

## Chapitre 2

# TRANSPORT SOLIDE EN HYDRAULIQUE FLUVIALE

1 - HYDRAULIQUE FLUVIALE ET HYDRAULIQUE TORRENTIELLE .....	34
2 - CHARRIAGE ET SUSPENSION DES MATÉRIAUX NON COHÉRENTS .....	35
3 - ÉROSION DU FOND, DÉPÔT .....	37
4 - SATURATION EN DÉBIT SOLIDE .....	37
5 - TAILLE DES GRAINS .....	38
6 - CONTRAINTE TRACTRICE ET DÉBUT DE MISE EN MOUVEMENT D'UNE PARTICULE .....	40
7 - TRI GRANULOMÉTRIQUE, PAVAGE .....	46
8 - ESTIMATION DU DÉBIT SOLIDE .....	48
8.1 - Formule de transport par charriage .....	48
8.1.1 - Cas des rivières à granulométrie uniforme .....	48
8.1.2 - Cas des rivières à granulométrie étendue .....	50
8.2 - Formule de transport solide total .....	51
8.3 - Utilisation des formules de transport solide et limites .....	52
9 - PROFONDEUR DES FONDS PERTURBÉS .....	54

**U**ne 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 du vent, 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. Les particules produites et transportées sont fines et souvent cohésives. Dans les bassins versants montagnards, des formes d'érosions ou de transports plus localisés peuvent produire brutalement de grandes masses de matériaux. Ce sont les glissements de terrain, les avalanches, les laves torrentielles.

L'érosion du fond du lit ou des berges est dite linéaire. Elle persiste même lorsque la pluie cesse. Elle met en œuvre des forces plus considérables que l'érosion aréolaire et peut donc mobiliser des matériaux nettement plus grossiers.

Nous appellerons transport solide le transport de matériaux granulaires (matériaux alluvionnaires ou autres matériaux granulaires apportés à la rivière). Mais les cours d'eau transportent aussi d'autres matériaux solides et tout particulièrement les arbres arrachés aux berges ou au lit majeur et la glace. En toute rigueur, il faudrait ici parler de transport granulaire. Mais nous garderons l'appellation « transport solide » qui est d'emploi plus courant. Cette remarque vaut aussi pour l'appellation « débit solide ».

## 1 - HYDRAULIQUE FLUVIALE ET HYDRAULIQUE TORRENTIELLE

Nous ferons notre la définition des rivières et des torrents donnée par Bernard en 1925 [5] :

- les rivières ont une pente inférieure à 1% ;
- les rivières torrentielles ont une pente comprise entre 1 et 6% ;
- les torrents ont une pente supérieure à 6%.

L'hydraulique fluviale concerne les rivières ou les rivières torrentielles et l'hydraulique torrentielle, qui n'est pas l'objet de ce cours, 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 nous le verrons, des modifications du fond en fonction de l'importance du débit liquide, ce qui entraîne en particulier une évolution du coefficient de rugosité. Cette approche est dite découplée.

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 [31], 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, nous ne pouvons 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 cours consacré à l'hydraulique fluviale.<sup>1</sup>

Attention aux confusions de vocabulaire ! Lorsque nous parlons de rivière torrentielle, cela ne présuppose rien sur le type d'écoulement, fluvial ou torrentiel, tel que défini au chapitre 1 à 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. A l'inverse, 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

<sup>1</sup> Selon D. Richard (chapitre "transport solide par charriage torrentiel" de l'ouvrage collectif [31]), 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%.

de fluvial et supercritique au lieu de torrentiel.

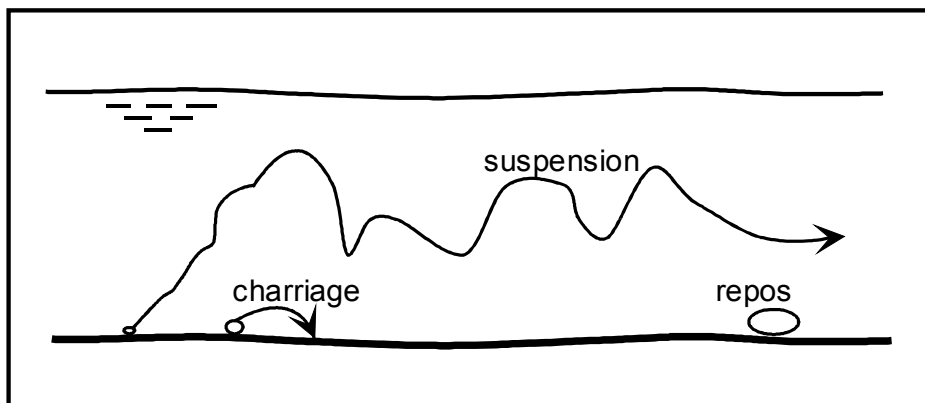
## 2 - CHARRIAGE ET SUSPENSION DES MATÉRIAUX NON COHÉRENTS

Considérons un cours d'eau qui coule sur des alluvions de taille à peu près identique. Pour les faibles vitesses, rien ne se passe au fond du cours d'eau : 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 : ce phénomène est appelé charriage. Les grains se déplacent à une vitesse nettement inférieure à celle de l'eau, moins d'un mètre par heure.

