

1.1. LES CANAUX

- 1° On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique.
- 2° L'étude hydraulique d'un canal se pose souvent aux ingénieurs sous la forme suivante :
pour une pente longitudinale de fond, il faut évacuer un certain débit; la forme et les dimensions du canal sont à déterminer.

1.1.1 Types de canaux (voir Fig. 1.1)

- 1° On distingue deux catégories de canaux :
 - i) les canaux naturels,
 - ii) les canaux artificiels.
- 2° Les canaux *naturels* sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires.

Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus à partir d'hypothèses qui s'imposent.

- 3° Les canaux *artificiels* sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts).

Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats réalistes.

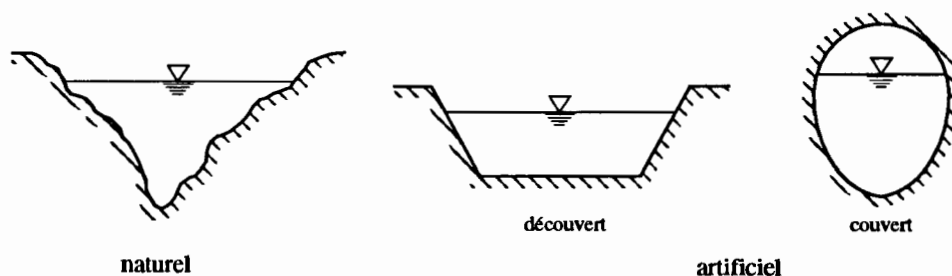


Fig. 1.1 Types de canaux.

1.1.2 Géométrie des canaux (voir Fig. 1.2)

- 1° La section (transversale) d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement.

La section ou la *surface mouillée*, S , est la portion de la section occupée par le liquide.

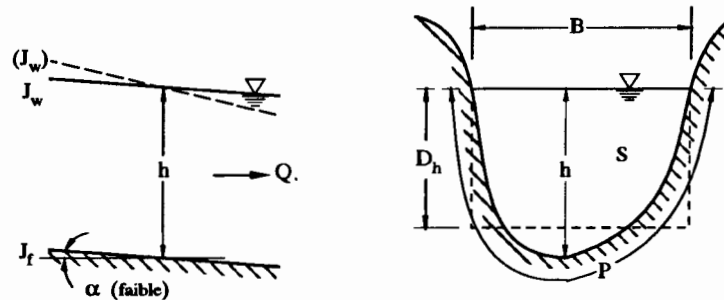


Fig. 1.2 Eléments géométriques de la section.

- 2° Un canal dont la section ne varie pas et dont la pente longitudinale et la rugosité restent constantes - la hauteur d'eau peut cependant varier - est appelé canal *prismatique*; sinon, on l'appelle canal non prismatique.
- 3° Les éléments géométriques d'une section, ou surface mouillée, S , sont les suivants:

- i) Le *périmètre mouillé*, P , du canal, formé par la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et le lit y compris les berges, mais ne comprenant pas la surface libre.
- ii) Le *rayon hydraulique*, R_h , donné par le quotient de la surface mouillée, S , et du périmètre mouillé, P , donc :

$$R_h = \frac{S}{P} \quad (1.1)$$

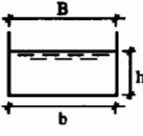
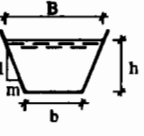
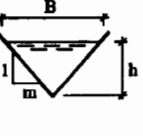
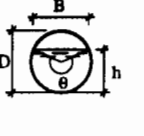
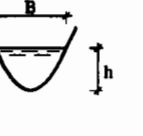
Il est souvent choisi comme longueur de référence.

- iii) La *largeur* (superficielle), B , du canal à sa surface libre.
- iv) La *profondeur hydraulique*, D_h , du canal définie par :

$$D_h = \frac{S}{B} \quad (1.2)$$

- v) La *profondeur*, h , ou hauteur d'eau - à moins qu'elle ne soit définie autrement - est considérée comme la profondeur maximum.

