



**DEA hydrologie, hydrogéologie, géostatistique et géochimie**

# **HYDRAULIQUE ET DYNAMIQUE FLUVIALE**

Novembre 2001

Gérard DEGOUTTE, **ENGREF**



# SOMMAIRE

LISTE DES NOTATIONS ..... 4

INTRODUCTION..... 6

## **1 : PRINCIPES ET FORMULES D'HYDRAULIQUE À SURFACE LIBRE..... 9**

1.1- DÉFINITIONS ESSENTIELLES : LES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES ..... 11

1.2 - DÉFINITIONS ESSENTIELLES : LES PARAMÈTRES HYDRAULIQUES ..... 13

1.3 - LES DIFFÉRENTS RÉGIMES D'ÉCOULEMENT..... 18

1.4 - CALCUL DES ÉCOULEMENTS PERMANENTS UNIFORMES ..... 19

1.5 - ÉCOULEMENTS PERMANENTS GRADUELLEMENT VARIÉS ..... 26

1.6 - ÉCOULEMENTS RAPIDEMENT VARIÉS..... 31

1.7 - ÉCOULEMENTS TRANSITOIRES..... 39

1.8 - LOGICIELS DE CALCUL DE LIGNE D'EAU EN RIVIÈRES OU CANAUX ..... 50

## **2 : TRANSPORT SOLIDE EN HYDRAULIQUE FLUVIALE..... 53**

2.1 - HYDRAULIQUE FLUVIALE ET HYDRAULIQUE TORRENTIELLE..... 55

2.2 - EXPÉRIENCE POUR ILLUSTRER CHARRIAGE ET SUSPENSION..... 57

2.3 - CHARRIAGE ET SUSPENSION DES MATÉRIAUX NON COHÉRENTS ..... 58

2.4 - ÉROSION, DÉPÔT ..... 60

2.5 - SATURATION EN DÉBIT SOLIDE..... 61

2.6 - TAILLE DES GRAINS..... 62

2.7 - FORCE TRACTRICE ET DÉBUT DE MISE EN MOUVEMENT D'UNE PARTICULE..... 63

2.8 - TRI GRANULOMÉTRIQUE, PAVAGE..... 69

2.9 - ESTIMATION DU DÉBIT SOLIDE ..... 71

2.10 - VITESSE DE DÉBUT D'ENTRAÎNEMENT ..... 77

2.11 - PROFONDEUR DES FONDS PERTURBÉS..... 78

## **3 : FORMES NATURELLES DES RIVIÈRES ; RIPISYLVE ; ÉVOLUTION DES BERGES..... 79**

3.1. DÉFINITIONS FONDAMENTALES..... 81

3.2 - RELATIONS ENTRE LES DIMENSIONS DU COURS D'EAU ET L'HYDROLOGIE..... 83

3.3 - FORMES EN PLAN ; STYLES FLUVIAUX ..... 85

3.4 - RÔLES DE LA RIPISYLVE .....	88
3.5 - ÉVOLUTIONS DANS LES COURBES .....	89
3.6 - MÉCANISMES DE DÉFORMATION DES BERGES .....	91
3.7- SEUILS ET MOUILLES .....	102
3.8 - RÈGLES D'ÉQUILIBRE DES MÉANDRES : ÉQUATIONS DU RÉGIME .....	103
<b>4 : ÉVOLUTION MORPHOLOGIQUE DES RIVIÈRES AMÉNAGÉES.....</b>	<b>105</b>
4.1 - ÉVOLUTIONS DU PROFIL EN LONG .....	107
4.2 - ÉVOLUTIONS DU TRACÉ EN PLAN .....	119
4.3 - ÉVOLUTION GLOBALE, EN PLAN ET EN PROFIL.....	121
4.4 - AUTRES CONSÉQUENCES DES TRAVAUX EN RIVIÈRE.....	122
4.5 - CONCLUSION SUR L'ÉVOLUTION DES RIVIÈRES AMÉNAGÉES .....	123
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>125</b>

## LISTE DES NOTATIONS

SYMBOLE	UNITE	DEFINITION	CHAPITRE
<b>Majuscules</b>			
$A$	$m$	amplitude d'une série de méandres	3.8
$C$	$m^{1/2}s^{-1}$	coefficient de Chézy	1.2.15
$E$	$N$	force d'entraînement	2.7
$F$	- $N$	nombre de Froude force de frottement	1.5.4 2.7
$H$	$m$	charge moyenne dans une section	1.2.10
$H_P$	$m$	charge en un point $P$	1.2.9
$H_s$	$m$	charge spécifique $H_s = y + V^2/2g$	1.2.13
$H_{sc}$	$m$	charge spécifique critique	1.5.3
$K$		coefficient de rugosité (ou de Strickler) global du lit mineur	1.4.4
$K_f$	$m^{1/3}s^{-1}$	coefficient de rugosité (ou de Strickler) des fonds	2.7
$K_{grains}$	$m^{1/3}s^{-1}$	coefficient de rugosité des grains	2.7
$L$	$m$ $m$	largeur au miroir d'un chenal longueur d'un seuil déversant	1.1 1.6.3
$L_r$	$m$	longueur d'un ressaut	1.6.2
$M$	$kg.m/s$	quantité de mouvement	1.7.1.2
$P$	$m$	périmètre mouillé	1.1
$Q$	$m^3/s$	débit liquide	1.2.3
$Q_m$	$m^3/s$	débit du lit mineur	4.1.4
$\overline{Q_s}$	$m^3/s$	débit solide, vides non compris	2.9
$\underline{Q_s}$	$m^3/s$	débit solide apparent	2.9
$R$	$m$ -	Rayon hydraulique $R = S/P$ nombre de Reynolds	1.1 2.7
$R^*$		nombre de Reynolds du grain	2.7
$S$	$m^2$ $N$	section mouillée portance (ou sustentation)	1.1 2.7
$V$	$m/s$	vitesse moyenne $V = Q/S$	1.2.5
$V_c$	$m/s$	vitesse critique	1.6.3
$V_o$	$m/s$	vitesse de début d'entraînement	2.10
$V_s$	$m^3$	volume solide	2.9.3

### Minuscules

$c$	$m/s$	célérité des intumescences	1.7.2
$c_c$	$m/s$	célérité de propagation d'une onde cinématique	1.7.4
$c_d$	$m/s$	célérité de propagation d'une onde diffusive	1.7.5
$d$	$m$	diamètre d'un grain solide	2.6
$d_a$	$m$	diamètre d'un grain tel que $a\%$ en poids soit inférieur à $d_a$	2.6
$e$	-	indice des vides d'un sol	2.9
$f_p$	$m$	profondeur des fonds perturbés	2.11
$g$	$m/s^2$	accélération de la pesanteur $g \approx 9,8m/s^2$	1.2.2
$i$	-	pente du fond	1.1
$j$	-	perte de charge linéaire	1.4.3
$l$	$m$	distance entre 2 sections	1.4.4
$n$	-	porosité d'un sol	2.9
$p$	$Pa$ $m$	pression hydrostatique en un point hauteur du seuil coté amont (pelle)	1.2.8 1.6.3
$q_s$	$m^3/s/m$	débit solide par unité de largeur du lit, vides non compris	2.9
$\overline{q_s}$	$m^3/s/m$	débit solide apparent par unité de largeur du lit	2.9
$t$	$s$	temps	1.3.1
$v$	$m/s$	vitesse en un point dans une section d'écoulement	1.2.4
$x$	$m$	abscisse d'un point	1.1

$y$	$m$	tirant d'eau	1.1
$y_c$	$m$	tirant d'eau critique	1.5.3
$y_n$	$m$	tirant d'eau normal	1.4.4
$z$	$m$	cote d'un point dans une section d'écoulement	1.1
$z_f$	$m$	cote du fond du chenal	1.5.2
$z_P$	$m$	cote d'un point $P$ dans une section d'écoulement	1.2.9

### Lettres grecques

$\alpha$	<i>degrés</i>	angle avec l'horizontale du fond du chenal	1.1
$\beta$	-	coefficient relatif à la répartition des vitesses dans une section	1.2.10
	-	paramètre traduisant la rugosité relative des grains et de forme	2.8
$\varphi$	<i>degrés</i>	angle de frottement grain sur grain mesuré sous l'eau	2.7
	<i>degrés</i>	angle de frottement interne d'un sol	3.6.3
$\gamma$	$kN/m^3$	poids volumique d'un sol	2.9
$\gamma_s$	$kN/m^3$	poids volumique spécifique des grains	2.7
$\gamma_w$	$kN/m^3$	poids volumique de l'eau ( $\gamma_w \approx 9,8 kN/m^3$ )	1.2.2
$\lambda$	$m$	longueur d'onde d'une série de méandres	3.8
$\mu$	-	coefficient de débit d'un seuil	1.6.3
	$kg \cdot m^{-2} \cdot s^{-1}$	viscosité dynamique de l'eau $\mu = \nu \cdot \rho_w$	2.7
$\nu$	$m^2/s$	viscosité cinématique de l'eau	2.7
$\rho$	$m$	rayon de courbure d'un méandre	3.8
$\rho_w$	$kg/m^3$	masse volumique de l'eau ( $\rho_w = 1000 kg/m^3$ )	1.2.1
$\sigma$	-	coefficient d'atténuation d'une onde diffusive	1.7.5
$\tau_o$	$Pa$	force tractrice (unitaire)	1.2.15
$\tau_c$	$Pa$	force tractrice (unitaire) critique (début d'entraînement)	2.7
$\tau^*$	-	paramètre de Shields	2.7

# INTRODUCTION

Le présent texte destiné au DEA "hydrologie, hydrogéologie, géostatistique et géochimie des eaux" est extrait d'un cours de l'ENGREF<sup>1</sup>.

Le premier chapitre expose les résultats essentiels de l'hydraulique à surface libre appliquée aux rivières ou canaux. Il comporte les démonstrations essentielles en se limitant le plus souvent à des conditions simplificatrices mais licites pour les problèmes courants à traiter par le praticien. Il n'est pas indispensable de posséder les notions fondamentales de mécanique des milieux continus déformables, les rappels nécessaires étant faits au fur et à mesure en tant que de besoin, en les limitant aux hypothèses adaptées aux fluides incompressibles et à la surface libre. Nous éviterons le recours à un formalisme mathématique poussé, tel que l'usage des tenseurs ou d'opérateurs mathématiques. Le document est donc plus destiné à des praticiens qu'à des chercheurs.

Mais la compréhension du fonctionnement d'une rivière nécessite bien plus que l'hydraulique à surface libre. Une rivière ne transporte pas de l'eau claire et interagit avec ses parois et son champ d'inondation.

Le chapitre 2 présente les grands principes qui régissent le transport solide en rivière et donne des indications pour tenter des évaluations de la phase solide.

La présence d'une phase solide entraîne un milieu diversifié dans l'espace avec des méandres, des seuils et des mouilles, des granulométries contrastées... Diversifié, ce milieu est aussi évolutif en fonction des successions hydrologiques. Dans l'interaction eau-minéral, le végétal joue un rôle important. Il souligne ou accentue les termes de diversité et de variabilité. Le chapitre 3 expose les grands principes de la morphologie fluviale des rivières naturelles.

Les aménagements faits par l'homme, soit pour se protéger contre une rivière *nuisible*, soit pour utiliser une rivière *bénéfique*, ont tous des conséquences hydrauliques mais aussi morphologiques en amont ou en aval. Les méconnaître, c'est risquer des échecs graves ou au moins des travaux et actions inefficaces ou inutiles. Le chapitre 4 concerne l'évolution morphologique des rivières aménagées.

**Un milieu physiquement diversifié et évolutif est toujours un milieu biologiquement riche. Cela souligne la nécessité d'une approche globale, intégrant d'autres disciplines que celles de ce cours : hydrobiologie, biologie végétale, géochimie...**

**Autant la rivière, si elle n'est pas trop dégradée par les aménagements ou les rejets de l'homme, peut être un milieu riche, agréable et attrayant, autant elle peut devenir source de danger lors des épisodes hydrologiques extrêmes. L'approche globale doit donc aussi comporter les sciences humaines et sociales, celles de la gestion des risques en particulier. Cet aspect est traité dans un séminaire de l'école doctorale "géosciences et ressources naturelles".**

Une liste des notations figure en tête.

## **REMERCIEMENTS**

*Ce texte a bénéficié d'une lecture attentive et des conseils avisés de Pierre PERNES (ENGREF), Hervé PIEGAY (CNRS), Patrice MERIAUX et Jean Pierre BAUME (Cemagref).*

<sup>1</sup> G. DEGOUTTE -2002- HYDRAULIQUE ET DYNAMIQUE FLUVIALE appliquées au diagnostic, à l'aménagement et la gestion des rivières, Collection ouvrages pédagogiques, Edition ENGREF, 306 p (à paraître).



# Chapitre 1

## AIDE MÉMOIRE

### D'HYDRAULIQUE À SURFACE LIBRE

<b>1- DÉFINITIONS ESSENTIELLES : LES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES .....</b>	<b>8</b>
<b>2 - DÉFINITIONS ESSENTIELLES : LES PARAMÈTRES HYDRAULIQUES.....</b>	<b>9</b>
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
<b>3 - PRÉSENTATION RAPIDE DES DIFFÉRENTS RÉGIMES D'ÉCOULEMENT .....</b>	<b>13</b>
3.1 - Régime permanent.....	13
3.2 - Écoulement permanent uniforme.....	13
3.3 - Écoulement permanent varié .....	13
3.4 - Régime transitoire.....	13
<b>4 - CALCUL DES ÉCOULEMENTS PERMANENTS UNIFORMES.....</b>	<b>14</b>
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
<b>5 - ÉCOULEMENTS PERMANENTS GRADUELLEMENT VARIÉS.....</b>	<b>18</b>
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
<b>6 - ÉCOULEMENTS RAPIDEMENT VARIÉS .....</b>	<b>22</b>
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
<b>7 - ÉCOULEMENTS TRANSITOIRES.....</b>	<b>29</b>
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

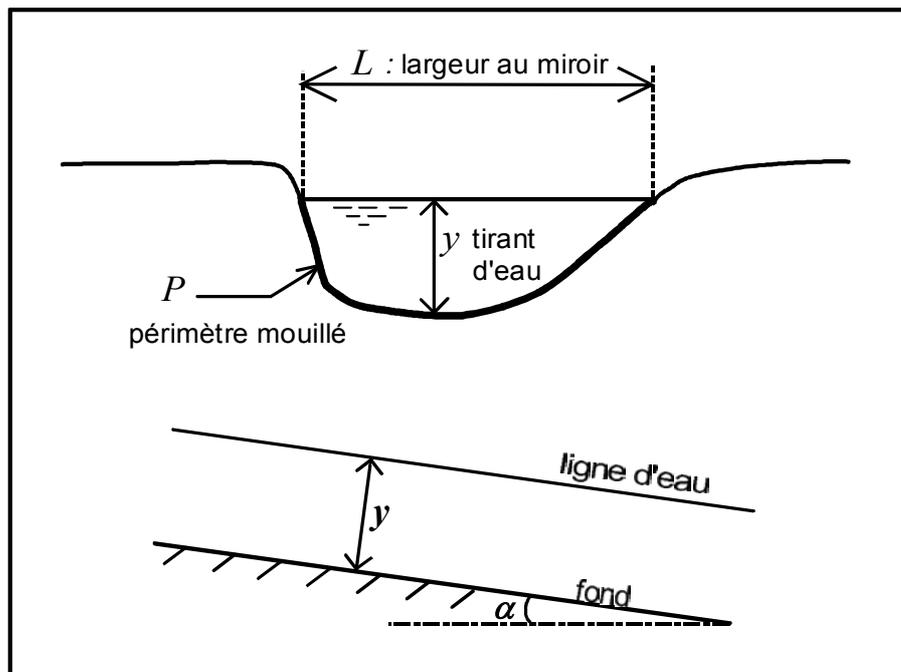
Ce chapitre condense en quelques pages les grands principes d'hydraulique à surface libre utiles à la compréhension des cours d'eau et aux problèmes courants d'ingénierie fluviale. Il est conçu pour être suivi par les lecteurs peu familiers des notions fondamentales de mécanique des fluides. Les démonstrations 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.

**D**ans 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 fond<sup>1</sup>, 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  $\rho_w$  et vaut  $1000 \text{ kg/m}^3$  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

---

<sup>1</sup> 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/m<sup>2</sup>). 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/m<sup>2</sup>). 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

$\Delta z$  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  $\alpha$  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%.

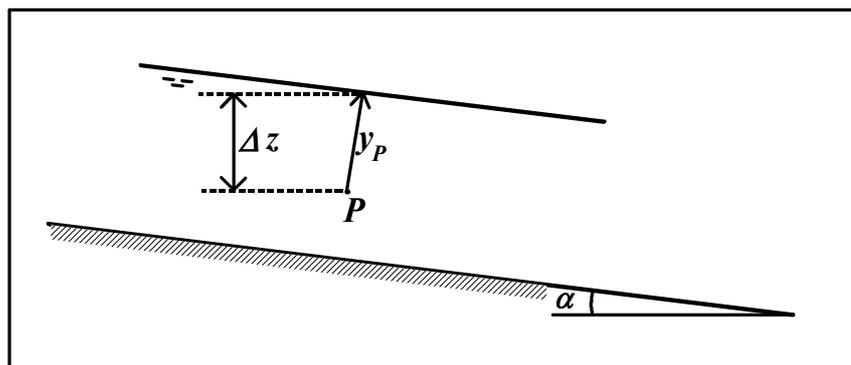


Figure 2 - pression en un point :  $p = \gamma_w \cdot y_p$

## 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  $\beta$  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 :  $H_s = y + \beta . V^2 / (2.g)$ .

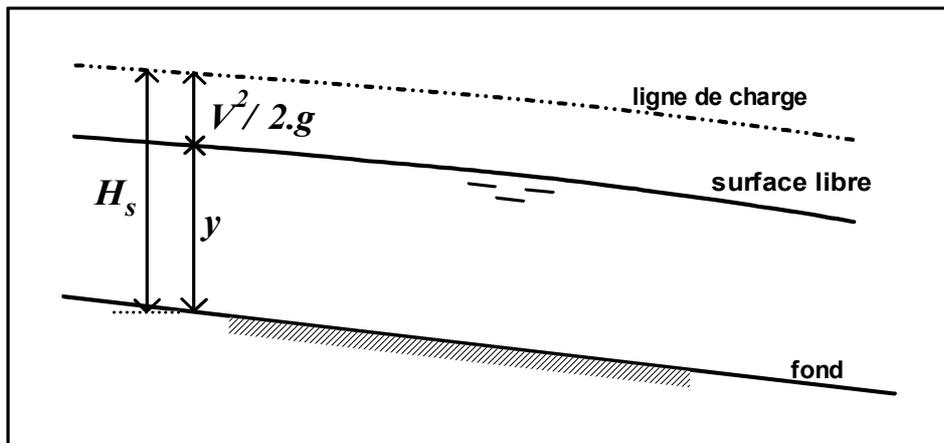


Figure 3 – ligne de charge ; charge spécifique ( $\beta$  est ici supposé égal à 1)

## 2.10 - Poussée sur une paroi du canal

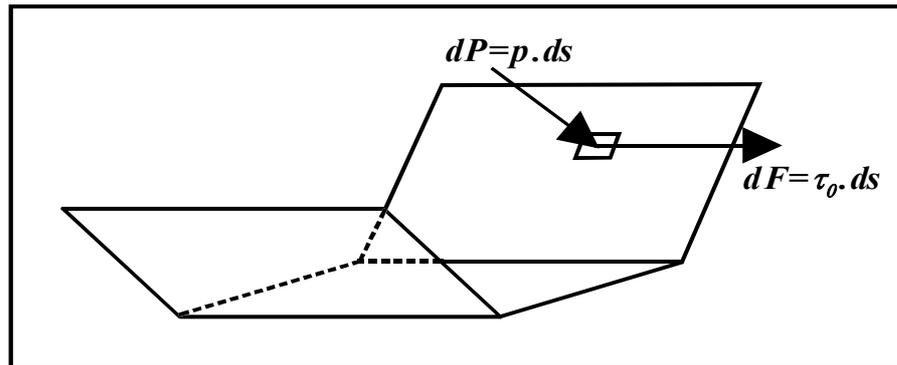
L'eau exerce sur les parois du chenal une poussée égale à celle qui existerait si l'eau était au repos. Sur un élément de paroi de section  $ds$ , la poussée est  $dP = p . ds$  avec  $p = \gamma_w . y$  (voir figure 4).

## 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.

$\tau_0$  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  $\Delta t$ . 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  $\Delta H$  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.

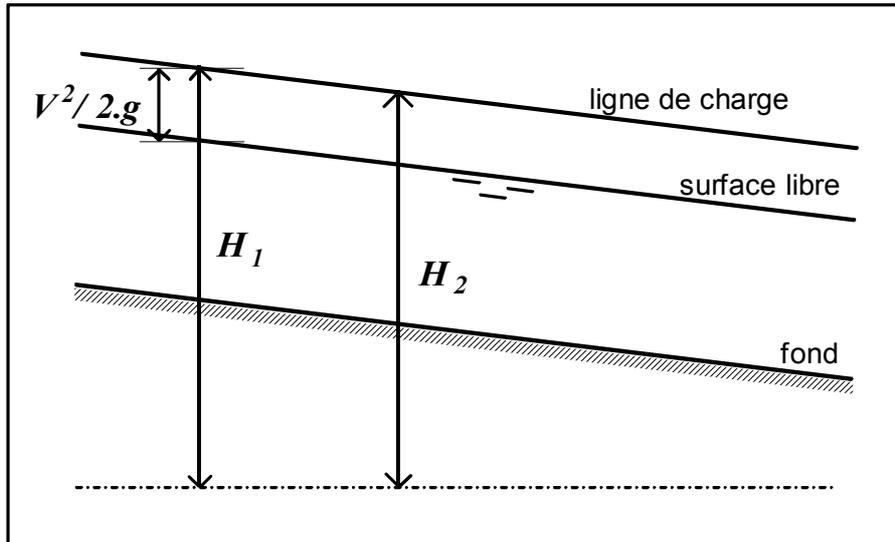


Figure 5 - écoulement uniforme

#### 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

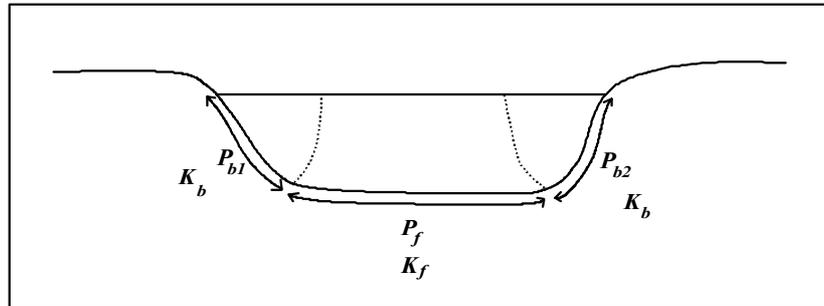
Il est assez fréquent que la rugosité du fond  $K_f$  et celle des berges  $K_b$  soient différentes. Einstein (1934) a proposé de calculer la rugosité équivalente  $K$  de la manière suivante :

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

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 risbermes<sup>2</sup>, 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.

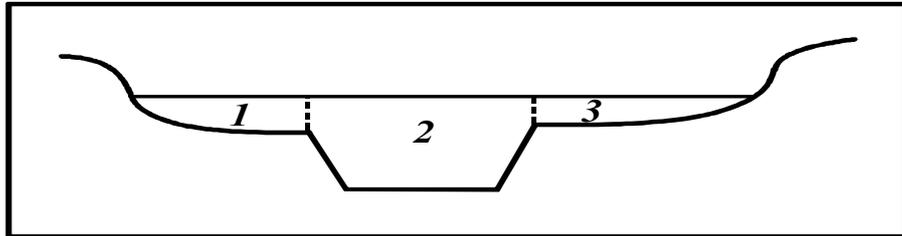
En pratique, on ne mesure pas séparément les coefficients des lits mineur et majeur. Par calage d'une ligne d'eau non débordante, on peut faire une estimation du coefficient  $K_2$  du lit mineur, et si l'on peut observer une crue débordante, on peut faire une estimation du coefficient global.

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

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

<sup>2</sup> 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.

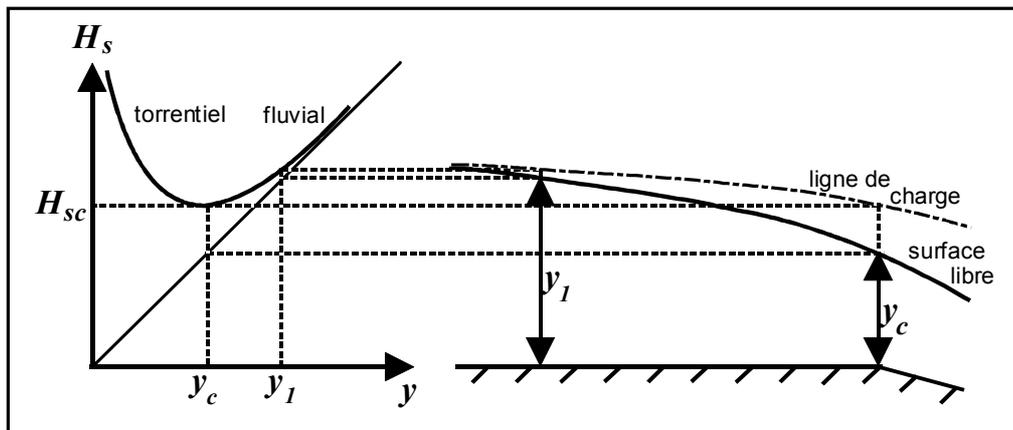


Figure 8 - relation charge spécifique – tirant d'eau pour un débit donné

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.

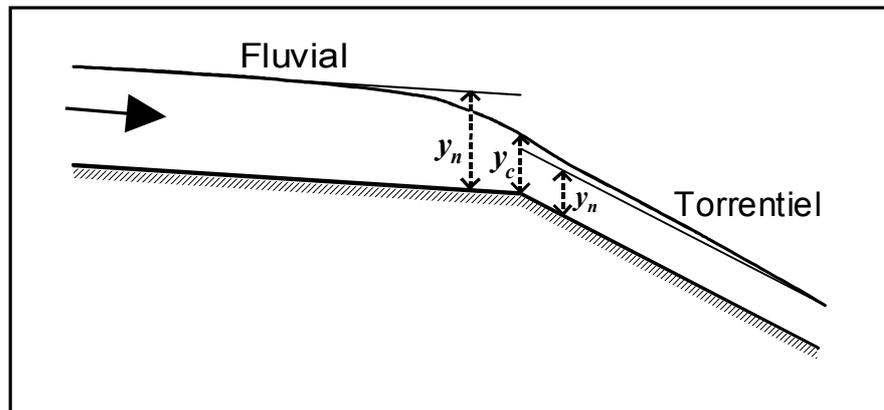
La figure 11 ci-dessus a l'intérêt de montrer que pour une même énergie spécifique, deux tirants d'eau sont possibles l'un fluvial, l'autre torrentiel. Bien entendu, la connaissance de la condition à la limite aiguillera vers l'un ou vers l'autre, selon sa position par rapport à  $y_c$ .

## 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 :  $y_2 = (\sqrt{2}F_1 - 1/2)y_1$ .

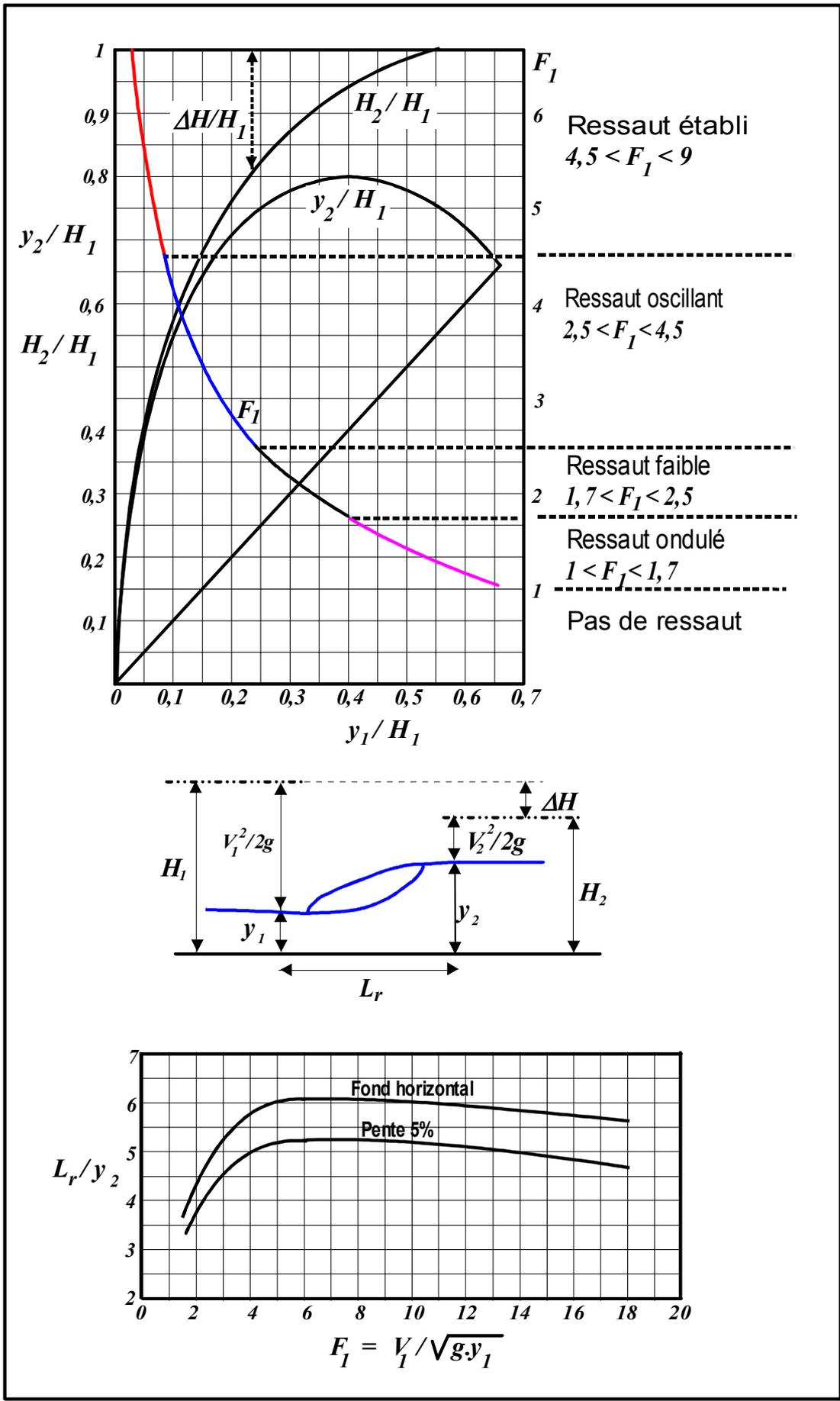


Figure 10 - détermination rapide des caractéristiques du ressaut

## 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.

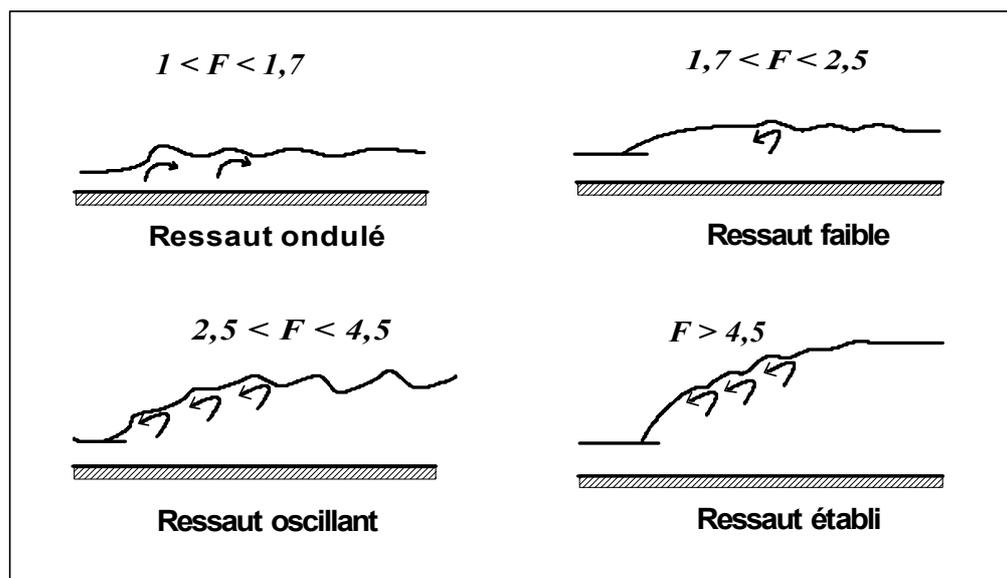


Figure 11 - typologie des ressauts

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  $L_r = 4,5 \text{ à } 6.y_2$  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.