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 voisinage du grain.

Passons maintenant à une rivière 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 (voir figure 1). Lorsque la vitesse augmente, les matériaux qui étaient simplement charriés sont à leur tour mis en suspension. Dans les rivières à graviers, le transport solide se fait essentiellement par charriage ; mais dans les rivières à sable, le transport par suspension peut constituer la quasi-totalité du transport.



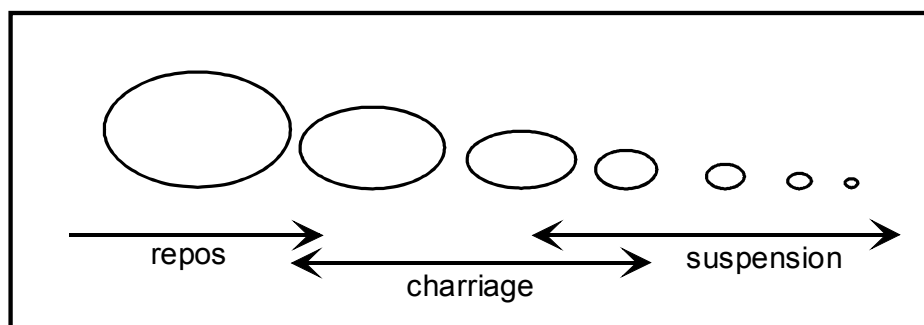
**Figure 1 – modes de transport solide en hydraulique fluviale**

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>. Le charriage est un déplacement mais bien sûr pour qu'il y ait déplacement il faut qu'il y ait d'abord arrachement du grain. 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 sables, les limons et les argiles.

Ceci dit, la limite précise entre charriage et suspension reste un peu imprécise : il y a une certaine continuité entre les deux mécanismes comme schématisé figure 2.

<sup>2</sup> Saltation.

<sup>3</sup> Les forces de traînée et de portance sont traitées plus loin au § 6.



**Figure 2 - mode de transport des sédiments selon leur taille**

Par la suite, les matériaux en suspension considérés seront les matériaux provenant du lit et en interaction avec lui. Les matériaux fins provenant du bassin versant sont transportés en auto-suspension et n'interagissent pas avec le lit mineur. Pour cette raison, il n'est pas nécessaire de les étudier ici. Par contre ces matériaux fins se déposent dans le lit majeur lors des décrues. Les Anglo-saxons distinguent le « bed load » pour le transport solide en interaction avec le lit et le « wash load » pour la suspension sans interaction.

L'observation du fond des lits des rivières à sable, montre que le transport des matériaux peut se faire de la manière suivante au fur et à mesure que 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 ; leur hauteur est inférieure au tiers du tirant d'eau ; leur espacement est de 4 à 8 fois le tirant d'eau ;
- par suspension et dunes ;
- par suspension sur fond plat (les dunes ayant été effacées) ;
- pour certains fleuves à fort tirant d'eau, par suspension intense sur antidunes (sortes de dunes à profil relativement symétrique 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 hautes de moins de 4 cm).

### RÉSUMÉ

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.

Le charriage et la suspension ont sur la morphologie des influences très différentes :

- le charriage est en constante interaction avec le lit mineur ; nous pouvons dire qu'il le façonne ;
- les matériaux en suspension ont beaucoup moins d'interaction avec ceux du fond ; ils se déplacent à la vitesse du courant et ne font que passer ; ils ont rarement un rôle morphogène important.

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

### 3 - ÉROSION DU FOND, 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 plus forte vitesse et des zones à plus faible vitesse.

Dans les zones à forte vitesse, il y a davantage de matériaux prélevés : ce sont des zones d'érosion du fond. Dans les zones à faible vitesse, les matériaux provenant de l'amont peuvent se déposer à nouveau : ce sont des zones de dépôt<sup>5</sup>. Les dépôts prennent la forme de bancs (ou plages ou grèves) ou d'îles.

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.

Erosion du fond et dépôts sont des conséquences de l'évolution des débits au sein du cycle hydrologique annuel. Ils traduisent une variabilité naturelle à court terme des conditions d'écoulement et de transport que l'on compare souvent à une respiration. En ce sens, ces modifications sont plutôt de type réversible : le dépôt est repris en crue puis se reconstitue à la décrue à peu près au même endroit. La respiration est un mouvement réversible du fond autour d'une valeur moyenne.

En raisonnant maintenant sur une longue période, (de un à cent ans par exemple), des évolutions naturelles (climatiques<sup>6</sup>) ou anthropiques (reboisement du bassin versant) peuvent provoquer des dérives du fond moyen. Le cours d'eau s'adapte progressivement par une tendance générale à l'érosion du fond ou aux dépôts.

**Dans un diagnostic de cours d'eau, nous devons donc être vigilants à distinguer deux types d'évolution :**

- **une normale "respiration" du profil en long, de type réversible au fil des crues successives ;**
- **une éventuelle altération à plus long terme du profil en long, plutôt irréversible et d'origine naturelle ou anthropique.**

Nous parlerons au chapitre 3 des évolutions naturelles et au chapitre 4 des évolutions anthropiques.