Tableau 1.1 Eléments géométriques pour différentes sections de canaux.

					
	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Surface S	$b h$	$(b + mh)h$	mh^2	$\frac{1}{8} (\theta - \sin \theta) D^2$	$\frac{2}{3} B h$
Périmètre mouillé P	$b + 2h$	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$	$2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2} \theta D$	$B + \frac{8}{3} \frac{h^2}{B} *$
Rayon hydraulique R_h	$\frac{b h}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) h}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{mh}{2\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2B^2 h}{3B^2 + 8h^2} *$
Largeur B	b	$b + 2mh$	$2mh$	$\frac{(\sin \theta/2) D}{2 \sqrt{h(D-h)}}$	$\frac{3}{2} \frac{S}{h}$
Profondeur hydraulique D_h	h	$\frac{(b + mh) h}{b + 2mh}$	$\frac{1}{2} h$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\sin \theta/2} \right] \frac{D}{8}$	$\frac{2}{3} h$

* Valable pour $0 < \xi \leq 1$, avec $\xi = 4h/B$. Si $\xi > 1$: $P = (B/2) \left[\sqrt{1 + \xi^2} + \frac{1}{\xi} \ln \left(\xi + \sqrt{1 + \xi^2} \right) \right]$

4° Le Tableau 1.1 donne les formules des éléments géométriques pour cinq différents types de sections de canaux (voir *Chow*, 1959, p.21). Certains cours d'eau naturels ont une forme géométrique assez irrégulière, mais peuvent toutefois être approximatés par des sections trapézoïdales ou paraboliques.

5° A part les éléments géométriques d'une section, l'étude hydraulique des canaux prend également en considération les pentes longitudinales du canal, donc :

- i) la pente de fond du canal, J_f ,
- ii) la pente piézométrique ou pente de la surface libre, J_w .

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible, peut être exprimée par :

$$J_f = \tan \alpha \cong \sin \alpha$$

6° Le périmètre mouillé, P, peut être composé d'un lit immobile (béton, roche) ou d'un lit mobile (granulat).

1.2 ECOULEMENT DANS LES CANAUX

- 1° Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre. La surface libre est la surface de séparation de l'air et de l'eau; la pression y est égale à la *pression atmosphérique*.
- 2° L'écoulement à surface libre est dû à la pente de fond du canal et non, comme pour les conduites (voir *Graf & Altinakar*, 1991, chap. PP.1), à la différence de charge entre deux sections.

1.2.1 Types d'écoulement

- 1° Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur, h ou D_h , par rapport au temps et à l'espace :

$$D_h = f(t, x)$$

- 2° *Variabilité dans le temps* (voir Fig. 1.3)

Le mouvement est *permanent* si les vitesses moyenne, U , et ponctuelle, u , ainsi que la profondeur, h ou D_h , restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent, le débit est constant :

$$U S = Q \quad (1.3)$$

entre les diverses sections du canal (voir sect. 2.1 et éq. 2.6) sans apport latéral.

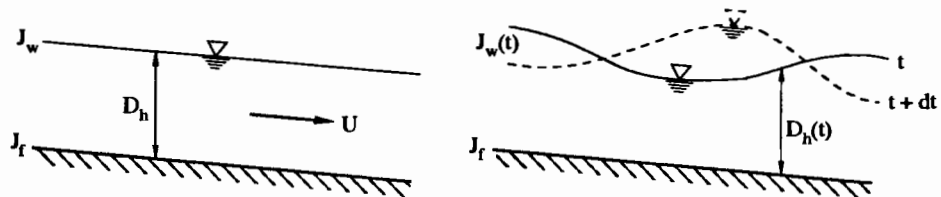


Fig. 1.3 Schéma des écoulements permanents et non permanents.

