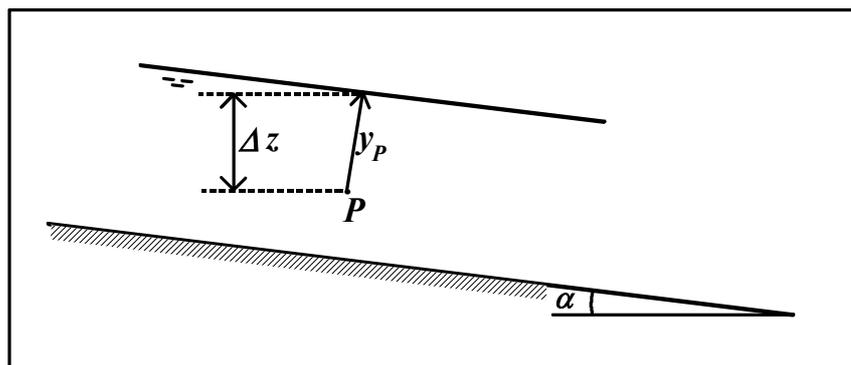


Figure 2 - pression en un point : $p = \gamma_w \cdot y_p$

2.9 - Charge moyenne dans une section ; charge spécifique

L'intégration de $H_p = z_p + y_p + v^2/2g$ dans une section donne la charge moyenne :

$H = z_f + y + \beta V^2/2g$, où z_f désigne la cote du fond et y le tirant d'eau pour la section. Le coefficient de Coriolis β vaut 1 si la répartition des vitesses dans la section est uniforme. Sa formulation est :

$$\beta = \frac{\iint v^3 ds}{V^3 . S}$$

. En rivière, il est généralement compris entre 1 et 1,2.

La ligne de charge moyenne est obtenue en reportant graphiquement $V^2/2g$ au-dessus de la ligne piézométrique comme montré figure 3. Sur cette figure, le tirant d'eau est assimilé à la distance verticale entre le fond et la surface libre, toujours compte tenu de l'hypothèse de pente faible. Cette approximation sera conservée par la suite.

La charge spécifique est la charge moyenne mesurée par rapport au fond du chenal (figure 3) :

$H_s = H - z_f = \frac{p}{\gamma_w} + \beta \frac{V^2}{2.g}$. Si la pente est faible, $p = \gamma_w . y$. D'où : $H_s = y + \beta . V^2 / (2.g)$.

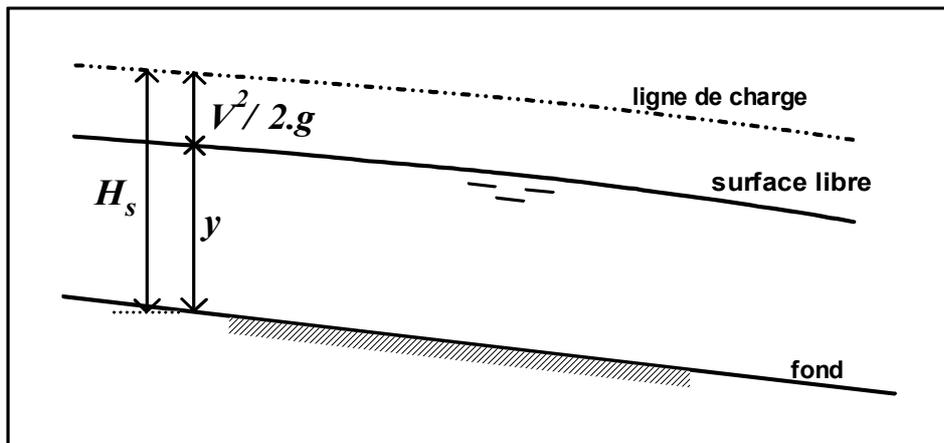


Figure 3 – ligne de charge ; charge spécifique (β est ici supposé égal à 1)

2.10 - Poussée sur une paroi du canal

L'eau exerce sur les parois du chenal une poussée égale à celle qui existerait si l'eau était au repos. Sur un élément de paroi de section ds , la poussée est $dP = p.ds$ avec $p = \gamma_w . y$ (voir figure 4).

2.11 - Frottement sur une paroi du canal

L'eau étant en mouvement, exerce aussi sur un élément de paroi de section ds , une force de frottement habituellement notée : $dF = \tau_0 . ds$ schématisée figure 4.

τ_0 est la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la paroi. Par la suite, nous l'appellerons contrainte tractrice. Nous utiliserons cette notion au § 6 du chapitre 2 pour étudier

les conditions de stabilité des grains qui constituent le fond ou les berges.

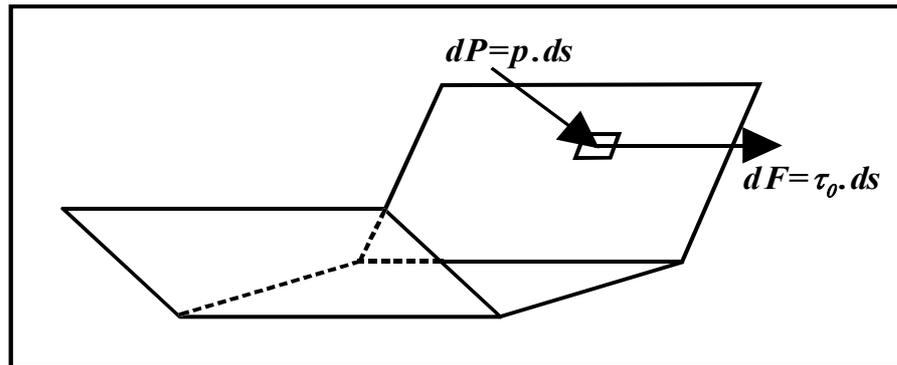


Figure 4 - forces appliquées par l'eau sur les parois
(l'une perpendiculaire, l'autre tangentielle)

3 - PRÉSENTATION RAPIDE DES DIFFÉRENTS RÉGIMES D'ÉCOULEMENT

3.1 - Régime permanent

En régime permanent, le chenal véhicule un débit Q constant dans le temps. Le tirant d'eau y en un point donné est donc aussi constant. En pratique, on peut calculer en régime permanent des canaux d'irrigation, des écoulements en rivière à l'étiage ou en régime moyen. Mais le calcul d'un écoulement en crue rapide ne peut pas être abordé par le régime permanent.

Permanent : Q indépendant de $t \Rightarrow y$ indépendant de t

Le régime permanent peut être uniforme ou varié selon la géométrie du chenal.

3.2 - Écoulement permanent uniforme

Les caractéristiques géométriques du chenal sont constantes tout au long du tronçon considéré : section mouillée S , pente i ainsi que la rugosité des parois. Le tirant d'eau est constant tout au long du tronçon (appelé tirant d'eau normal). Dans le cas contraire l'écoulement est dit varié. Voir § 4.

Permanent uniforme :
 S , $i (> 0)$ et rugosité indépendantes de x ; Q indépendant de t ;
 y indépendant de x et de t (appelé tirant d'eau normal).

3.3 - Écoulement permanent varié

L'écoulement est varié lorsque la géométrie ou la rugosité ne sont pas constantes. Mais il l'est aussi dans un tronçon dont la géométrie et la rugosité sont constantes si le tirant d'eau n'est pas constant. Nous distinguerons les écoulements graduellement ou rapidement variés. Voir paragraphes 5 et 6.

3.4 - Régime transitoire

En régime transitoire, le débit varie en fonction du temps, et il en va donc de même du tirant d'eau en chaque point du cours d'eau. Le calcul du laminage d'une crue par un barrage est typiquement un problème de calcul transitoire ; de même le calcul d'un écoulement de rivière en crue. Voir paragraphe 7.

4 - CALCUL DES ÉCOULEMENTS PERMANENTS UNIFORMES

4.1 - Rappel de la définition

Un écoulement permanent est en outre uniforme lorsque la géométrie, la pente et la nature des parois restent inchangées et lorsque le tirant d'eau (y) garde une valeur constante. Un écoulement réellement uniforme se rencontre rarement dans les rivières, mais plutôt dans les canaux de grande longueur, à section et pente constantes. C'est néanmoins un écoulement auquel on se réfère souvent, même dans l'étude des problèmes réels non uniformes. Souvent par simplification de langage, nous nous contenterons de parler d'écoulement uniforme, au sens d'écoulement permanent et uniforme.