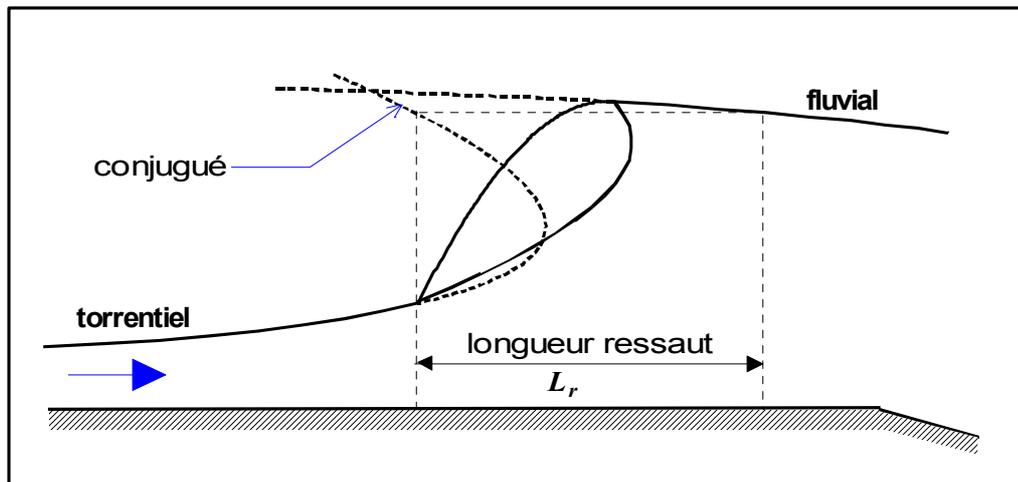


Figure 12 - positionnement du ressaut

### 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  $H' < 2.H / 3$ .  $H$  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 ;

$\mu$  = 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.

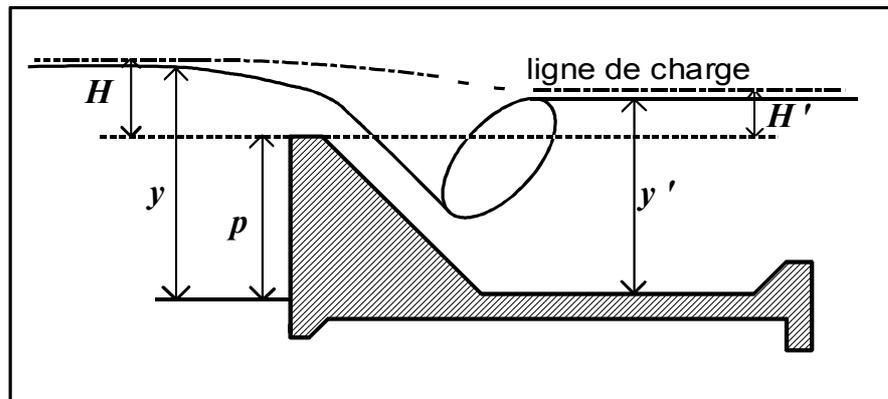


Figure 13 - écoulement sur un seuil

#### 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 :

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

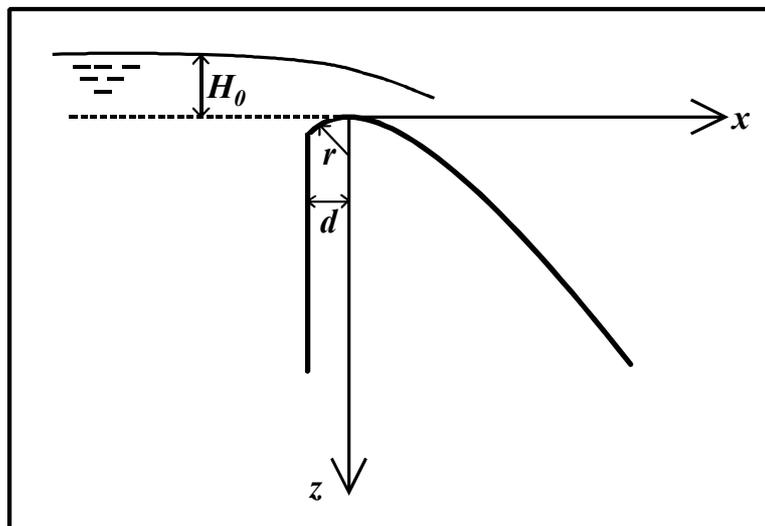


Figure 14 - seuil de type Creager

## RESUME : les différents types d'écoulement permanent

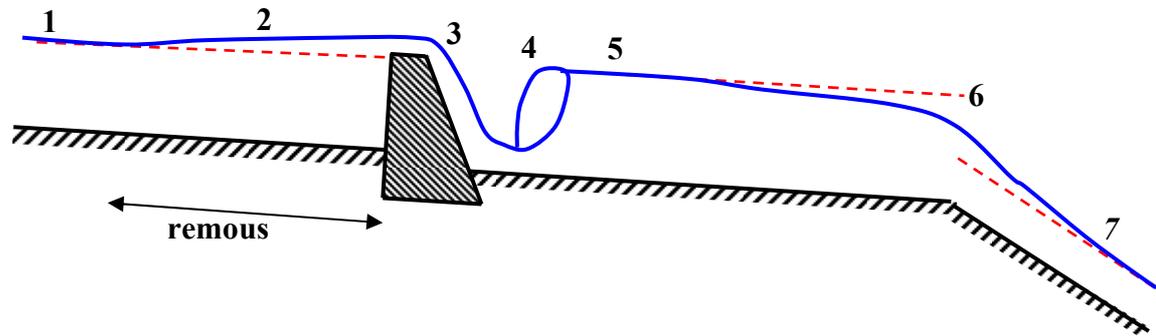


Figure 3 – écoulements uniforme, graduellement varié, rapidement varié.

- 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 m<sup>3</sup>/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  $y$ .

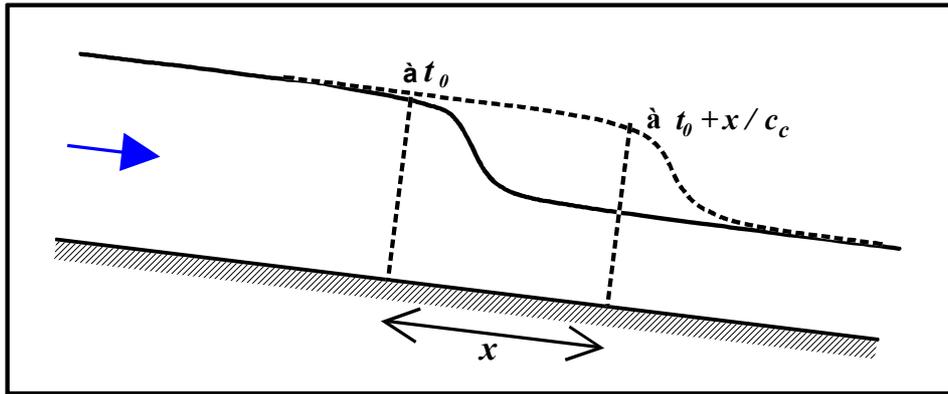


Figure 16 - front de l'onde cinématique

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

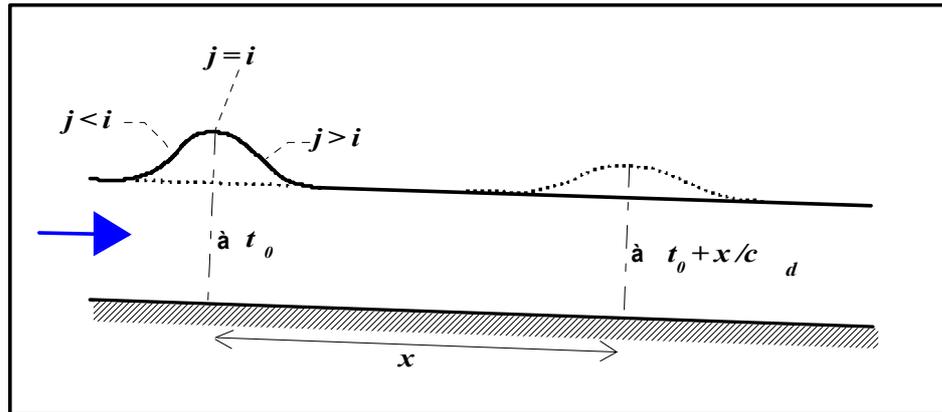
se propage avec une célérité  $c_d = 5.V / 3$ .

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 :

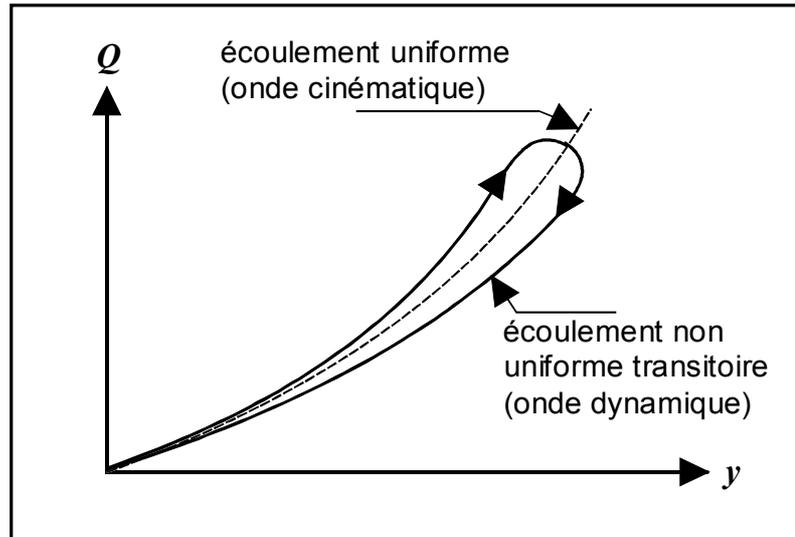
- 9300 m<sup>3</sup>/s au bec d'Allier (PK 0) à l'instant t = 0 ;
- 9200 m<sup>3</sup>/s à Gien (PK 100) à t = 12h ;
- 7600 m<sup>3</sup>/s à Orléans (PK 170) à t = 24h ;
- 6200 m<sup>3</sup>/s à Tours (PK 290) à t = 48h.

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).



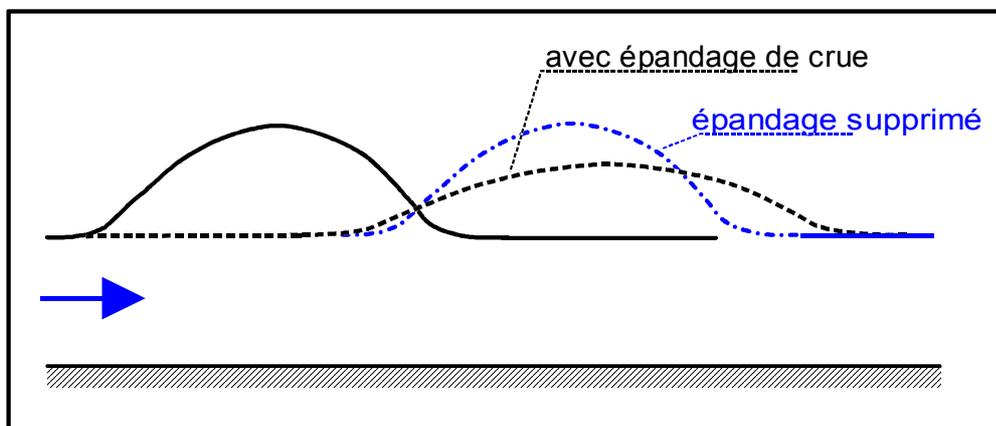
**Figure 18 - relation (Q-y) non univoque**

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**

## CHAPITRE 2 : TRANSPORT SOLIDE EN HYDRAULIQUE FLUVIALE

2.1 - HYDRAULIQUE FLUVIALE ET HYDRAULIQUE TORRENTIELLE .....	55
2.2 - EXPÉRIENCE POUR ILLUSTRER CHARRIAGE ET SUSPENSION.....	57
2.3 - CHARRIAGE ET SUSPENSION DES MATÉRIAUX NON COHÉRENTS.....	58
2.4 - ÉROSION, DÉPÔT .....	60
2.5 - SATURATION EN DÉBIT SOLIDE .....	61
2.6 - TAILLE DES GRAINS .....	62
2.7 - FORCE TRACTRICE ET DÉBUT DE MISE EN MOUVEMENT D'UNE PARTICULE .....	63
2.8 - TRI GRANULOMÉTRIQUE, PAVAGE .....	69
2.9 - ESTIMATION DU DÉBIT SOLIDE .....	71
2.9.1 - FORMULE DE TRANSPORT PAR CHARRIAGE .....	72
2.9.2 - FORMULE DE TRANSPORT SOLIDE TOTAL .....	75
2.9.3 - UTILISATION DES FORMULES DE TRANSPORT SOLIDE ET LIMITES .....	75
2.10 - VITESSE DE DÉBUT D'ENTRAÎNEMENT.....	77
2.11 - PROFONDEUR DES FONDS PERTURBÉS .....	78



Une rivière transporte des matériaux granulaires qui proviennent soit du bassin versant soit du fond ou des berges du lit mineur.

Les matériaux du bassin versant peuvent provenir de l'ensemble de sa surface sous l'effet de la pluie, de la fonte des neiges et des cycles gel-dégel. Ce mode d'érosion est dit aréolaire (par opposition à linéaire) et se produit soit en nappes soit en rigoles. Une partie seulement du produit de cette érosion aréolaire parvient au réseau hydrographique. Dans les bassins versants montagnards, des formes d'érosion plus localisées peuvent produire brutalement de grandes masses de matériaux. Ce sont les glissements de terrain, les avalanches, les laves torrentielles.

L'érosion due au fond du lit ou aux berges est dite linéaire. Elle persiste même lorsque la pluie cesse.

Si les matériaux des deux origines se retrouvent dans la rivière, leur comportement est différent. L'érosion du bassin versant produit en particulier des fines qui se propagent ensuite en auto-suspension (**wash load**) et sont responsables de sa turbidité alors que les matériaux prélevés sur les parois sont alternativement déposés et repris par le courant. Ces fines peuvent se déposer dans le lit majeur mais rarement dans le lit mineur, sauf si cohésives elles sont piégées par des particules du lit lors des dépôts consécutifs aux décrues ou bien si elles s'agglomèrent par floculation. Il résulte de tout cela que ces fines en auto-suspension n'ont pas de rôle morphologique, sauf lorsqu'elles décantent dans les bassins de retenue ou dans les fosses d'extraction. Dans la suite, sauf spécification contraire, nous ne parlerons que du débit en matériau du lit et non du débit en auto-suspension qui est transporté sans interaction avec le lit.

## **2.1 - HYDRAULIQUE FLUVIALE ET HYDRAULIQUE TORRENTIELLE**

La définition des rivières et des torrents donnée par Bernard en 1925 [5] est assez généralement admise :

- sont qualifiés de rivières les cours d'eau de pente inférieure à 1% ;
- les rivières sont **torrentielles** lorsque leur pente est comprise entre 1 et 6% ;
- au-delà de 6% les cours d'eau sont appelés **torrents**.

Nous admettrons que l'hydraulique fluviale concerne les rivières ou les rivières torrentielles et que l'hydraulique torrentielle, qui n'est pas l'objet de ce manuel, concerne les torrents.

En hydraulique fluviale, nous pouvons considérer indépendamment la phase liquide et la phase solide, certes en tenant compte de l'évolution de la topographie due au transport solide. Ce n'est qu'une approximation, mais elle ne conduit pas à de grandes erreurs. Toutefois, il faudra tenir compte, comme on le verra, des modifications du fond en fonction de l'importance du débit liquide, ce qui entraîne une évolution du coefficient de rugosité.

Par contre en hydraulique torrentielle, la présence de la phase solide perturbe fortement l'écoulement liquide. Selon Smart et Jaeggi (1983) cité par D. Richard dans [29], au-delà d'une pente de 6 à 10 %, la hauteur d'écoulement est significativement supérieure à ce qu'elle serait en présence d'eau seule. De plus dans la même gamme de pentes, on ne peut plus considérer que le fluide a un comportement newtonien. Enfin, certains torrents peuvent être le siège d'événements exceptionnels appelés laves torrentielles, mélanges de boue et de pierres pouvant parcourir de grandes distances et atteindre des hauteurs bien supérieures à ce que produirait une crue "liquide".

Les transports solides très spectaculaires des torrents de montagne et les laves torrentielles ne seront pas traités dans ce manuel consacré à l'hydraulique fluviale. <sup>1</sup>

✓ Attention aux confusions possibles ! Lorsque nous parlons de rivière torrentielle, cela ne présuppose rien sur le type d'écoulement, fluvial ou torrentiel, tels que défini au § 1.5.4 à

<sup>1</sup> Selon D. Richard [chapitre "transport solide par charriage torrentiel" de l'ouvrage collectif 29], dans une rivière de pente 1%, la concentration solide maximale est de l'ordre de 0,1% seulement. Dans un torrent de pente 10%, elle est de l'ordre de 10%.

partir du nombre de Froude. En rivière torrentielle, l'écoulement est plutôt de type fluvial, avec des passages torrentiels au droit des seuils naturels ou des cascades. En rivière non torrentielle (c'est à dire rivière de plaine ou fleuve), l'écoulement torrentiel est rare mais peut survenir sur certains tronçons. Mieux vaudrait d'ailleurs parler comme les Anglo-saxons d'écoulement subcritique au lieu de fluvial et supercritique au lieu de torrentiel.

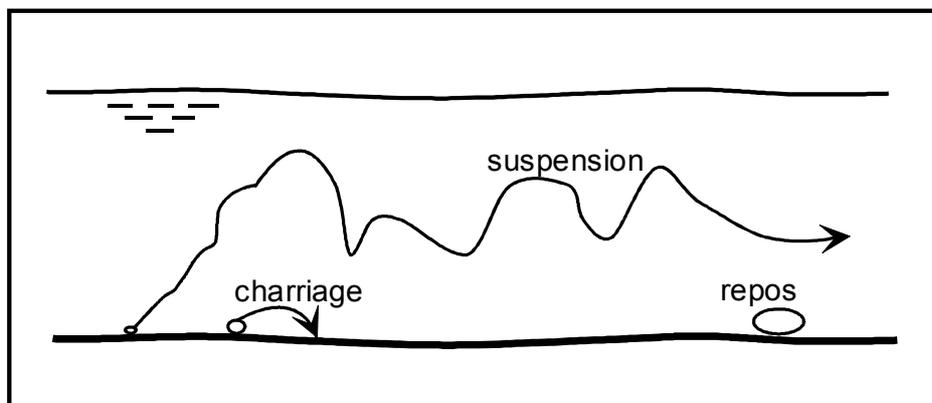
## **2.2 - EXPÉRIENCE POUR ILLUSTRER CHARRIAGE ET SUSPENSION**

Dans un canal vitré uniforme, plaçons sur le fond une épaisseur de grains de graviers identiques et faisons ensuite croître la vitesse de l'écoulement.

Pour les faibles vitesses, rien ne se passe : les matériaux solides restent au repos.

Pour les vitesses plus élevées, les matériaux solides se déplacent sur le fond en roulant, en glissant ou en effectuant des bonds successifs : le phénomène est appelé charriage. Les grains se déplacent à une vitesse nettement inférieure à celle de l'eau.

Pour des vitesses encore plus élevées, les matériaux prélevés sur le fond sont emportés par le courant : le phénomène est appelé transport en suspension. Les grains se déplacent à la vitesse de l'eau au droit du grain. Voir figure 2.1.

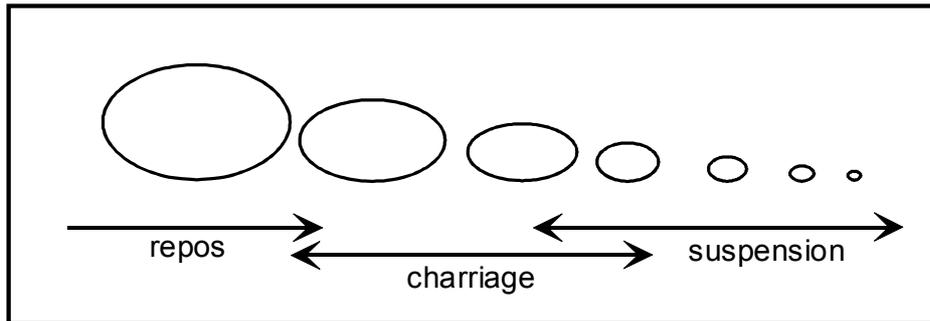


**Figure 2. 1 – modes de transport solide en hydraulique fluviale**

## **2.3 - CHARRIAGE ET SUSPENSION DES MATÉRIAUX NON COHÉRENTS**

Passons maintenant à une rivière réelle dont le fond et les berges sont constitués de matériaux de tailles différentes : par exemple des sables fins, des graviers et des galets.

Pour une vitesse donnée, il y a simultanément transport par charriage des matériaux les plus lourds et transport en suspension des matériaux plus légers. Lorsque la vitesse augmente, les matériaux qui étaient simplement charriés sont à leur tour mis en suspension. Dans les rivières à graviers, comme le Gard, la Durance, le transport solide se fait essentiellement par charriage ; mais dans les rivières à sable comme l'Argens (83), le transport par suspension peut constituer la quasi-totalité du transport.



**Figure 2. 2 – modes de transport des sédiments selon leur taille**

Le charriage est le mouvement des grains près du fond par roulement ou glissement des grains les uns sur les autres ou par petits sauts<sup>2</sup>. Ces déplacements sont dus à la traînée et à la portance<sup>3</sup>. Selon les conditions, la rivière adopte un fond plat ou un fond ondulé. Ce n'est que lorsque la turbulence de l'écoulement devient forte que le grain est susceptible d'être emporté par suspension malgré son poids. Il peut alors se déplacer sur de longues distances sans rejoindre le fond. Un grain déjà mis en mouvement par charriage passe en suspension lorsque la composante de la vitesse turbulente est supérieure à sa vitesse de chute.

Le charriage concerne plus particulièrement les sables, graviers, galets et blocs. La suspension concerne plus particulièrement les argiles, les limons et les sables.

Ceci dit, la limite précise entre charriage et suspension reste un peu arbitraire : il y a continuité entre les deux processus comme schématisé figure 2.2.

Quand on observe le fond des lits, on constate que le transport des matériaux peut se faire de la manière suivante lorsque le débit augmente :

- par charriage sur fond plat ;
- par charriage sur dunes : les dunes ont un profil semblable à celles du désert : elles ont un front amont à faible pente et un front aval raide et elles avancent lentement vers l'aval ;
- par suspension et dunes (plus marquées) ;
- par suspension sur fond plat (les dunes ayant été effacées) ;
- par suspension intense sur antidunes (dunes qui se propagent vers l'amont<sup>4</sup>) ; le régime est torrentiel ;
- et, dans le cas de matériaux fins de diamètre inférieur à 0,5 à 0,8 mm, par rides (sortes de mini-dunes).

<sup>2</sup> Saltation.

<sup>3</sup> Les forces de traînée et de portance sont traitées plus loin au § 2.7.

<sup>4</sup> Bien évidemment, ce sont les formes qui se déplacent vers l'amont ; les particules se déplacent toutes vers l'aval.

RÉSUMÉ (figure 2.1)

Le transport solide est un phénomène à seuils, avec deux modes :

- le charriage, translation **en masse** des matériaux du fond ;
- la suspension, entraînement par le courant turbulent, dans toute la section d'écoulement.

Sur les cours d'eau de France métropolitaine, à titre indicatif, le transport solide annuel total est grossièrement compris entre un centième de mm et un mm par km<sup>2</sup> de bassin versant.

## **2.4 - ÉROSION, DÉPÔT**

Dans une rivière naturelle, l'écoulement n'est jamais uniforme soit parce que des paramètres géométriques changent (pente, largeur...), soit parce qu'il y a des singularités (méandres, seuils). Il y a donc des zones à forte vitesse et des zones à faible vitesse.

Dans les zones à forte vitesse, il y a davantage de matériaux prélevés : ce sont des zones d'érosion. Dans les zones à faible vitesse, les matériaux prélevés sur les berges ou le fond en amont peuvent se déposer à nouveau : ce sont des zones de dépôt.

Une rivière naturelle présente donc une double variabilité de son lit :

- dans l'espace : il y a des zones privilégiées d'érosion, et des zones privilégiées de dépôt ;
- dans le temps : des matériaux fins déposés en régime moyen pourront être emportés en crue.

## **2.5 - SATURATION EN DÉBIT SOLIDE**

Le débit solide est le volume de matériaux transportés par le courant par unité de temps. Il s'exprime en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

Pour une vitesse donnée, le cours d'eau a une capacité de transport solide, liée à l'énergie de l'eau. Le cours d'eau transporte toujours autant de matériaux qu'il est capable d'en transporter, à condition bien sûr que ces matériaux soient disponibles sur place, c'est-à-dire sur le fond ou sur les berges. A chaque instant, l'écoulement est donc saturé en débit solide (charriage et suspension). Dans cette situation, le tronçon de rivière considéré est en équilibre et le débit solide entrant est égal au débit solide sortant. On dit aussi que le taux d'érosion est égal au taux de dépôts. Si le débit solide sortant est inférieur, il y a dépôt dans le tronçon considéré ; si le débit solide sortant est supérieur, il y a érosion du fond ou des berges dans le tronçon considéré. Pour un tronçon de rivière qui ne serait pas saturé en débit solide, l'expérience et la théorie montrent que lorsque le charriage est prédominant, la distance nécessaire pour le retour à la saturation est très faible. Par contre, lorsque la suspension prédomine, l'inertie est plus grande et la distance nécessaire est importante.

Nous verrons au chapitre 4 que ce principe de saturation en débit solide est fondamental pour expliquer la dynamique fluviale.

## 2.6 - TAILLE DES GRAINS

La courbe granulométrique représente le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure à  $d$  en fonction de la dimension  $d$  d'un grain. Au laboratoire, on l'obtient par tamisage pour les grains de dimension supérieure à  $80 \mu m$  et par densimétrie pour les grains de dimension inférieure à  $80 \mu m$ . La dimension  $d$  est la maille du tamis. En densimétrie,  $d$  est le diamètre d'une sphère de même poids que le grain, mais en rivière il est peu fréquent de mesurer cette partie fine.

Soit  $d_x$  la dimension de grain correspondant à  $x$  % en poids de tamisat (ce qui passe au travers du tamis). On appelle coefficient d'uniformité (ou de Hazen) le rapport  $d_{60}/d_{10}$ . Un sol tel que  $d_{60}/d_{10} < 3$  est dit à granulométrie uniforme ; un sol tel que  $d_{60}/d_{10} > 3$  est dit à granulométrie étalée. Voir l'aide mémoire de mécanique des sols édité par l'ENGREF [17].

Par exemple, sur la courbe de la figure 2.3 ci-après :  $d_{60} = 5 \text{ mm}$  et  $d_{10} = 0,2 \text{ mm}$ . D'où  $d_{60}/d_{10} = 10$ . Le diamètre médian ( $d_{50}$ ) vaut  $3 \text{ mm}$ . La partie fine qui devrait être étudiée par densimétrie n'est pas représentée, car elle ne présente pas un grand intérêt.

La figure 2.3 résume également la définition granulométrique habituelle des termes sable, graviers, cailloux...

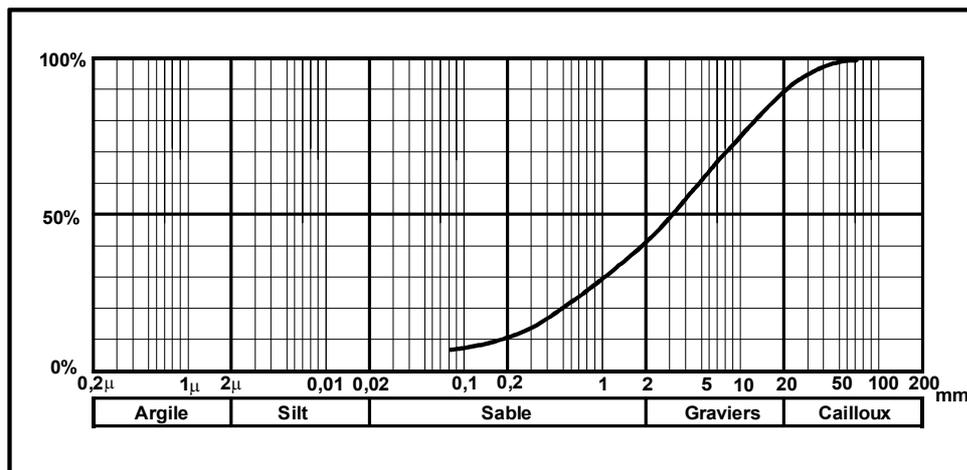


Figure 2. 3 – analyse granulométrique d'un sédiment

Lorsque les dépôts sont grossiers, la mesure en laboratoire est très peu pratique et même infaisable. Nous résumons ici la méthode très simple basée sur les résultats de Léopold Wolman proposée par Vincent Koulinski, lors de son travail de thèse au Cemagref de Grenoble sur la formation des lits de torrent [33]. La méthode consiste à déplier un décimètre en ligne droite ou brisée sur un banc de galets ou de cailloux, puis à prélever chaque grain de surface dont le centre se trouve le plus près possible de la graduation pour un pas d'espace défini. On mesure alors le diamètre de tous les grains prélevés (sur le terrain pour les plus grossiers et éventuellement au laboratoire pour les plus fins, du moins si la partie fine de la courbe présente un intérêt). Pour les grains non sphériques, il s'agit du diamètre intermédiaire (on imagine les épaisseurs dans trois directions orthogonales, et on ne retient ni la plus grande épaisseur ni la plus petite). La courbe est alors construite en fréquence d'apparition des diamètres. L'auteur conseille de choisir un pas d'espace supérieur au  $d_{90}$ , c'est à dire pratiquement supérieur ou égal au plus gros diamètre, et de réaliser au minimum 100 prélèvements. Par exemple, si le pas d'espace est de 20 cm, on opère sur une longueur de 20 m. Il est conseillé de répéter l'opération au moins deux fois pour chaque granulométrie souhaitée. Il est très important d'éviter toute subjectivité dans le choix du grain situé sous la graduation.