### 4 - SATURATION EN DÉBIT SOLIDE

Le débit solide est le volume de matériaux granulaires transportés par le courant par unité de temps. Il s'exprime en m<sup>3</sup>/s. Nous présenterons au paragraphe 8 des formules empiriques d'estimation du

<sup>5</sup> Dépôts ou atterrissements sont utilisés de manière synonyme.

<sup>6</sup> Par exemple sortie d'un âge glaciaire.

débit solide.

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 faible, quelques dizaines de mètres. Par contre, lorsque la suspension prédomine, l'inertie est plus grande et la distance nécessaire est importante, quelques kilomètres.

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

- si débit solide > capacité de transport : dépôt ; une eau fortement chargée dépose.
- si débit solide < capacité de transport : érosion du fond ; une eau peu chargée érode.

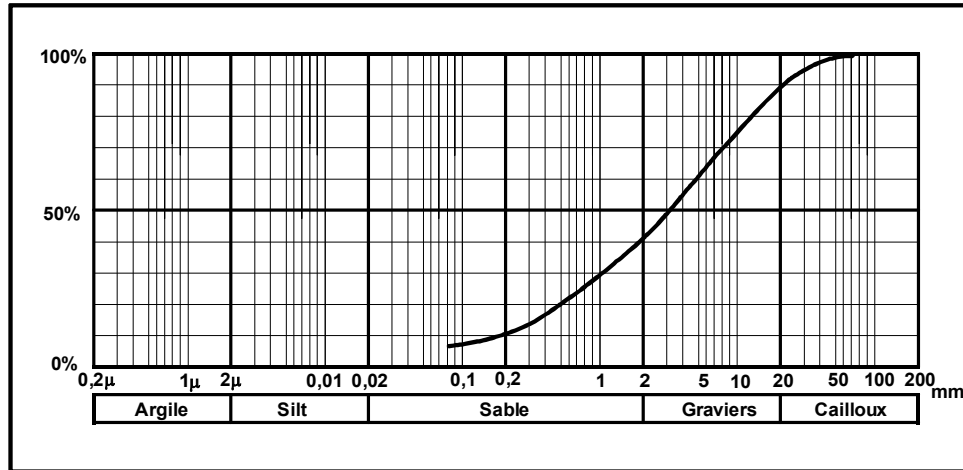
## 5 - TAILLE DES GRAINS

La courbe granulométrique représente le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure à  $d$  en fonction de la dimension  $d$  d'un grain. En laboratoire, elle est obtenue par tamisage pour les grains de dimension supérieure à  $80 \mu m$ . La dimension  $d$  est la maille du tamis. La partie inférieure de la courbe granulométrique est obtenue par densimétrie pour les grains de dimension inférieure à  $80 \mu m$ .  $d$  est dans ce cas 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. Le lecteur trouvera plus de détails dans l'aide mémoire de mécanique des sols édité par l'ENGREF [18].

Par exemple, sur la courbe de la figure 3 ci-après :  $d_{60} = 5 \text{ mm}$  et  $d_{10} = 0,2 \text{ mm}$ . D'où  $d_{60} / d_{10} = 25$ . Le diamètre médian ( $d_{50}$ ) vaut  $3 \text{ mm}$ . La partie fine qui devrait être étudiée par densimétrie n'a pas été représentée, car elle ne présente pas un grand intérêt pour la morphologie.

La figure 3 résume également la définition granulométrique habituelle des termes sable, graviers, cailloux...



**Figure 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 Leopold et Wolman proposée par Vincent Koulinski, lors de son travail de thèse au Cemagref de Grenoble sur la formation des lits de torrent [35]. 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, il faut opérer sur une longueur de 20 m. Il est conseillé de répéter l'opération au moins deux fois pour chaque granulométrie souhaitée. Toute subjectivité dans le choix du grain situé sous la graduation doit évidemment être évitée.

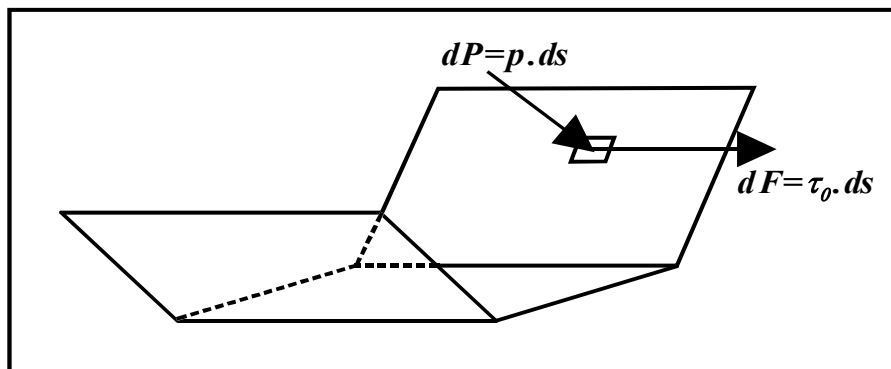
## 6 - CONTRAINTE TRACTRICE ET DÉBUT DE MISE EN MOUVEMENT D'UNE PARTICULE

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 :  $dF = \tau_0 \cdot dS$

(voir les § 2.15 et 4.4 du premier chapitre).