4.2 - Équation de continuité

L'équation de continuité exprime que la masse de liquide sortant d'une section 2 est égale à celle qui entre dans une section amont 1 pendant le même intervalle de temps Δt . D'autre part, le liquide est supposé homogène et incompressible ($\gamma_w = \text{constante}$). Il y a donc aussi continuité du volume.

Le volume entrant $Q_1 \cdot \Delta t$ est donc égal au volume sortant $Q_2 \cdot \Delta t \Rightarrow Q_1 = Q_2$.

En écoulement permanent (uniforme ou non), le débit se propage en restant constant.

En outre y étant constant par définition, S est aussi constant, ainsi que la vitesse moyenne $V = Q/S$.

En écoulement permanent uniforme, section mouillée et vitesse moyenne sont constantes.

4.3 - Équation du régime uniforme

Soit $i = -dz_f/dx$ la pente du fond. La pente de la surface libre lui est aussi égale car le tirant d'eau est constant dans l'espace. La charge moyenne en une section est par définition : $H = y + z + V^2 / 2g$. Entre une section 1 et une section 2, la charge varie d'une quantité $H_1 - H_2$ appelée perte de charge (figure 5).

Le théorème de Bernoulli exprime que dans un écoulement permanent d'un fluide parfait (viscosité nulle), la charge est constante le long d'une ligne de courant. Mais nous nous intéressons à des liquides réels, donc visqueux. Le théorème de Bernoulli généralisé exprime simplement que la variation de la charge ΔH est égale à la perte de charge $j \cdot \Delta x$.

La perte de charge linéaire (j) est donc identique à la pente de la ligne de charge : $j = -dH/dx$.

D'où : $j = -\frac{d}{dx} \left(y + z_f + \frac{V^2}{2g} \right) = -\frac{dz_f}{dx}$ car y comme V sont constants. Il en résulte : $i = j$. Au

passage, constatons qu'un écoulement uniforme n'existe que si la pente est positive.

Dans un écoulement uniforme la ligne de charge, la surface libre et le fond sont parallèles.

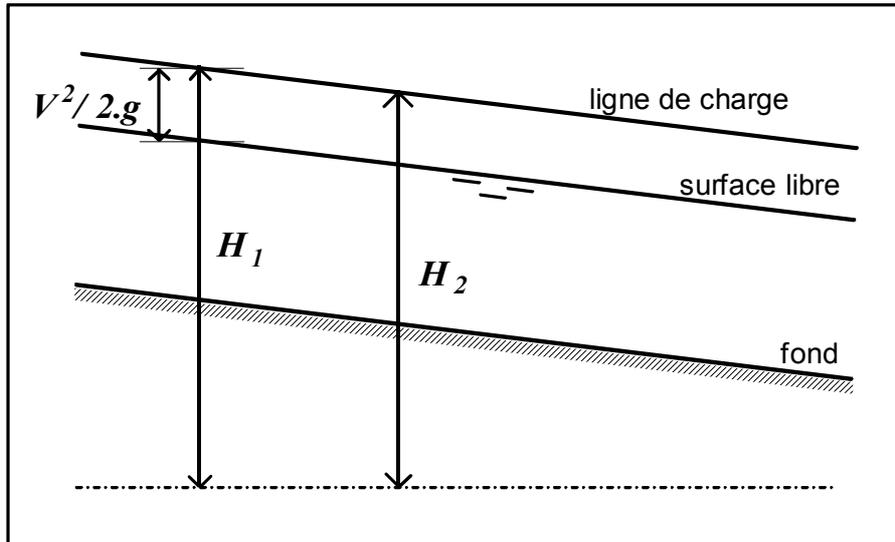


Figure 5 - écoulement uniforme

4.4 - Formulations de Chézy et de Manning-Strickler

En écrivant que dans l'écoulement uniforme, les forces appliquées à la masse fluide comprise entre deux sections espacées d'une distance l sont en équilibre, on démontre [19] que :

$$V = C \sqrt{Ri} \quad (\text{formule de Chézy}).$$

Le coefficient de Chézy C dépend de la nature des parois et du rayon hydraulique. Pour l'estimer, une des formules expérimentales les plus utilisées est celle de Manning-Strickler $C = K.R^{1/6}$, K étant le coefficient de Strickler de dimension $L^{1/3} T^{-1}$. Il dépend de la rugosité des parois du chenal, mais contrairement au coefficient de Chézy, il dépend très peu du tirant d'eau.

En partant de la formule de Chézy et de la valeur du coefficient C donnée ci-dessus, nous obtenons la très classique et très importante formule de Manning-Strickler

$$V = K.R^{2/3}i^{1/2}$$

Elle s'écrit aussi : $Q = K.S.R^{2/3}i^{1/2}$

Avec $Q = S.V$

- V vitesse moyenne ;
- K coefficient de rugosité (ou de Strickler) du lit ;
- S section mouillée ;
- R rayon hydraulique $R = S / P$;
- P périmètre mouillé ;
- i pente (constante par hypothèse) du tronçon de cours d'eau (pente du fond).

Dans cette relation, R et S sont des fonctions du tirant d'eau y . La résolution de l'équation donne y en fonction de Q . Le tirant d'eau obtenu est par définition le **tirant d'eau normal** baptisé y_n . La pente de la ligne d'eau est égale à celle du chenal et aussi à la perte de charge par unité de longueur.

Cas particulier : dans une rivière très large, et de forme rectangulaire, le rayon hydraulique devient sensiblement égal au tirant d'eau.

On en déduit : $Q = K.L.y^{5/3}i^{1/2}$. Il existe donc dans ce cas particulier une relation explicite donnant le tirant d'eau en fonction du débit : $y = Q^{3/5} K^{-3/5} L^{-3/5} i^{-3/10}$.

Voici quelques ordres de grandeur du coefficient de Strickler.

Nature des parois	Valeur de K en $m^{1/3} / s$
Béton lisse	75-90
Canal en terre, non enherbé	60
Canal en terre, enherbé	50
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15
Lit majeur urbanisé	10-15
Lit majeur en forêt	<10

Dans le cas d'une rivière à lit de gravier et à berges non végétalisées, des formules empiriques ont pu être établies :

- formule de Strickler : $K = 21 / d_{50}^{1/6}$
- formule de Meyer-Peter et Müller : $K = 26 / d_{90}^{1/6}$
- formule de Raudkivi : $K = 24 / d_{65}^{1/6}$

Dans ces formules, K est exprimé en $m^{1/3} / s$, d_n désigne le diamètre (en mètres) des grains du lit tel que n % en poids aient un diamètre inférieur. Nous y reviendrons en détail au chapitre 2, § 5.

Nous recommandons l'emploi de la première formule lorsque la granulométrie est étroite et la seconde lorsqu'elle est étalée. Il ne faut pas employer ces formules pour des sables, elles conduiraient à des valeurs nettement trop élevées. Mais même dans le cas des rivières à graviers, elles ne donnent le coefficient de Strickler global du lit mineur que pour des tronçons de rivière de forme régulière et dénués de végétation où la turbulence n'est expliquée que par la taille des matériaux.

☞ Attention : le coefficient de rugosité du lit d'une rivière réelle varie en fait en fonction du tirant d'eau, c'est à dire en fonction du débit pour trois raisons :

- la rugosité du fond et celle des berges ne sont généralement pas identiques (matériaux plus fins, présence de végétation ou de protection ;
- en cas de débordement, le lit majeur a une rugosité a priori différente de celle du lit mineur ;
- enfin, la rugosité du fond varie selon que le fond est plat ou bien comporte des dunes, comme nous le verrons au chapitre 2.

Si l'on s'intéresse au seul lit mineur, il est donc utile de distinguer le coefficient relatif au fond (K_f), celui des berges (K_b) et le coefficient global (K).

Rugosité composée

Il est assez fréquent que la rugosité du fond K_f et celle des berges K_b soient différentes. Einstein (1934) a proposé de calculer la rugosité équivalente K de la manière suivante :

$$\frac{P}{K^{3/2}} = \frac{P_f}{K_f^{3/2}} + \frac{P_b}{K_b^{3/2}} \quad (\text{cité dans [29] et [60]}).$$

Dans le calcul des périmètres mouillés P_f et P_b relatifs aux berges ou au fond, seuls les contacts terre-eau sont à considérer (figure 6).