Le mouvement est *non permanent* si la profondeur, $D_h(t)$, ainsi que les autres paramètres varient avec le temps. Par conséquent, le débit n'est pas constant (voir sect. 2.1 et éq. 2.1).

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins, les variations temporelles sont souvent suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent, du moins dans un intervalle de temps relativement court.

3° Variabilité dans l'espace (voir Fig. 1.4)

Le mouvement est *uniforme* si la profondeur, D_h , ainsi que les autres paramètres, restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente de fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre et l'on a $J_f \equiv J_w$.

Le mouvement est *non uniforme* ou *varié* si la profondeur, $D_h(x)$, ainsi que les autres paramètres, changent d'une section à l'autre. La pente de fond diffère alors de celle de la surface libre, $J_f \neq J_w$.

L'écoulement non uniforme peut être permanent ou non permanent.

Un mouvement varié peut être accéléré, $dU/dx > 0$, ou décéléré, $dU/dx < 0$, suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement.

Lorsque le mouvement est *graduellement* varié, la profondeur, $D_h(x) \equiv D_h$, ainsi que les autres paramètres, ne changent que *très* lentement d'une section à l'autre. On peut donc admettre que l'écoulement est quasi uniforme le long d'un petit tronçon et que la vitesse, U , reste quasiment constante.

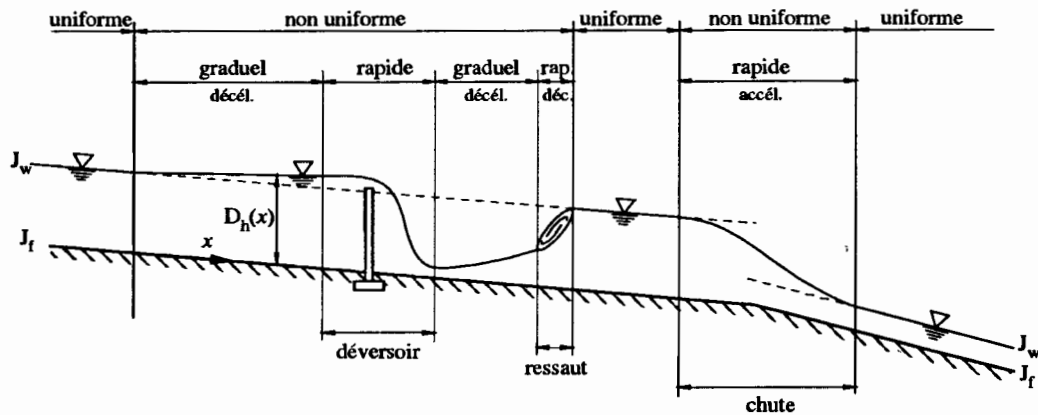


Fig. 1.4 Schéma des écoulements permanents, uniformes et variés.

Lorsque le mouvement est *rapidement* varié, la profondeur, $D_h(x)$, ainsi que les autres paramètres changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un déversoir, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

4° Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale (voir Fig. 1.3 et Fig. 1.4) peuvent être résumés ainsi :

- i) Ecoulement permanent $\begin{cases} \text{uniforme} \\ \text{non uniforme} \end{cases} \begin{cases} \text{graduel} \\ \text{rapide} \end{cases}$
- ii) Ecoulement non permanent $\begin{cases} \text{uniforme (rare)} \\ \text{non uniforme} \end{cases} \begin{cases} \text{graduel} \\ \text{rapide} \end{cases}$

1.2.2 Régimes d'écoulement

1° L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre engendre les forces suivantes :

- forces d'inertie,
- forces de gravité,
- forces de frottement (viscosité et rugosité).