$\tau_0$  est la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la paroi (voir figure 4). L'expression consacrée est celle de force tractrice. C'est un abus de langage puisqu'il s'agit d'une force par unité de surface. Nous parlerons donc de contrainte tractrice.



**Figure 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, il peut être démontré (voir § 4 du premier chapitre) que :  $\tau_0 = \gamma_w \cdot R \cdot i$ , ce qui peut être confondu avec :

$$\tau_0 \approx \gamma_w \cdot y \cdot i \quad \text{lorsque le lit est large.}$$

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 5).  $\gamma_s$  est le poids volumique spécifique des grains, c'est à dire de la roche constitutive. Il est presque toujours compris entre 26 et 27,5 kN/m<sup>3</sup> environ.

☞ Le lecteur non intéressé par la démonstration peut reprendre au prochain ☞.

- 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 sous la forme  $P = a \gamma_s d^3$ ,  $d$  étant le diamètre caractéristique<sup>7</sup>. Le poids immergé est la résultante du poids  $P$  et de la poussée d'Archimède  $P' = a \gamma_w d^3$ . 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  $P_n - P' = a(\gamma_s \cdot \cos \alpha - \gamma_w) d^3$ , 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>7</sup> Le diamètre caractéristique  $d$  est par convention le diamètre de la sphère de même volume que le grain réel.

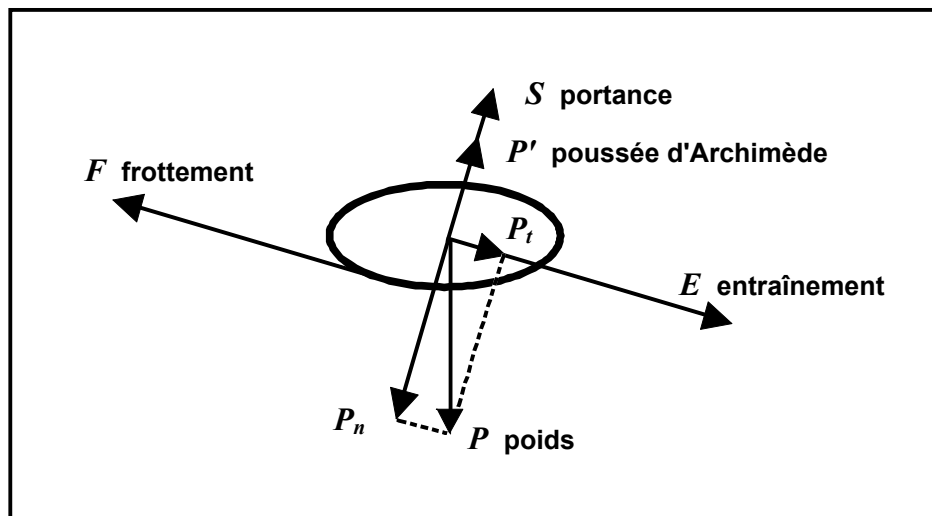


- La force de frottement engendrée par la composante normale du poids immergé, vaut :  $F = a(\gamma_s \cdot \cos \alpha - \gamma_w)d^3 \tan \varphi$

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 :  $E = b \cdot \tau_\theta \cdot d^2$ ,  $b$  étant un coefficient de forme, et  $\tau_\theta$  la force tractrice.

- La portance (ou sustentation) de la forme :  $S = c \cdot \gamma_w d^2 V^2 / 2 \cdot g$ ,  $V$  étant la vitesse de l'eau au voisinage du fond et  $c$  un autre coefficient de forme.



**Figure 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 :

$$b \cdot \tau_c \cdot d^2 = a[(\gamma_s \cdot \cos \alpha - \gamma_w) \tan \varphi - \gamma_s \cdot \sin \alpha] d^3.$$

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

Ecrivons cette égalité sous forme adimensionnelle :  $\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) d} = a \cdot b \cdot \tan \varphi$ .

Le premier terme est classiquement appelé paramètre de Shields et noté  $\tau^*$ . Le second terme est indépendant de l'écoulement. Il dépend de la forme des grains et de leur frottement lui-même dépendant de leur forme. Dans un secteur donné, ce terme est donc relativement constant.

Or  $\tau_\theta = \gamma_w \cdot R \cdot i$ .

👉 Nous avons donc d'établi que le début de mouvement d'un grain de diamètre  $d$  se produit quand un paramètre adimensionnel, appelé paramètre de Shields  $\tau^* = \frac{\gamma_w \cdot R \cdot i}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d}$  dépasse une

certaine valeur relativement constante.

Avec :  $R$  = 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.