Si par exemple la hauteur de berges vaut 2 m, la largeur du fond vaut 30 m, le coefficient de rugosité du fond vaut $K_f = 35 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ et celui des berges $K_b = 20 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$, on obtient :

$$\frac{34}{K^{3/2}} = \frac{30}{35^{3/2}} + 2 \frac{2}{20^{3/2}}, \text{ d'où } K = 32 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}.$$

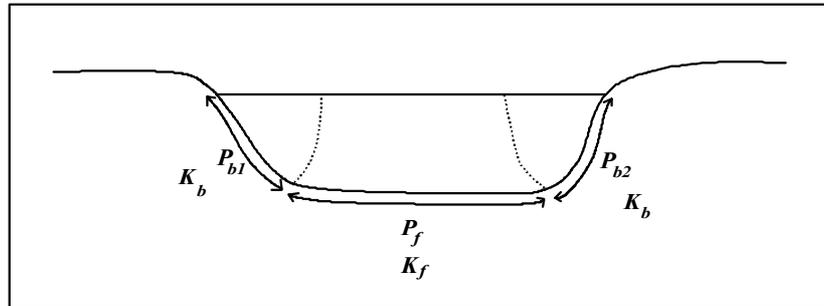


Figure 6 - rugosité composée

Cas d'un lit majeur :

La section est découpée en sous sections et le débit total est ainsi obtenu :

$$Q = \sum_j K_j \cdot S_j \cdot R_j^{2/3} i_j \quad (\text{voir figure 7}).$$

Dans le calcul des périmètres mouillés P_j , seuls les contacts terre-eau sont à considérer.

Dans le cas d'un chenal avec risbermes², les pentes i_j sont toutes pratiquement égales. Mais dans le cas du lit majeur d'un cours d'eau, $i_1 = i_3$ représente la pente du lit majeur et $i_2 (< i_1)$ celle du lit mineur.

En pratique, on ne mesure pas séparément les coefficients des lits mineur et majeur. Par calage d'une ligne d'eau non débordante, on peut faire une estimation du coefficient K_2 du lit mineur, et si l'on peut observer une crue débordante, on peut faire une estimation du coefficient global.

Ramette [56] et Nicollet [49], à la suite de mesures en laboratoire à Chatou, proposent pour le coefficient global :

$$K = 0,9 \cdot K_m^{5/6} \cdot K_M^{1/6}$$

² Risberme : partie horizontale d'un remblai ou d'un déblai en pente.

où K_m représente le coefficient de rugosité du lit mineur au moment du début de débordement, et K_M le coefficient du lit majeur. Cela traduit le fait qu'au moment du débordement, l'écoulement dans le lit mineur est perturbé par les tourbillons qui se développent au contact des deux lits.

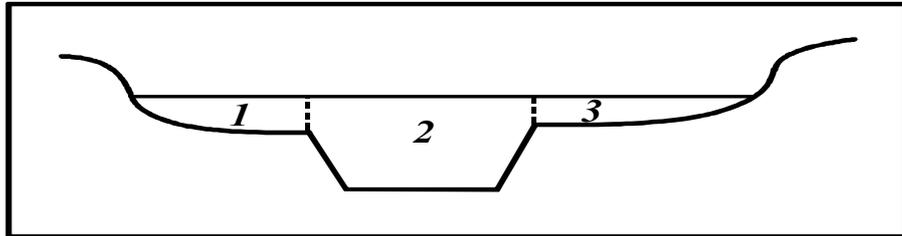


Figure 7 - lits mineur (2) et majeur (1 et 3)

RÉSUMÉ : ÉCOULEMENT UNIFORME

→ $Q = K.S.R^{2/3}i^{1/2}$

→ pente surface libre = pente ligne de charge = pente du fond

→ $y = \text{constante}$ (tirant d'eau dit normal).

Nous verrons que la formule du régime uniforme présente un intérêt pour les écoulements non uniformes, mais à condition de ne pas confondre pente du fond et pente de la ligne de charge.

5 - ÉCOULEMENTS PERMANENTS GRADUELLEMENT VARIÉS

5.1 - Présentation du problème considéré

En pratique dans un chenal uniforme, c'est à dire de section, pente et rugosité uniformes, le tirant d'eau n'est constant qu'à une grande distance des extrémités. Près des extrémités, l'écoulement est varié, c'est-à-dire que le tirant d'eau varie. Plus généralement, l'écoulement est également non uniforme lorsque le chenal est non uniforme (sa géométrie et/ou sa rugosité sont variables).

Un écoulement graduellement varié est obtenu lorsque :

- les dimensions, les formes, la rugosité, la pente du chenal varient faiblement sans brusquerie ;
- le tirant d'eau varie faiblement.

La figure 9 illustre un exemple où l'écoulement est varié dans deux tronçons successifs.

5.2 - Équation de la ligne d'eau ; tirant d'eau normal

Supposons connues la géométrie et la rugosité du chenal ainsi que la valeur du débit permanent. Nous cherchons la ligne d'eau, c'est-à-dire la relation entre le tirant d'eau et l'abscisse.

La perte de charge vaut $j = -\frac{dH}{dx}$ (cf. § 4.3).

On démontre facilement ([19]) que :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{i - j}{1 - \frac{Q^2 L}{g.S^3}}$$

Dans le second membre, Q et i sont des constantes connues et L et S sont des fonctions connues de y . Reste le terme j . On considère que la perte de charge a la même valeur qu'en régime uniforme pour

le même tirant d'eau et le même débit. Donc $j = \frac{Q^2}{K^2.S^2.R^{4/3}}$ d'après la formule de Manning Strickler vue au § 4.4. C'est donc aussi une fonction connue de y .

Nous avons bien une équation différentielle de la ligne d'eau. Puisqu'elle est du premier ordre, le problème est complètement résolu si l'on se fixe une condition à la limite.

Remarque : lorsque $i = j$ on retrouve $\frac{dy}{dx} = 0$ ($y = \text{constante}$), c'est-à-dire le régime uniforme ;

Par définition, le tirant d'eau normal (y_n) est la solution de l'équation différentielle en y : $\frac{dH_s}{dx} = 0$.

Or $H_s = H - z \Rightarrow \frac{dH_s}{dx} = i - j$. y_n est donc la solution de l'équation en y : $Q = K.S.R^{2/3}i^{1/2}$.

Nous constatons qu'en régime uniforme ($i = j$), le tirant d'eau réel est forcément le tirant d'eau normal. En régime non uniforme, si la pente est négative, il ne peut exister de tirant d'eau normal. Enfin, si la pente est positive, le tirant d'eau réel n'a aucune raison d'être égal au tirant d'eau normal.

5.3 - Tirant d'eau critique

Par définition le tirant d'eau est dit critique lorsque l'énergie spécifique est minimale.

Or on démontre très facilement ([19]) que l'énergie spécifique vérifie $\frac{dH_s}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g.S^3}L$.

Le tirant d'eau critique vérifie donc $Q^2 L / g.S^3 = 1$. Cette valeur est désignée par (y_c).

Le lecteur vérifiera facilement que l'énergie spécifique minimale est : $H_{sc} = y_c + \frac{S_c}{2.L}$.

Dans le cas d'un chenal rectangulaire, le tirant d'eau critique peut s'exprimer ainsi :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.L^2}} = \frac{V^2}{g}, \text{ et l'énergie spécifique minimale vaut : } H_{sc} = \frac{3}{2}y_c.$$

5.4 - Écoulement fluvial, écoulement torrentiel

Posons $F = \sqrt{\frac{Q^2 L}{g.S^3}}$, appelé nombre de Froude. Il s'écrit aussi $F = \frac{V}{\sqrt{g.y_m}}$, où $y_m = S/L$ est le tirant d'eau moyen dans la section.

Le nombre de Froude est un nombre sans dimension dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur. Il a un rôle tout à fait fondamental pour caractériser les écoulements.