## 2.7 - FORCE TRACTRICE ET DÉBUT DE MISE EN MOUVEMENT D'UNE PARTICULE

Les sédiments d'un cours d'eau sont susceptibles d'être mis en mouvement sous l'action des forces hydrodynamiques appliquées par l'écoulement et compte tenu de leur propre poids.

Considérons un écoulement permanent uniforme de tirant d'eau  $y$ . L'eau étant en mouvement, exerce aussi sur les parois du chenal une force de frottement habituellement notée :  $dF = \tau_\theta \cdot dS$  (voir § A.2.15 et A.4.4).

$\tau_\theta$  est la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la paroi (voir figure 2.4). L'expression consacrée est celle de force tractrice. C'est un abus de langage puisque l'on devrait parler de tension ou de force tractrice unitaire.

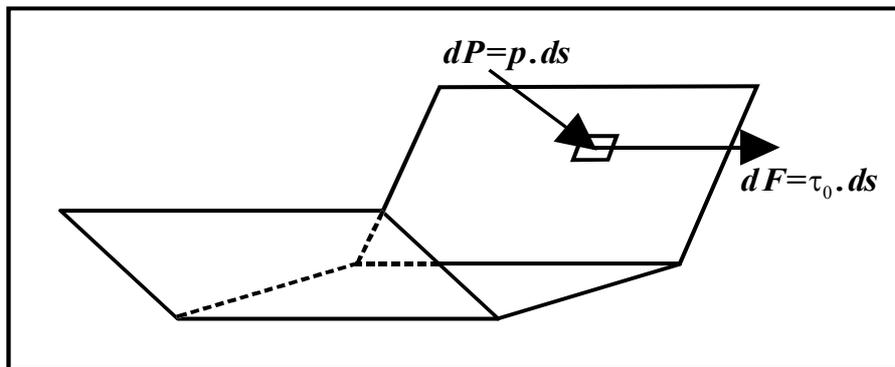


Figure 2. 4- forces appliquées par l'eau sur les parois  
(l'une perpendiculaire, l'autre tangentielle)

En écrivant que dans l'écoulement uniforme, la masse fluide comprise entre deux sections rapprochées est en équilibre sous l'action de son poids et des frottements sur les parois, on démontre (en annexe § A.4.4) que :  $\tau_\theta = \gamma_w \cdot R \cdot i$ , ce qui peut être confondu avec :

$$\tau_\theta \approx \gamma_w \cdot y \cdot i \quad \text{lorsque le lit est large.}$$

Pour étudier la possibilité de mise en mouvement d'un grain sans cohésion de diamètre  $d$  dont le poids volumique est  $\gamma_s$ , considérons les différentes forces auxquelles il est soumis (cf. figure 2.5).  $\gamma_s$  est le poids volumique spécifique des grains, c'est à dire de la roche constitutive. Il est presque toujours de l'ordre de 26 ou 27  $kN/m^3$ .

- Si la particule est sphérique, de diamètre  $d$ , son poids est  $P = \pi \gamma_s d^3 / 6$ . Pour une particule de forme quelconque, le poids s'écrit aussi sous la forme  $P = a \gamma_s d^3$ . Le poids immergé est la résultante du poids :  $P = \pi \gamma_s d^3 / 6$  et de la poussée d'Archimède  $P = a \gamma_s d^3$ ,  $d$  étant le diamètre caractéristique<sup>5</sup>. Le poids est vertical, mais la poussée d'Archimède est normale à l'écoulement. Le poids immergé peut donc se décomposer en une composante normale  $P_n - P' = a(\gamma_s - \gamma_w) d^3 \cos \alpha$ , et une composante tangentielle  $P_t = a \gamma_s d^3 \sin \alpha$ ,  $\alpha$  étant l'angle du fond avec l'horizontale ( $i = \sin \alpha$ ).

<sup>5</sup> Le diamètre caractéristique  $d$  est par convention le diamètre de la sphère de même volume que le grain réel.

- La force de frottement engendrée par la composante normale du poids, vaut :  

$$F = a(\gamma_s - \gamma_w)d^3 \cos\alpha \cdot \tan\varphi$$
où  $\tan\varphi$  est le coefficient de frottement grain sur grain mesuré sous l'eau (les grains sont supposés sans cohésion) ;
- La force d'entraînement due à l'écoulement (ou traînée) est proportionnelle à la section du grain :  $E = b\tau_\theta \cdot d^2$ ,  $b$  étant un coefficient de forme, et  $\tau_\theta$  la force tractrice.
- La portance (ou sustentation) de la forme :  $S = c\gamma_w d^2 V^2 / 2 \cdot g$ ,  $V$  étant la vitesse de l'eau au voisinage du fond et  $c$  un autre coefficient de forme.

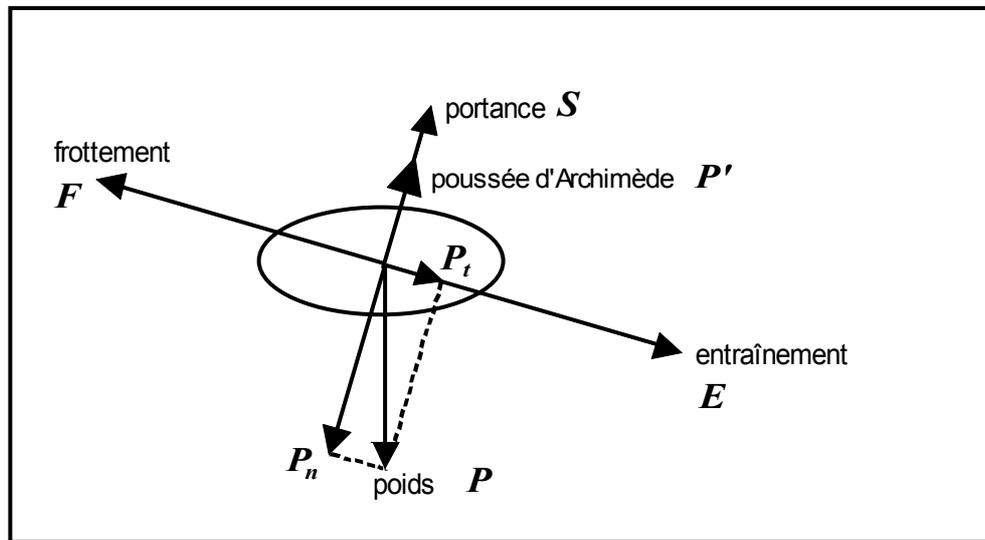


Figure 2. 5 - équilibre d'un grain posé sur le fond d'un chenal

Au seuil de mise en mouvement  $E = F - P_t$ . La force tractrice limite vaut donc  $\tau_c$  tel que :

$$b\tau_c \cdot d^2 = \pi \cdot (\gamma_s - \gamma_w) d^3 (\cos\alpha \cdot \tan\varphi - \sin\alpha) / 6 b.$$

D'où  $b\tau_c \cdot d^2 = \pi \cdot (\gamma_s - \gamma_w) d^3 \tan\varphi / 6$  si  $\alpha$  petit, c'est-à-dire  $\tau_c = \pi \cdot \tan\varphi \cdot (\gamma_s - \gamma_w) d \cdot b / 6$ .

La « **force** » **tractrice critique**, c'est-à-dire de début d'entraînement, peut donc se mettre sous la forme  $\tau_c = \tau^* (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d$  avec  $\tau^* = \pi \cdot \tan\varphi \cdot b / 6$ . Ce paramètre adimensionnel  $\tau^*$  est classiquement appelé **paramètre de Shields**.

Or  $\tau_\theta = \gamma_w \cdot R \cdot i$ . Le paramètre de Shields défini ci-dessus s'écrit donc :

$$\tau^* = \frac{\gamma_w \cdot R \cdot i}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d}$$

- Où :
- $R$  = rayon hydraulique ;
  - $i$  = pente de l'écoulement ;
  - $\gamma_s$  = poids volumique spécifique des grains solides  $\gamma_s \approx 26$  à  $27 \text{ kN/m}^3$  ;
  - $\gamma_w$  = poids volumique de l'eau ( $\gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3$ ) ;
  - $d$  = diamètre du grain.

On vient de voir que sur le fond du lit, le début de mise en mouvement s'analyse à partir

d'une force de cisaillement due au courant, aussi appelée force tractrice. Dans le cas des matériaux de la berge, la force de pesanteur s'ajoute à la force tractrice pour faciliter le début de mouvement. La force tractrice sur une pente d'angle  $\beta$  avec l'horizontale vaut

$$\tau_{\beta} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}} \tau_0. \quad \varphi \text{ est l'angle de repos du matériau, toujours supposé sans cohésion.}$$

D'après Lane, pour un granulat de 1 cm, l'angle de repos varie entre 24 et 35° selon que le matériau est très arrondi et très anguleux. Il varie de 30 à 38° pour un granulat de 2 cm, de 36 à 41° pour un granulat de 5 cm et de 38,5 à 41° pour un granulat de 10 cm. Ce coefficient sera aussi utilisé au § 7.5.2 pour l'étude de la stabilité des enrochements sur pente.

<b>RESUME</b>		
Force tractrice sur fond plat	$\tau_0 = \gamma_w \cdot R \cdot i$	
Sous forme adimensionnelle	$\tau^* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma_w) d}$	aussi appelé paramètre de Shields
Force tractrice sur pente	$\tau_{\beta} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}} \tau_0$	

Shields a montré en 1936 que pour une granulométrie uniforme, la loi de mise en mouvement des grains pouvait s'exprimer par une simple relation entre  $\tau^*$  et le nombre de Reynolds du grain <sup>6</sup> :  $R^* = u^* \cdot d / \nu$  où  $u^* = \sqrt{\tau_0 / \rho_w} = \sqrt{g \cdot R \cdot i}$  est la vitesse de frottement près du fond et  $\nu$  est la viscosité de l'eau <sup>7</sup>. Cette expression faisant intervenir  $\tau_0$  en abscisse et en ordonnée n'est pas très pratique.

Aussi, préférons-nous la présentation de Yalin (1972) qui a transformé la relation de Shields en une relation entre  $\tau^*$  et  $d^* = d \left( \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \frac{g}{\nu^2} \right)^{1/3}$ . Cette relation apparaît figure 2.6.

En supposant que  $\gamma_s / \gamma_w = 2,6$ , et en se plaçant à 20°C, la viscosité cinématique vaut  $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$ , et il vient  $d^* = 25000 \cdot d$ .

La figure 2.5 montre donc qu'à 20°C, le matériau correspondant au plus faible paramètre de Shields a pour diamètre environ 0,8 mm (sable).

D'autre part le critère d'apparition des rides est  $d^* \leq 15$ , ce qui correspond à des diamètres de l'ordre de 0,6 mm (toujours à 20°C).

<sup>6</sup> Ou nombre de Reynolds de frottement, ou nombre de Reynolds particulière. Par analogie avec le nombre de Reynolds de l'écoulement,  $R = u \cdot D / \nu$  où  $D$  est le diamètre du tuyau dans un écoulement en charge ou le diamètre hydraulique (4 fois le rayon hydraulique) dans un écoulement à surface libre. Si  $R > 2\,500$ , l'écoulement est turbulent, ce qui est pratiquement toujours le cas en rivières ou canaux.

<sup>7</sup> Il s'agit de la viscosité cinématique qui vaut 1,77. 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s à 0°C, 1,32. 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s à 10°C et 1,01.10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s à 20°C. A ne pas confondre avec la viscosité dynamique  $\mu = \nu \cdot \rho_w$ .

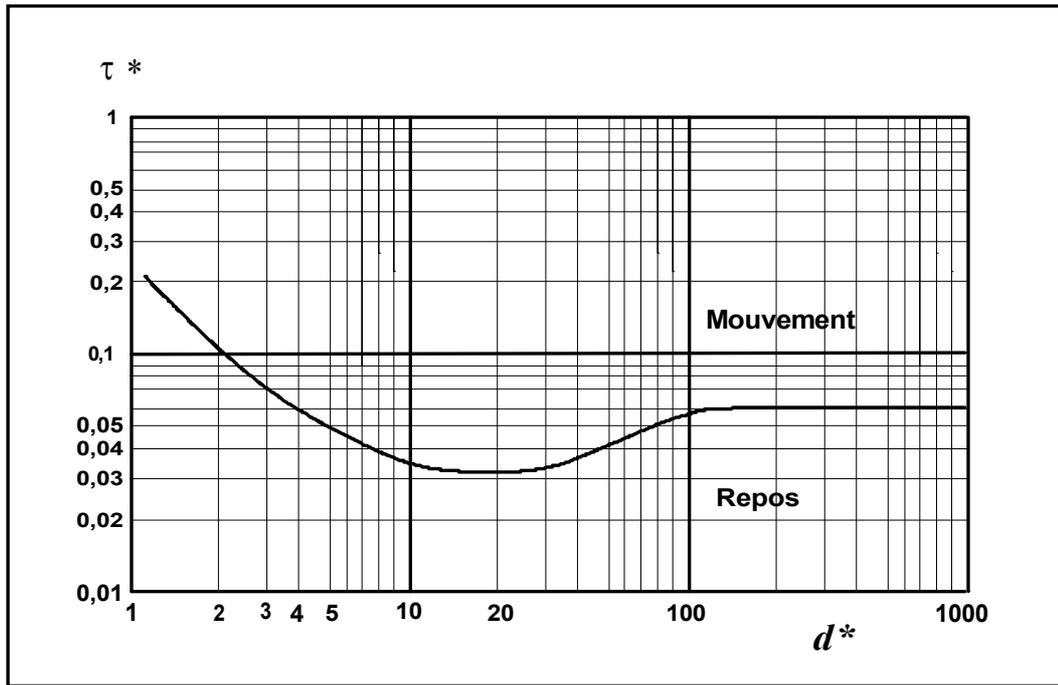


Figure 2. 6 - diagramme de Yalin – Shields

Une classification, pratique pour l'ingénieur, est proposée par Ramette [54] :	
- pour $\tau^* < 0,027$ .....	le grain de diamètre $d$ est au repos ; le fond est plat ;
- pour $0,027 < \tau^* < 0,047$ .....	il y a apparition des tous premiers mouvements, mais pas assez pour générer un débit solide ;
- pour $0,047 < \tau^* < 0,062$ .....	le grain est charrié sur fond plat ;
- pour $0,062 < \tau^* < 0,25$ .....	le grain est charrié par dunes ;
- pour $0,25 < \tau^* < 2,5$	le grain est transporté par dunes en suspension ;
- pour $\tau^* > 2,5$ environ .....	le grain est transporté en suspension sur fond plat.

Les antidunes apparaissent pour des paramètres de Shields ( $\tau^*$ ) de l'ordre de 4,5 à 5.

Les valeurs limites données dans le tableau précédent sont approximatives car les conditions de détachement des grains sont fluctuantes du fait de la turbulence de l'écoulement. Elles sont plutôt vraies lorsque la granulométrie est uniforme. Pour une granulométrie étalée, le critère de Shields est conservatif. De plus, lorsque la granulométrie est étalée, il peut se produire un phénomène baptisé "pavage" par lequel des gros grains recouvrent le fond et retardent le transport solide. Nous reviendrons sur le pavage au paragraphe suivant. Par contre, le critère de Shields est efficace pour déterminer le seuil d'arrêt des particules en mouvement.

Dans le cas des matériaux très fins et cohérents, les procédés de mouvements des grains ne dépendent plus de leur seule granulométrie. La cohésion intervient également ainsi que le degré de consolidation des matériaux et la composition physico-chimique de l'eau. Aucune formule connue n'est capable de donner la limite de départ de ces matériaux.

#### Force tractrice efficace

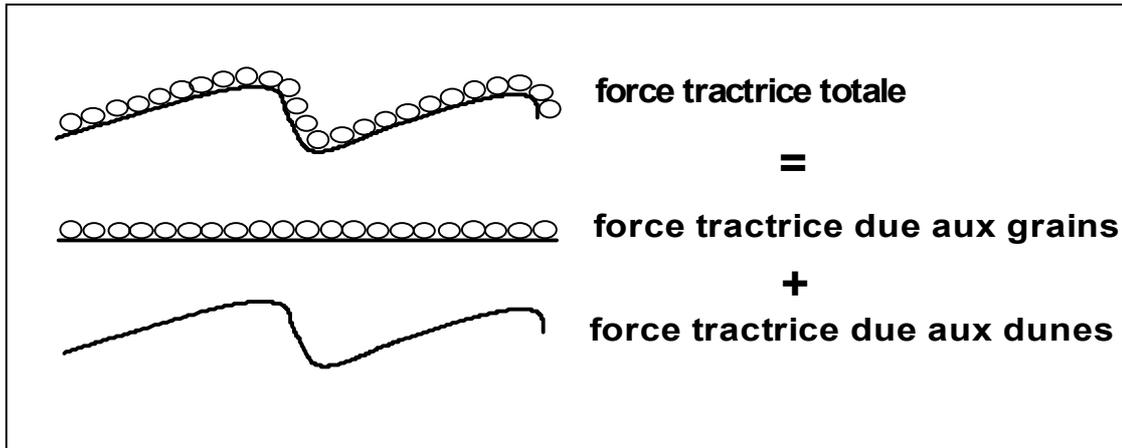
La rugosité **des fonds**  $K_f$  est due à la fois à la rugosité individuelle des grains, ou rugosité de peau  $K_{grains}$  et à l'irrégularité des fonds, c'est à dire aux dunes. Donc  $K_f$  est inférieur à  $K_{grains}$ .

De même, la force tractrice totale  $\tau_0$  est la somme d'une force tractrice due à la rugosité de peau  $\beta \cdot \tau_0$  et d'une force tractrice due aux dunes. La force tractrice  $\beta \cdot \tau_0$  qui n'est pas utilisée pour vaincre les frottements dus aux irrégularités du fond est appelée force tractrice efficace.

La force tractrice efficace,  $\beta \cdot \tau_0$ , est la force tractrice totale qui serait obtenue sur fond plat.

Le coefficient  $\beta$  vaut 1 lorsque le fond est plat car les deux rugosités sont alors égales.

$\tau_0 = \gamma_w \cdot R \cdot i$	force tractrice totale.
$\beta \cdot \tau_0$	force tractrice due aux grains ; c'est la force tractrice efficace.
$(1 - \beta) \tau_0$	force tractrice due aux dunes.



**Figure 2. 7 – schématisation du profil en long du fond du lit (dunes) pour illustrer force tractrice totale et force tractrice efficace**

Il y a donc un réel transport solide mesurable en terme de volume lorsque  $\beta \cdot \tau_0 = 0,047$ .

On admet couramment que  $\beta = \left( \frac{K_f}{K_{grains}} \right)^{3/2}$  [54], [55].  $\beta$  est un paramètre adimensionnel

compris entre 0,35 et 1.

Selon Ramette [54] :  $K_f / K_{grains} = (0,06 / \tau^* + 0,41 \cdot \tau^*)^{5/8}$ , donc  $\beta = (0,06 / \tau^* + 0,41 \cdot \tau^*)^{15/16}$ .

Bien sûr,  $K_f$  ne peut être supérieur à la rugosité des grains, et  $\beta$  vaut 1 lorsque cette formule conduit à une valeur supérieure, c'est-à-dire lorsque  $\tau^* < 0,062$  ou  $\tau^* > 2,5$ . Ces deux valeurs sont en conformité avec ce qui a été dit plus haut concernant la mise en mouvement des matériaux. En effet, lorsque les fonds sont plats,  $\beta$  vaut 1.

Comme nous l'avons indiqué au § 1.4.4,  $K_{grains} = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$  pour une granulométrie étalée et

$K_{grains} = \frac{21}{d_{50}^{1/6}}$  pour une granulométrie uniforme.

## **2.8 - TRI GRANULOMÉTRIQUE, PAVAGE**

En considérant le cours de la rivière de l'amont vers l'aval, la pente décroît (en moyenne), ce qui entraîne un dépôt des éléments les plus grossiers dans le cours amont alors que les éléments les plus fins continuent à transiter vers l'aval. Ainsi, dans les parties amont, l'étendue granulométrique est large (par exemple blocs, cailloux, graviers, sables et même limons). Lorsque la plaine est atteinte, l'étendue granulométrique se resserre. C'est la raison pour laquelle, les formules de transport solide que nous allons présenter, qui ne font intervenir qu'un paramètre de taille médiane des sédiments, y donnent a priori de meilleurs résultats.

Dans les parties amont où les rivières sont torrentielles, le charriage de tous les jours enlève les parties fines, et laisse en surface une couche de matériaux grossiers, qui constitue peu à peu une protection des sédiments sous jacents.

D'autre part, en observant bien le rôle de chaque grain en fonction de sa forme, et de sa position, on constate que les gros blocs jouent un rôle déterminant. Ils se comportent en fait comme des seuils qui abritent des grains plus petits à leur amont et qui induisent une petite fosse à leur aval, laquelle se remplira en décrue de petits grains. A la prochaine crue, les grains amont seront protégés et les grains aval seront emportés, même s'ils ont une taille égale. Donc, certains gros grains en fonction de leur position et de leur taille ont un rôle structurant pour l'ensemble des classes de taille et permettent que s'organise une armature de surface, appelée pavage<sup>8</sup>. Seule une forte crue pourra détruire la couche pavée et permettre la saturation en débit solide. Lorsqu'une rivière est pavée, le transport solide peut être très inférieur à celui qui est calculé sans en tenir compte, sauf toutefois pour les très gros épisodes.

Pour reconnaître visuellement si une rivière est pavée, il faut observer finement la pellicule de cailloux de surface. S'ils ont tous une taille supérieure à une certaine valeur (par exemple absence de sable), alors que les matériaux recouverts ont aussi une partie fine, on est certainement en présence d'un pavage. Il peut même être constaté que les faces supérieures des galets sont recouvertes de mousse ou d'invertébrés et que les faces inférieures sont propres. Cela prouve clairement que ces galets n'ont pas pu être déplacés par le courant depuis longtemps et qu'ils participent au pavage.

Le pavage affecte plus particulièrement les rivières à pente forte ou moyenne, et par voie de conséquence, le pavage affecte peu les rivières à sable. Sur ces dernières, les formules de transport solide donnent une approximation correcte du transport réel.

Nous reviendrons sur ce sujet à propos de l'érosion progressive au paragraphe 4.1.13, où nous découvrirons un autre mécanisme, moins naturel, conduisant au pavage.

---

<sup>8</sup> Certains auteurs distinguent le pavage et l'armurage, dont les conséquences pratiques sont identiques. Le lit armuré peut être fréquemment en mouvement alors que le lit pavé ne l'est que lors d'épisodes extrêmes [11].

Retenons en résumé que le pavage est un phénomène qui peut avoir plusieurs origines, plus ou moins complexes, et qui aboutit à la formation d'une couche protectrice en surface. Pour les rivières à graviers, cette couche participe à la relative stabilité du lit et contribue à la notion d'équilibre dynamique, du moins jusqu'à ce qu'une crue plus forte ne la détruise.

**La capacité de transport d'une rivière à lit pavé ne peut pas être assurée.**

## **2.9 - ESTIMATION DU DÉBIT SOLIDE**

De nombreux hydrauliciens ont cherché à établir des relations permettant d'estimer le débit solide d'un cours d'eau, à partir de nombreuses mesures en modèle réduit ou sur des fleuves. Ces différentes formules donnent rarement des résultats comparables, car elles ont été établies dans des conditions différentes. Il n'y a pas de formule universelle de transport solide.

Nous donnons à titre indicatif deux des formules les plus utilisées, l'une pour le charriage seul, l'autre pour le transport solide total. Il existe un grand nombre d'autres formules et le lecteur est invité à se reporter aux ouvrages spécialisés (par exemple [37], [38]). Les deux formules choisies donnent généralement des résultats corrects en France métropolitaine et ont une expression simple. Ces formules évaluent la capacité de transport solide constitué des sédiments présents au fond du lit ou sur les berges. Elles ne tiennent pas compte du transport solide en auto suspension (wash load) évoqué en introduction de ce chapitre. En conséquence, elles ne permettront pas de prévoir le transport solide piégé dans une grande retenue lorsque le bassin versant est érosif.

Ces formules font intervenir la hauteur  $y$  de l'écoulement (directement ou via le paramètre de Shields  $\tau^*$ ). En hydraulique fluviale, cette hauteur se calcule en négligeant l'interaction entre les deux phases liquides et solides, par exemple par application de la formule de Manning-Strickler. Il faut néanmoins tenir compte de l'évolution des fonds à la fois au plan topographique (enfouissement lorsque le débit croît) et au plan de la rugosité (différente sur fond plat ou sur dunes).

## 2.9.1 - Formule de transport par charriage

La formule empirique de Meyer-Peter et Müller (1948) donne la capacité de transport solide par charriage, lorsque les sédiments ont une taille uniforme.

Nous la donnons d'abord sous la forme complète (adimensionnelle, mais peu pratique) :

$$q_s = 8\sqrt{g}\sqrt{\gamma_s/\gamma_w - 1}(\beta\tau^* - 0,047)^{3/2}d^{3/2} \text{ avec } \tau^* = \frac{R.i}{(\gamma_s/\gamma_w - 1).d}.$$

En remplaçant  $g$  par  $9,8 \text{ m/s}^2$ , et en passant à  $Q_s = L.q_s$ , il vient plus simplement :

$Q_s = 32.L(\beta\tau^* - 0,047)^{3/2}d^{3/2}$	pour $\gamma_s/\gamma_w = 2,6$ à $2,65$ et :
$Q_s = 33.L(\beta\tau^* - 0,047)^{3/2}d^{3/2}$	pour $\gamma_s/\gamma_w = 2,7$ à $2,75$ .

- $q_s$  débit solide en  $\text{m}^3/\text{s}$  par mètre de largeur de lit, exprimé en volume de grains, c'est à dire sans tenir compte du volume des vides (voir remarque en fin du présent paragraphe) ;
- $Q_s = L.q_s$  débit solide en  $\text{m}^3/\text{s}$ , exprimé en volume de grains, c'est à dire sans tenir compte des vides ;
- $\tau^*$  paramètre de Shields, sans dimension, défini au 2.7 ;
- $d$  diamètre médian des sédiments en mètre (souvent aussi noté  $d_{50}$  : diamètre du matériau auquel correspondent 50 % en poids de taille inférieure comme vu au § 2.6) ;
- $\gamma_w$  et  $\gamma_s$  poids volumiques de l'eau et du matériau solide, valant  $9,8 \text{ kN/m}^3$  et généralement  $26$  à  $27 \text{ kN/m}^3$  ;
- $\beta = \left(\frac{K_f}{K_{grains}}\right)^{3/2} = (0,06/\tau^* + 0,41\tau^*)^{15/16}$  paramètre adimensionnel compris entre  $0,35$  et  $1$

qui dépend de la part, au sein du coefficient de Strickler, de la rugosité des grains et de la rugosité du fond (cf. § 2.7). Comme nous l'avons indiqué au § 1.4.4,  $K_{grains} = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$  pour une

granulométrie étalée et  $K_{grains} = \frac{21}{d_{50}^{1/6}}$  pour une granulométrie uniforme.  $\beta$  vaut  $1$  lorsque le fond est plat car les deux rugosités sont alors égales.

Meyer-Peter et Müller ont établi leur formule dans les conditions suivantes :

- écoulement uniforme ;
- $0,01 \text{ m} < y < 1,20 \text{ m}$  ;
- $4.10^{-4} < i < 2.10^{-2}$  ;
- $0,4 \text{ mm} < d < 30 \text{ mm}$  ;
- granulométrie uniforme.

En outre, M. Ramette limite l'emploi de cette formule au cas où  $\tau^* < 0,25$ , c'est-à-dire au cas des transports sans suspension [54].

A l'instant de la mise en mouvement,  $\beta$  vaut  $1$  car le transport solide n'est pas commencé et il n'y a pas encore de déformation du fond.

Dans la formule de Meyer-Peter et Müller, la largeur du lit intervient. Or les berges ne

contribuent généralement pas au charriage. Cette largeur est donc celle des bras vifs et ne prend pas en compte la largeur des berges végétalisées. Selon les auteurs, le coefficient de Strickler qui intervient dans  $\beta$  est celui du fond  $K_f$  ou le coefficient global  $K$ . Lorsque la rivière est large, il n'en résulte pas de difficulté car la rugosité due aux berges influence peu la rugosité globale. Sinon, c'est théoriquement le coefficient du fond qu'il faut considérer, à condition de calculer  $\tau^*$  avec le rayon hydraulique de la section du lit mineur correspondant

au fond ( $R_f$ ), soit 
$$\tau^* = \frac{R_f \cdot i}{(\gamma_s / \gamma_w - 1) \cdot d}$$

Or, en appliquant la formule de Strickler, et en supposant que le débit total est confondu avec celui qui coule au-dessus du fond, il vient :  $K \cdot R^{2/3} = K_f R_f^{2/3}$ . On en déduit rapidement que  $\beta \cdot \tau^*$  peut être calculé indifféremment avec  $K_f$  et  $R_f$  ou bien avec  $K$  et  $R$ . En pratique, on connaît plus facilement le Strickler global que celui du fond et on appliquera la formule avec  $K$  et  $R$  (voir encadré ci-après).

Passons au cas des rivières à graviers, c'est à dire à des matériaux de dimension non uniforme. Nous avons décrit au paragraphe 2.8 le phénomène de pavage et d'imbrication des galets qui retarde le début du transport solide et qui en diminue l'importance.

D'après Parker (1982),  $\tau^*$  désignant le paramètre de Shields calculé pour le diamètre médian  $d_{50}$  [55] :

- pour $\tau^* < 0,088$ ,	il n'y a aucun mouvement ;
- pour $0,088 < \tau^* < 0,138$ ,	il y a apparition des tous premiers mouvements pour quelques grains de l'armure, mais pas assez pour générer un débit solide ;
- pour $\tau^* > 0,138$ environ,	l'armure est détruite, et tous les grains du substrat alimentent le débit solide

A partir des travaux de Parker, il peut être établi que la formule de Meyer-Peter et Müller reste applicable aux rivières à granulométrie étalée, en remplaçant le seuil critique (0,047) par 0,138,  $\beta$  valant 1 [55] :

$$Q_s = 32 \cdot L \cdot (\tau^* - 0,138)^{3/2} d^{3/2}$$

Dans cette formule, le diamètre  $d$  considéré est celui de l'ensemble des sédiments, incluant la couche de pavage. Cette simple indication suffit d'ailleurs à faire toucher du doigt l'imprécision du résultat.