2° Les équations réduites du mouvement (voir *Graf & Altinakar, 1991, sect. FR.7.2*) font intervenir les coefficients ou nombres adimensionnels suivants :

i) le *nombre de Froude*, qui est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou :

$$\frac{\rho g}{\rho U_c^2 / L_c} = \frac{gL_c}{U_c^2} = Fr^2 \quad \text{et} \quad Fr = \frac{U_c}{\sqrt{gL_c}} \quad (1.4)$$

ii) le *nombre de Reynolds*, qui est le rapport entre les forces de frottement et celles d'inertie ou :

$$\frac{\mu (U_c / L_c^2)}{\rho U_c^2 / L_c} = \frac{\nu}{U_c L_c} = Re^{-1} \quad \text{et} \quad Re = \frac{U_c L_c}{\nu} \quad (1.5)$$

A ces deux nombres s'ajoute encore :

iii) la *rugosité relative*, qui est le rapport entre la hauteur de la rugosité, k_s , et une longueur caractéristique ou :

$$\frac{k_s}{L_c} \quad (1.6)$$

U_c et L_c représentant une vitesse et une longueur caractéristiques; on prend souvent $U_c = U$ et $L_c = R_h$ ou $L_c = D_h$.

Pour l'étude hydraulique des canaux, on définit donc habituellement les nombres adimensionnels suivants :

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gD_h}} \quad ; \quad Re = \frac{4R_h U}{\nu} \quad \text{ou} \quad Re' = \frac{R_h U}{\nu} \quad ; \quad \frac{k_s}{D_h} \quad (1.7)$$

3° Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre le classement des écoulements comme suit (voir *Graf & Altinakar*, 1991, chap. FR.3) :

- écoulement laminaire $Re' < 500$
- écoulement turbulent $Re' > 2000$
- transition $500 < Re' < 2000$

Les expériences avec différents canaux artificiels (voir *Chow*, 1959, p. 10) montrent que l'écoulement est turbulent dès que le nombre de Reynolds, Re' , atteint des valeurs 2000.

Dans la pratique, on ne rencontre en général que des écoulements turbulents, souvent rugueux.

4° Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit (voir sect. 2.3.3) :

- écoulement fluvial $Fr < 1$
- écoulement torrentiel $Fr > 1$
- écoulement critique $Fr \equiv Fr_c = 1$

Dans la pratique, on rencontre ces trois types d'écoulement.

5° Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds, Re' , et du nombre de Froude, Fr , donnent quatre régimes d'écoulement :

- fluvial-laminaire $Fr < 1$, $Re' < 500$
- fluvial-turbulent $Fr < 1$, $Re' > 2000$
- torrentiel-laminaire $Fr > 1$, $Re' < 500$
- torrentiel-turbulent $Fr > 1$, $Re' > 2000$

Une relation profondeur/vitesse, tirée d'expériences par *Robertson et Rouse*, est donnée à la Fig. 1.5 pour des canaux rectangulaires très larges.