En section rectangulaire, $S = L.y$. D'où $F = V/\sqrt{g.y}$. Il est souvent pratique d'utiliser le débit linéaire ou débit par mètre de largeur du lit $q = Q/L$. Le nombre de Froude en section rectangulaire s'écrit donc aussi : $F = q/\sqrt{g.y^3}$.

En section quelconque, $F = q/\sqrt{g.y_m^3}$.

Lorsque $F = 1$, le tirant d'eau est critique d'après ce qui précède.

De plus, d'après le § 5.3 : $\frac{dH_s}{dy} = 1 - F^2$.

Lorsque $F < 1$ (ou lorsque $y > y_c$) le régime est dit fluvial. H_s est une fonction croissante de y et l'on se trouve sur la branche de droite de la courbe figure 8.

Lorsque $F > 1$ (ou lorsque $y < y_c$), le régime est dit torrentiel.

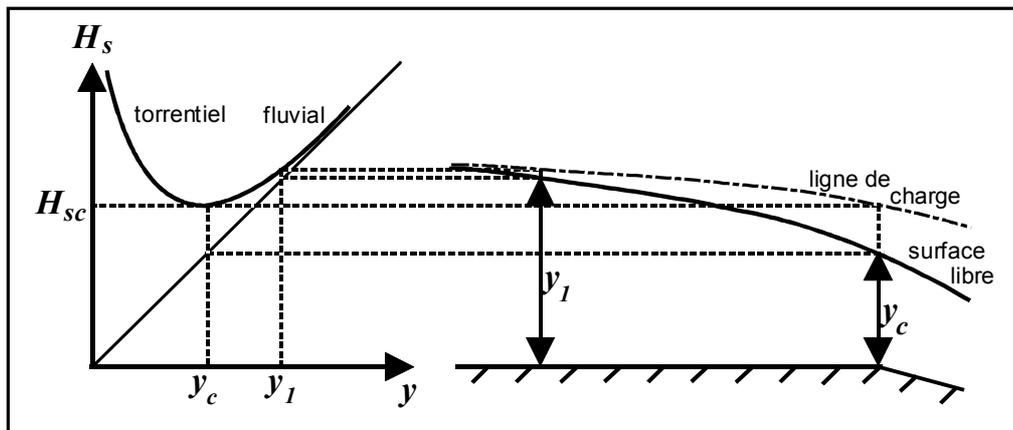


Figure 8 - relation charge spécifique – tirant d'eau pour un débit donné

La notion de régime fluvial, torrentiel ou critique s'applique évidemment au cas particulier du régime uniforme. Lorsque $y_n < y_c$ l'écoulement est uniforme torrentiel, et lorsque $y_n > y_c$ l'écoulement est uniforme fluvial.

La figure 11 ci-dessus a l'intérêt de montrer que pour une même énergie spécifique, deux tirants d'eau sont possibles l'un fluvial, l'autre torrentiel. Bien entendu, la connaissance de la condition à la limite aiguillera vers l'un ou vers l'autre, selon sa position par rapport à y_c .

5.5 - Calcul d'une courbe de remous

Il s'agit simplement de résoudre une équation différentielle du premier ordre du type $dy/dx = f(y)$ connaissant une condition aux limites $y = y_0$ pour $x = x_0$.

Attention, la condition doit être donnée à l'amont si l'écoulement est torrentiel et à l'aval s'il est fluvial.

Donnons un exemple avec un changement de pente net (figure 9).

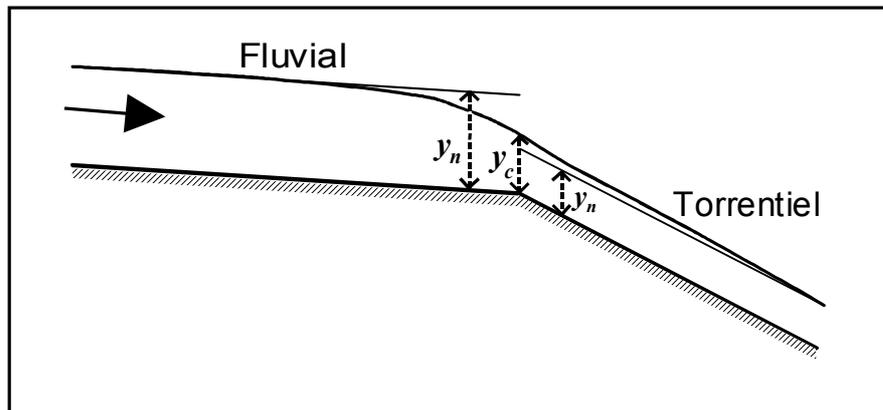


Figure 9 - passage fluvial – torrentiel

La ligne d'eau amont est fluviale et le tirant d'eau tend vers l'amont vers le tirant d'eau normal y_{n1} . La forme de la ligne d'eau est imposée par un contrôle aval, ici $y = y_c$.

De même, dans la partie torrentielle, le tirant d'eau tend vers le tirant d'eau normal y_{n2} vers l'aval. Le contrôle est amont (le même, $y = y_c$).



Photo – Ecoulement fluvial, section critique (flèche) et écoulement torrentiel sur ce modèle réduit d'un évacuateur de crue de barrage réalisé par SCP. A l'aval, dissipateur d'énergie en saut de ski.

6 - ÉCOULEMENTS RAPIDEMENT VARIÉS

Les écoulements rapidement variés se rencontrent soit en cas de changements de géométrie brutaux en plan (convergents, divergents), soit dans le cas d'écoulements dont les lignes de courant deviennent très courbes (en profil).

6.1 - Ressaut hydraulique

Lorsqu'un écoulement torrentiel «rencontre» un écoulement fluvial, la jonction se fait avec une forte discontinuité du tirant d'eau, et une importante agitation qui dissipe une grande part de l'énergie acquise dans le tronçon torrentiel. L'observation montre de grands tourbillons, des remous ainsi que de nombreuses bulles d'air entraînées. Cette zone agitée est baptisée ressaut hydraulique.

En supposant les parois fixes, on démontre([19]) que $y_2 = -\frac{y_1}{2} + y_1 \frac{\sqrt{1+8.F_1^2}}{2}$, F_1 désignant le nombre de Froude amont, y_1 le tirant d'eau amont et y_2 le tirant d'eau aval.

On arriverait de même à : $y_1 = -\frac{y_2}{2} + y_2 \frac{\sqrt{1+8.F_2^2}}{2}$. y_1 et y_2 sont appelés tirants d'eau conjugués.

La perte de charge dans le ressaut est $\Delta H = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4.y_1 \cdot y_2}$ (toujours dans l'hypothèse d'un chenal uniforme rectangulaire à fond horizontal). Ces différentes formules sont intégrées dans l'abaque de la figure 10, fortement inspiré de Lencastre [42].

Pour $F_1 > 3$, la formule ci dessus se simplifie en : $y_2 = (\sqrt{2}F_1 - 1/2)y_1$.