Une autre approche peut consister à calculer la force tractrice critique correspondant au diamètre médian mesuré pour la seule couche de pavage. Pour un débit conduisant à une force tractrice inférieure, le transport solide est nul ou en tout cas faible. Pour un débit supérieur, la couche protectrice de surface est détruite, et on peut calculer le volume solide par la formule de Meyer-Peter et Müller, le diamètre à considérer étant celui des sédiments du fond calculé sans tenir compte des grains de l'armure. Le seuil de Shields à considérer est alors 0,047.

☛ Dans ces formules, le volume solide considéré est celui de la matière solide constituée de grains et de grains seuls sans tenir compte des vides. Le débit solide est la quantité de matière solide qui passe dans l'écoulement par unité de temps. Pour passer à un volume de matériaux en place, il faut tenir compte de la porosité  $n$  (ou de l'indice des vides  $e$ )<sup>9</sup> [38]. Le volume de matériaux déposés ou arrachés est égal au volume solide calculé divisé par  $1-n$  (ou multiplié par  $1+e$ ). En général  $n$  est proche de 0,3. Attention, comme Lefort a eu le mérite de le faire remarquer [39], la confusion est fréquente. Pour l'éviter, nous désignerons par  $\overline{Q}_s$  les débits solides apparents (point de vue du géotechnicien) et par  $Q_s$  les débits solides exprimés en volume de grains dans le courant (point de vue de l'hydraulicien).

Par exemple, pour  $n = 0,3$  et  $\gamma_s / \gamma_w = 2,6$  la formule de Meyer-Peter et Müller exprimée en débit solide apparent devient :

$$\overline{Q}_s = 45,5.L.(\beta.\tau^* - 0,047)^{3/2}.d^{3/2} \quad \text{ou bien puisque } \tau^* = \frac{y.i}{1,6.d} :$$

$$\overline{Q}_s = 22,5.L.(\beta.y.i - 0,075.d)^{3/2}.$$

### SYNTHÈSE FORMULE de MEYER-PETER et MÜLLER

Pour  $0,4 \text{ mm} < d < 30 \text{ mm}$

Débit solide charrié exprimé en volume de grains (vides non compris) :

\* granulométrie étroite :  $Q_s = 32.L.(\beta.\tau^* - 0,047)^{3/2} d^{3/2}$  (en  $m^3/s$ ) pour  $\gamma_s / \gamma_w = 2,6$  ,  
 et :  $Q_s = 33.L.(\beta.\tau^* - 0,047)^{3/2} d^{3/2}$  (en  $m^3/s$ ) pour  $\gamma_s / \gamma_w = 2,7$  ,

avec  $\beta = \left( \frac{K}{K_{grains}} \right)^{3/2}$  ,  $\tau^* = \frac{R.i}{(\gamma_s / \gamma_w - 1).d}$  ,  $L$  largeur des bras vifs,  $R$  rayon hydraulique

du lit mineur global, et  $K$  Strickler global du lit mineur ;

\* granulométrie étalée :  $Q_s = 32.L.(\tau^* - 0,138)^{3/2} d^{3/2}$  pour  $\gamma_s / \gamma_w = 2,6$  .

Débit solide apparent (vides compris) :  $\overline{Q}_s = Q_s / (1-n)$  .

<sup>9</sup> Par définition l'indice des vides est le rapport du volume des espaces vides occupés par l'eau ou l'air au volume des grains. La porosité est le rapport du volume des espaces vides au volume total du sol [16].

## 2.9.2 - Formule de transport solide total

La formule empirique de Engelund et Hansen (1967) donne le transport solide apparent **total** pour des sédiments non cohésifs (charriage + suspension) :

$$\frac{\bar{q}_s}{\sqrt{(\gamma_s/\gamma_w - 1)g.d^3}} = 0,08 \left( \frac{K^2 \cdot y^{1/3}}{g} \right) \tau^{*5/2} \text{ (forme adimensionnelle).}$$

où  $K$  est le coefficient de Strickler **global** des parois **incluant la rugosité des berges**, celles des grains constituant le fond et le cas échéant celle des ondulations du fond (dunes). Cette formule a été établie pour  $0,15\text{mm} < d < 5\text{mm}$ .

En remplaçant  $g$  par sa valeur, en supposant  $\gamma_s/\gamma_w = 2,6$ , et en tenant compte de la largeur du lit, nous obtenons la formule suivante, dimensionnelle mais plus pratique :

$$\bar{Q}_s = 0,032.K^2.L.y^{1/3}.\tau^{*5/2}.d^{3/2} \text{ ou bien, en éliminant } \tau^* = \frac{y.i}{1,6.d} :$$

$$\bar{Q}_s = 0,010.K^2.L.y^{17/6}.i^{5/2}.d^{-1} \text{ en m}^3/\text{s}.$$

$$\text{De même, pour } \gamma_s/\gamma_w = 2,7, \text{ on obtient : } \bar{Q}_s = 0,0088.K^2.L.y^{17/6}.i^{5/2}.d^{-1}.$$

A partir d'une banque mondiale de 1900 données de laboratoire et 800 données de fleuves, des chercheurs portugais ont établi que la formule de Engelund et Hansen donnait de bons résultats. 66% des valeurs calculées sont entre la moitié et le double des valeurs mesurées, ce qui est honorable, puisque pour les 10 formules testées, ce ratio varie de 35 à 68% [13]. C'est pourquoi nous avons choisi cette formule, en outre d'une grande simplicité.

Comme la plupart des formules de transport solide total, cette formule néglige l'effet de seuil de mise en mouvement, puisque le moindre écoulement génèrerait un débit solide. Il serait donc assez logique de ne l'appliquer qu'au-delà d'une certaine valeur du paramètre de Shields  $\tau^*$ , cette valeur étant au moins égale à 0,25 (cf. § 2.7). Signalons en outre que l'indétermination sur la valeur du coefficient de rugosité est une cause d'imprécision de cette formule.

### SYNTHÈSE FORMULE de ENGELUND et HANSEN

Pour  $0,15\text{mm} < d < 5\text{mm}$  et  $\tau^* > 0,25$

Débit solide apparent total (exprimé en  $\text{m}^3/\text{s}$ ) (vides compris) :

$$\bar{Q}_s = 0,010.K^2.L.y^{17/6}.i^{5/2}.d^{-1} \text{ pour } \gamma_s/\gamma_w = 2,6 ;$$

$$\bar{Q}_s = 0,0088.K^2.L.y^{17/6}.i^{5/2}.d^{-1} \text{ pour } \gamma_s/\gamma_w = 2,7.$$

Débit solide total en volume de grains (vides non compris) :  $Q_s = (1-n)\bar{Q}_s$ .

## 2.9.3 - Utilisation des formules de transport solide et limites

■ Toutes les formules de transport solide **total** ou par **charriage** doivent être utilisées avec la plus grande prudence car elles sont établies à partir de mesures dans des fleuves ou en laboratoire dans des conditions particulières de topographie, granulométrie, vitesse... Si on

les compare, elles donnent des résultats pouvant varier dans un rapport de 10.

■ Il vaudra toujours mieux utiliser ces formules en tentant de les recalculer. Par exemple, des mesures topographiques en amont d'un seuil existant ou construit pour l'occasion permettent de caler la formule de Meyer-Peter. Attention, ce n'est pas non plus complètement évident car deux paramètres sont mal connus : le diamètre moyen et le seuil de début d'entraînement. Il y a donc intérêt à jouer sur quelques crues.

■ Deux raisons d'être malgré tout optimiste. Un calcul de transport solide bien conduit peut conduire à une estimation imprécise dans l'absolu, mais très utile en relatif pour apprécier un impact. De plus, dans le cas des très grosses crues, l'imprécision sur le seuil de début de transport s'estompe et ne reste que celle sur la granulométrie.

■ Pour passer du débit solide  $Q_s$  au volume solide  $V_s$ , il faut se garder de faire un calcul en considérant par exemple un débit moyen annuel. Il faut au contraire prendre en compte les durées pendant lesquelles les seuils de mise en mouvement sont dépassés et calculer les volumes solides pour diverses gammes de débit liquide. Si l'on s'intéresse au volume réel des sédiments ( $\bar{V}_s$ ), vides compris, ne pas oublier en outre de considérer tenir compte de la porosité en considérant le débit solide apparent  $\bar{Q}_s = \frac{Q_s}{1-n}$ . Pour finir, ne pas oublier de tenir compte de la largeur  $L$  du lit si l'on utilise le paramètre  $q_s$  qui s'exprime par mètre de largeur du lit. Si la largeur du lit peut souvent être variable en fonction du tirant d'eau  $y(t)$ , c'est en fait la largeur du bras vif qui doit être prise en compte, et celle-ci dépend assez peu du tirant d'eau.

Sur un intervalle de temps  $T$ , par exemple un an, le volume solide transporté est :

$$V_s = \int_0^T L \cdot q_s(y) \cdot dt . \text{ C'est le volume des grains seuls.}$$

$$\text{Le volume solide déposé est : } \bar{V}_s = \int_0^T L \cdot \bar{q}_s(y) \cdot dt .$$

Pour faire le calcul, il faut commencer par estimer le tirant d'eau pour lequel a lieu le début du transport solide, c'est à dire pour lequel  $q_s$  n'est pas nul.

Le poids se calcule indifféremment par la formule  $P_s = \gamma_s \cdot V_s$  ou par  $P_s = \gamma \cdot \bar{V}_s$ ,  $\gamma$  étant le poids volumique humide des grains, soit  $\gamma = (1-n)\gamma_s$ .

## 2.10 - VITESSE DE DÉBUT D'ENTRAÎNEMENT

La vitesse qui provoque le début de mise en mouvement (par charriage) est appelée vitesse de début d'entraînement  $V_0$ . En éliminant  $i$  entre la formule de Strickler  $V = K_f \cdot y^{2/3} i^{1/2}$  et celle qui donne le début du charriage  $\beta \cdot \tau^* = 0,047$ , soit  $\beta \cdot y \cdot i = 0,047 \times 1,6 \cdot d = 0,075 \cdot d$  avec

$$\beta = \left( \frac{K}{K_{grains}} \right)^{3/2} \text{ et } K_{grains} = \frac{21}{d^{1/6}}, \text{ il vient :}$$

$$V_0 = 2,7 \cdot K^{1/4} \cdot y^{1/6} \cdot d^{3/8} \quad (\text{unités: m, kg, s})$$

où : -  $K$  est le coefficient de Strickler global ;

-  $y$  le tirant d'eau ;

-  $d$  le diamètre moyen des grains.

Dans le cas où  $\beta = 1$ ,  $K_f = \frac{21}{d^{1/6}}$ , et la formule devient très simple :  $V_0 = 5,8 \cdot y^{1/6} \cdot d^{1/3}$

Dans ces deux formules, nous avons supposé pour simplifier que  $\gamma_s / \gamma_w = 2,6$ , ce qui est courant, mais il serait facile de les transposer pour d'autres poids volumiques.

## **2.11 - PROFONDEUR DES FONDS PERTURBÉS**

Suite à des travaux de Izard et Bradley (1958), puis à des essais au LNH de Chatou, Ramette [54] propose une formule de profondeur maximale des fonds perturbés (ou susceptibles d'être affouillés) au voisinage de rétrécissements locaux.

$$f_p = 0,73 \cdot q^{2/3} / d^{1/6} \quad [54], [31] \text{ et } [47],$$

où :

- $f_p$  = profondeur des fonds perturbés par rapport à la ligne d'eau correspondant au débit  $Q$  ;
- $q = Q/L$  débit liquide par unité de largeur en  $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$  ;
- $d$  = diamètre moyen des sédiments, en m.

Ce calcul est intéressant pour le calcul des protections des ouvrages non fondés au substratum rocheux (culées ou piles de ponts). Voir § 4.1.7. La formule conduit à des profondeurs importantes pour des rivières à sable.

Certes, dans le cas des rivières pavées, cette formule n'a de sens que pour des débits suffisamment forts pour rompre la protection de peau assurée par le pavage.

# Chapitre 3

## **FORMES NATURELLES DES RIVIÈRES ; RIPISYLVE ; ÉVOLUTION DES BERGES**

<b>1 - DÉFINITIONS FONDAMENTALES.....</b>	<b>56</b>
1.1 - Lit mineur, lit moyen, lit majeur .....	56
1.2 - Rive, berge .....	56
1.3 - Ripisylve.....	57
1.4 - Alluvions et substratum .....	57
<b>2 - RELATIONS ENTRE DIMENSIONS DU COURS D'EAU ET HYDROLOGIE.....</b>	<b>58</b>
2.1 - Débit dominant .....	58
2.2 - Variables de contrôle et variables de réponse.....	58
2.3 - Équilibre dynamique.....	59
<b>3 - FORMES EN PLAN ; STYLES FLUVIAUX.....</b>	<b>60</b>
<b>4 - RÔLES DE LA RIPISYLVE SUR LA VIE DES COURS D'EAU .....</b>	<b>63</b>
<b>5 - ÉVOLUTIONS DANS LES COURBES .....</b>	<b>64</b>
<b>6 - MÉCANISMES D'ÉVOLUTION DES BERGES .....</b>	<b>66</b>
6.1 - Principes généraux d'évolution des berges .....	66
6.2 - Érosion des berges par le courant.....	67
6.3 - Glissement des berges .....	68
6.4 - Eboulement des berges (ou effondrement) .....	69
6.5 - Déformations des berges dues à un enfoncement du lit .....	70
6.6 - Relations entre érosion et glissement.....	70
6.7 - Autres facteurs aggravants pour la tenue des berges.....	70
6.8 - Rôle des arbres et des arbustes sur la tenue des berges .....	71
6.9 - Indices aidant au diagnostic des causes de dégradation des berges .....	73
6.10 - Conclusion sur la déformation des berges .....	74
<b>7- SEUILS ET MOUILLES .....</b>	<b>75</b>
<b>8 - RÈGLES D'ÉQUILIBRE DES MÉANDRES : ÉQUATIONS DU RÉGIME.....</b>	<b>76</b>

**L**e lit d'une rivière étant façonné par les eaux qu'il transporte, on conçoit que ses dimensions soient fortement liées au régime hydrologique. C'est l'objet du paragraphe 2. Ce type de raisonnement n'explique en rien les évolutions en plan d'une rivière, de ses méandres en particulier, ni la forme des sections. Pour cela, il faut aussi considérer les courants secondaires. C'est l'objet du paragraphe 5. Pour expliquer l'allure du profil en long, il faut s'intéresser aux différents types de pertes de charge : c'est l'objet du paragraphe 7.

Pour l'aménageur, il est important avant d'aménager de réfléchir au pourquoi des formes et au pourquoi de leurs évolutions. Il pourra alors mieux choisir les formes nouvelles et mieux anticiper leurs évolutions.

## 1 - DÉFINITIONS FONDAMENTALES

### 1.1 - Lit mineur, lit moyen, lit majeur

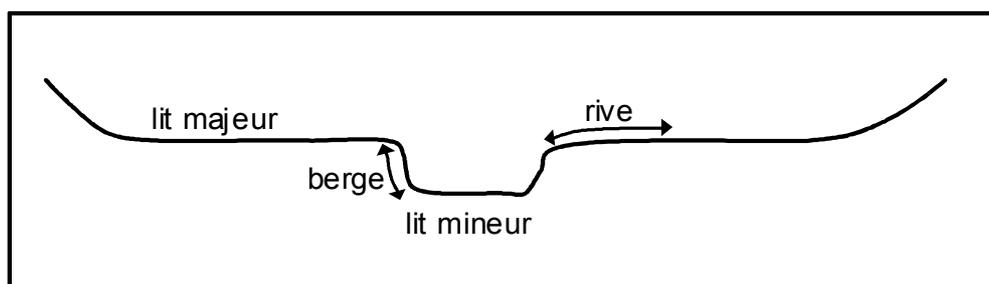
Le lit mineur est l'espace occupé par l'écoulement pour des crues courantes. Il est toujours constitué d'un ou plusieurs chenaux bien marqués. Comme nous le verrons plus loin, le tracé du lit mineur peut se déplacer plus ou moins rapidement selon la dynamique du cours d'eau. En fait, le tracé du lit mineur est susceptible de balayer tout le lit majeur, pour une échelle de temps de quelques milliers d'années. Dans le cas des rivières à bras multiples séparés par des bancs, le lit mineur est composé par l'ensemble du lit et des bancs non fixés par la végétation.

Le lit majeur est la plaine inondable. Il est limité par les plus hautes eaux. Les parties extrêmes du lit majeur ne sont mises en eau que pour les crues extrêmes avec une hauteur d'eau assez faible. Les vitesses d'écoulement y sont faibles et les particules les plus fines (limons, argiles) se déposent par sédimentation. Ces zones sont généralement extrêmement plates et les limites précises du lit majeur ne sont pas faciles à délimiter dans les grandes plaines alluviales. La végétation du lit majeur lorsqu'elle est présente est une forêt de bois durs (frênes, ormes, chênes). Avant d'être très mécanisée, l'agriculture était bien adaptée à l'occurrence d'inondations avec les prairies pâturées au bord de la rivière puis les prairies de fauche dans les zones plus élevées du lit majeur.

Pour certaines rivières, il peut être en outre distingué un lit intermédiaire (ou moyen) qui est inondé pour des crues dont la période de retour est de l'ordre de 1 à 5 ans et qui est constitué de bancs éventuellement végétalisés par des arbustes et arbres à bois tendre (saules, aulnes). Du point de vue hydraulique, le lit moyen participe aux écoulements des crues alors que le lit majeur joue plutôt un rôle de stockage. Du point de vue morphologique, le lit moyen est fréquemment remanié : on parle de bande active.

### 1.2 - Rive, berge

Rive et berge sont souvent confondues à tort. La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Sa localisation est donc assez précise. La rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.



**Figure 1 - représentation de termes géographiques usuels**

### 1.3 - Ripisylve

C'est la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être limitée à un cordon arboré étroit qui souligne le bord du lit mineur de la rivière ou bien elle est une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. Cette forêt occupe tout ou partie du lit majeur. C'est un milieu inféodé à la rivière, particulièrement riche en terme de diversité floristique. Il comporte des strates herbacées souvent très diversifiées et des strates arbustives et arborescentes composées d'un nombre restreint d'espèces.

Dans les hautes vallées, l'aulne croît en pied de berge. Dans les zones de piémont et de plaine, les pieds de berge sont occupés par le saule et le peuplier ainsi que par l'aulne glutineux lorsque les conditions d'humidité le permettent. Plus en hauteur sur la berge viennent l'érable, le frêne, l'orme, le tilleul... Au sommet de la berge, viennent le charme, le chêne pédonculé...[8].

Les arbres qui poussent au pied de berge sont bien entendu plus fréquemment inondés que les autres. Cela leur confère une originalité. Ils sont plus que les autres blessés par les corps flottants transportés dans le cours d'eau. Ces blessures peuvent faciliter des maladies. La poussée du courant peut les faire pencher vers l'aval. Les tourbillons provoqués par les débordements et la vitesse du courant les déracinent plus facilement. Ces deux raisons, blessures et arrachements, expliquent qu'en moyenne les arbres de pied de berge sont plus jeunes que les autres.

De leur côté, les arbres de haut de berge sont les plus exposés au vent et finalement ce sont les arbres qui poussent à mi-berge qui sont souvent le plus protégés.

### 1.4 - Alluvions et substratum

Une rivière coule généralement sur ses alluvions. Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Les alluvions recouvrent le substratum rocheux formé d'une roche dure ou bien d'une roche plus ou moins tendre (schistes, grés, marnes...).

Le transport solide est le déplacement vers l'aval d'une partie des alluvions selon un processus de charriage ou de suspension décrit au chapitre 2. Si l'on considère l'ensemble du cours d'eau de sa source à la mer, il stocke à chaque instant un volume d'alluvions considérable comparé aux apports solides annuels. Bien que très mobile, ce recouvrement alluvial constitue une protection du substratum. En effet, si l'enfoncement du fond de lit dans ses alluvions est un phénomène de type réversible, l'érosion du substratum mis à nu est un mécanisme souvent extrêmement très lent, parfois rapide mais toujours irréversible (voir chapitre 4, paragraphe 1.2).

## 2 - RELATIONS ENTRE DIMENSIONS DU COURS D'EAU ET HYDROLOGIE

L'objet de ce paragraphe est d'approcher ce qui peut expliquer les dimensions adoptées par le cours d'eau. La première idée est que le lit a été façonné au fil des ans par les débits à faire transiter. Cela donne naissance à la théorie du débit dominant ou débit morphogène (§ 2.1). La seconde idée est que pour évacuer un même débit, la rivière dispose d'une infinité de solutions en jouant sur sa largeur, sa profondeur et sa pente et que la solution adoptée ne dépend pas du seul hasard. C'est la théorie des variables de contrôle et des variables de réponse (§ 2.2). Enfin la troisième idée consiste à se demander si les dimensions adoptées sont stables ou susceptibles de modifications chaotiques en cas de nouvelle donnée. C'est la théorie de l'équilibre dynamique (§ 2.3).

### 2.1 - Débit dominant

Intéressons-nous à la relation entre le débit liquide d'un tronçon de cours d'eau et la charge solide transportée.

Nous appellerons débit dominant (ou morphogène) le débit liquide pour lequel la charge transportée est maximale. Le débit dominant est bien évidemment supérieur aux débits de période sèche car aucun débit solide n'y est observé ; il est également inférieur aux débits des plus fortes crues, car leur fréquence est très faible. L'étude d'un grand nombre de rivières a montré que la valeur du débit dominant est proche de celle du débit de plein bord.

En outre, selon Amoros et Petts, il a été constaté dans plusieurs pays que pour les rivières à lit unique à sables ou à limons le débit de plein bord a une période de retour (ajustée sur les maxima annuels) de l'ordre de 1,5 année (plus près de un an pour des terrains imperméables, plus près de deux ans pour des terrains perméables) [4]. Pour les rivières en tresses, la fourchette est plus étendue et pourrait atteindre 10 ans.

En résumé, et sans chercher à approfondir cette notion qui relève du domaine de la recherche, retenons que le débit dominant a une période de retour de l'ordre d'une à deux années pour les rivières à sables ou à limons.

Il en résulte donc que contrairement à une idée répandue, ce ne sont pas les crues très rares qui façonnent le lit tel qu'on le voit. Une rivière naturelle n'a généralement pas un lit mineur capable d'évacuer une crue par exemple décennale. Ceci dit, lorsqu'une très grosse crue survient de type centennale ou millénaire, il est possible que la section du lit soit brutalement agrandie, en particulier si les matériaux de berge sont peu cohésifs et si le lit majeur est peu végétalisé. Mais, dans ce cas, le lit mineur retrouve à terme sa morphologie initiale (mais pas forcément son tracé initial) par suite des dépôts dus aux crues faibles et moyennes. C'est un cas où un phénomène naturel est capable de provoquer une évolution qui a de bonnes chances d'être irréversible. Les embâcles de glace et les débâcles sont un autre phénomène qui peut bouleverser la morphologie du lit comme ce fut le cas sur la Loire au milieu du 19<sup>ème</sup> siècle.

### 2.2 - Variables de contrôle et variables de réponse

Les variables de contrôle sont imposées au cours d'eau par la géologie et le climat, alors que les variables de réponse sont plutôt des degrés de liberté dont dispose le cours d'eau pour accomplir ses fonctions de base, c'est à dire transporter un débit liquide et une charge solide.

Les variables de contrôle sont le débit liquide, le débit solide, la géométrie de la vallée (la pente en particulier), la nature du boisement du bassin versant, les caractéristiques granulométriques et mécaniques des matériaux du lit et des berges et la couverture végétale riveraine.

Les variables de réponse (ou d'ajustement) sont :

- les paramètres géométriques, largeur, profondeur, pente du fond, amplitude et longueur d'onde des sinuosités ;
- la taille des sédiments transportés ;
- la vitesse du courant [44].

Toutes ces variables de réponse ne sont pas indépendantes, comme par exemple la sinuosité et la

penne.

Les deux variables de contrôle essentielles (débits liquide et solide) sont également liées. Si le débit liquide augmente par exemple à la suite d'un réchauffement climatique et de la fonte des glaciers, la rivière deviendra d'avantage érosive et de ce fait accroîtra son débit solide. Si à l'inverse, c'est le débit solide qui est augmenté, par exemple suite à de grands glissements de versants ou à un incendie de la forêt, le débit liquide ne pourra certes pas évoluer pour s'adapter à ce surcroît de charge et des dépôts se produiront qui provoqueront une augmentation de la pente.

Au passage notons que les deux variables de contrôle essentielles que sont le débit solide et le débit liquide n'ont pas un rôle symétrique. Le débit solide a besoin du débit liquide, et le débit liquide doit composer avec le débit solide !

## 2.3 - Équilibre dynamique

Le cours d'eau, nous venons de le voir, adopte une géométrie qui lui permet d'évacuer les débits liquide et solide. Les observations que nous faisons montrent que le résultat obtenu semble être un équilibre, ce qui est une erreur. Même la rivière la plus paisible n'est jamais dans un vrai équilibre, du fait de la force tractrice qui est capable, en crue, de mobiliser la plupart des éléments constitutifs du lit. Tout au plus pouvons nous dire que pour un régime permanent donné, la charge solide sortante est égale à la charge entrante. C'est donc d'équilibre dynamique<sup>1</sup> qu'il faut parler. Les variables de contrôle évoluent à l'échelle de la journée, de la saison, de l'année sans parler de l'échelle géologique. L'équilibre dynamique est un ajustement permanent autour d'une géométrie moyenne, aussi appelé respiration. Il est rendu possible par les marges d'ajustement dont dispose la rivière :

- dépôts pour s'adapter aux fluctuations annuelles de débit solide ;
- modification de la profondeur d'eau ou érosion pour s'adapter aux variations annuelles de débit liquide.

Bien entendu, ces deux types d'ajustement sont interdépendants.

Pour les crues faibles ou moyennes, les débits liquide et solide évoluent relativement continûment et le tracé reste relativement stable. C'est la raison pour laquelle nous avons souvent rapproché nos implantations du lit mineur, notre faible mémoire aidant. Mais, les fluctuations des débits solides et liquides peuvent être brutales dans le cas d'un événement pluvieux extrême sur un sous bassin amont. Celui ci amène alors un amas de matériaux solides que le cours d'eau principal élimine progressivement vers l'aval à l'occasion des crues suivantes. De même plus à l'aval, à la faveur d'une forte crue, la rivière peut adopter un autre tracé dans sa plaine alluviale ou couper un de ses méandres ou tout simplement translater ses méandres comme on le verra. Attention donc à cette impression d'équilibre, qui est trompeuse.

Mais toutes les rivières ne sont pas en équilibre dynamique. Un déséquilibre (ou altération) peut avoir une origine naturelle ou anthropique.

Les causes naturelles de déséquilibre sont climatiques ou géologiques.

Les interventions humaines, on le verra au chapitre 4, modifient soit des variables de contrôle soit des variables de réponse. Les dérivations, les barrages, les prélèvements de graviers modifient les variables de contrôle (débit liquide et débit solide). Les calibrages, les coupures de méandre, les seuils modifient des variables de réponse (largeur, sinuosité, pente, profondeur). Dans les deux cas, la rivière adaptera à nouveau ses variables de réponse par exemple en s'enfonçant ou en changeant de tracé. Elle aboutira à plus ou moins long terme à un nouvel équilibre dynamique avec ou sans franchissement d'un seuil d'irréversibilité.

---

<sup>1</sup> L'expression "équilibre dynamique" est consacrée. Elle est un peu regrettable car tout dans un cours d'eau contredit l'idée d'équilibre.

### 3 - FORMES EN PLAN ; STYLES FLUVIAUX

De l'amont vers l'aval, la taille des sédiments va en diminuant. En règle générale, il en va de même de la pente de la vallée et de la capacité de transport. Les figures 2 et 3 illustrent la décroissance du profil en long des cours d'eau. Cette règle générale peut souffrir des exceptions pour des raisons d'ordre géologique ou à l'aval d'affluents à fort transport solide. La Durance avec ses affluents constitue à ce sujet un cas d'école. Le profil en long de la figure 3 établi vers 1900 par l'ancien service des grandes forces hydrauliques<sup>2</sup> montre l'état avant les grands aménagements hydro-électriques.

Dans la partie amont des rivières issues des régions montagneuses, c'est la zone d'érosion qui produit les sédiments et les transporte. Le lit est à très forte pente et son tracé est quasiment rectiligne. La vallée est étroite.

Plus en aval, les rivières coulent entièrement dans leurs propres alluvions avec trois styles qui se rencontrent successivement, style en tresses, style divagant à bras multiples sinueux et enfin style à méandres (voir figure 2). Cette succession se produit en moyenne, mais on pourra trouver des tronçons en tresse à l'aval de tronçons à méandres comme sur l'Allier et la Loire.

Le tracé en tresses est symptomatique d'une forte charge alluviale. Le lit est très large et plat. Plusieurs chenaux instables sont séparés par de nombreuses îles. Ces chenaux gardent sensiblement la direction de l'axe de la vallée et transportent une charge solide dont la part grossière est importante. Le style en tresse est peu fréquent en France : on le rencontre par exemple sur la Durance, l'Asse, la Bléone, l'Ain, le gave de Pau, certains tronçons de la Loire et l'Allier<sup>3</sup>. Des grands cours d'eau en tresses ont été aménagés et transformés en cours d'eau à lit unique ; c'est le cas des hautes vallées du Rhin et du Rhône qui ont été endiguées au XIX<sup>ème</sup> siècle. Bien sûr, les rivières qui ne prennent pas leurs sources en montagne n'ont pas de fort transport solide et n'offrent pas de style en tresses.

A l'occasion de dépôts ou d'embâcles, des débordements du lit mineur ont pu creuser des chenaux anastomosés dans le lit majeur. Ceux-ci ayant à évacuer des débits liquides et solides modérés ont un tracé nettement plus sinueux, donc une pente faible et un tracé relativement stable. Ils sont extrêmement rares en France.

Plus à l'aval, on passe à un style divagant<sup>4</sup>. La charge grossière à évacuer diminue, le nombre de tresses diminue, et un tracé principal sinueux s'organise. Le lit est moyennement large et comporte de un à trois bras, mais les bancs de galets ou de sable sont encore nombreux et larges. Ce style est intermédiaire entre le style en tresses et le style à méandres. Il se distingue du style en tresses par l'apparition d'un lit principal bien marqué et fortement sinueux.

Plus en aval encore, dans les zones de plaine, de plus en plus sinueux, le cours d'eau adopte un tracé à lit unique et à méandres. Il est nettement calibré. Dans les méandres de piémont, le transport solide est mixte (suspension et charriage), alors qu'en plaine il a lieu quasi exclusivement par suspension. Il est composé de sables fins et de limons.

Le débouché en mer est un estuaire ou un delta selon la quantité de matériaux solides encore transportés à ce stade.

La cause du méandrement des rivières est encore controversée. Il faut en tout cas abandonner l'idée que les méandres sont dus à des singularités locales, tels que des arbres tombés ou des rochers. Nous verrons plus loin l'existence de courants responsables d'érosion à l'extérieur des coudes et de dépôts à l'intérieur des coudes. C'est plutôt une conséquence du méandrement qu'une cause. Une meilleure explication pourrait être trouvée dans la recherche par la rivière d'une pente plus faible que celle de la vallée pour permettre le transit du matériau solide entrant tout en adoptant un tracé sinueux. Ce tracé sinueux semble organisé pour minimiser les changements de direction, à sinuosité donnée.