Sur le fond du lit, le début de mise en mouvement s'analyse à partir d'une contrainte de cisaillement due au courant, aussi appelée contrainte tractrice. Dans le cas des matériaux de la berge, la pesanteur s'ajoute à la contrainte tractrice pour faciliter le début de mouvement. La contrainte tractrice sur une pente d'angle  $\beta$  avec l'horizontale vaut :

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

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.

	<b>RÉSUMÉ</b>	
Contrainte tractrice sur fond plat :	$\tau_0 = \gamma_w \cdot R \cdot i$	en kPa.
Sous forme adimensionnelle :	$\tau^* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma_w)d}$	aussi appelé paramètre de Shields.
Contrainte tractrice sur pente d'angle $\beta$ avec l'horizontale :	$\tau_\beta = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}} \tau_0$	en kPa.

Shields a montré expérimentalement 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>8</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>9</sup>. Cette expression faisant intervenir  $\tau_0$  en abscisse et en ordonnée n'est pas très pratique.

Aussi, proposons-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 6.

<sup>8</sup> Ou nombre de Reynolds de frottement, ou nombre de Reynolds particulaire. 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>9</sup> Il s'agit de la viscosité cinématique qui vaut  $1,77 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à 0°C,  $1,32 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à 10°C et  $1,01 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à 20°C. A ne pas confondre avec la viscosité dynamique  $\mu = \nu \cdot \rho_w$ .

Nous rappelons que l'eau est un liquide dit newtonien, c'est à dire dont la viscosité ne dépend pas de la vitesse.

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 plus simplement dans ce cas  $d^* = 25000 \cdot d$ .

La figure 6 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).

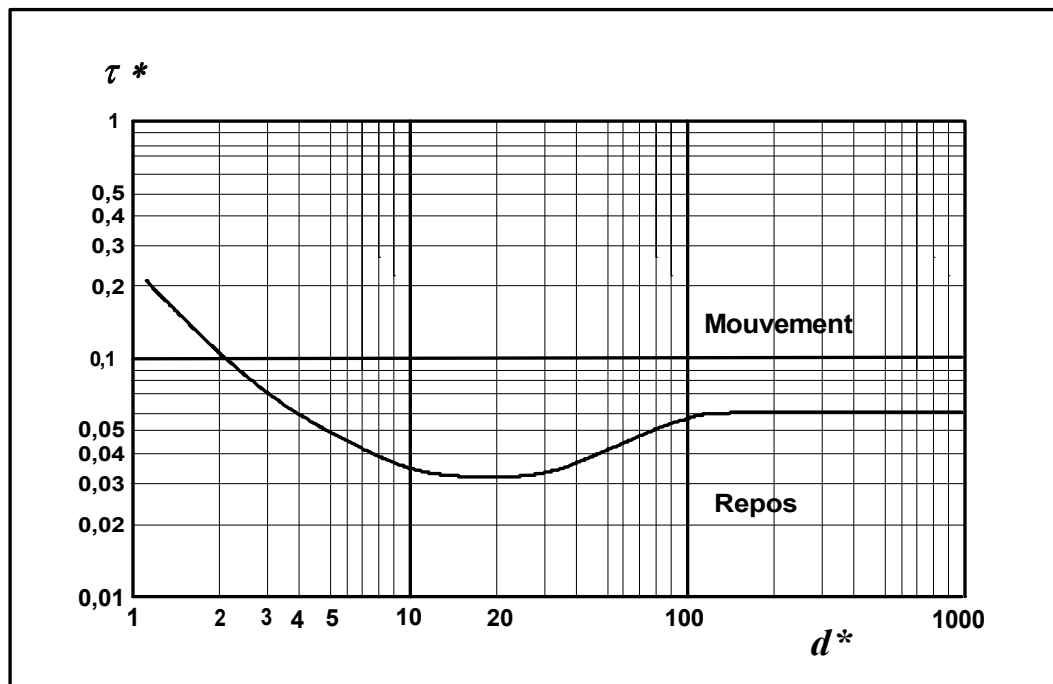


Figure 6 - diagramme de Yalin - Shields ( $d^*$  en m)

Une classification pratique est proposée par Ramette [56] :

- 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 ou même dans le diagramme de Yalin-Shields 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 donné ci-dessus est conservatif. En effet, l'effet

d'imbrication de grains de tailles différentes retarde le début de mouvement par charriage.

Selon Parker (1982) cité dans [57], le critère de début de charriage est dans ce cas  $\tau^* > 0,138$  (au lieu de 0,047), le paramètre  $\tau^*$  étant calculé à partir du diamètre médian  $d_{50}$  des sédiments :

$$\tau^* = \frac{\gamma_w \cdot R \cdot i}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{50}}$$

Cela revient à dire que pour déplacer un grain de dimension donnée dans un substrat de granulométrie étalée, il faut une force tractrice plus grande que si le substrat est homogène.

Par contre, le critère de Shields est inchangé, même en granulométrie étalée, 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. La détermination du seuil de mise en mouvement de ces matériaux est un sujet de recherche.