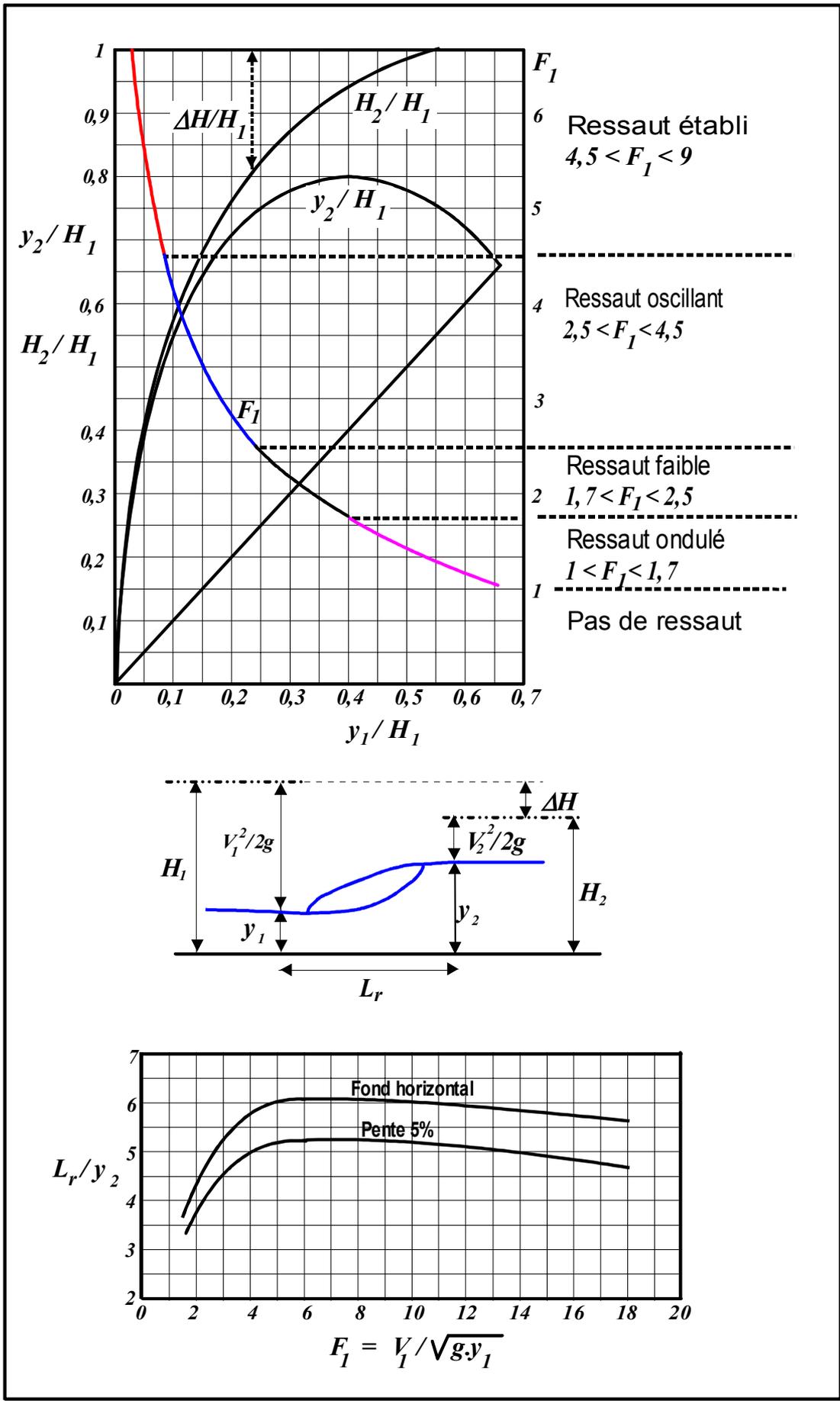


Figure 10 - détermination rapide des caractéristiques du ressaut

6.2 - Typologie et longueur du ressaut

D'après Lencastre [42], sont distingués cinq types de ressaut (figure 11).

- Le ressaut ondulé est obtenu pour des nombres de Froude inférieurs à 1,7. Seules quelques légères rides sont observées en surface.
- Le ressaut faible est obtenu pour des nombres de Froude compris entre 1,7 et 2,5. Des petits tourbillons ou rouleaux prennent naissance.
- Le ressaut oscillant apparaît pour des nombres de Froude compris entre 2,5 et 4,5. Des turbulences fortes se produisent non seulement en surface, mais aussi au fond et cela de manière irrégulière. Ces turbulences peuvent se propager loin à l'aval.
- Lorsque le nombre de Froude est compris entre 4,5 et 9, le ressaut est dit établi ou stationnaire. Il est bien localisé et efficace en terme de dissipation de l'énergie.
- Enfin, au-delà d'un nombre de Froude de 9, ce qui ne se rencontre pas en rivière, le ressaut est dit fort. De véritables paquets d'eau sont projetés par intermittence.

D'une manière générale, lorsque le nombre de Froude croît, le ressaut devient moins ondulé et présente un rouleau marqué. Il est donc plus facile à stabiliser.

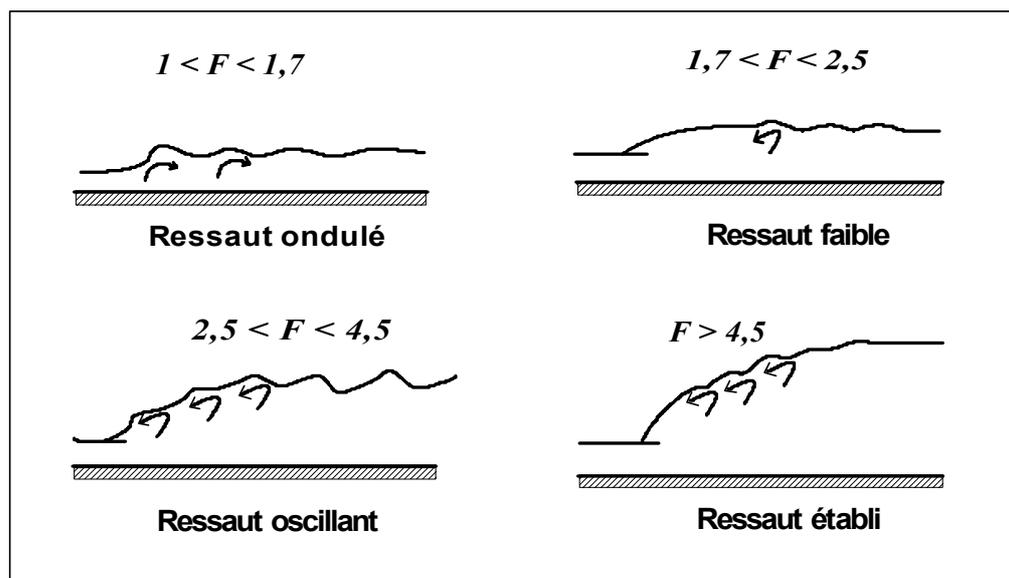


Figure 11 - typologie des ressauts

La longueur du ressaut est par définition la distance entre sa face amont et la zone atteinte lorsque toute l'énergie est pratiquement dissipée et ne provoque pas plus d'érosion que l'écoulement fluvial aval. Il faut être conscient de l'imprécision de cette définition. L'abaque de la figure 10 permet d'estimer la longueur du ressaut (L_r) en fonction du nombre de Froude à l'extrémité du tronçon torrentiel et du tirant d'eau fluvial aval. Selon Sinniger et Hager [60], on peut également appliquer la formule $L_r / y_2 = 35\sqrt{F_1} / (8 + F_1)$, valable au-delà de $F_1 = 3$ et qui conduit aux mêmes résultats.

Lorsque l'on dimensionne le bassin de dissipation d'énergie d'un ressaut, il est important de bien noter que l'écoulement aval est indépendant du ressaut, et qu'il n'y a aucune raison pour que la ligne d'eau fluviale aval rejoigne le tirant d'eau conjugué calculé. Lorsque le tirant d'eau aval est supérieur, le ressaut est dit submergé. La dissipation d'énergie demande plus de place, et selon Lencastre [42],

la longueur du ressaut submergé est : $L_r = 4,9.y_{aval} + 1,2.y_2$.

6.3 - Position du ressaut

Il est important de positionner les ressauts car c'est une zone à forte dissipation d'énergie où se produisent de fortes érosions des berges et du fond.

Un ressaut se positionne à l'endroit où le tirant d'eau conjugué du tirant d'eau torrentiel amont devient égal au tirant d'eau fluvial aval. Cette approche théorique conduit en fait à supposer que la longueur du ressaut est nulle. En pratique, la longueur du ressaut est assez importante et vaut environ $L_r = 4,5$ à $6.y_2$ comme on l'a vu au paragraphe précédent. Cela permet alors de positionner avec plus de précision le début et la fin du ressaut. Sur la figure 12, le ressaut se positionne là où la distance horizontale entre la ligne d'eau aval est écartée de L_r de la courbe amont des tirants d'eau conjugués.