<sup>2</sup> Ces profils en long, disponibles auprès de l'IGN, sont précieux pour l'étude de l'évolution des lits

<sup>3</sup> L'ensemble Allier-Loire est en tresses entre l'aval de Moulins sur l'Allier et Pouilly sur Loire. Il convient de noter que dans cet exemple, les zones amont de l'Allier comme de la Loire sont en méandrage actif.

<sup>4</sup> Traduction proposée du terme anglais : *wandering*.

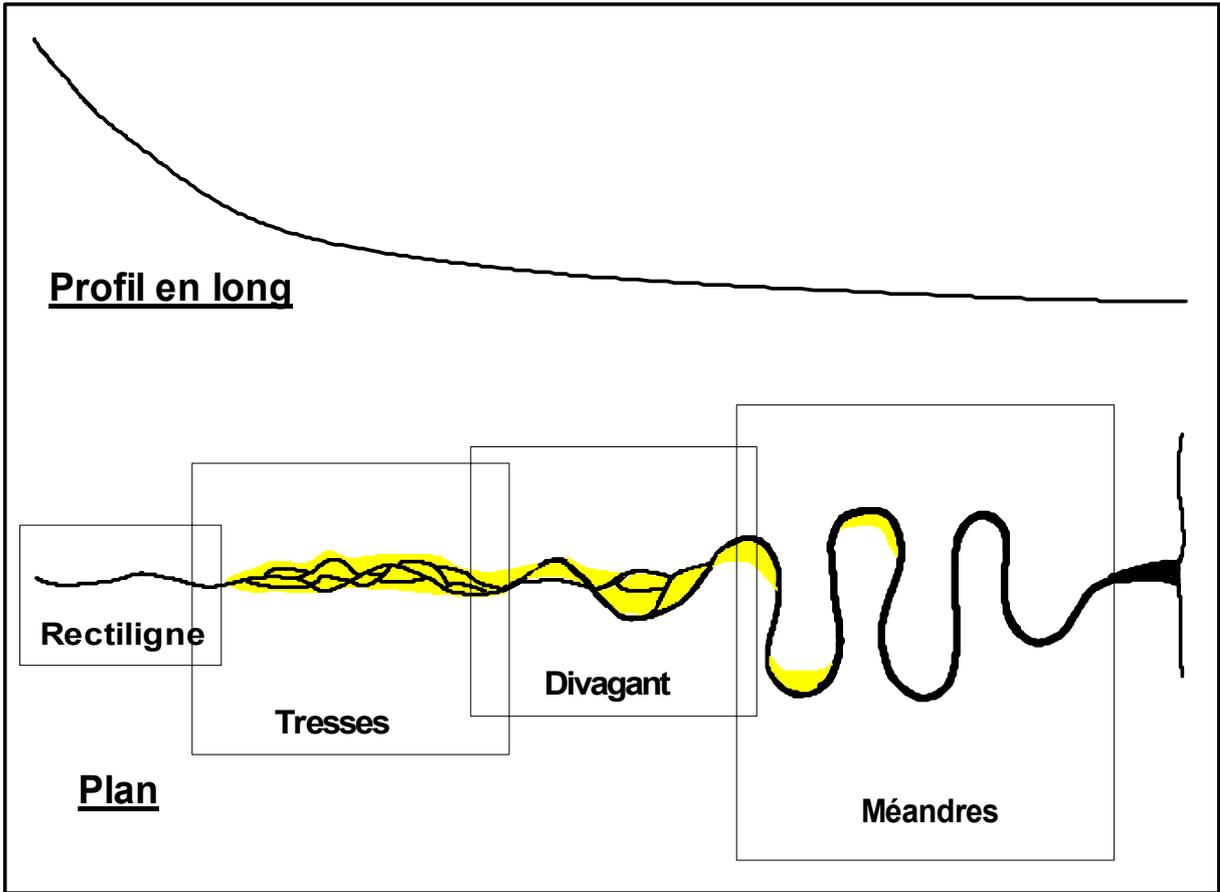


Figure 2 – grands traits morphologiques d'un cours d'eau, en profil et en plan.

La vue en plan montre un tracé rectiligne, puis un tracé en tresses à lits nombreux, puis un tracé divagant à chenal unique ou presque, déjà sinueux, enfin un tracé à méandres avec des bancs de moins en moins marqués vers l'aval.

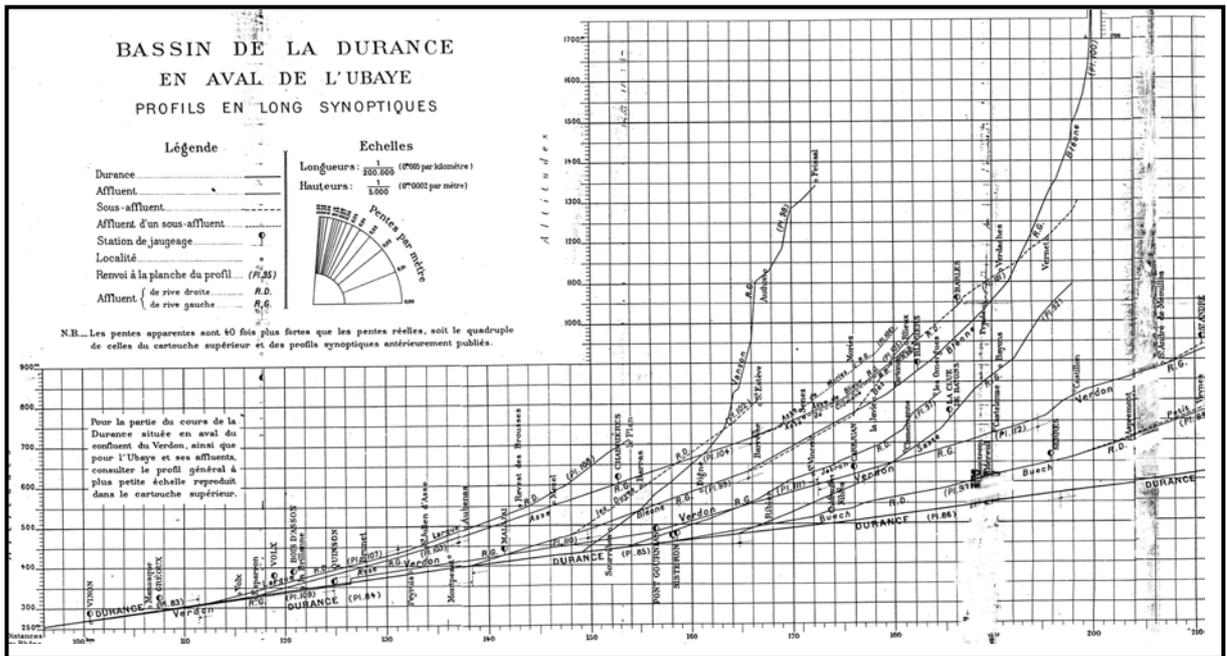


Figure 3 – profil en long de la Durance et de ses affluents

De manière résumée, on peut constater en moyenne de l'amont vers l'aval :

- la diminution de la pente, du rapport  $L/H$ , de la taille des sédiments, de l'étendue granulométrique et de la capacité de transport ;
- l'augmentation de la sinuosité, de la part relative du transport par suspension et de la stabilité latérale du tracé.

Les rivières produisent et transportent des sédiments : la fonction production l'emporte dans les tronçons en tresses ; la fonction transport l'emporte dans les tronçons à méandres.

Bien sûr, un affluent prépondérant ou un changement de morphologie ou de géologie de la vallée peuvent modifier cette tendance en introduisant une discontinuité forte.

Les rivières objet de ce manuel sont des rivières à tresses, des rivières divagantes ou des rivières à méandres.

Les rivières à tresses sont présentes dans les zones de plaines intra-montagnardes ou en zone de piémont lorsque la charge solide est importante. Les berges faciles à éroder contribuent à cette charge solide. Les sédiments comportent une fraction grossière qui se dépose facilement, amorçant ainsi la création de bancs. Le lit se compose de plusieurs chenaux qui peuvent s'agrandir ou se rétrécir à chaque crue et même se déplacer. Un chenal principal peut ainsi devenir chenal secondaire et vice versa. Les bancs de galets et graviers sont facilement érodables en crue. Les rivières en tresses modifient donc rapidement leurs formes et par conséquent rajeunissent fréquemment les espèces végétales. Il en résulte un milieu particulièrement diversifié et original. Toutefois, si une succession hydrologique sans crue dure 3 à 5 ans, les bancs peuvent se végétaliser et être capables de résister aux crues sauf si elles sont très fortes. Les végétaux favorisent alors le dépôt de limons qui viennent épaissir le banc, et le consolider grâce à la cohésion. Ces sédiments fins résistent mieux à l'érosion que les granulats. Il s'agit d'un des rares exemples où les matériaux en suspension ont un rôle morphogène. Le style en tresses dispose donc relative stabilité lors des périodes sans crue. Grâce à la végétation (ou à cause de), cette stabilité tend à augmenter dans le temps si cette période sans crue perdure. Une seule forte crue suffit à réintroduire de la mobilité. On constate, comme pour le mécanisme de pavage, l'existence d'un effet de seuil, stabilité relative en deçà, forte remise en mouvement au-delà.

Les lits en tresses étant larges et boisés provoquent un véritable effet d'écrêtement des crues dont bénéficient les riverains aval. Ce style présente donc des intérêts aux plans écologique et hydraulique. Malheureusement, nous verrons qu'en France beaucoup de rivières à tresses évoluent vers des tracés à méandres avec un charriage encore manifeste. Nous nous interrogerons au § 4.4.1 sur l'intérêt éventuel de chercher à préserver ce style fluvial en tresses.

Plus en aval, les rivières de plaine déposent sur leurs rives des sédiments fins transportés en suspension lors des crues. Il se forme ainsi des bourrelets de berge et le point bas de la vallée se trouve écarté en position intermédiaire entre la berge et le coteau. On parle de vallée en toit.

### Rôle des affluents

Nous avons présenté le cours d'eau comme s'il était unique. En fait, les affluents importants introduisent des motifs de modification morphologique.

Dans les secteurs amont, les affluents peuvent être des torrents de montagne qui amènent une charge solide importante par rapport à leur débit liquide. Ils entraînent des exhaussements locaux importants. Le cours d'eau doit s'adapter à cette nouvelle donne en se dotant d'une capacité de transport plus forte, c'est à dire en augmentant sa pente.

Dans les secteurs aval, les affluents qui ne proviennent pas des parties montagneuses peuvent amener un débit solide faible par rapport à leur débit liquide. Dans ce cas au contraire, la capacité de transport solide augmente alors que le volume à transporter ne change presque pas. Le cours d'eau principal s'adapte en adoucissant sa pente.

## 4 - RÔLES DE LA RIPISYLVE SUR LA VIE DES COURS D'EAU

La ripisylve joue plusieurs rôles importants :

- ❖ sur la faune et la flore ;
- ❖ sur le paysage ;
- ❖ sur la température de l'eau ;
- ❖ pour l'épuration des eaux (recyclage de l'azote) [8] ;
- ❖ sur l'écoulement des crues ;
- ❖ sur la tenue des berges.

Il est facile de comprendre que ces aspects sont pour l'essentiel très largement positifs. Mais, il faut aussi être conscient des inconvénients qu'ils peuvent présenter, en particulier pour les riverains :

- forte consommation d'espace pour une valeur économique assez faible (sauf si elle est limitée à un simple cordon) ;
- alimentation de la rivière en bois arrachés par les crues, susceptibles de créer des embâcles, d'obstruer les ponts et d'aggraver les crues localement ;
- apport de matière organique dû à la décomposition des feuilles ;
- consommation d'eau pouvant diminuer les débits d'étiage, mais l'ombrage réduit l'évaporation ;
- accessibilité pas toujours aisée pour les promeneurs ou les pêcheurs.

Le rôle de la ripisylve sur les crues peut être important. Lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit. D'où trois conséquences de nature hydraulique :

- localement une augmentation des débordements, ce qui ne constitue pas forcément une gêne tout au moins dans ce type de milieu ;
- une diminution des vitesses dans le lit majeur, et donc une réduction des effets érosifs du courant ;
- globalement, pour l'aval, un écrêtement des crues.

La simulation hydraulique de l'influence d'une formation boisée sur l'aval est relativement aisée avec un logiciel admettant des coefficients de Strickler différents entre le lit mineur et le lit majeur. Le coefficient de Strickler du lit majeur est de l'ordre de 10 à 15 m<sup>1/3</sup>/s en présence d'une formation boisée et de 30 en présence d'un terrain agricole.

D'autre part la ripisylve joue un rôle indirect sur les crues car les arbres arrachés se regroupent peu à peu sous forme d'embâcles qui provoquent des débordements localisés importants, surtout lorsqu'ils se produisent au niveau des ponts.

Le rôle de la ripisylve sur la tenue des berges sera décrit dans le paragraphe 6.8.

## 5 - ÉVOLUTIONS DANS LES COURBES

En étudiant la distribution des vitesses, on démontre que dans une courbe d'un canal ou d'un cours d'eau, l'eau a un dévers qui provoque un courant hélicoïdal<sup>5</sup>.

☞ La vision en section (haut de la figure 4) montre que le courant a une composante (a) dirigée vers le fond qu'il creuse et une composante (b) qui au contraire remblaie l'autre berge. Cela explique le profil dissymétrique avec une berge concave presque verticale et une berge convexe à pente douce. Il faut donc bien noter qu'il y a érosion de la berge mais aussi du pied, non visible depuis la berge. Cette érosion du pied aussi appelée affouillement est évidemment plus forte en crue. Elle est d'autant plus forte que la berge est plus verticale. Le point le plus profond de la fosse d'affouillement est situé en aval du point de courbure maximale.

Considérant maintenant les projections en plan du courant hélicoïdal, nous constatons qu'un courant de surface rapide présente un angle d'attaque vers la berge concave et qu'un courant de fond plus lent s'oriente tangentiellement à la berge convexe (voir figure 4a). Le courant de surface est capable d'éroder la berge concave (ou extradors). Au contraire, le courant de fond, qui est plus lent, a tendance à déposer les matériaux solides transportés par la rivière. Plus la courbe est prononcée, plus la plage de dépôt est large. Cette vision en plan explique la tendance au déplacement des coudes avec attaque des berges externes et remblaiement des berges intérieures. Lorsque la rivière est à méandres, on parle de reptation ou de translation (fig.4). Ce phénomène naturel est très lent.

On appelle coefficient de sinuosité le rapport entre la longueur d'un tronçon de cours d'eau et la longueur de vallée correspondante. La rivière est dite rectiligne quand ce coefficient est inférieur à 1,05 ; elle est dite sinueuse jusqu'à 1,25 ; très sinueuse jusqu'à 1,5 et méandrique au-delà. Les rivières à berges cohésives sont les plus sinueuses.

Dans les rivières méandriques qui déposent des sédiments fins (sables, limons), des méandres peuvent se recouper lorsque le trajet de la coupure devient très court. On parle de recoupements par tangence. Ces évolutions sont extrêmement lentes.

Dans les zones de piémont, les rivières sinueuses, plus rapides, déposent des matériaux plus grossiers (galets). Les coupures sont plus brutales, par érosion en crue de la langue de terre (fig.4a). On parle de recouplement par déversement [4].

Les parties recoupées deviennent des bras morts plus ou moins connectés hydrauliquement avec le lit mineur ou sa nappe d'accompagnement. Lors des crues, les sédiments qui se déposent tendent à les combler. Néanmoins, ils continuent à constituer une zone humide du lit majeur et contribuent fortement à la diversité écologique des marges fluviales.

Si l'on veut un peu théoriser sur la migration des courbes, disons qu'elle est le mode de réajustement<sup>6</sup> de la rivière pour s'adapter aux variations imposées de débit liquide et de débit solide. Elle est très progressive dans le cas des rivières à méandres et peut être plus brutale dans le cas des rivières à tresses et des rivières divagantes.

### RESUME

**Les formes en plan évoluent naturellement :**

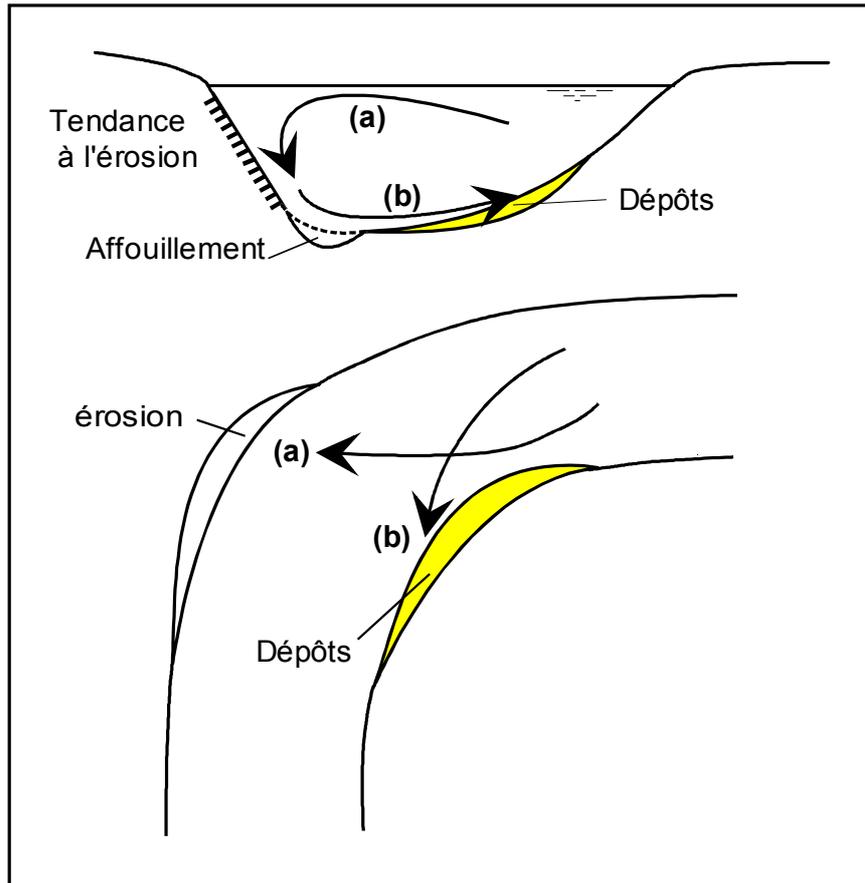
- ◆ **modification progressive du tracé par érosion ou dépôt, et tendance à la translation des méandres ;**
- ◆ **changement de tracé par coupure de méandre, les recoupements se faisant plutôt brutalement par déversement dans les parties amont et plutôt progressivement par tangence dans les parties aval.**

Ces évolutions lentes ou progressives peuvent évidemment constituer une gêne pour les riverains ou les ouvrages implantés à proximité (ponts, routes, stations de pompage...). Elles sont un processus naturel de rajeunissement des formes et des milieux inféodés. Ces mécanismes sont à la base de

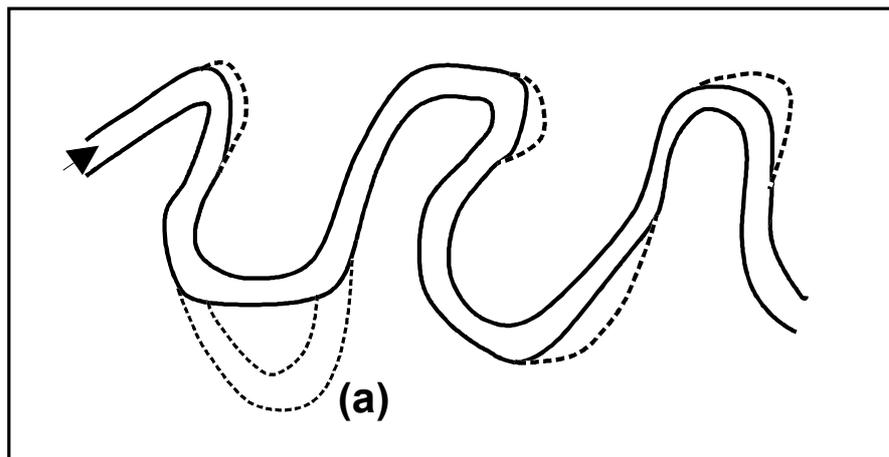
<sup>5</sup> On démontre que la pente de la ligne d'eau dans un coude de rayon de courbure  $R$  a pour valeur  $V^2 / 2gR$ ,  $V$  étant la vitesse moyenne.

<sup>6</sup> Le paragraphe 7 abordera un autre mode d'ajustement progressif, par le profil en long.

l'importante notion d'espace de mobilité [19].



**Figure 4 - les courants hélicoïdaux dans un coude**  
**(a) courant de surface rapide**      **(b) courant de fond lent**



**Figure 5 - principe de reptation des méandres**  
**En (a) : coupure naturelle par débordement.**

## 6 - MÉCANISMES D'ÉVOLUTION DES BERGES

Les matériaux constitutifs des berges de cours d'eau ont généralement moins homogène que ceux du fond. Ils peuvent comporter des matériaux plus fins (argile, limons), qui confèrent aux berges une certaine cohésion. La végétation lorsqu'elle est présente joue bien entendu un rôle sur la tenue des berges. Aussi les mécanismes que nous allons étudier ici ne sont pas exactement identiques à ceux que nous étudierons pour les matériaux du fond (voir "érosion régressive" et "érosion progressive" au chapitre 4, paragraphe 1).

### 6.1 - Principes généraux d'évolution des berges

Nous allons voir que les mécanismes d'évolution de berge peuvent être fondamentalement différents, et les techniques de protection sont aussi fort différentes. L'ignorance de cette règle a conduit trop souvent à des échecs ou à des travaux inutiles. Le vocable "*évolution*" ou "*déformation*" et non "*érosion*" est retenu pour qualifier l'ensemble des atteintes à une berge.

D'une manière générale, l'érosion désigne tout un ensemble de mécanismes dus aux divers agents atmosphériques et qui se manifestent dans tout le bassin versant et pas seulement dans le lit. Dans ce qui suit, le mot érosion désignera seulement l'érosion des berges par le courant afin de ne pas mélanger sous un vocable très général des mécanismes différents, même s'ils peuvent interagir ou se succéder dans le temps.

Pour ce qui concerne les rivières, l'érosion par le courant peut concerner les berges et leur pied ; c'est l'objet du présent paragraphe. Elle concerne aussi le fond : érosion régressive et progressive, qui seront traitées au chapitre 4.

Les berges de cours d'eau peuvent se déformer selon trois processus principaux :

- ❖ l'érosion due au courant ;
- ❖ le glissement en masse ;
- ❖ l'éboulement.

Ces trois processus sont très différents. L'érosion de berge est l'enlèvement de grains de matériaux constitutifs de la berge par l'eau de la rivière. Cet enlèvement de particules est possible lorsque la vitesse du courant et sa turbulence sont capables de vaincre le poids des particules et leur cohésion éventuelle. Les vagues d'un plan d'eau ou celles que provoque le passage d'un bateau déclenchent également une érosion des berges selon un mécanisme relativement analogue, les forces dues à l'eau étant orientées différemment. Ce processus d'érosion se produit aussi bien sur la berge visible qu'à son pied sous l'eau.

Par contre, l'étude du glissement des berges relève de la mécanique des sols. Ce mécanisme concerne aussi tous les talus de remblai ou déblai et les versants naturels. L'eau de la rivière joue aussi un rôle comme nous le verrons, mais pas à cause de la vitesse de l'écoulement.

L'éboulement (ou l'effondrement) est un mécanisme de rupture d'un volume de berges cohérentes qui se trouve en surplomb par suite d'un affouillement au pied.

L'affouillement<sup>7</sup> est aussi de l'érosion, mais on utilise ce vocable lorsque l'érosion se produit à la base d'une berge ou d'un ouvrage. Nous considérerons donc que l'affouillement n'est qu'un cas particulier de l'érosion de berge.

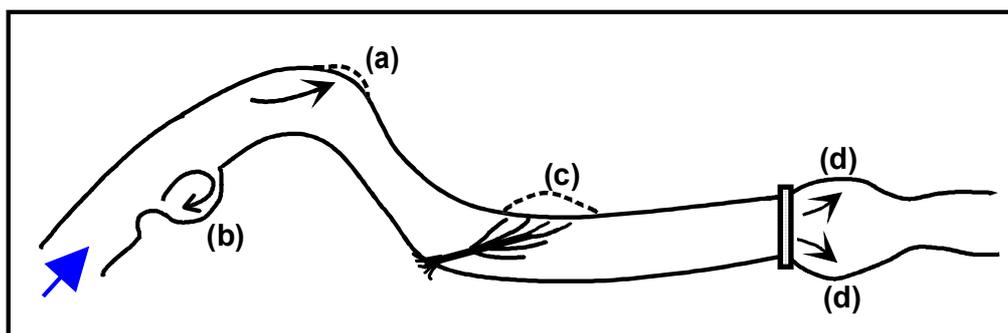
D'autres mécanismes de déformation des berges existent, mais ils sont moins fondamentaux en général : l'érosion due au ruissellement, le passage de personnes ou du bétail, le creusement de terriers et les fentes de retrait sous les climats chauds. Mais nous préférons les présenter comme des causes secondaires. Elles peuvent cependant accélérer l'érosion ou le glissement des berges. Nous aborderons également l'enfoncement du lit par érosion régressive ou progressive : ce n'est pas directement une déformation de berge, mais cela peut la provoquer.

---

<sup>7</sup> Aussi appelé sapement ou sous-cavement.

## 6.2 - Érosion des berges par le courant

L'érosion d'une berge est l'enlèvement de grains de matériaux constitutifs de la berge par l'eau de la rivière. Cet enlèvement de particules est possible lorsque les forces d'entraînement dues à la vitesse du courant et sa turbulence sont capables de vaincre le poids des particules, leur frottement l'une sur l'autre et leur cohésion éventuelle. En fait, le phénomène est analogue à un choc qui arrache des grains à la berge et les entraîne plus en aval où ils peuvent se déposer. Il est plus brutal lorsque la direction du courant fait un angle avec la berge. C'est donc un phénomène affectant principalement les berges concaves des courbes comme vu au § 5, mais se produisant aussi dès qu'un obstacle perturbe les filets liquides. Ainsi un arbre abattu peut provoquer l'érosion de la berge opposée d'une petite rivière, par courant réfléchi. Le tourbillon provoqué par le tronc d'un arbre en place peut éroder la berge. A l'aval d'un seuil, les tourbillons tendent à éroder les deux berges aval. Un rétrécissement créé par une souche avancée crée un courant de retour qui peut amorcer une encoche d'érosion (cf. figure 6).



**Figure 6 - exemples de zones sensibles à l'érosion :**  
**dans une courbe (a) ; par courant de retour (b) ; par courant réfléchi dû à un arbre tombé (c) ; par dissipation d'énergie à l'aval d'un seuil (d)**

Dans les coudes, le courant de surface rapide (cf. § 5) tend à "attaquer" la berge concave, tandis qu'un courant de fond lent tend à déposer sur la berge convexe des matériaux transportés et provenant de l'amont (voir figure 4). L'érosion dans les coudes affecte aussi le pied des berges, qui sont affouillés d'autant plus profondément que la crue est plus prononcée. Ce phénomène est pernicieux, d'une part car situé sous l'eau il est assez peu visible, d'autre part parce qu'après la crue des dépôts viennent colmater une partie de la fosse d'affouillement. Ce n'est pas suffisant pour que la tenue des berges ne soit pas affectée. L'affouillement peut saper la berge sous l'enracinement d'un arbre, sous le pied de protection de berge ou sous la semelle d'une culée de pont. Bien sûr, la stabilité de l'arbre ou de l'ouvrage est alors menacée.

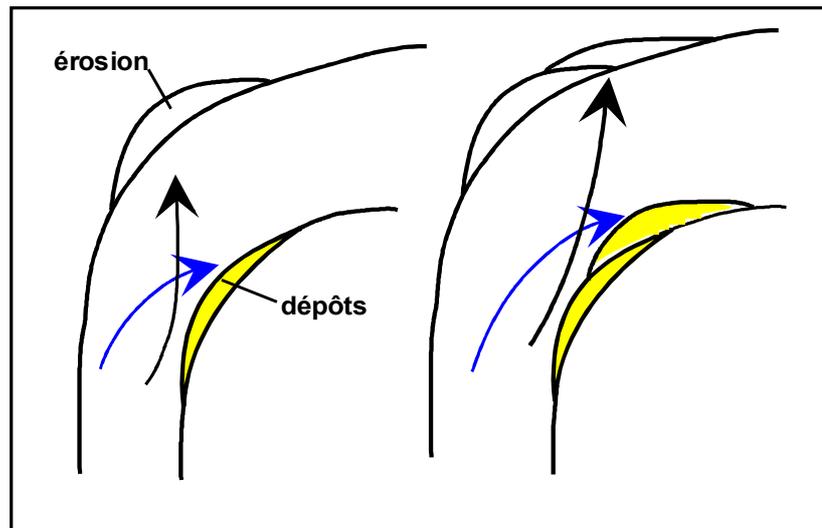
Les matériaux arrachés à la berge sont transportés à l'aval où ils pourront se déposer à la faveur d'une zone plus lente ou lors d'une décrue. Ils participent à la charge solide transportée par le cours d'eau au même titre que les matériaux prélevés au fond du lit ou apportés par l'érosion des parcelles riveraines ou des versants.

Selon la courbure du coude, la nature des matériaux et l'importance de la végétation, ce phénomène d'érosion peut être très rapide ou quasiment absent. Les berges en argile ou en limon résistent mieux à l'érosion que les berges sableuses ou graveleuses, grâce à la cohésion qui est une attraction reliant fortement les grains de sol (voir en bibliographie : aide mémoire de mécanique des sols [18]).

L'érosion des berges des rivières en tresse est plus difficile à prévoir que celle des rivières à méandres. Elle peut affecter plus facilement des tronçons rectilignes.

Les mécanismes d'érosion et de dépôt sont possibles même pour les faibles débits. Cependant, ils sont plus intenses pendant les crues puisque les vitesses sont plus fortes. En outre, lors des crues, les courants ont tendance à se redresser. La portion érodée se situe alors un peu plus en aval. De même, les éléments les plus fins des dépôts présents avant la crue sont emportés et le dépôt s'engraisse par l'aval et avec des matériaux plus grossiers (cf. figure 7). Si érosion et dépôts cohabitent dans une même section, ils ont cependant des conséquences fort différentes, irréversibles pour l'érosion mais plutôt réversibles pour les dépôts. Les bancs de sable ou de graviers qui émergent en basses eaux sont repris en crue. Ils ne deviennent irréversibles que quand la végétation est capable de les coloniser. Nous reviendrons sur cet aspect à propos de l'entretien (cf. chapitre 4, §

1.9).



**Figure 7 - évolution des zones d'érosion et de dépôt  
après une crue moyenne et après une crue forte**

### 6.3 - Glissement des berges

L'équilibre d'un talus dépend de sa géométrie, des caractéristiques mécaniques des matériaux et de la présence d'eau dans le sol. Lorsque par exemple on augmente la pente d'un remblai, il arrive un moment où il glisse en masse (figure 8). Les forces motrices dues au poids des terres au-dessus de la surface potentielle de glissement l'ont emporté sur les forces résistantes dues au frottement le long de la surface de rupture [18]. Lorsque le talus est une berge de cours d'eau, l'eau de la rivière joue un double rôle pendant les hautes eaux :

- elle sature le sol ;
- elle apporte une poussée stabilisatrice.