## RÉSUMÉ

Granulométrie	Critère de départ d'un grain du fond	Critère de dépôt d'un grain en mouvement
uniforme	$\tau^* \geq 0,047$	$\tau^* \leq 0,047$
étalée	$\tau^* \geq 0,138$	$\tau^* \leq 0,047$

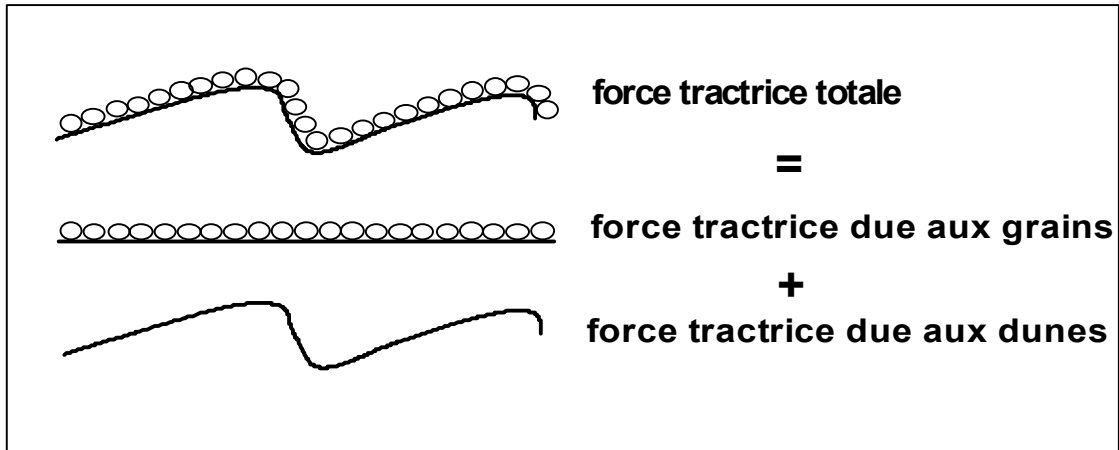
### Notion de contrainte tractrice efficace

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

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

Cette contrainte tractrice efficace,  $\beta \cdot \tau_0$ , est la contrainte tractrice totale qui serait obtenue sur fond plat. Le coefficient  $\beta$  vaut bien sûr 1 lorsque le fond est plat car les deux rugosités sont alors égales.

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



**Figure 7 - schématisation du profil en long du fond du lit (dunes) pour illustrer contrainte tractrice totale et contrainte tractrice efficace**

Selon cette théorie, il y a donc un réel transport solide mesurable en terme de volume lorsque  $\beta \cdot \tau^* \geq 0,047$ .

On admet couramment que  $\beta = (K_f / K_{grains})^{3/2}$  [56], [57].  $\beta$  est un paramètre adimensionnel compris entre 0,35 et 1.

Selon Ramette [56] :  $K_f / K_{grains} = (0,06 / \tau^* + 0,41 \cdot \tau^*)^{5/8}$ , donc  $\beta = (0,06 / \tau^* + 0,41 \cdot \tau^*)^{15/16}$ .

Bien sûr, le coefficient de rugosité des fonds  $K_f$  ne peut être supérieur à celui de 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. On préférera toujours faire le vrai calcul de ce coefficient  $\beta$  lorsqu'on en aura les moyens c'est-à-dire lorsque le coefficient de Strickler est connu.

Pour calculer  $\beta$ , comme nous l'avons indiqué au chapitre 1, § 4.4, il peut être admis que  $K_{grains} = 26/d_{90}^{1/6}$  pour une granulométrie étalée et que  $K_{grains} = 21/d_{50}^{1/6}$  pour une granulométrie uniforme.

Les rides sont le plus prononcées lorsque  $\beta$  est minimal, c'est à dire lorsque  $\tau^* = 0,38$ .

En résumé, les dunes apparaissent pour  $\tau^* = 0,062$ , sont maximales pour  $\tau^* = 0,38$  et disparaissent pour  $\tau^* = 2,5$ .

## 7 - TRI GRANULOMÉTRIQUE, PAVAGE

Dans une 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 plus loin, 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 il est constaté 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>10</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.

En s'intéressant maintenant à la largeur du cours d'eau, il peut être constaté que les éléments les plus grossiers sont situés au fond, les éléments moyens sur les plages et les éléments les plus fins en partie haute des berges.

La couche de pavage a un rôle différent sur le transport solide en fonction du débit liquide :

- pour les faibles débits, jusqu'à une certaine valeur seuil, la protection du fond est totale et aucun grain du fond ne peut être emporté : le pavage est dit statique ;
- pour les débits plus forts, jusqu'à un second seuil, quelques grains de la couche pavée commencent à se déplacer par charriage. Les sédiments sous jacents peuvent alors être mis en mouvement, par suspension, mais le transport solide total reste très faible : le pavage est dit dynamique ;
- enfin, au-delà du second seuil, la couche pavée est entièrement détruite et tous les sédiments peuvent participer au transport solide qui devient intense.

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

---

<sup>10</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.

sable), alors que les matériaux recouverts ont aussi une partie fine, il s'agit certainement 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 le sujet du pavage à propos de l'érosion progressive au chapitre 4, paragraphe 1.13, où nous découvrirons un autre mécanisme, moins naturel, conduisant au pavage.