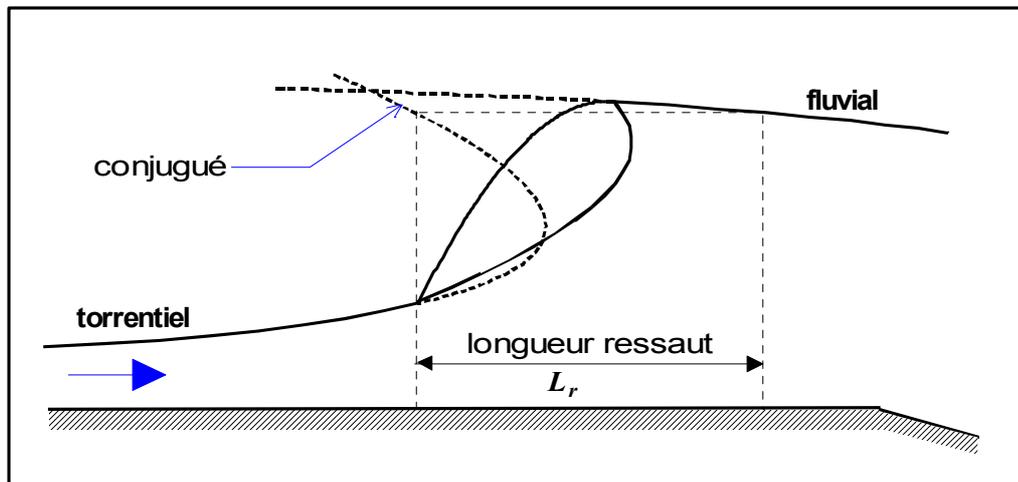


Figure 12 - positionnement du ressaut

6.4 - Seuil dénoyé ou noyé

Un seuil est dénoyé tant que l'écoulement aval n'influe pas sur l'écoulement au droit du seuil. Cela revient aussi à dire qu'il subsiste à l'aval du seuil une portion d'écoulement torrentiel. Le seuil contrôle alors l'écoulement (au sens où la connaissance de la valeur du débit suffit à imposer la valeur de la cote de l'eau). Lorsque le débit est suffisant pour que l'écoulement aval conditionne l'écoulement au droit du seuil, le seuil devient noyé ; le niveau d'eau obtenu à l'amont est alors supérieur à ce qu'il serait si les conditions aval permettaient un fonctionnement dénoyé.

6.4.1 - Loi de seuil dénoyé

L'écoulement reste dénoyé tant que $H' < 2H / 3$. H et H' sont les charges spécifiques relatives à la crête du seuil (cf. § 2.9). $H = y + V^2 / 2.g - p = y + Q^2 / (2.g.S^2) - p$. Les notations sont en figure 13.

La loi du seuil s'écrit alors : $Q = \mu.L.\sqrt{2.g.H}^{3/2}$

où L = longueur du seuil ;

p = pelle du seuil ;

μ = coefficient du débit du seuil varie entre 0,32 et 0,50 selon que le seuil est mal ou bien profilé

et selon la charge sur le seuil.

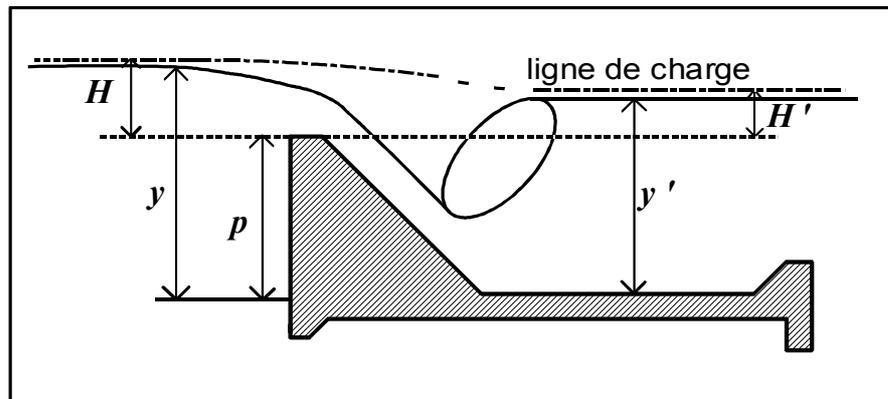


Figure 13 - écoulement sur un seuil

6.4.2 - Loi de seuil noyé

Lorsqu'au contraire $H' > 2.H / 3$, le tirant d'eau aval influence l'écoulement au droit du seuil qui est dit noyé. La loi devient alors : $Q = \mu'.L.H'.\sqrt{2.g(H - H')}$ avec $\mu' = 3\sqrt{3}\mu / 2$. Cette formulation respecte la continuité des résultats obtenus lorsque $H' = 2.H / 3$.

Pour un même débit, la charge amont est supérieure à celle qui aurait été obtenue pour un écoulement dénoyé. Le seuil n'est plus une section de contrôle.

Lorsque l'on fait croître le débit, la limite dénoyé-noyé apparaît pour $H' = 2.H / 3$ c'est-à-dire environ pour $y' = 2.y / 3$. Or, au niveau critique : $H = y_c + V_c^2 / (2.g) = 3.y_c / 2$. La limite noyé-dénoyé apparaît donc lorsque y' atteint y_c . Ceci n'est bien sûr possible qu'en écoulement fluvial. On en déduit que lorsque l'écoulement du tronçon aval du seuil est torrentiel, le seuil est dénoyé pour tout débit. (Ce résultat est intéressant pour la conception des évacuateurs de crue des barrages).

☞ Attention au vocabulaire : dans le langage courant, un seuil noyé désigne plutôt un seuil ne provoquant pas de forte dénivellée de la ligne d'eau. Cela est gênant, car au début du vrai ennoïement, il reste encore une dénivellée égale au tiers de la différence de charge. Pour éviter toute confusion, il convient de réserver l'appellation de seuil noyé au cas où les conditions aval influent sur la charge sur le seuil. Pour qualifier un seuil qui ne marque plus vraiment l'écoulement, nous préférons dire qu'il est complètement noyé. Donc, lorsque le débit croît, un seuil est successivement dénoyé puis noyé puis complètement noyé.

RÉSUMÉ pour les lois de seuil :

Si $H' < 2.H / 3$: $Q = \mu.L.\sqrt{2.g}.H^{3/2}$

Si $H' > 2.H / 3$: $Q = \mu'.L.H'.\sqrt{2.g(H - H')}$ avec $\mu' = 3\sqrt{3}\mu / 2$

6.4.3 - Seuils profilés

Pour améliorer au mieux l'écoulement et éviter des dépressions entre la lame d'eau et le béton, il est recommandé de donner aux seuils la forme de la surface libre d'une lame déversante. Le profil classiquement utilisé est le profil dit Creager d'équation :

$$z = 0,50.x^{1,85} / H^{0,85}$$

où x (positif vers l'aval) et z (positif vers le bas) sont les coordonnées d'un point du profil de sommet $x = z = 0$, et H_0 la charge pour laquelle le seuil est calculé. Elle est comptée au-dessus du sommet du seuil. Pour une charge égale à H_0 , la pression appliquée par l'écoulement au seuil est égale à la pression atmosphérique. La pression est supérieure à la pression atmosphérique si la charge est supérieure et inversement.

Le raccordement entre le parement amont et la crête a une forme courbe constituée d'un arc de cercle (figure 14). Le rayon de l'arc de cercle et la distance de l'extrémité d'arc à l'axe de la crête sont : $r = 0,40.H_0$; $d = 0,28.H_0$. (Source US Bureau of Reclamation).