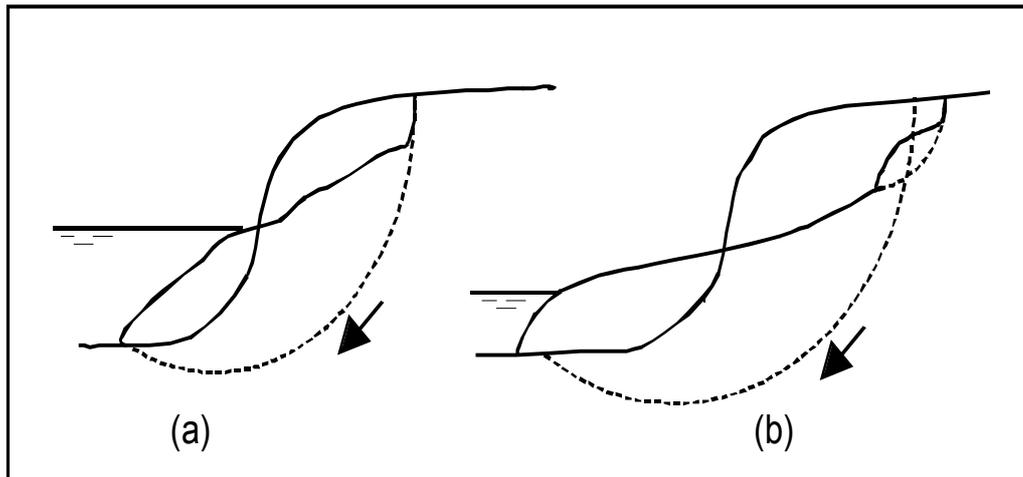
Lors d'une décrue, la stabilité dépend des pressions interstitielles de l'eau dans la berge, mais la poussée favorable de l'eau du chenal diminue. Il peut par exemple être démontré pour les sols pulvérulents (c'est à dire dépourvus de cohésion) que l'angle de stabilité d'un talus est proche de l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$  si le talus n'est pas saturé, mais qu'il est à peine supérieur à la moitié si le talus est saturé et sans plan d'eau stabilisateur<sup>8</sup>. La décrue constitue donc la circonstance la plus défavorable pour la tenue d'une berge de cours d'eau. En pratique, on observe effectivement que les glissements de berge se produisent très souvent à ce moment. Ce risque de glissement à la décrue affecte plus particulièrement les sols peu drainants : argiles, limons, sables contenant des fines, graviers dans matrice limoneuse... Cette remarque est d'importance pour aider au diagnostic.

Lorsqu'un glissement s'est produit, il peut déclencher de nouveaux glissements par régression. Ces derniers seront plus ou moins importants selon que les terrains déplacés par le premier glissement seront encore en place ou emportés par une crue.

Selon le même mécanisme que celui des décrues, l'abaissement d'un seuil placé en aval, supprime la poussée stabilisatrice de l'eau et peut provoquer le glissement des berges amont auparavant stables.

<sup>8</sup> Plus précisément, lorsque l'écoulement est parallèle au talus, il peut être montré que l'angle limite de talus est :

$$\text{arc tan} \left( \frac{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w}{2 \times \gamma_w} \tan \varphi \right). \text{ Pour } \gamma_{\text{sat}} = 19,6 \text{ kN/m}^3, \text{ il vaut } \text{arc tan}(\tan \varphi / 2), \text{ qui est proche de } \varphi / 2 + 1^\circ.$$



**Figure 8 - sensibilité d'un talus au glissement :**

**a - rupture circulaire d'un talus instable,**

**b - rupture circulaire du même talus après une décrue plus forte, et ruptures secondaires.**

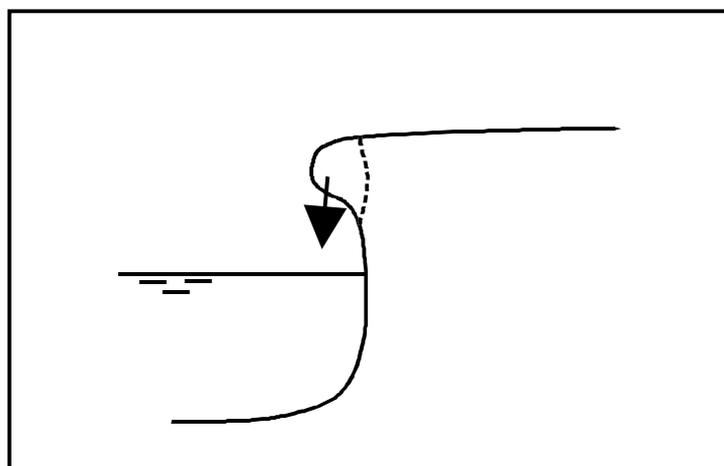
#### **6.4 - Eboulement des berges (ou effondrement)**

Dans le cas où les berges sont très cohérentes, l'érosion par le courant peut conduire à la création de zones en surplomb (figure 9). Cette possibilité est facilitée lorsque le profil en travers du lit de la rivière est stratifié avec, de bas en haut, des galets, des graviers, du sable, des limons.

A terme, ces surplombs ne sont pas stables. Ils s'effondrent brutalement sous leur propre poids. Ce mécanisme d'effondrement a des similitudes avec celui du glissement. Dans les deux cas, c'est une masse qui se déplace en bloc, avec une ligne de cisaillement qui sépare la zone déplacée et la zone qui reste en place. L'éboulement est plus rapide que le glissement, car il n'y a pas au pied une zone qui participe au mouvement en tendant à s'y opposer. L'analogue d'un effondrement de berge est la chute de blocs rocheux dans une falaise.

L'effondrement se produit plutôt pendant une crue, alors que le glissement se produit presque toujours pendant une décrue.

L'effondrement est une conséquence directe de l'érosion de la berge, alors que le glissement ne l'est pas systématiquement.



**Figure 9 – éboulement d'une berge cohérente**

## 6.5 - Déformations des berges dues à un enfoncement du lit

Le fond de la rivière peut s'enfoncer pour deux types de raisons :

- de manière durable par érosion régressive ou progressive (nous l'exposerons plus complètement au chapitre 4, § 1) ;
- de manière passagère par mobilisation en crue des matériaux du fond, y compris en section rectiligne (voir plus haut chapitre 2, § 9).

L'érosion régressive se produit en amont des travaux qui tendent à accroître le transport solide : prélèvements, calibrage du lit, diminution de sa rugosité, endiguement rapproché, coupures de méandre. L'érosion régressive se développe de l'aval vers l'amont tant qu'un seuil stable, naturel ou artificiel, n'est pas rencontré. L'érosion progressive se produit en aval d'une intervention qui diminue le transport solide : prélèvements ou barrage. Nous reviendrons longuement sur ces mécanismes au chapitre 4.

Dans les deux cas, la hauteur de berge se trouve augmentée et la stabilité au glissement est diminuée comme schématisé figure 10. En conséquence, une berge stable peut glisser à la suite d'un enfoncement généralisé dont la cause est à rechercher à l'amont ou à l'aval. Elle peut aussi glisser en masse lors d'une grosse crue qui érode (ou affouille) une hauteur importante à son pied.

Ce rôle aggravant est « décuplé » si l'enfoncement du lit atteint un matériau plus affouillable. Par exemple, lorsqu'une rivière a des berges limoneuses cohérentes, celles-ci sont assez stables vis-à-vis de l'érosion. Imaginons qu'elles soient aussi de pente modérée, et donc stables au glissement. Si un enfoncement du lit met à jour des niveaux très pulvérulents, il est certain que les berges cohérentes vont se trouver complètement sous-cavées et qu'elles peuvent alors glisser ou s'écrouler.

## 6.6 - Relations entre érosion et glissement

Les deux phénomènes peuvent se succéder. Une berge érodée pendant une crue prend un profil davantage vertical et moins stable au glissement. L'érosion peut donc enclencher un glissement. A l'inverse, à la suite d'un glissement, les matériaux qui ont glissé sont à la fois désorganisés et rapprochés de l'axe du cours d'eau. Ils sont plus facilement emportés par le courant. De même, la partie verticale du sommet d'une berge ayant glissé est sensible à l'érosion en cas d'arrivée de hautes eaux (cf. figure 8). Un glissement peut donc être suivi par une érosion de berge.

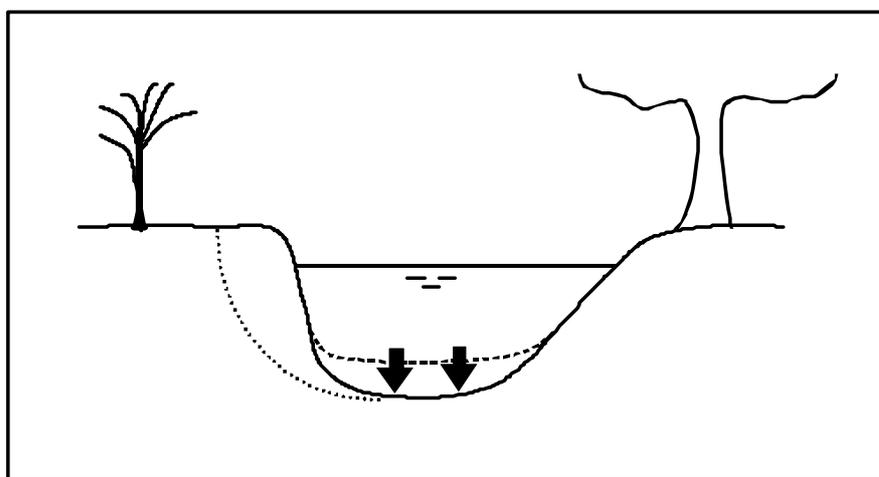


Figure 10 - enfoncement du lit par érosion régressive ou progressive

## 6.7 - Autres facteurs aggravants pour la tenue des berges

Les cheminements créés par le bétail pour aller boire peuvent affaiblir la berge et permettre le déclenchement d'érosions localisées. Ce n'est jamais bien grave, surtout si l'on prend la précaution de choisir les berges convexes. De même, les terriers de castors, ragondins, rats musqués peuvent affaiblir très localement une berge. Cela ne nous a jamais paru bien conséquent. Il en va très différemment pour les digues [19].

Dans les pays chauds, les berges argileuses sont affectées par des fentes de retrait qui facilitent l'érosion soit par le ruissellement de la pluie soit par le courant.

## 6.8 - Rôle des arbres et des arbustes sur la tenue des berges

Au plan de la tenue des berges, un arbre de berge peut jouer différents rôles, selon sa taille, sa position, son espèce. Nous allons aborder tour à tour son effet, positif ou négatif, vis à vis de l'érosion de la berge et de son pied et celui vis à vis du glissement.

D'une part, en surface, le chevelu racinaire, s'il tapisse la berge, la protège de l'érosion en jouant le rôle d'écran vis-à-vis du courant. On pourra par exemple constater ce phénomène favorable avec le platane. Peut-être est-ce pour cela que les grands canaux navigables avaient été bordés de platanes, ce qui s'est avéré une grande réussite. Ce même rôle positif n'existe pas pour le mécanisme d'érosion du pied de berge (ou d'affouillement) dans les coudes lors de crues, car les racines des arbres ne sont pas présentes. La protection des coudes de rivière par les arbres atteint sa limite pour les très fortes crues et les coudes les plus affouillables.

Passons aux quelques aspects négatifs des arbres, toujours du point de vue de l'érosion. En pied de berge, les troncs sont un obstacle à l'écoulement. Ils engendrent un tourbillon capable d'éroder la berge. Les jeunes arbustes à tige souple ne présentent évidemment pas cet inconvénient potentiel puisqu'ils se plient sous l'effet du courant. En outre lorsqu'ils entourent des arbres à haute tige rigide, ils limitent la turbulence autour de leurs troncs. Des arbres qui auraient basculé peuvent provoquer des érosions par courant réfléchi ou bien constituer une amorce d'embâcle. Enfin, les crues violentes qui peuvent affecter les régions méditerranéenne et cévenole ou le Roussillon sont capables de créer de très grosses érosions de berge déstabilisant les arbres même sur des tronçons rectilignes et de les transporter vers les points de débordements, ce qui crée de gros embâcles dans certains rétrécissements ou parfois même contre les arbres du haut de berge. Ce phénomène est sans doute accru par la nature non cohérente des berges de ces régions<sup>9</sup>. Dans les coudes de ces cours d'eau violents, l'enracinement des arbres n'est généralement pas assez profond pour tenir les berges compte tenu de l'importance des fosses d'affouillement pour les grosses crues. Cela explique assez que dans ces régions une crue d'occurrence rare provoque un véritable bouleversement des berges, ce qui n'est pas le cas dans d'autres régions avec des crues plus étalées et/ou de berges plus cohérentes.

La végétation arbustive et arborée a aussi pour effet de ralentir le courant à proximité du sol ce qui limite également l'érosion de la berge et limite aussi l'affouillement potentiel autour des troncs d'arbres adultes.

En considérant maintenant la répartition en volume des racines, celles-ci constituent une véritable armature du sol, et ont un rôle favorable vis à vis du glissement. Des arbres naturellement présents dans une ripisylve comme le frêne, le saule, le peuplier noir, le peuplier blanc et l'aulne sont très efficaces de ce point de vue. Le platane a également un rôle remarquable de tenue des berges. Lorsque ces arbres poussent en haut de la berge, leur enracinement joue un rôle efficace surtout pour des hauteurs de berge ne dépassant pas environ 3 mètres. Au contraire, les résineux (pin sylvestre, épicéa) possèdent un enracinement superficiel qui stabilise très mal les berges. Les plantations d'épicéa en fond de vallée ou les terrains agricoles des zones montagnardes en déprise et gagnés par le pin sylvestre posent bien des problèmes en cas de forte crue. Les peupliers hybrides plantés ont aussi un enracinement superficiel et doivent être absolument déconseillés en bordure de cours d'eau. Les peupleraies plantées au ras des cours d'eau posent aussi bien des problèmes surtout sur les rivières à forte migration. Par contre, des peupleraies écartées de 8 à 10 m au minimum permettent à une ripisylve de s'implanter si elle n'a pas été conservée. Cette solution est bénéfique pour le populteur et contribue à la tenue des berges et à l'écologie du cours d'eau.

L'arbre adulte a un poids important. S'il est situé en pied de berge, ce poids joue un rôle favorable pour la stabilité au glissement. Au contraire, en haut du talus il joue un rôle défavorable. S'il glisse avec le talus, il emporte un paquet de terre important et peut provoquer un courant réfléchi qui érode la berge opposée. De plus, les arbres de haute tige au port instable ou dépérissants sont

---

<sup>9</sup> La nature sableuse, graveleuse ou caillouteuse des berges de ces cours d'eau (Durance, Gard, Têt ...) est d'ailleurs à rapprocher avec la violence des crues, capables de transporter des matériaux grossiers et qui ont une influence forte sur la morphologie de ces vallées.

susceptibles de basculer par exemple en cas de tempête. Dans ce cas, la berge se trouve entaillée par le basculement de la souche et fragilisée.

On voit donc que selon les cas le rôle d'un arbre peut être positif pour la tenue des berges, ou au contraire négatif (voir figure 11). Ainsi, des arbres tels que les platanes, les frênes, les chênes, les saules ont généralement un rôle largement positif grâce au volume de leur enracinement. A l'opposé, les résineux et surtout le peuplier hybride ont un rôle très négatif, car leur enracinement est superficiel. Enfin, un arbre très couramment rencontré en rivière, l'aulne, a un rôle très largement positif mais peut nécessiter un certain entretien car il pousse en pied de berge. Il est donc facilement contourné en crue, ce qui tend à faire "reculer" la berge si elle est érosive. En outre, le rôle des arbres est très interdépendant de la hauteur de la berge et de sa cohésion.

Bien entendu, les arbres ne constituent pas une protection absolue des berges. Selon leur âge, leur nature, leur position, des crues plus ou moins violentes pourront les déraciner et les emporter. Ainsi, avec les rivières à crues rapides, les arbres sont assez facilement déracinés lors des crues violentes par affouillement dans les coudes. C'est en fait le mécanisme choisi par la nature pour régénérer la ripisylve, en faisant un milieu original et écologiquement intéressant.

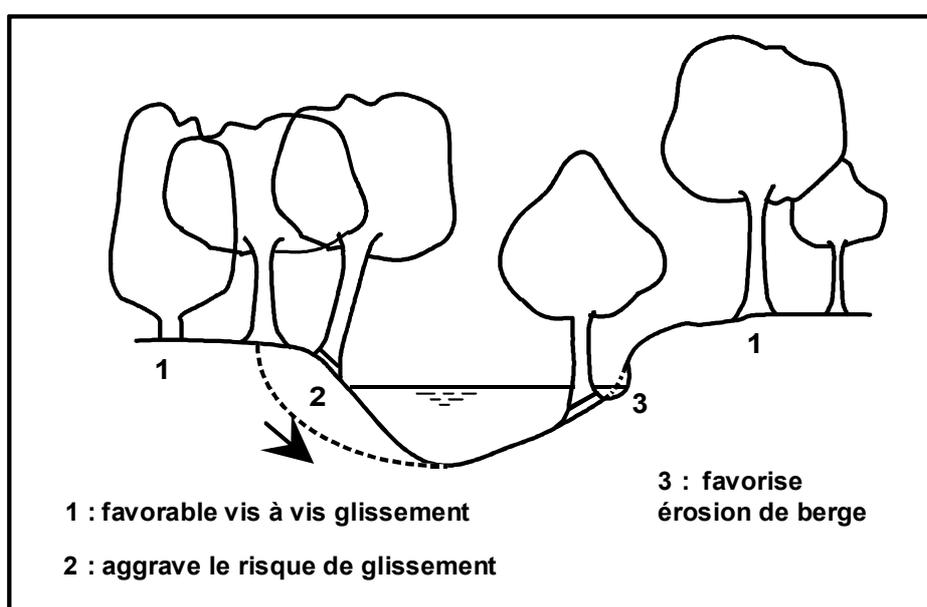


Figure 11 - rôle de l'arbre sur la tenue des berges

Au plan morphologique, la végétation a un rôle important. Lorsque les berges sont végétalisées, le lit est moins large et plus profond et la pente des berges est un peu plus forte. Le lit d'une rivière végétalisée est donc naturellement plus calibré. Il a pu être montré qu'en moyenne l'influence de la végétation est la suivante [47] :

	Berges bien végétalisées	Berges peu végétalisées
Largeur	$L$	$1,6. L$
Profondeur	$H$	$0,7.H$

Au total, les arbres ont un rôle complexe, mais globalement ils stabilisent les berges. Il est facile de constater ce rôle bénéfique chaque fois que les berges sont déboisées un peu brutalement. Bien entendu, en ne se limitant pas à la tenue des berges, la présence d'arbres et plus généralement de végétation sur les berges contribue en outre à la diversité biologique du milieu et à son agrément paysager. Elle assure pour la faune les fonctions essentielles d'habitat (aquatique et aérien), d'abri, de nourriture et d'ombrage. Cet aspect est primordial, même s'il n'est pas l'objet central de ce manuel.

## 6.9 - Indices aidant au diagnostic des causes de dégradation des berges

Si la cause de la déformation est connue ou observable, la conclusion est évidente : c'est le cas de l'érosion amorcée par un passage de bétail, ou provoquée par la chute d'un arbre ou facilitée par l'arrachement de la végétation. C'est le cas du glissement dû à un terrassement dont la pente est trop forte.

La nature de la berge est un indice fort : une berge cohérente (argile, limon) résiste bien à l'érosion mais peut glisser en cas de décrue rapide. Une berge drainante (gravier ou sable grossier sans fines) est pratiquement aussi stable à la décrue que dans les autres situations ; par contre, elle est sensible à l'érosion. La hauteur de berge peut donner une petite indication : si elle est élevée, le risque de glissement est accru, toutes choses égales d'ailleurs, alors que le risque d'érosion est le même.

Un glissement est assez reconnaissable. En premier lieu, une fente parallèle au sommet de berge et éloignée généralement de moins de 1 à 2 mètres est toujours un signe avant coureur. Une fois le glissement produit, un décrochement vertical est visible en haut de la berge, au niveau de la fente, et de nouvelles fentes sont souvent apparues. Les formes dans la loupe de glissement sont discontinues par rapport aux parties en place et cela même si l'érosion par le courant est capable d'emporter tout ou partie des terres glissées... Tout ceci est assez caractéristique.

En fait, la cause d'un glissement est soit ponctuelle, soit généralisée. Ponctuelle, elle n'est pas liée à l'évolution morphologique de la rivière mais à une cause extérieure : terrassement à pente trop raide, surélévation de la berge, affouillement localisé au pied. Généralisée, c'est soit la conséquence d'une évolution morphologique comme l'érosion régressive due à la destruction d'un seuil, soit la conséquence d'une décrue très brutale, ou d'un départ d'embâcle.

L'allure des zones érodées peut grossièrement être confondue avec celle d'une zone ayant glissé puis ayant été complètement "nettoyée" par le courant. Lorsque la forme de la surface à vif est assez régulière en plan, il faut plutôt soupçonner une érosion. Mais des fentes en crête sont au contraire la preuve que ce n'est pas une érosion. La présence d'un banc sur la rive opposée est un indice fort, mais pas une preuve absolue. Enfin si le désordre affecte une partie rectiligne ou convexe, ce n'est normalement pas une érosion.

Plus généralement, l'observation d'un long tronçon est infiniment préférable à la seule observation de la zone incriminée. On pourra par comparaison parvenir à caler les observations. Et surtout, on pourra découvrir des causes généralisées. Si le phénomène est généralisé et affecte aussi bien les berges concaves que rectilignes et même convexes, deux conclusions s'imposent : il s'agit de glissements et la cause est un enfoncement généralisé du fond du lit.

Indice ou circonstance observé	érosion	glissement
Berge haute		*
Berge cohésive		**
Berge drainante	**	
Présence d'un banc en rive opposée	*	
Situation en berge concave	*	
Situation en berge concave et en berge convexe		**
Suppression de seuil, enfoncement généralisé		***
Fente en haut de berge		***
Discontinuité de forme dans le sens amont-aval	*	**
Arbres arrachés, passage de bétail	**	
Courant réfléchi par un arbre tombé	***	

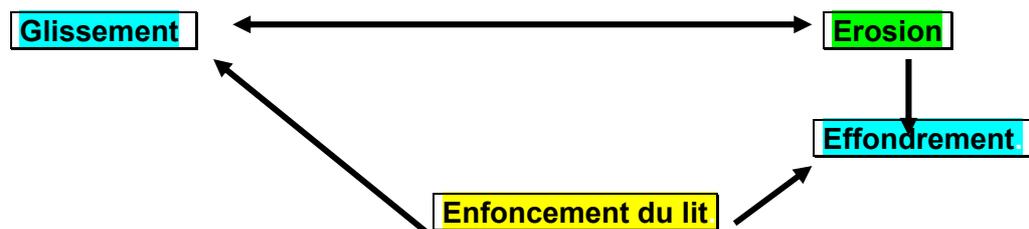
**Quelques indices (forts, moyens ou faibles) permettant d'aider au diagnostic : érosion ou glissement. \* traduit un simple soupçon (par exemple une berge haute est plus susceptible de glisser qu'une berge basse si tous les autres paramètres sont identiques, mais elle peut aussi être érodée). \*\*\* est une quasi-certitude (par exemple, une fente traduit à coup sûr une amorce de glissement).**

## Comment reconnaître un enfoncement du lit ?

Les traces d'enfoncement du lit sont assez faciles à observer soit au niveau d'ouvrages soit au niveau des bancs et de la végétation. L'observation des ponts, des revêtements de berge, des prises d'eau ou du pied aval des seuils permet très facilement de diagnostiquer un enfoncement, et même parfois de le quantifier. Les bancs de gravier lorsqu'ils présentent une partie verticale en bordure de l'eau sont aussi un indice net. Au niveau des berges, les racines des arbres lorsqu'elles pendent traduisent soit un affouillement localisé, soit un enfoncement généralisé. Il suffit de parcourir un tronçon de rivière assez long pour trancher. Enfin, l'observation du faciès des berges est instructive. Classiquement, on observe de la base vers le sommet une partie de graviers sans fines, surmontée par une couche de graviers emballés dans des limons puis une couche de limons. Lorsque la couche de graviers atteint une épaisseur largement supérieure au mètre, il y a fort à parier qu'un enfoncement s'est produit. Bien sûr, la conjonction de plusieurs indices emportera la certitude. Reste ensuite à diagnostiquer la cause, ce qui permettra de savoir si l'on est en présence d'une érosion régressive due à un enfoncement à l'aval ou progressive due à un déficit en charge solide (cf. chapitre 4, § 1).

### 6.10 - Conclusion sur la déformation des berges

Il y a trois mécanismes essentiels de déformation des berges : l'érosion, le glissement et l'éboulement. Les matériaux pulvérulents sont plutôt emportés grain par grain. Les matériaux cohérents sont plutôt emportés en masse. L'enfoncement du lit est un important facteur aggravant. Ces divers mécanismes peuvent se succéder de la façon suivante :



Il est donc parfois délicat de démêler la cause initiale d'un désordre et une étude d'ensemble s'impose. Mais une certaine expérience, l'observation d'un large tronçon de cours d'eau et du bon sens le permettent. Par exemple, lorsqu'en plusieurs endroits des dégradations concernent des tronçons rectilignes ou des berges convexes, il en est facilement déduit que le mécanisme de l'érosion n'est pas déclencheur.

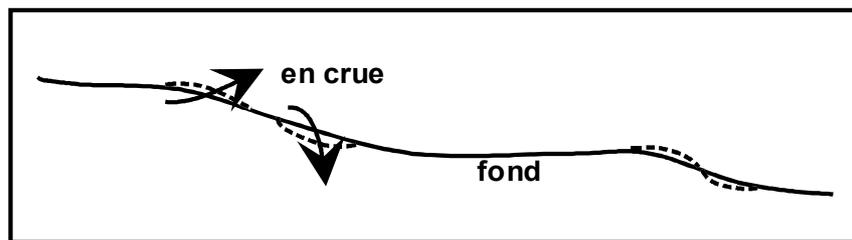
Si une intervention s'impose, il est nécessaire avant de l'envisager d'avoir bien compris quel est le mécanisme qui a initié le désordre, car le principe du confortement en dépend. Pour les modes de confortement, nous renvoyons à l'ouvrage [19].

## 7- SEUILS ET MOUILLES

Après avoir étudié le tracé d'un cours d'eau en plan et en section, il convient d'étudier la troisième dimension, c'est-à-dire le profil en long. L'observation montre que le profil en long des rivières à méandres comporte des irrégularités de grande amplitude :

- des mouilles (zones d'eau profonde) situées dans les extrados des courbes ;
- des seuils plutôt situés aux points d'inflexion entre chaque courbe.

Au droit des seuils, le tirant d'eau étant plus faible que dans les parties voisines, la force tractrice est également plus faible. Les seuils de ce fait résistent bien au courant. En crue, ils provoquent des dépôts et se surélèvent. On rencontre également des alternances seuils-mouilles dans les rivières en tresse, mais sans localisation préférentielle dans les extrados ou dans les points d'inflexion, d'ailleurs peu marqués car les tracés des rivières en tresses sont peu sinueux. Les mouilles se localisent plutôt après la confluence de deux bras



**Figure 12- évolution du profil en long**

Les mouilles sont d'autant plus profondes que la courbe est prononcée, le point le plus profond de la mouille étant plus à l'aval que le point de courbure maximal ; en crue les mouilles s'approfondissent (voir figure 12) et à la décrue elles se remblaient de matériaux fins. Ensuite, en basses eaux elles deviennent des zones sans vitesse et provoquent la décantation des particules encore plus fines. Les mouilles sont des zones où le courant ralentit et permet le dépôt de matériaux fins. Une observation attentive permet de constater que les fines sont déposées non seulement dans les espaces entre les éléments grossiers mais aussi en petites plages qui tapissent une partie de la face remontante coté aval de la mouille. La première position permet aux fines d'être relativement abritées par les grosses particules. Dans la deuxième position elles sont par contre extrêmement mobiles.

Si l'on veut théoriser un peu sur cette caractéristique du profil en long, disons que l'alternance seuils-mouilles dissipe mieux l'énergie de l'eau qu'un profil parfaitement régulier [12]. Si le profil en long était purement rectiligne, les seules pertes de charge seraient linéaires, et il faudrait un tracé très long pour dissiper assez d'énergie en hautes eaux. Grâce à des seuils naturels, la rivière introduit des pertes de charges singulières qui sont plus efficaces. De plus ces seuils sont en fait des organes mobiles et effaçables qui s'adaptent automatiquement aux variations de débit c'est à dire aux variations d'énergie, alors qu'un profil en long rectiligne n'aurait de marge de manœuvre qu'en changeant de longueur. On constate l'ingéniosité de ce système qui permet de garder un tracé relativement stable et auto-ajustable aux modifications imposées.

Les évolutions décrites ci-dessus, surélévations des seuils en crue, comblement des mouilles à la décrue, sont des réajustements mineurs du cours d'eau pour s'adapter aux variations de débit qui lui sont imposées. Pour une crue exceptionnelle, ce type de réajustement mineur pourra s'avérer insuffisant. Le cours d'eau pourra alors modifier fortement son tracé et/ou son calibre pour dissiper une énergie inhabituelle. On pourra considérer qu'un seuil d'irréversibilité a été franchi, pour une raison naturelle dans cette circonstance. Nous verrons au chapitre 4 des exemples de franchissement d'un seuil d'irréversibilité dus à des aménagements.

En montagne ou en zone de piémont, la création d'un seuil naturel peut s'observer lorsqu'un torrent affluent apporte de gros blocs que la rivière principale arrive à étaler mais non à évacuer, du moins avant l'arrivée d'une grosse crue. Ce seuil entraîne un exhaussement du lit en amont. Cet exemple montre que pour établir un diagnostic, il ne faut pas limiter l'examen d'un cours d'eau au seul lit principal et à un court tronçon.

## 8 - RÈGLES D'ÉQUILIBRE DES MÉANDRES : ÉQUATIONS DU RÉGIME

On appelle coefficient de sinuosité le rapport entre la longueur d'un tronçon de cours d'eau et la longueur de vallée correspondante. La rivière est dite rectiligne quand ce coefficient est inférieur à 1,05 ; elle est dite sinueuse jusqu'à 1,25 ; très sinueuse jusqu'à 1,5 et méandrique au-delà. Les rivières à berges cohésives sont les plus sinueuses.

De nombreux auteurs ont cherché des corrélations entre la sinuosité des cours d'eau et les autres paramètres géométriques. Le présent paragraphe ne prétend pas résumer leurs travaux.