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

La force tractrice nécessaire pour initier le transport solide est supérieure à celle qui marque la fin du transport.

**La capacité de transport d'une rivière à lit pavé ne peut pas être assurée que pour des écoulements importants.**



**Vue d'un banc alluvial sur l'Allier : le matériau a été découvert au centre de la photo. C'est un mélange de galets, graviers et de beaucoup de sable. En surface ne subsistent que les galets, qui constituent donc un pavage.**

## 8 - 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 [29], [39], [40] et [64]). 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.

Ces formules font intervenir le rayon hydraulique  $R$  (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 si l'on fait l'approximation du régime uniforme. 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).

### 8.1 - Formule de transport par charriage

#### 8.1.1 - Cas des rivières à granulométrie uniforme

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 :

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

En remplaçant  $g$  par  $9,8 \text{ m/s}^2$ , il vient plus simplement :

$$q_s = 32(\beta.\tau^* - 0,047)^{3/2} d^{3/2} \quad \text{pour } \gamma_s / \gamma_w = 2,6 \text{ à } 2,65 \text{ et :}$$

$$q_s = 33(\beta.\tau^* - 0,047)^{3/2} d^{3/2} \quad \text{pour } \gamma_s / \gamma_w = 2,7 \text{ à } 2,75.$$

- $q_s$  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 la remarque en fin du présent paragraphe) ;
- $\tau^*$  paramètre de Shields, sans dimension, défini au § 7 ;
- $d$  diamètre des sédiments en mètre ;
- $\gamma_w$  et  $\gamma_s$  poids volumiques de l'eau et du matériau solide, valant  $9,8 \text{ kN/m}^3$  et généralement 26 à  $27 \text{ kN/m}^3$  ;
- $\beta = \left( \frac{K_f}{K_{grains}} \right)^{3/2}$  paramètre adimensionnel compris entre 0,35 et 1 qui dépend de la rugosité des



grains et de la rugosité du fond (cf. § 6). Comme nous l'avons indiqué plus haut,  $K_{grains} = 21/d_{50}^{1/6}$  pour une granulométrie uniforme.  $\beta$  vaut 1 lorsque le fond est plat car les deux rugosités sont alors égales. On voit donc apparaître dans cette formulation la notion de transport solide efficace signalée en fin du paragraphe 6.

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

- écoulement uniforme ;
- $0,01m < y < 1,20m$  ;
- $4.10^{-4} < i < 2.10^{-2}$  ;
- $0,4mm < d < 30mm$  ;
- 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 [56].

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. La largeur à considérer 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 :  $K \cdot R^{2/3} = K_f R_f^{2/3}$ . Il s'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, le Strickler global est connu plus facilement que celui du fond et nous appliquerons la formule avec  $K$  et  $R$  (voir encadré ci-après).

☛ Dans cette formule, 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>11</sup> [41]. 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 0,25 à 0,3. Attention, comme Lefort a eu le mérite de le faire remarquer [41], la confusion est fréquente. Pour l'éviter, nous désignerons par  $\overline{Q_s}$  les débits solides apparents (point de vue du

<sup>11</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 [18].

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 :

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

$$\bar{q}_s = 22,5 \cdot (\beta \cdot y \cdot i - 0,075 \cdot d)^{3/2} .$$

### 8.1.2 - Cas des rivières à granulométrie étendue

Passons au cas des rivières à graviers, c'est à dire à des matériaux de dimension non uniforme. Nous avons décrit au paragraphe 7 le phénomène de pavage et d'imbrication des grains 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  $d_{50}$  [57] :

- 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  $0,138$ , le

paramètre  $\beta$  valant 1 [57] :  $q_s = 32 \cdot L \cdot (\tau^* - 0,138)^{3/2} d^{3/2}$ .

Dans cette formule, le diamètre  $d$  considéré est le diamètre médian  $d_{50}$  de l'ensemble des sédiments, incluant la couche de pavage. Cette simple indication suffit d'ailleurs à faire toucher du doigt l'incertitude du résultat.

Une autre approche plus théorique qu'expérimentale pourrait 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 très faible. Pour un débit supérieur, la couche protectrice de surface est détruite, et le volume solide peut être calculé par la formule classique de Meyer-Peter et Müller, le diamètre à considérer étant celui des sédiments du fond calculé sans tenir compte de l'armure. Le seuil de Shields à considérer est alors  $0,047$ . Bien sûr ces deux calculs ne conduisent pas forcément au même résultat.

## SYNTHÈSE FORMULE de MEYER-PETER et MÜLLER

Pour une granulométrie étroite avec  $0,4 \text{ mm} < d < 30 \text{ mm}$

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

$$q_s = 32.(\beta.\tau^* - 0,047)^{3/2} d^{3/2} \text{ (en } m^3/s/m \text{) si } \gamma_s / \gamma_w = 2,6 ,$$

et : 
$$q_s = 33.(\beta.\tau^* - 0,047)^{3/2} d^{3/2} \text{ (en } m^3/s/m \text{) si } \gamma_s / \gamma_w = 2,7 ,$$

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  $K$  coefficient de Strickler global du lit mineur ;

Débit solide apparent (vides compris) :  $\bar{q}_s = q_s / (1 - n)$  ;  $n$  porosité.