Le coefficient de débit d'un seuil Creager est d'environ $\mu_0 = 0,50$ lorsque la charge est voisine de H_0 , alors que pour un seuil plat il est de l'ordre de 0,32 seulement. Le bénéfice est donc significatif. Lorsque la charge H est très faible, le coefficient de débit tend vers 0,385. Lorsqu'elle est très forte, il vaut environ 0,55. Selon V.T. Chow [14], le coefficient de débit varie ainsi en fonction de la charge :

$$\mu = \mu_0 \left(H / H_0 \right)^{0,12} \quad \text{pour } 0,2.H_0 < H < 2.H_0 \quad \text{avec } \mu_0 \approx 0,50 .$$

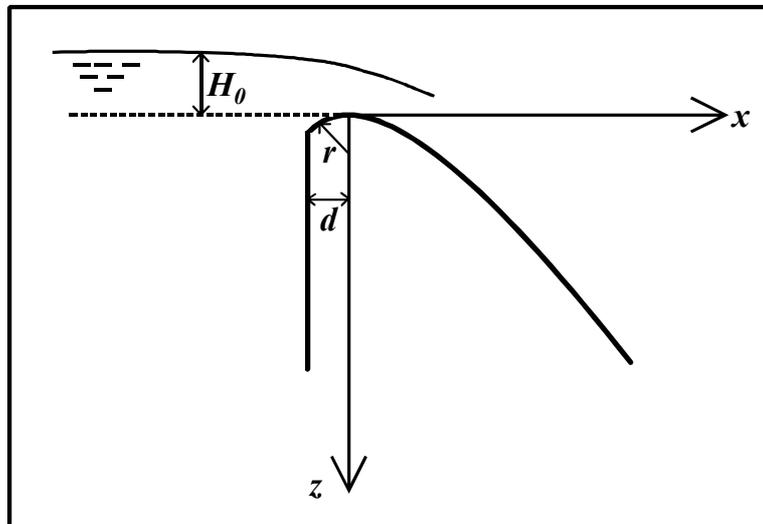


Figure 14 - seuil de type Creager

RESUME : les différents types d'écoulement permanent

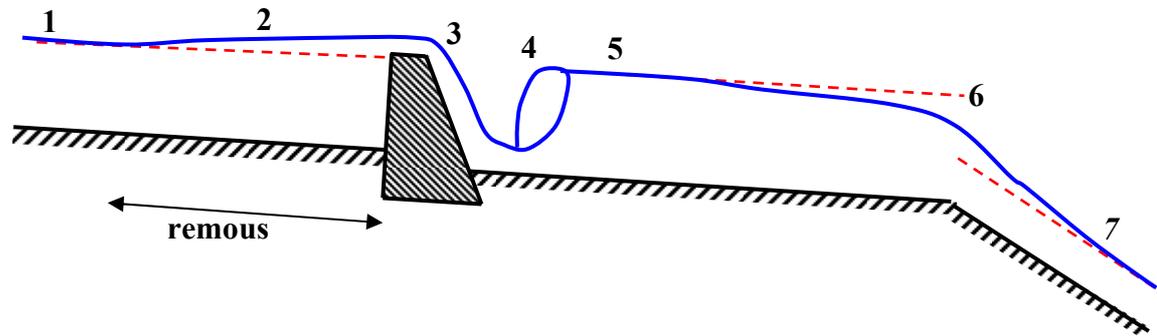


Figure 3 – écoulements uniforme, graduellement varié, rapidement varié.

- 1 : uniforme fluvial
- 2 : fluvial graduellement décéléré
- 3 : rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel)
- 4 : ressaut
- 5 : uniforme fluvial
- 6 : rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel)



Photos du seuil de Trets sur l'Arc (13) dénoyé à gauche et noyé à droite (crue de janvier 2006).

7 - ÉCOULEMENTS TRANSITOIRES

7.1 - Les deux équations de base

Le problème est supposé unidimensionnel et l'eau est supposée incompressible (ce qui est parfaitement licite). Comme pour le régime permanent, nous supposons connues la géométrie du chenal, sa rugosité, et nous nous fixons un hydrogramme entrant $Q(t)$. q (supposé connu) désigne un apport latéral en m³/s/m (positif si c'est un apport, négatif si c'est un départ, nul si le problème est conservatif).

Nous cherchons la ligne d'eau, c'est-à-dire la relation entre le tirant d'eau et l'abscisse. Mais cette fois-ci, nous avons à chaque instant deux inconnues : Q et y .

En écrivant la conservation de la masse et celle de l'énergie, on obtient le système de deux équations différentielles à deux inconnues :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \\ \frac{1}{g.S} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{g.S} \frac{\partial(Q^2/S)}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} - i = -j = \frac{-Q^2}{K^2.S^2.R^{4/3}} \end{cases}$$

Le terme $\frac{\partial Q}{\partial t}$ traduit la raideur de l'hydrogramme. Il est souvent négligeable dans les cas courants de propagation de crue. Il ne l'est pas lors de crues provoquées par la rupture d'embâcles ou de barrages.

Ces équations sont les équations de Barré de Saint Venant (1871). On en trouvera la démonstration dans [19] pour des sections rectangulaires, mais elles sont valables pour des sections de forme quelconque.

Dans ces équations, il ne faut pas oublier que les inconnues Q , V , y sont des fonctions de x et t . R et S sont des fonctions de x et y . La pente i est fonction de x (modèle à fond fixe) et K est une constante (ou éventuellement une fonction de x et même de y).

A partir des équations de Barré de Saint Venant, on démontre (voir [19]) que la relation $\frac{dx}{dt} = V \pm c$ exprime que est la célérité des intumescences (vitesse pour un observateur qui suit l'écoulement) vaut $c = \sqrt{g.y_m}$ avec $y_m = S/L$.

Remarque : une autre façon de caractériser les régimes est la suivante :

- ◆ si $V < c$, le régime est fluvial ;
- ◆ si $V > c$, le régime est torrentiel ;
- ◆ si $V = c$, le régime est critique.

L'observation de ronds dans l'eau permet de déterminer la nature de l'écoulement. Si la partie amont des ronds progresse vers l'amont pour un observateur fixe, l'écoulement est fluvial. Si l'écoulement est torrentiel sans être trop agité, l'observateur peut voir que tous les ronds sont emportés vers l'aval.

7.2 - Problèmes réels rencontrés

Les équations de Barré de Saint Venant permettent de résoudre tous les problèmes d'hydraulique transitoire dès lors que la courbure des filets liquides n'est pas trop forte et que la pression reste hydrostatique :

- ◆ propagation d'une crue en rivière ;
- ◆ ondes provoquées en amont et en aval d'une vanne fermée brutalement, ou ouverte brutalement ;

- ◆ phénomène analogue pour la vidange ou le remplissage d'une écluse de canal navigable ;
- ◆ phénomène analogue lors de l'arrêt ou de la mise en marche des turbines d'une centrale hydroélectrique ;
- ◆ onde de crue provoquée par une rupture de barrage.

Nous allons examiner plus en détail le cas des crues en rivière à pente forte puis faible.

7.3 - Propagation des crues dans les chenaux à forte pente et à champ d'inondation réduit

Dans le cas des chenaux à forte pente, et lorsque le lit majeur n'est pas très large, les termes d'inertie $\left(\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial y}{\partial x}\right)$ sont négligeables et la variation de profondeur $\left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)$ est négligeable devant celle du fond (i). L'équation dynamique se réduit alors à $i = j$ (ce qui revient à considérer que l'évolution du débit est suffisamment lente pour que l'écoulement soit assimilé à une succession d'états où l'écoulement est uniforme). L'onde de crue est alors dite cinématique. Elle ne s'atténue pas (figure 16).

D'où : $Q = K.S.R^{2/3}\sqrt{i}$, ce qui constitue une relation univoque entre Q et y .

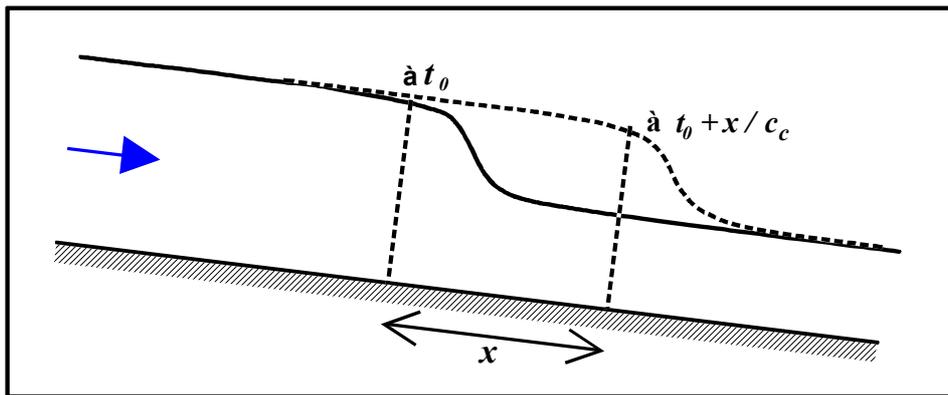


Figure 16 - front de l'onde cinématique

Pour un chenal rectangulaire large dont la rugosité ne dépend pas du tirant d'eau, et en admettant la formulation de Strickler pour les pertes de charge, on montre que la célérité de l'onde de crue

$$\text{vaut : } c_c = \frac{5}{3}V.$$

Comme les intumescences se propagent à la célérité $V + c = V + \sqrt{g.y}$, nous aurions $c = c_c$ si $V + \sqrt{g.y} = 5V/3$ soit si $2V/3 = \sqrt{g.h}$ c'est-à-dire si $F = 1,5$ (nombre de Froude).