Dans le cas des rivières à méandres, il a été possible d'établir de manière empirique des corrélations entre les grandeurs moyennes définissant une succession de méandres. Ces relations sont souvent appelées "équations du régime", par référence historique à l'étude des canaux à profil "stable". Soient  $A$  l'amplitude,  $\rho$  le rayon de courbure,  $\lambda$  la longueur d'onde et  $L$  la largeur du lit (figure 13). La largeur du lit est la largeur de plein bord mesurée au niveau de tronçons rectilignes ou des points d'inflexion. Leopold et Wolman (1954) proposent les relations suivantes :

$$\left| \begin{array}{l} 7.L < \lambda < 11.L \\ 2.L < \rho < 3.L \\ A \approx 2,5.\lambda \end{array} \right.$$

Pour une rivière en cours d'étude, il peut être intéressant de vérifier ces ordres de grandeur. Si l'on s'en écarte significativement, c'est sans doute le signe d'un dysfonctionnement du cours d'eau dont il faudra alors diagnostiquer l'origine.

Il n'existe pas de formules équivalentes pour les rivières en tresses<sup>10</sup> dont les tracés et les formes sont nettement plus fluctuantes que ceux des rivières à méandres. L'amplitude et la longueur d'onde n'y auraient d'ailleurs pas grand sens.

Leopold et Wolman considèrent que le lit est à méandres lorsque la pente est inférieure à  $i = 0,013.Q^{-0,44}$ . Sinon il est en tresses. Pour cette limite, Henderson propose pour cette limite une formule qui introduit la taille des sédiments :  $i = 0,50.d^{1,14}Q^{-0,44}$  (relations citées par Lebreton [40]). Les unités sont le m et le m<sup>3</sup>/s. Lorsque la pente est sensiblement supérieure à la valeur limite donnée par cette formule, le style en tresses est vraisemblablement durable.

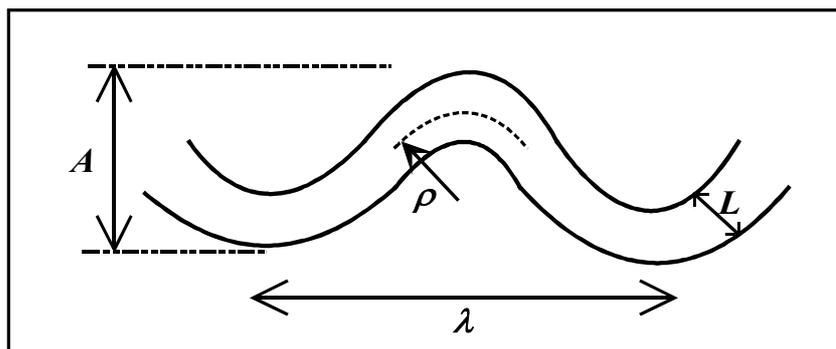


Figure 13- dimensions caractéristiques relatives aux méandres

<sup>10</sup> Dans ce paragraphe, on ne distingue pas les styles en tresse et les styles divagants.

## **CHAPITRE 4 : ÉVOLUTION MORPHOLOGIQUE DES RIVIÈRES AMÉNAGÉES**

<b>4.1 - ÉVOLUTIONS DU PROFIL EN LONG.....</b>	<b>107</b>
4.1.1 - PRÉLÈVEMENTS TEMPORAIRES DANS LE LIT MINEUR.....	107
4.1.2 - PRÉLÈVEMENTS PERMANENTS DANS LE LIT MINEUR.....	108
4.1.3 - ÉLARGISSEMENT DU LIT SANS MODIFICATION DE LA RUGOSITÉ DES BERGES .....	109
4.1.4 - ENLÈVEMENT IMPORTANT DE LA VÉGÉTATION DES BERGES.....	110
4.1.5 - INFLUENCE DES COUPURES DE MÉANDRES .....	111
4.1.6 - INFLUENCE DES ENDIGUEMENTS .....	111
4.1.7 - RÉTRÉCISSEMENT LOCAL DU LIT MINEUR.....	112
4.1.8 - PRÉLÈVEMENTS PERMANENTS DANS LE LIT MAJEUR.....	112
4.1.9 - ENLÈVEMENT DES ATERRISSEMENTS.....	114
4.1.10 - INFLUENCE DES BARRAGES .....	114
4.1.11 - DÉRIVATIONS AVEC RESTITUTION.....	115
4.1.12 - INFLUENCE DES REFORESTATIONS DU BASSIN VERSANT.....	118
4.1.13 - CONCLUSION SUR LES ÉROSIONS RÉGRESSIVE ET PROGRESSIVE .....	118
<b>4.2 - ÉVOLUTIONS DU TRACÉ EN PLAN.....</b>	<b>119</b>
4.2.1 - ÉVOLUTION DU STYLE FLUVIAL .....	119
4.2.2 - ÉVOLUTION DU TRACÉ, SANS CHANGEMENT DU STYLE FLUVIAL.....	119
<b>4.3 - ÉVOLUTION GLOBALE, EN PLAN ET EN PROFIL .....</b>	<b>121</b>
<b>4.4 - AUTRES CONSÉQUENCES DES TRAVAUX EN RIVIÈRE .....</b>	<b>122</b>
<b>4.5 - CONCLUSION SUR L'ÉVOLUTION DES RIVIÈRES AMÉNAGÉES.....</b>	<b>123</b>



**D**ans ce chapitre, nous allons étudier comment des aménagements du lit ou même du bassin versant peuvent faire évoluer les formes naturelles des cours d'eau. Dans un premier temps (§ 4.1), nous allons considérer que les berges sont fixées par exemple par la végétation. Seul le profil en long est alors susceptible d'évoluer. Dans la pratique, c'est souvent le cas. Le § 4.2 traite l'évolution en plan tandis que le 4.3 aborde globalement les évolutions en plan et en profil. C'est évidemment ainsi qu'il faut raisonner, mais nous avons préféré commencer par découpler ces deux conséquences morphologiques pour des raisons pédagogiques. Nous aborderons ensuite au § 4.4 les conséquences non géométriques. Le cas particulier et complexe des rivières endiguées sera développé assez longuement au chapitre 5.

Au fil du texte nous évoquerons le caractère plus ou moins irréversible des aménagements. Il est bon que les aménageurs et les gestionnaires de cours d'eau puissent appréhender le niveau d'intervention ou de non-intervention pouvant conduire à une irréversibilité.

## **4.1 - ÉVOLUTIONS DU PROFIL EN LONG**

Nous allons aborder tour à tour les principaux types d'aménagement qui se traduisent toujours soit par une modification géométrique, soit par une modification des apports liquides et solides.

Le profil en long peut soit s'approfondir soit se surélever. Le mécanisme correspondant à l'approfondissement est baptisé érosion. Celui correspondant à la surélévation est baptisé exhaussement. Par ailleurs, ces deux mécanismes peuvent se développer vers l'aval ou vers l'amont. Les interactions sur le profil en long sont donc de quatre types : **érosion régressive**, **érosion progressive**, **exhaussement régressif** et **exhaussement progressif**. Les deux mécanismes d'érosion – régressive ou progressive – sont nettement les plus fréquents. Malgré leur ressemblance, nous verrons que leurs principes sont très différents et que les parades sont assez différentes.

Rappelons que le début de mise en mouvement a lieu lorsque le paramètre de Shields

$\tau^* = \frac{\gamma_w \cdot y \cdot i}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d}$  dépasse un certain seuil (0,047 selon Meyer-Peter), c'est-à-dire lorsque la

force tractrice  $\tau_\theta = \gamma_w \cdot y \cdot i$  dépasse un certain seuil qui ne dépend pas du débit. Mais pour **quantifier** le débit solide, c'est la force tractrice efficace qu'il faut considérer, soit  $\beta \cdot \tau_\theta = \beta \cdot \gamma_w \cdot y \cdot i = \left( K / K_{grains} \right)^{3/2} \gamma_w \cdot y \cdot i$ ,  $K$  étant le coefficient global du lit mineur.

La formule du régime permanent uniforme  $Q = K \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$  va permettre de comprendre comment des modifications de paramètres vont induire une modification du tirant d'eau ( $y$ ) qui intervient dans la force tractrice. Uniquement dans un but de simplification de la présentation, nous supposerons en outre que la rivière est suffisamment large (de largeur  $L$ ). Dans ce cas  $R \cong y$  et la formule devient :  $Q = K \cdot L \cdot y^{5/3} \cdot i^{1/2}$ .

### **4.1.1 - Prélèvements temporaires dans le lit mineur**

Supposons que l'on pratique une excavation sur un tronçon de lit AB pour extraire des graviers ou du sable (voir figure 4.1 haut). En B, la ligne d'eau s'abaisse, la pente augmente. La capacité de transport solide devient donc supérieure aux apports ce qui se traduit par un enfoncement du fond. Une érosion régressive se déclenche donc (1). L'apport solide provenant de l'amont est piégé dans l'excavation et la comble peu à peu (2). A l'aval de A, le débit liquide n'est plus saturé en débit solide, et l'écoulement doit donc creuser le lit pour compenser ce déficit (3). Ce mécanisme s'appelle **l'érosion progressive**. Ensuite, la fosse finit par se combler totalement et l'équilibre initial est peu à peu retrouvé.

Ce n'est pas pour autant que le lit ne garde aucune trace de ce prélèvement. Si les érosions

développées vers l'amont et vers l'aval sont assez profondes, des glissements de berges peuvent en résulter ou bien des déstabilisations d'ouvrages.

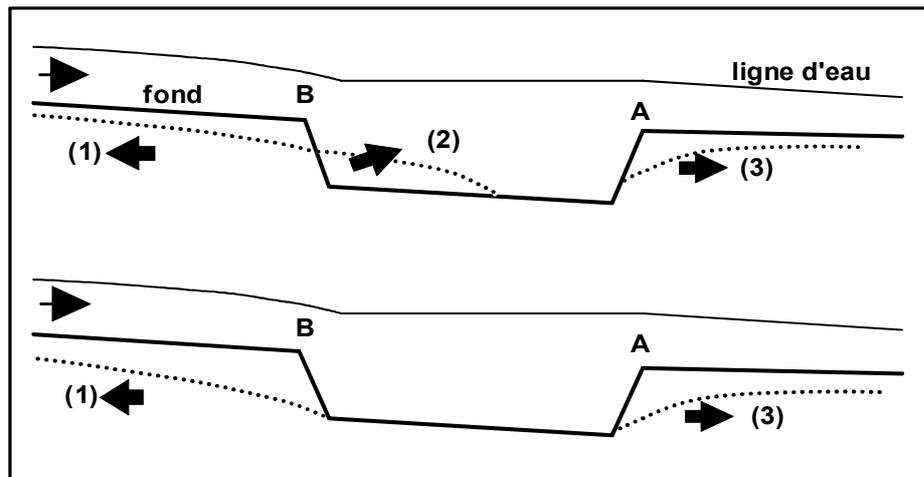
Cet exemple des prélèvements temporaires est surtout présenté à des fins pédagogiques car ils sont assez exceptionnels et en principe interdits. Mais, les prélèvements de granulats au titre de l'entretien s'assimilent à des prélèvements temporaires, la différence étant qu'ils sont généralisés à l'ensemble d'un tronçon de cours d'eau (voir § 4.1.9).

Nous venons donc de voir un exemple typique d'intervention à caractère réversible. Il a permis de définir les vocables "érosion régressive" et "érosion progressive". Nous allons voir d'autres interventions conduisant à ces mêmes conséquences. Les géographes parlent d'incision pour désigner indifféremment une érosion régressive ou progressive.

#### **4.1.2 - Prélèvements permanents dans le lit mineur**

Cette fois-ci une gravière industrielle exploite le gisement alluvial du lit mineur de manière permanente. Les alluvions qui arrivent dans la fosse sont draguées au fur et à mesure. Voir la figure 4.1 bas. L'érosion régressive (1) se poursuit donc jusqu'à ce qu'un point dur soit rencontré en amont (seuil rocheux par exemple). La nouvelle pente est en théorie égale à l'ancienne. L'érosion progressive n'est par contre pas forcément arrêtée par un point dur aval, le déficit en apport solide n'étant compensé que progressivement. Le résultat global est donc un enfoncement du lit de moins en moins profond en allant vers l'aval. Une érosion progressive est donc un mécanisme qui se traduit par une diminution de la pente. Nous avons supposé les berges fixes. En fait le déficit en matériaux solides se traduit aussi par une sollicitation accrue des berges impliquant une tendance au méandrement.

Le mécanisme d'érosion régressive n'est pas négatif pour tout le monde ! Grâce à lui, le débit solide arrivant dans la fosse est supérieur à ce qu'il était avant.



**Figure 4. 1- conséquences de prélèvements temporaire et permanent dans le lit mineur**

Comme on l'a vu pour les prélèvements temporaires, les conséquences sont a priori réversibles, mais avec un délai très supérieur à celui avec lequel l'incision s'est manifestée et à condition que l'amont soit capable de fournir le stock granulaire nécessaire. Ainsi sur la Loire par exemple, l'arrêt des extractions en lit mineur commence à provoquer des débuts d'exhaussement du fond du lit. Il est toutefois un cas finalement fréquent de conséquence irréversible, celui où l'érosion régressive ou progressive a atteint le substratum rocheux comme par exemple sur la Durance vaclusienne. Ces substratums peuvent être paradoxalement plus fragiles que les alluvions car ils ne sont pas renouvelables ! L'abrasion provoquée par le passage des galets charriés ainsi que le gel provoquent un enfoncement irréversible du lit. Pour ne pas léguer de telles situations aux générations futures, on doit absolument considérer que les sédiments sableux ou graveleux constituent une enveloppe protectrice renouvelable. L'enfoncement irréversible est particulièrement flagrant lorsque le substratum mis à nu est une marne délitable ou pire un limon organique. Nous verrons au § 6.3 un exemple d'évolution irréversible, même si le mécanisme déclencheur n'est pas exactement une extraction.

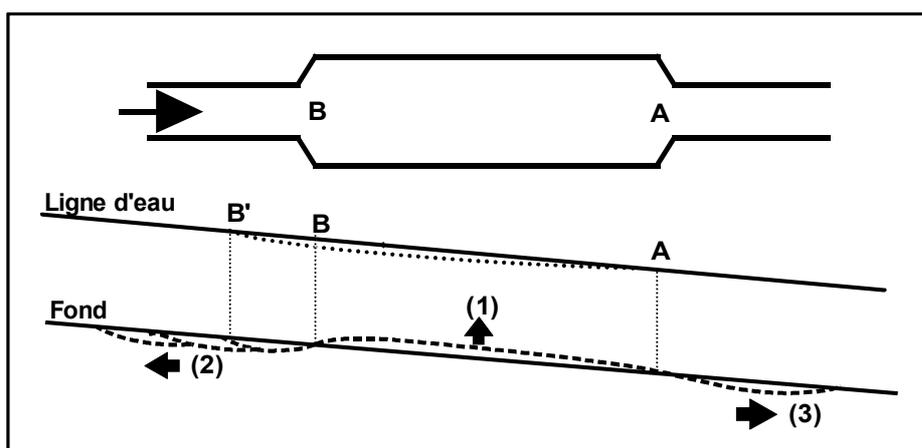
La législation française a maintenant interdit les prélèvements dans les lits mineurs<sup>1</sup>, et peu à peu les installations se sont reportées en partie dans les lits majeurs.

#### **4.1.3 - Élargissement du lit sans modification de la rugosité des berges**

Considérons un tronçon AB calibré sur une longueur assez importante (figure 4.2). Par hypothèse d'école nous supposons dans ce paragraphe que la rugosité globale du lit ( $K$ ) reste inchangée. Pour apprécier la nature de l'impact de cet aménagement, nous supposons que les années hydrologiques qui vont suivre sont en moyenne semblables à celles qui ont précédé. On peut alors raisonner à débit constant. Si par exemple on démontre que pour un débit quelconque, la force tractrice augmente avec l'aménagement on est certain qu'il y aura tendance à l'enfoncement du lit.

Dans le tronçon calibré, la formule du régime permanent uniforme est applicable. Elle montre qu'à débit égal, le tirant d'eau  $y$  est diminué par rapport à la situation antérieure. La force tractrice efficace ( $\beta \cdot \tau_0 = (K/K_{grains})^{3/2} \gamma_w y \cdot i$ ) diminue aussi sur AB puisque tous les autres paramètres,  $K$  et  $i$  sont inchangés. La capacité de transport solide diminue donc aussi. L'écoulement doit alors déposer des matériaux sur tout le tronçon AB (1). En amont de B, sur BB', le tirant d'eau s'est abaissé : il y a donc mise en vitesse, ce qui entraîne un enfoncement du fond du lit. En amont de B', le changement de pente du fond provoque une mise en vitesse qui va augmenter le transport solide et provoquer l'enfoncement du lit. L'augmentation de pente qui en résulte amorce un mécanisme d'érosion régressive (2). Ce phénomène progresse peu à peu vers l'amont. A l'opposé, en aval de A, l'eau a une charge solide inférieure à sa capacité de transport : l'écoulement va se saturer en débit solide par prélèvement sur le fond si les berges sont fixées (3). C'est une érosion progressive qui démarre.

A terme, la rivière va arrêter l'exhaussement lorsque la capacité de transport solide du tronçon élargi sera égale au débit solide qui parvient de l'amont. Pour cela, la rivière augmente sa pente pour compenser la baisse du tirant d'eau. Cela signifie que l'épaisseur de dépôt est un peu plus forte à l'amont qu'à l'aval. La cause de l'érosion progressive aval se résorbe donc et peu à peu ses effets sont annulés. A l'amont, la surélévation du fond va entraîner un exhaussement régressif qui compensera l'érosion régressive. En fait, il est bien délicat de prédire les effets exacts sur la ligne d'eau et sur les fonds amont à long terme, car on ne peut pas faire l'hypothèse d'un régime uniforme. De toute façon, un élargissement aussi brutal est un cas d'école.



**Figure 4. 2 - conséquence à court terme d'un fort élargissement (profil en long)**

Lorsque les travaux d'élargissement s'accompagnent d'une diminution de la rugosité des berges, il faut reprendre le raisonnement en prenant en compte les deux modifications ( $K$  et  $L$ ). De même, la conclusion peut être différente pour des rivières de faible largeur où  $R$  peut

<sup>1</sup> Loi sur l'eau du 3.1.1992 et arrêté d'application du 22.9.1994 qui interdisent les prélèvements en lit mineur, sauf des dragages à des fins purement hydraulique dont le caractère indispensable est prouvé.

être très inférieur à  $y$ .

#### 4.1.4 - Enlèvement important de la végétation des berges

Considérons cette fois-ci un long tronçon AB dont on enlève la végétation (figure 4.3). Son coefficient de Strickler est donc augmenté. Nous pouvons également admettre que la formule du régime permanent uniforme est applicable. A débit égal, le tirant d'eau varie comme  $K^{-3/5}$  et donc la force tractrice efficace ( $\beta \cdot \tau_0 = (K/K_{grains})^{3/2} \gamma_w y \cdot i$ ) varie comme  $K^{3/2} K^{-3/5} = K^{9/10}$ , c'est à dire qu'elle augmente<sup>2</sup>. Le transport solide augmente donc, et cela n'est possible que par prélèvement sur le fond puisque par hypothèse les berges sont fixées. La rivière va devoir s'enfoncer (1) entre A et B par érosion du fond (les berges étant supposées fixes). En amont de B, le changement de pente du fond provoque une mise en vitesse qui va augmenter le transport solide et amorcer une érosion régressive (2). En aval de A, l'excédent de transport solide provoque un dépôt (3). Bien entendu, ce mécanisme est d'autant plus net que la rivière est peu large. D'après notre expérience, l'enfoncement d'une rivière après restauration vaut environ 20 à 50 cm. On peut raisonnablement penser que la rivière a alors retrouvé un profil comparable à celui qu'elle possédait lorsqu'elle était régulièrement entretenue par les riverains. L'intervention est de type réversible. Mais dans le cas d'une rivière énergiquement restaurée, il peut arriver que soient mis à nu des terrains plus affouillables où l'enfoncement peut prendre des valeurs nettement plus importantes. Les conséquences de l'intervention sont alors irréversibles.

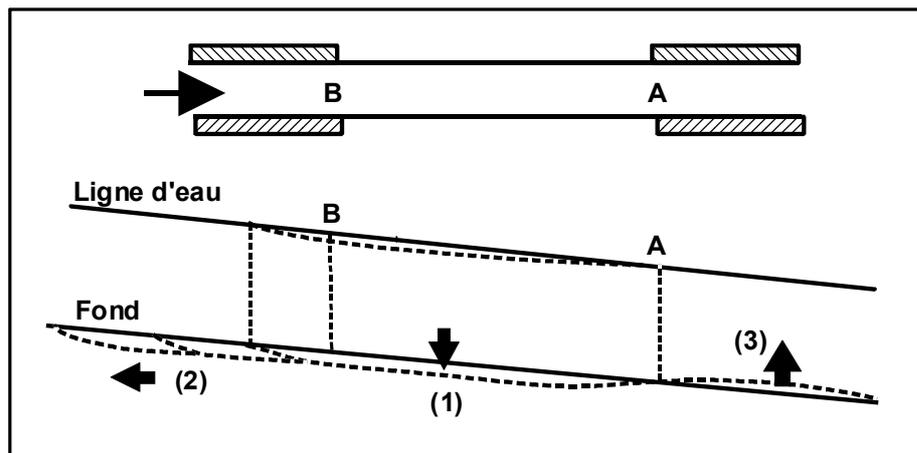


Figure 4. 3 - conséquence d'une forte diminution de la rugosité des berges

<sup>2</sup> Nous aurions pu de manière tout à fait équivalente raisonner à partir de la vitesse de début d'entraînement

$V_0 = 2,7 \cdot K_f^{1/4} \cdot y^{1/6} \cdot d^{3/8}$  (cf. paragraphe 2.10).

#### 4.1.5 - Influence des coupures de méandres

Soit une coupure de méandre entre A et B (figure 4.4). L'ancien lit est supposé obturé. La diminution de la longueur du trajet AB se traduit évidemment par une augmentation de la pente. La force tractrice est donc augmentée et aussi le transport solide. Il y a donc enfoncement (1) sur A'B' (B' un peu en amont de B), puis érosion régressive en amont de B' (2). Le complément de matériau solide ainsi prélevé sur le fond va se redéposer (3) en aval de A car on retrouve un tronçon déjà saturé en débit solide. Ainsi, la rivière retrouve peu à peu un profil en long plus régulier. La hauteur de l'enfoncement régressif est égale à la dénivelée de la longueur de rivière "perdue". Elle est donc très facile à calculer. Au § 8.6 nous indiquerons quelques règles de conception et de mise en œuvre des coupures, qui doivent a priori rester exceptionnelles pour des raisons morphologiques et écologiques et dont l'efficacité hydraulique doit être bien vérifiée. En effet, en terme de ligne d'eau, le bénéfice d'une coupure est plutôt ponctuel.

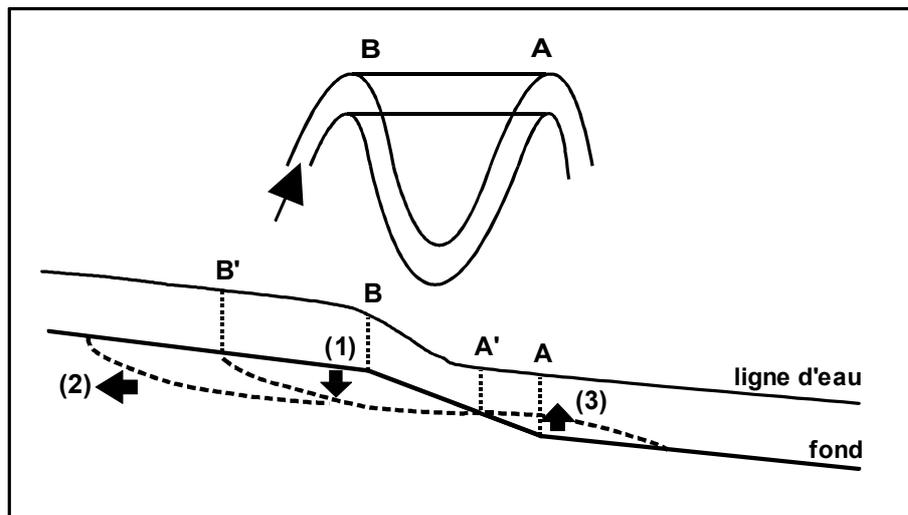


Figure 4. 4 - coupure de méandre et conséquence sur le profil en long

#### 4.1.6 - Influence des endiguements

Nous considérons un aménagement dont les berges sont inchangées et simplement surélevées par des digues latérales. Pour les débits inférieurs à l'ancien débit de plein bord, la force tractrice reste inchangée et il n'y a aucune conséquence morphologique. Mais l'endiguement des deux rives a pour effet d'augmenter le tirant d'eau maximal dans le nouveau lit pour les très fortes crues (figure 4.5). La force tractrice augmente dans ce cas. Comme pour le déboisement des berges (paragraphe 4.1.4), il y a enfoncement par érosion sur le tronçon endigué, érosion régressive à l'amont, dépôt à l'aval. Les ouvrages dont les fondations sont plutôt limitées risquent d'être déchaussés (ponts, seuils, prises d'eau, protections de berge).

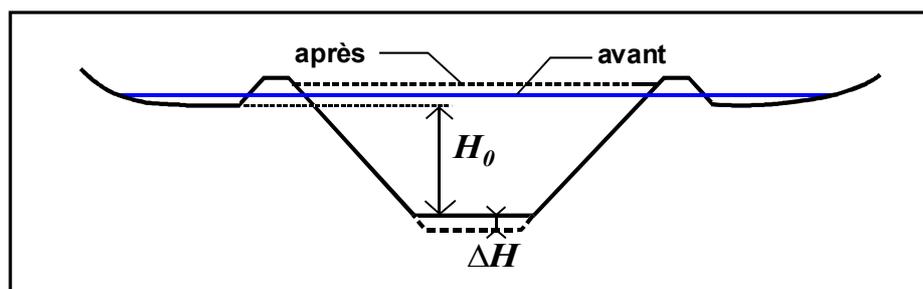


Figure 4. 5 - élévation du niveau de l'eau due à la suppression des débordements dans le lit majeur

D'après Ramette [54], les fonds évoluent sensiblement parallèlement aux fonds initiaux. Si  $Q$  est le débit du lit endigué et  $Q_m$  la part de ce même débit dans le lit mineur avant endiguement, l'approfondissement est de l'ordre de  $\Delta H = H_0 \left( (Q/Q_m)^{2/3} - 1 \right)$  où  $H_0$  est la profondeur correspondant à  $Q_m$  avant endiguement. Par exemple si la capacité du lit augmente de 20%, l'enfoncement vaut 13%, c'est à dire 40 cm si  $H_0$  vaut 3 m.

Bien sûr, le raisonnement précédent s'applique seulement à une rivière endiguée mais non élargie. Si l'on réalisait à la fois un fort élargissement et un endiguement, il y aurait deux phénomènes de tendance opposée. Le résultat en serait une surélévation du fond du lit.

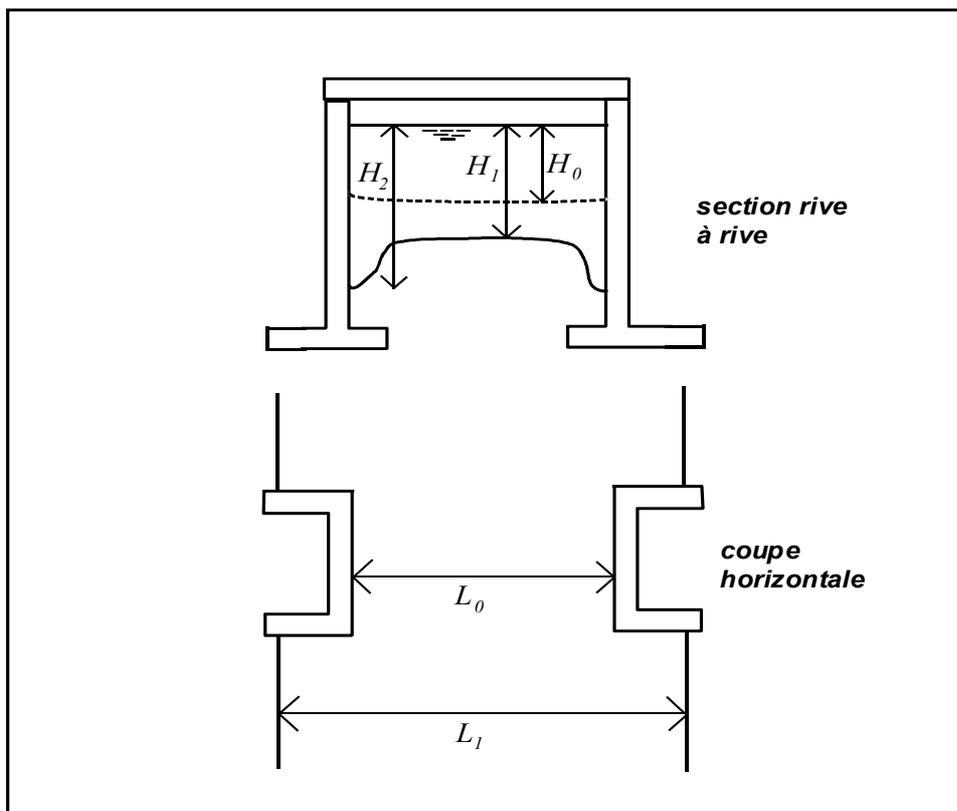
Si le tronçon de rivière n'est pas à l'équilibre et dépose plus de matériaux que l'amont n'en procure, le calcul précédent n'est plus valable. Les endiguements empêchent les dépôts dans la partie protégée du lit majeur. Le reste du lit majeur et le lit mineur sont alors l'objet de dépôts accrus. Dans le cas des digues édifiées au bord des berges, c'est le lit mineur seul qui se surélève. Un tel exemple est présenté au chapitre 6 (la Véore).

*Nota : la problématique de la vulnérabilité des endiguements est traitée au chapitre 5.*

#### **4.1.7 - Rétrécissement local du lit mineur**

Dans un lit mineur de largeur  $L_1$ , un ouvrage de largeur  $L_0$  provoque un approfondissement localisé  $H_1 - H_0$ .  $H_0$  désigne la profondeur des fonds mesurée sous la ligne d'eau dans le tronçon non influencé par cet ouvrage. Au droit du rétrécissement la profondeur est, selon Ramette [54] :  $H_1 = H_0 (L_1/L_0)^{2/3}$ . Voir les notations en figure 4.6.

De plus, il se produit un affouillement localisé au droit des culées. Il peut être approché par la formule donnée au § 2.11 :  $H_2 = 0,73.q^{2/3}d^{-1/6}$  (unités m et  $m^3/s/m$ ).



**Figure 4. 6 - influence d'un rétrécissement localisé (piles de pont ....)**

#### **4.1.8 - Prélèvements permanents dans le lit majeur**

On peut penser a priori qu'une gravière dans le lit majeur n'a aucune connexion avec le lit mineur et donc aucune influence sur la morphologie fluviale.

Cet avis doit être largement relativisé pour trois raisons.