## 8.2 - Formule de transport solide total

La formule empirique d'Engelund et Hansen (1967) donne le transport solide total en volume de grains à saturation pour des sédiments non cohésifs (charriage et suspension, mais pas auto-suspension) :

$$\frac{q_s}{\sqrt{(\gamma_s / \gamma_w - 1)g.d^3}} = 0,05 \left( \frac{K^2 . R^{1/3}}{g} \right) \tau^{*5/2} \text{ (forme adimensionnelle).}$$

où  $K$  est le coefficient de Strickler global du lit mineur 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  $0,15 \text{ mm} < d < 5 \text{ mm}$  (sables).

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

$$q_s = 0,020.K^2 . R^{1/3} . \tau^{*5/2} . d^{3/2} \text{ ou bien, en éliminant } \tau^* = \frac{y.R}{1,6.d} :$$

$$q_s = 0,0062.K^2 . R^{17/6} . i^{5/2} . d^{-1} \text{ en } m^3/s.$$

De même, pour  $\gamma_s / \gamma_w = 2,7$ , on obtient :

$$q_s = 0,021.K^2 . R^{1/3} . \tau^{*5/2} . d^{3/2}$$

A partir d'une banque mondiale de 1900 données de laboratoire et 800 données de fleuves, des chercheurs portugais ont établi que la formule d'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 générerait 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. § 6). 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  $0,15\text{mm} < d < 5\text{mm}$  ( $d$  = diamètre médian) et  $\tau^* > 0,25$

débit solide total en volume de grains à saturation (exprimé en  $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ) :

$$q_s = 0,020.K^2.R^{1/3}.\tau^{*5/2}.d^{3/2} \quad \text{si} \quad \gamma_s/\gamma_w = 2,6 ;$$

$$q_s = 0,021.K^2.R^{1/3}.\tau^{*5/2}.d^{3/2} \quad \text{si} \quad \gamma_s/\gamma_w = 2,7 .$$

avec  $K$  coefficient de Strickler global du lit mineur

$Q_s = \ell . q_s$ , avec  $\ell$  largeur des bras vifs.

Débit solide total apparent (vides compris) :  $\bar{q}_s = q_s / (1 - n)$  ou  $\bar{Q}_s = Q_s / (1 - n)$

Rappelons que les formules citées donnent le débit solide à saturation, c'est à dire la capacité de transport solide.

Si le débit solide est inférieur au débit à saturation, il y a érosion des berges ou du fond du lit mineur jusqu'à ce que progressivement l'écoulement soit saturé en débit solide. Mais, nous l'avons déjà vu, en cas de pavage, la saturation ne peut être obtenue.

Si le débit solide est supérieur au débit à saturation, il y a dépôt sur le fond du lit mineur. La cote du fond du lit augmente.

Par voie de conséquence, les formules citées ne sont valables que pour des cours d'eau qui se déplacent dans leurs propres alluvions, celles qu'ils ont eux même transportées et qu'ils pourront à nouveau reprendre.

### 8.3 - 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... La comparaison de leurs résultats conduit à des résultats pouvant varier dans un rapport de 10.

■ Il vaudra toujours mieux utiliser ces formules en tentant de les recalibrer, c'est tout l'intérêt de leur formulation en variables adimensionnelles. Par exemple, des mesures topographiques en amont d'un seuil existant ou construit pour l'occasion permettent de caler la formule de Meyer-Peter. 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.

■ Le débit solide  $Q_s = L.q_s$  dans une section s'obtient en multipliant  $q_s$  par la largeur  $L$  du lit. En général, il n'est pas tenu compte de la largeur des berges car celles-ci contribuent peu au transport solide. Si le fond du lit n'est pas sensiblement horizontal d'une berge à l'autre, c'est à dire si le tirant d'eau est variable, le débit solide dans la section se calcule par intégration :

$$Q_s = \int_0^L q_s(y(u)).du, \quad u \text{ désignant l'abscisse dans le sens perpendiculaire à l'écoulement.}$$

■ Pour passer du débit solide  $Q_s$  au volume solide  $V_s$ , il faut se garder de considérer 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 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, 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 :

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

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

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

## 9 - PROFONDEUR DES FONDS PERTURBÉS

Suite à des travaux d'Izard et Bradley (1958), puis à des essais au LNH de Chatou, Ramette [56] propose une formule de profondeur maximale des fonds perturbés (ou susceptibles d'être affouillés) au voisinage de rétrécissements locaux.

$$f_p = 0,73 \cdot q^{2/3} / d^{1/6} \quad [56], [33] \text{ et } [49],$$

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). Nous en parlerons au chapitre 4, § 1.7. Cette 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. C'est bien dans cette hypothèse qu'il faut cependant se placer si l'on s'intéresse à la tenue à long terme d'un ouvrage.

**Dans tout ce chapitre, l'approche a été mécaniste. Nous allons maintenant aborder une approche morphologique...**