En rivière, généralement $F < 1,5$. La crue se propage donc moins vite que les intumescences.

7.4 - Propagation des crues dans les chenaux à très faible pente

Ce type de phénomène peut être résolu de manière approchée en négligeant les termes d'inertie (c'est-à-dire de quantité de mouvement) dans l'équation dynamique.

L'équation dynamique se résume alors à $\frac{\partial y}{\partial x} = i - j$ (appelée équation de l'onde diffusive).

Il est facile de démontrer comme au paragraphe précédent que si la section est rectangulaire, large et uniforme, si la pente du fond i est constante et si la rugosité ne dépend pas du tirant d'eau, la crue

se propage avec une célérité $c_d = 5.V / 3$.

L'onde de cette crue (appelée onde diffusive) s'amortit au fur et à mesure de sa propagation vers l'aval (figure 17), contrairement à l'onde cinématique.

Avec les hypothèses ci-dessus, il peut être établi que le coefficient d'atténuation de l'onde de crue vaut :

$$\sigma = \frac{Q}{2L.y} \approx \frac{K^2.L.y^{10/3}}{2.Q}$$

Une crue s'atténue donc d'autant mieux que le lit est large et que le tirant d'eau est élevé.

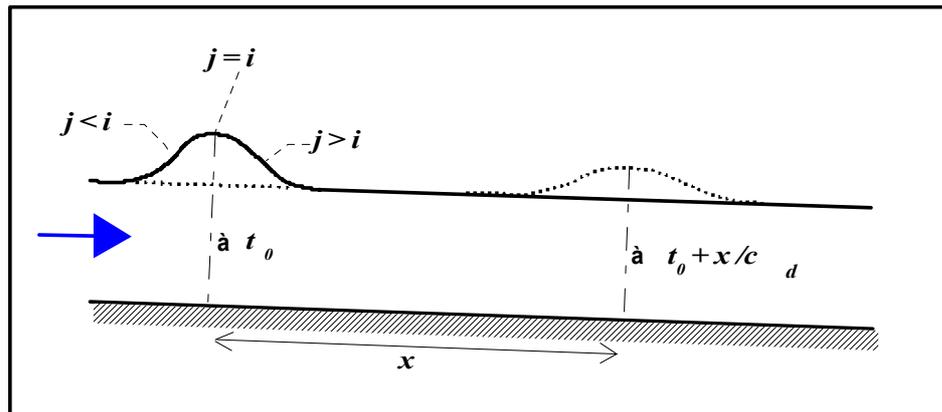


Figure 17 - amortissement (ou étalement) de l'onde diffusive

(l'onde de crue en pointillé a parcouru la distance x)

Exemple historique d'atténuation de crue.

Du bec d'Allier jusqu'à Tours, sur près de 300 km, la Loire ne reçoit aucun affluent notable. La crue historique de 1866 s'atténue de la manière suivante grâce au rôle du lit majeur :

- 9300 m³/s au bec d'Allier (PK 0) à l'instant t = 0 ;
- 9200 m³/s à Gien (PK 100) à t = 12h ;
- 7600 m³/s à Orléans (PK 170) à t = 24h ;
- 6200 m³/s à Tours (PK 290) à t = 48h.

L'onde diffusive a pour équation $\frac{\partial y}{\partial x} - i + \frac{Q^2}{K^2.S^2.R^{4/3}} = 0$, en introduisant la formulation de Strickler.

Ce qui se transforme en $Q = K.S.R^{2/3} \sqrt{i - \frac{\partial y}{\partial x}}$. Nous écrivons Q pour ne pas alourdir les équations, mais il faudrait écrire $Q(x, t)$ pour éviter toute confusion avec le régime permanent.

Contrairement au cas du régime permanent uniforme, ou à celui de l'onde cinématique, ($Q = K.S.R^{2/3}i^{1/2}$), celle de l'onde diffusive (où i est remplacé par $i - \frac{\partial y}{\partial x}$) n'est pas univoque.

Dans un problème de type diffusif, à chaque valeur de Q correspondent donc deux tirants d'eau y différents en crue ou en décrue (figure 18).

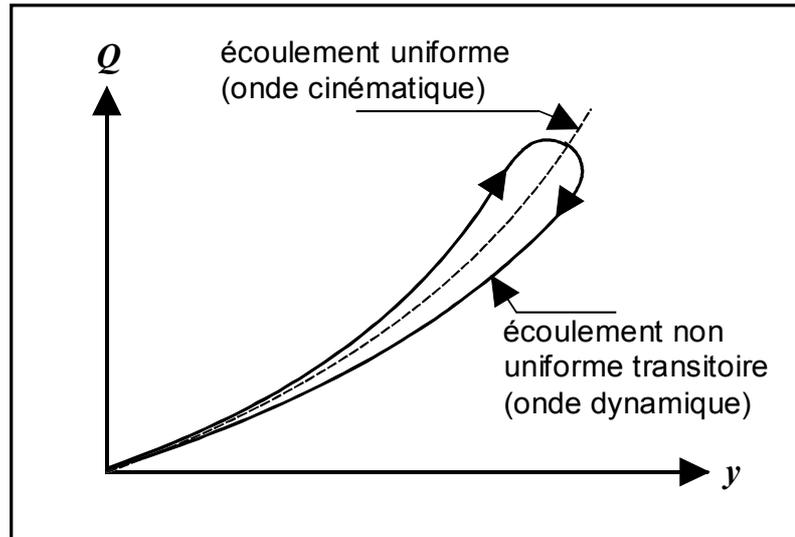


Figure 18 - relation (Q-y) non univoque

Aussi, pendant une crue, se succéderont l'instant où la vitesse est maximale, celui où le débit est maximal et celui où le tirant d'eau est maximal.

7.5 - Conclusion sur la propagation des crues en rivière

- ❖ Lorsque la pente est forte, et lorsque le champ d'inondation est réduit, la crue se propage sans s'amortir, et la relation (Q-y) reste univoque (onde cinématique).
- ❖ Lorsque la pente est faible, la crue s'amortit et la relation (Q-y) n'est pas univoque (onde diffusive).

L'amortissement d'une crue souligne le rôle bénéfique des champs d'inondation. Les digues ou les remblais en lit majeur ont pour effet de supprimer ces amortissements. En l'ignorant, on transforme une onde diffusive en onde cinématique (figure 19). Les conséquences peuvent en être très graves pour les riverains aval. Les champs d'inondation ont également un important bénéfice écologique, c'est un autre sujet.

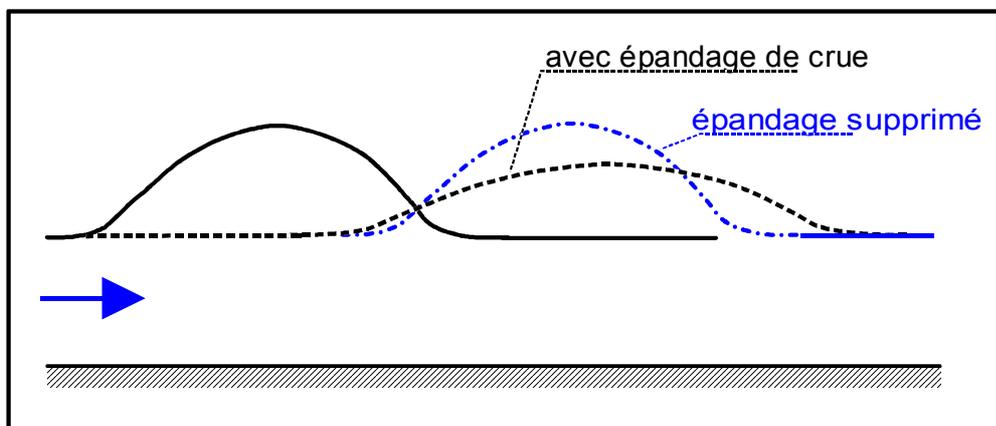


Figure 19 - comparaison de la propagation d'une crue avec ou sans épandage amont dans le lit majeur