La raison la plus forte est qu'une connexion risque fort de se produire à l'occasion d'une grosse crue. Celle-ci peut très bien éroder la langue de terre séparant le lit mineur d'un bassin en cours ou en arrêt d'exploitation. Côté amont des bassins, ce risque est accru par la charge qui se crée entre la rivière en crue et le plan d'eau horizontal. Il en résulte une érosion régressive de la langue de terre analogue à ce qui se produit lors des surverses de digues (cf. § 5.3.1). Le bassin se remplit alors à la cote de la rivière en crue et généralement, un débordement se produit à l'aval qui à son tour érode une langue de terre. La gravière est capturée par la rivière qui adopte un nouveau tracé. Le changement de tracé est déjà en soi une conséquence négative surtout pour l'exploitant de la gravière. Mais la conséquence morphologique la plus forte reste à venir. Le bassin joue le rôle de décanteur pour les sédiments charriés, ce qui déclenche à la fois une érosion régressive à l'amont et progressive à l'aval. Les deux mécanismes peuvent être spectaculaires compte tenu du caractère brutal du changement.

La solution préventive consiste à protéger efficacement les berges amont côté rivière (surtout si la rive est concave) et à traiter la langue de terre amont en la végétalisant et si possible en la surélevant pour quelle soit sollicitée en déversement le plus tard possible et lorsqu'un plan d'eau aval amortisseur s'est déjà créé. Il est bien préférable que l'inondation en crue commence par l'aval. L'endiguement complet serait envisageable moyennant une très bonne constitution des digues et sous réserve que la diminution du lit majeur inondable ne soit pas préjudiciable pour la propagation des crues aval.

La solution curative peut consister à remettre la rivière dans son lit, principalement pour ne pas prolonger l'érosion progressive. L'érosion régressive a déjà commencé et peut nécessiter de construire un seuil amont ou de conforter les fondations du premier seuil amont. Remettre la rivière dans son lit peut être plus coûteux que de la laisser dans son nouveau tracé, surtout si l'exploitation de la gravière était finie. Un seuil évite l'érosion régressive, mais l'érosion progressive continuera. Un calcul de débit solide par une formule de type Meyer-Peter (cf. § 2.9.1) donnera un ordre de grandeur de la durée du comblement du bassin et donc de la durée de l'érosion progressive.

Nous voyons là un exemple où, si le tracé n'est pas rétabli, nous pouvons considérer qu'un seuil d'irréversibilité est franchi.

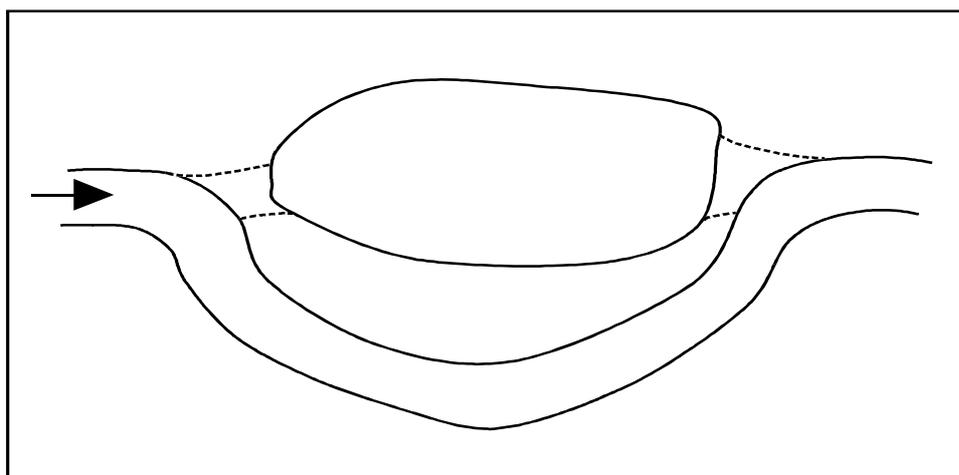


Figure 4. 7 – capture d'une gravière

Lorsque la capture de la gravière est évitée grâce à des protections efficaces, la gravière n'a pas de conséquence **directe** sur la morphologie des cours d'eau. Toutefois, si celui-ci a une dynamique latérale active, les protections empêchent les migrations latérales et s'opposent à l'alimentation du cours d'eau en matériau alluvial. Les conséquences morphologiques sont

alors une tendance à l'érosion progressive. Elle est cependant moins rapide que si les prélèvements avaient lieu dans le lit mineur. Pour de telles rivières actives, il est donc conseillé d'éloigner au maximum les nouvelles implantations du lit mineur pour diminuer les risques de capture tout en autorisant les migrations latérales.

La troisième raison pour laquelle les gravières en lit majeur peuvent avoir une influence morphologique tient aux aménagements "annexes" qui sont souvent réalisés : calibrage du lit pour diminuer la fréquence des submersions et limiter le risque de capture, endiguements de mise hors d'eau des bassins, protections de berge...

Au total, il convient d'exercer une surveillance attentive des bassins en fin d'exploitation et de recommander des implantations nouvelles éloignées du lit mineur, surtout pour les rivières à dynamique latérale active. Nous reviendrons sur cet aspect au paragraphe 7.1 à propos de la notion "d'espace de liberté".

#### **4.1.9 - Enlèvement des atterrissements<sup>3</sup>**

Une tendance forte consiste à dégager les atterrissements dans les coudes de rivière au titre de l'entretien. Les riverains associent souvent la cause des érosions de berge concave à la présence d'un banc sur la berge opposée. Dans certains cas, les granulats ainsi prélevés peuvent avoir une valeur marchande, ce qui accroît la tendance à vouloir les enlever soit pour protéger les berges (croit-on) soit pour diminuer la fréquence des submersions.

En fait, ces atterrissements ne sont que le résultat visible à l'étiage, d'une évolution continue des coudes et du profil en long. Enlever ces atterrissements n'est donc nullement une opération de mise à niveau du lit : c'est bien une augmentation de section ; le lit est capable de se remettre à niveau de lui-même. Autrement dit, en enlevant les bancs de gravier, on redéclenche un processus d'enfoncement du lit, ce qu'il convient absolument d'éviter.

Nous traiterons au paragraphe 8.5 quelques exceptions à cette recommandation générale pour lesquelles des interventions sont recommandées :

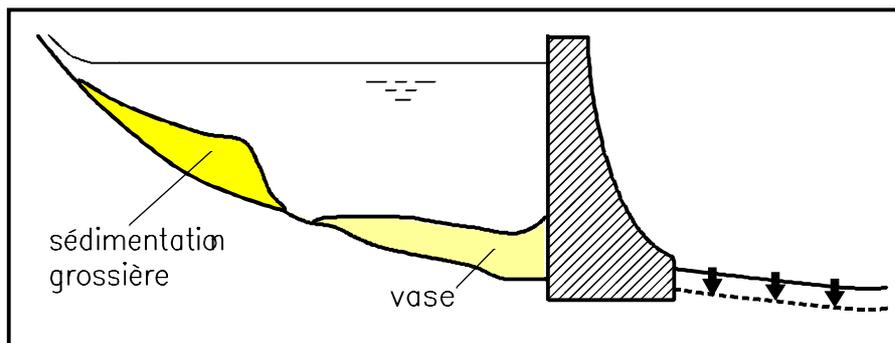
- \* végétalisation des bancs ;
- \* renvoi d'un courant réfléchi sur la berge opposée ;
- \* rivière en phase d'exhaussement jugé préjudiciable ;
- \* fort dépôt de matériaux très grossiers amenés par un affluent torrentiel ;
- \* lit remblayé à la suite d'un épisode exceptionnel et généralisé.

#### **4.1.10 - Influence des barrages**

La retenue d'un barrage joue le rôle d'un énorme décanteur. Les matériaux solides transportés par le cours d'eau sont déposés du fait du ralentissement de la vitesse. Un tri granulométrique s'opère avec dépôt des éléments les plus grossiers à l'entrée de la retenue (figure 4.8). Les éléments plus fins se déposent plus à l'aval. Les éléments en auto-suspension (wash load) se déposent à leur tour. Les végétaux et animaux (zooplancton, poissons...) créent de la matière organique qui sédimente également, le tout formant une vase plus ou moins riche en matière organique qui se consolide rapidement. Les opérations de vidange n'arrivent qu'à extraire vers l'aval le bouchon de vase proche de l'orifice, et le comblement progressif de la retenue est irréversible. Ce phénomène est très marqué dans les pays du Maghreb.

---

<sup>3</sup> Atterrissements et dépôts sont utilisés de manière synonyme.



**Figure 4. 8- comblement d'une retenue**

Une autre influence forte a lieu à l'aval qui est parfois oubliée. Schématiquement, elle est due à la fois à la réduction de débit et au déversement d'eau claire.

Pour tous les barrages, avec ou sans dérivation, le premier mécanisme aval est dû au lâcher d'une eau pratiquement débarrassée de toute charge solide. Le principe de saturation en débit solide explique que l'écoulement doit prélever des matériaux sur le fond ou sur les berges. Sauf dans les cas où l'écoulement atteint le substratum, c'est sur le fond que les matériaux sont prélevés. La rivière s'enfonce donc selon un mécanisme d'érosion progressive, comme nous l'avons vu pour les prélèvements.

Pour les retenues où l'eau est prélevée (dérivation, pompage), il y a une réduction souvent très forte du débit à l'aval du barrage. La végétation peut alors coloniser un espace autrefois occupé par l'eau. Mais les fortes crues, qui sont peu atténuées par la retenue, entraînent des débordements plus graves mais aussi des arrachements d'arbres, en particulier les peupliers, alors que les saules et les aulnes résistent mieux. L'expérience montre que ces arrachements sont modérés pour une crue pointue mais peuvent être très importants pour des crues longues capables d'affaiblir l'appareil racinaire. Les saules maintenus ralentissent les écoulements et favorisent les dépôts de limons fins qui épaississent les bancs et consolident l'implantation des saules. Les vases relarguées lors des lâchures fertilisent les bancs et favorisent la croissance des espèces ligneuses [indication de A. Mercier, CNRS-UPRESA Clermont-Ferrand, qui a étudié l'évolution morphologique de l'Ariège].

Tous ces mécanismes entraînent une réduction notable et durable de la largeur du lit mineur.

#### **4.1.11 - Dérivations avec restitution**

Considérons une prise d'eau pour une micro-centrale placée sur un long canal de dérivation et fonctionnant au fil de l'eau. L'ensemble seuil + canal de dérivation est conçu pour que les matériaux charriés par la rivière ne soient pas dérivés car ils viendraient combler peu à peu le canal et éroder les turbines. Il en irait de même si nous avons considéré un canal d'irrigation, la différence étant que l'intégralité du débit n'est pas restituée à l'aval dans ce cas. Nous verrons d'ailleurs au § 9.2 le cas des dérivations sans restitution.

Comme Lefort l'expose très bien, le problème de l'impact est assez complexe car plusieurs effets jouent dans des sens différents, la résultante des effets pouvant changer dans le temps [39]. La figure 4.9 illustre les trois temps de la recherche d'un nouvel équilibre dynamique. Le repère (0) est relatif à la situation initiale, les repères (1) et (2) marquent les deux premières phases où la rivière s'auto-ajuste aux modifications imposées et le repère (3) correspond à la dernière phase d'ajustement, c'est à dire au nouvel équilibre dynamique.

♣ Dans un premier temps, le nouveau seuil entraîne deux ajustements :

- des dépôts se produisent en amont du seuil dus au ralentissement dans le remous (exhaussement régressif);
  - une érosion progressive légère affecte l'aval du seuil qui a un débit solide presque annulé donc insuffisant même pour le débit liquide diminué. Dans ce secteur, la pente diminue.
- ♣ Dans le même temps, la restitution permet à l'aval de bénéficier d'un débit liquide inchangé mais avec un débit solide inférieur, d'où deux autres ajustements :
- une érosion progressive qui s'enclenche à l'aval de la restitution et qui enfonce le niveau de la rivière au droit de la restitution ; dans ce secteur, la pente diminue également ;
  - cet enfoncement provoque une érosion régressive qui remonte dans le tronçon de rivière court-circuité. Dans ce secteur, la pente augmente.
- ♣ Dans un second temps, le seuil est atterri et le tronçon de rivière court-circuité bénéficie à nouveau de tout son débit solide, mais le débit liquide est inférieur, d'où deux nouveaux ajustements :
- des dépôts se produisent à l'aval du seuil car le débit liquide diminué ne suffit pas à faire transiter le débit solide retrouvé ; la pente augmente donc en aval du seuil (exhaussement progressif) ; l'exhaussement permet au fond du cours d'eau de rattraper le niveau initial puis même de le dépasser, avec une pente adaptée à un débit solide inchangé et un débit liquide inférieur. Cette pente est donc supérieure à ce qu'elle était avant l'aménagement.
  - plus à l'aval, les érosions régressives et progressives se poursuivent comme dans la phase 1, puis arrive le moment où les matériaux solides que le seuil laisse à nouveau passer arrivent. L'exhaussement progressif compense peu à peu l'érosion régressive et l'érosion progressive.
- ♣ Dans un dernier temps, les ajustements sont terminés, et un nouvel équilibre dynamique s'est institué :
- l'aval de la restitution retrouve son niveau car pour lui rien n'a changé maintenant par rapport à la situation sans dérivation ;
  - le profil du tronçon court-circuité atteint un nouvel équilibre car sa pente est adaptée au nouveau ratio débit solide / débit liquide ; elle est supérieure à ce qu'elle était dans l'état initial.

Cet exemple est instructif car il met en jeu les quatre modes d'évolution, exhaussement ou enfoncement croisés avec régressif ou progressif. De plus, deux variables sont modifiées : l'une de contrôle (cf. § 3.3.3) : le débit liquide, du fait de la prise d'eau ; l'autre de réponse : la pente, du fait du seuil.

La rivière se livre à des phases d'ajustements successifs qui convergent vers un nouvel équilibre dynamique, à tracé inchangé avec une pente diminuée en amont du seuil et augmentée en aval. Il n'y a pas eu franchissement d'un seuil d'irréversibilité et d'ailleurs si l'on rasait le seuil et fermait la dérivation, l'état initial serait à nouveau retrouvé après quelques ajustements. Si par contre, la phase intermédiaire d'enfoncement aux environs de la restitution avait mis à nu des matériaux à caractéristiques très médiocres, l'enfoncement aval aurait pu prendre de l'ampleur et on aurait pu parler du franchissement d'un seuil d'irréversibilité. Une fois de plus, nous constatons l'importance de la pente qui est le paramètre d'ajustement essentiel. A chaque étape, la rivière a fait en sorte de se doter de la pente nécessaire et suffisante pour transporter le débit solide qui lui parvient.

La **végétation** du tronçon court-circuité joue un rôle important. En effet, pendant une grande partie de l'année, l'essentiel du débit peut être dérivé. Dans ces cas, la surface mouillée est réduite comparé à la situation avant dérivation. La végétation arbustive se rapproche alors d'avantage de l'axe du lit. En fortes eaux, cette végétation favorise le dépôt de limons fins et au total, la section du lit a tendance à se refermer. Pendant les fortes crues, le canal de dérivation participe faiblement aux écoulements s'il est contrôlé par une usine hydroélectrique. Le tronçon court-circuité se trouve alors incapable d'évacuer les débits qu'il transitait auparavant et les débordements sont accrus et plus fréquents. Cette situation est très fréquente en rivière de plaine. Un entretien de la végétation doit être plus régulier si l'on veut éviter cette aggravation.

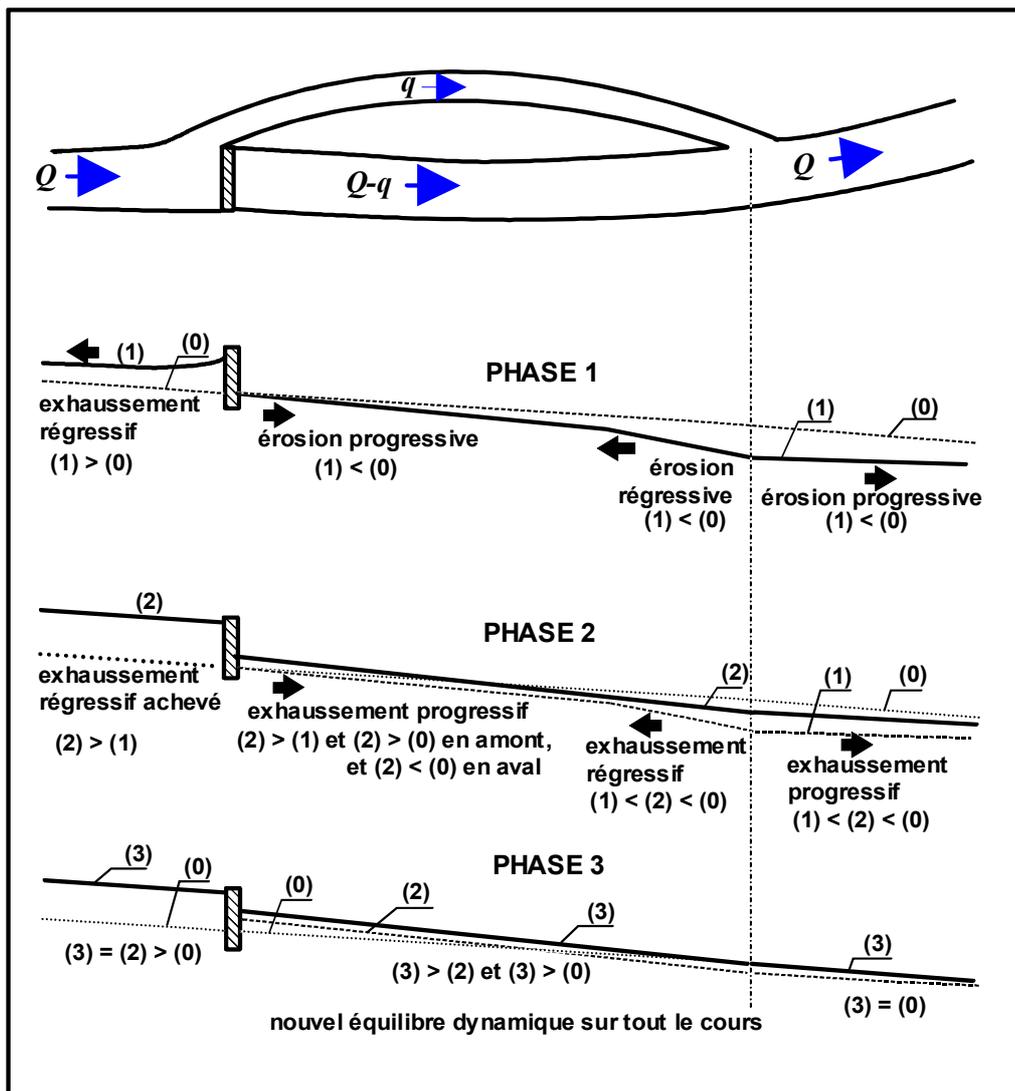


Figure 4. 9 – conséquences successives d'une dérivation (inspiré de Lefort [39])

#### **4.1.12 - Influence des reforestations du bassin versant**

Les **reboisements et les corrections torrentielles** réalisés au siècle dernier dans le cadre d'un spectaculaire programme de restauration des terrains en montagne ont très fortement diminué les risques de ravinement de terrain, de laves torrentielles ... Par voie de conséquence directe, ils ont diminué la source d'approvisionnement en matériaux granulaires, ce qui a entraîné une érosion progressive de l'ensemble des cours d'eau alpins. La construction de retenues hydroélectriques et les prélèvements de graviers dans le lit mineur qui ont marqué la première moitié du siècle ont eu les mêmes conséquences, et ont entraîné une incision importante de ces cours d'eau.

#### **4.1.13 - Conclusion sur les érosions régressive et progressive**

Il convient d'insister sur les traits distinctifs des deux mécanismes.

L'érosion **régressive** est un phénomène rapide : il y a donc urgence à intervenir si un ouvrage est concerné. Par exemple, si un seuil amont est menacé d'effondrement car l'érosion régressive mettra à nu son parafouille aval, une solution praticable en urgence consiste à battre un rideau de palplanches. On abordera ces techniques au paragraphe 9.4 *fondations des seuils*.

Tout au contraire, l'érosion **progressive** peut se prolonger pendant plusieurs années, le temps que la rivière puisse compenser le déficit en matériaux solides en prélevant sur son fond ou ses berges. Les matériaux les plus faciles à prélever au fond sont les plus fins. Le processus d'érosion progressive présente donc toutes les caractéristiques pour engendrer un **pavage** du fond (cf. § 2.8). La pente diminue par rapport à la situation antérieure.

La construction d'un seuil constitue la parade pour contrer les conséquences d'une érosion régressive. Il suffit d'un seul ouvrage, placé à l'amont immédiat du secteur responsable. Ce seuil doit être fondé suffisamment profond pour ne pas être déchaussé. Il n'a pas besoin d'être surélevé par rapport aux fonds antérieurs à l'érosion régressive. Il ne doit d'ailleurs pas l'être car sinon il bloquerait le débit solide, au moins temporairement, ce qui entraînerait une érosion progressive.

Mais attention, un seuil ne constitue pas la parade à une érosion progressive, contrairement à ce que pensent certains. En effet, le déficit en matériaux solides reste exactement le même en aval du seuil. Il n'y a pas de véritable remède sauf l'ajout de matériaux dans le lit, ce qui est peu imaginable. Il est cependant possible d'arriver à une solution en contournant le problème. Puisque la rivière a besoin de davantage de matériaux que ce dont elle peut disposer, remplaçons là par une rivière moins gourmande, c'est à dire de plus faible pente. Il s'agit en fait de construire une série de seuils qui atténuent la pente. Si tous les seuils ont la même hauteur, ils peuvent être de plus en plus espacés au fur et à mesure que les affluents apportent une charge solide atténuatrice du déficit relatif. On voit bien qu'une telle solution conduit à un aménagement modifiant considérablement le milieu qui se trouve dégradé et banalisé en terme de diversité. Si l'on refuse cet aménagement lourd, il reste à admettre les conséquences de l'enfoncement aval du lit et à protéger localement les éventuels ouvrages menacés (ponts, seuils, prises ...).

## **4.2 - ÉVOLUTIONS DU TRACÉ EN PLAN**

Il n'est pas toujours possible de considérer que les berges sont fixées et que le tracé en plan est immuable. Les modifications imposées soit à la géométrie soit à la charge solide à évacuer peuvent modifier le style fluvial<sup>4</sup> ou bien le tracé, dans un style inchangé.

### **4.2.1 - Évolution du style fluvial**

En pratique lorsqu'un style fluvial évolue en France, c'est toujours pour passer d'un tracé en tresses à un tracé à méandres ou tout au moins sinueux<sup>5</sup>. La cause est le déficit en matériaux solides provoqué par la reforestation des terrains en montagne, les corrections torrentielles, les grands barrages hydro-électriques et surtout les prélèvements de granulats dans les lits mineurs. L'enfoncement qui en résulte à l'aval raréfie la submersion des bancs qui peuvent durablement se végétaliser. Cette fixation des bancs en supprimant la source de matériaux qu'ils représentent aggrave ainsi l'enfoncement du lit mineur. Le chenal principal se met à avoir un rôle de plus en plus prépondérant, les chenaux secondaires se remblayant par une charge sédimentaire fine et se végétalisant peu à peu.

Or, les rivières en tresses, grâce à leur grand dynamisme fluvial, modifient rapidement leurs formes et par conséquent rajeunissent fréquemment les espèces végétales. Il en résulte un milieu particulièrement diversifié. A cet avantage écologique s'ajoute un avantage hydraulique. Les lits en tresses sont larges et boisés. Ils provoquent un véritable effet d'écrêtement des crues dont bénéficient les riverains aval.

Faut-il pour autant préserver un tronçon en tresses lorsqu'il commence à évoluer vers un tracé sinueux avec chenal unique ?

Des actions locales de type décapage des bancs et recreusement de chenaux secondaires ont une utilité car elles permettent de compenser en partie le déficit solide. Mais elles ne s'attaquent pas à la source du mal et ne suffisent vraisemblablement pas à éviter le passage progressif d'une rivière en tresse vers une rivière à bras unique. S'attaquer à la source du mal est assez peu réaliste, quand il s'agit des reforestations entreprises au siècle dernier voire même de la progression des espaces boisés suite à la déprise agricole. Par contre, la suppression des prélèvements dans le lit mineur va dans le bon sens. Mais c'est une mesure qui est déjà prise. Permettra-t-elle à certains tronçons de revenir vers des tracés en tresses ? Sans doute pas, mais elle doit permettre de maintenir les lits en tresse existants. En outre, l'abaissement des seuils de correction torrentielle lorsqu'il est possible permet une remobilisation d'une partie du matériau solide stocké.

### **4.2.2 - Évolution du tracé, sans changement du style fluvial**

Le tracé peut évoluer pour deux raisons différentes.

Tout d'abord, les évolutions du profil en long par enfoncement que l'on vient de décrire peuvent provoquer à leur tour des glissements et érosions de berges. Dans bien des cas il n'en résultera pas une modification profonde du tracé. Il faut donc bien distinguer le processus fondamental et généralisé qui est l'enfoncement, et des processus locaux de déformation de berge même s'ils peuvent être spectaculaires.

Mais, il se peut que les berges soient très friables. La rivière pourra alors compenser son déficit en matériaux en prélevant à la fois sur le fond et sur les berges. On verra donc des berges se déformer là où auparavant elles étaient réputées stables. En quelque sorte, l'aménagement a redynamisé le cours d'eau, ce qui est quand même gênant pour l'occupation humaine d'autant que cela n'a pas forcément été prévu.

---

<sup>4</sup> Voir § 3.3.

<sup>5</sup> L'inverse s'est produit aux XVII<sup>ème</sup>, XVIII<sup>ème</sup> et début du XIX<sup>ème</sup> siècles lors du petit âge glaciaire qui a considérablement augmenté les volumes solides transportés.

Autre exemple, dans une rivière trop élargie, on a vu en 4.1.1 que la tendance était à l'exhaussement du fond. Dans bien des cas, la rivière dépose en fait des bancs de gravier ou de sable et sinue entre ceux-ci. A terme, elle adopte un pseudo-lit mineur sinueux dans un lit trop large. Elle compense donc le déséquilibre qui lui a été imposé par un double processus :

- réduction de pente et de section lorsqu'elle transporte de petits débits liquides ;
- dépôts pendant les périodes de gros débits.

Enfin, dans les deux cas, si le déplacement en plan même modeste amène le cours d'eau près d'une dépression (ancien lit, étang, gravière), un contournement devient possible. Le tracé est alors brutalement et irréversiblement modifié. Nous l'avons expliqué à propos des gravières au paragraphe 4.1.8.

### **4.3 - ÉVOLUTION GLOBALE, EN PLAN ET EN PROFIL**

Les évolutions latérales et verticales doivent être étudiées globalement car en fait la rivière obéit à une seule logique. Nous pouvons tenter de l'approcher en considérant les variables de contrôle et les variables de réponse définies au paragraphe 3.2.

Les variables de contrôle, principalement le débit et le débit solide, sont imposées au cours d'eau par la géologie et le climat, et peuvent être modifiées par des aménagements. Les variables de réponse sont plutôt des degrés de liberté dont dispose le cours d'eau, mais peuvent aussi être modifiées par des aménagements.

Les dérivations, les barrages, les gravières, le boisement du bassin versant modifient les variables de contrôle (débit et débit solide). Les calibrages, les coupures de méandre, les seuils modifient des variables de réponse (largeur, sinuosité, pente, profondeur). Dans les deux cas, la rivière comme on l'a vu adapte à nouveau ses variables de réponse par exemple en s'enfonçant, ou en changeant sa pente ou même en changeant son style. Elle aboutira à un nouvel équilibre dynamique. Selon l'ampleur et la pérennité du changement imposé, le nouvel état sera proche du précédent, ou bien il sera éloigné, un seuil d'irréversibilité ayant été franchi. Attention, un nouvel état dans lequel la dynamique serait plus faible, pourrait laisser penser qu'un véritable équilibre (au sens statique) est atteint et qu'enfin le cours d'eau a été assagi. Si la dynamique fluviale est plus faible, l'équilibre n'en reste pas moins dynamique et au passage nous aurons perdu en terme de diversité.

Enfin, rappelons le rôle particulier de la pente, paramètre d'ajustement privilégié. Face à des modifications naturelles ou dues à l'homme, la rivière fait en sorte de se doter de la pente nécessaire et suffisante pour transporter le débit solide qui lui parvient.

#### **4.4 - AUTRES CONSÉQUENCES DES TRAVAUX EN RIVIÈRE**

Les travaux qui entraînent un enfoncement important du lit entraînent aussi un abaissement de la nappe phréatique, ce qui a des conséquences négatives sur les prélèvements d'eau potable ou d'eau pour l'irrigation mais aussi pour les milieux naturels. Les arbres de rive sont asséchés et peuvent mourir, les zones humides se trouvent irrémédiablement asséchées, les bras morts sont déconnectés de la rivière... Toutes ces perturbations peuvent être catastrophiques lorsque la nappe s'enfonce de 5 à 8 mètres comme cela s'est produit sur la basse Durance, sur la Dordogne... Si l'on sait prévenir les conséquences morphologiques en construisant des seuils, il n'en va pas de même pour la nappe.

En effet, le seuil va compenser une érosion régressive de matériaux plutôt grossiers par un dépôt de matériaux plutôt fins à son amont. Il peut en résulter un colmatage du lit et une diminution de la réalimentation de la nappe par la rivière. Des puits de réalimentation doivent alors être creusés...

En zone maritime, suite à l'enfoncement du lit, la marée voit son influence remonter vers l'amont et le biseau salé progresse vers l'intérieur des terres. La diminution d'apports solides à la mer provoque le recul des plages maritimes et l'érosion des dunes, imposant de nouveaux aménagements pour protéger les biens et les personnes.

En France, les prélèvements de sables et graviers sont maintenant interdits dans le lit mineur des cours d'eau. Ils sont reportés dans les lits majeurs. Là, leur d'influence sur la dynamique fluviale est sensiblement moins néfaste, à condition que l'on évite absolument la capture des zones draguées. En conséquence, les berges concaves doivent être confortées ou au moins surveillées dans les zones susceptibles d'être érodées et de permettre la communication avec les bassins excavés. Dans les lits majeurs larges, il serait nettement préférable de ne pas installer de nouvelles gravières dans l'espace de liberté du cours d'eau et donc de les éloigner le plus possible du lit mineur.

## **4.5 - CONCLUSION SUR L'ÉVOLUTION DES RIVIÈRES AMÉNAGÉES**

La rivière est un milieu non figé qui obéit à sa propre logique. Cette logique pourrait certes être approchée en découplant les problèmes :

- logique de l'écoulement ;
- logique du transport solide ;
- logique de la morphologie fluviale ;
- influence de la végétation.

Mais seule l'approche globale de ces logiques peut éviter des échecs sous forme de travaux rapidement remis en cause ou au mieux ignorés. Toute intervention doit être précédée d'une phase de diagnostic du comportement de la rivière sur un tronçon bien plus long que celui sur lequel on compte intervenir en envisageant bien les différentes situations hydrologiques. L'aménageur et le gestionnaire ne doivent pas se réfugier derrière le caractère exceptionnel de tel épisode pour justifier un comportement qui n'a pas été prévu. Heureusement, **la rivière est son propre architecte**<sup>6</sup> et sait montrer les solutions à qui sait l'observer.

---

<sup>6</sup> La rivière est son propre architecte. Ce remarquable raccourci est dû à Joël Cacas, et figure dans le texte d'une cassette VHS produite par le Cemagref à la demande des agences de l'eau en 1987 [3].