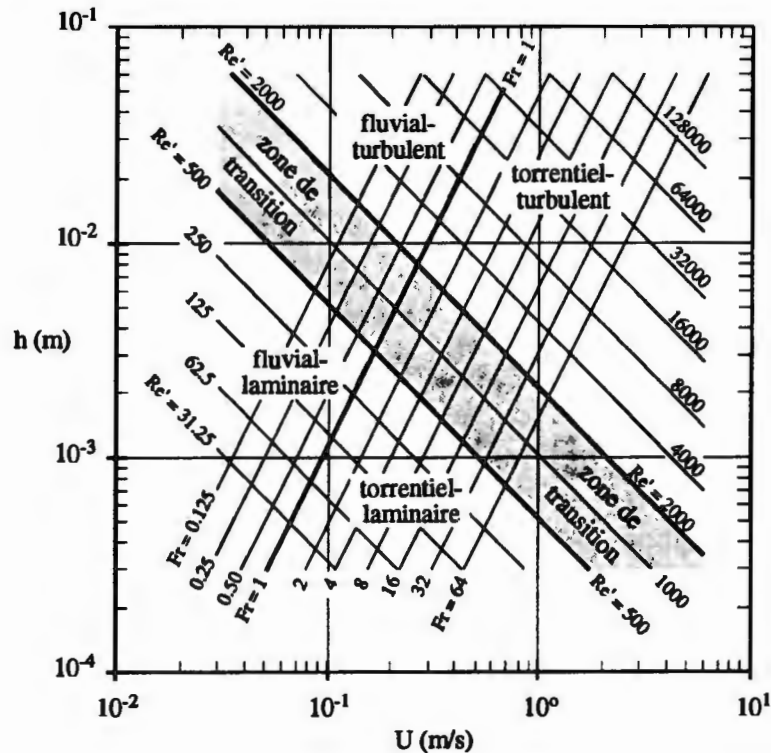


Fig. 1.5 Les quatre régimes d'écoulement.

1.3 REPARTITION DE VITESSE

- 1° Dans un écoulement le long d'une paroi, il y a répartition de vitesse (voir *Graf & Altinakar*, 1991, chap. FR. 6). Nulle à la paroi, la vitesse ponctuelle, u , croît rapidement lorsqu'on s'en éloigne; la valeur maximum est souvent atteinte un peu en dessous de la surface libre. Le profil de vitesse est approximativement logarithmique.
- 2° Un écoulement permanent dépend généralement de trois variables, x , y et z ; on l'appelle écoulement *tridimensionnel*. Pour un canal rectangulaire avec un lit et des parois (berges) verticales, la répartition schématique de vitesse ponctuelle, $u(x, y, z)$, est donnée à la Fig. 1.6.

Si le même canal a une largeur, B , importante par rapport à la profondeur, h , - on prend $B > 5 h$ - l'écoulement est *bidimensionnel*, sauf sur une petite distance proche des parois verticales.

Les calculs hydrauliques sont considérablement facilités si l'on admet que l'écoulement est *unidimensionnel*. On exprime donc la vitesse moyenne, $U(x)$, dans la verticale ou dans la section par :

$$U = \frac{1}{h} \int_0^h u(z) dz \quad \text{ou} \quad U = \frac{1}{S} \int_0^B \int_0^h u(z) dz dy \quad (1.8)$$

- 3° Dans les canaux de géométrie simple, on ne rencontre généralement que des écoulements turbulents où la vitesse ponctuelle, $u(x, z)$, diffère très peu de la vitesse moyenne, $U(x)$. En régime permanent, cette hypothèse permet de considérer ces écoulements comme unidimensionnels.

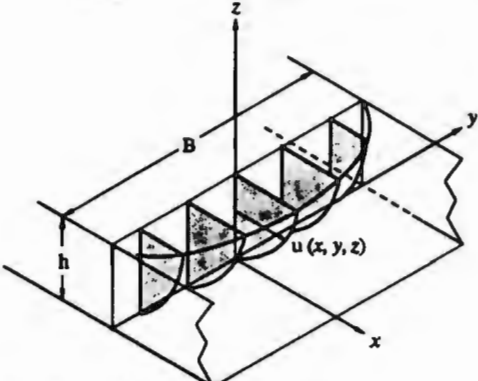
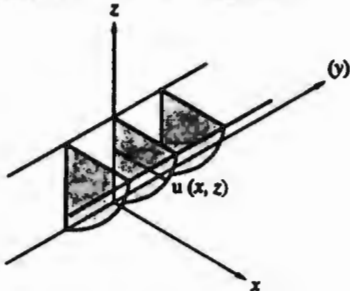
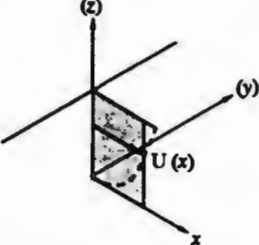
	Ecoulement 3D si $B \leq 3 h$
	Ecoulement 2D si $B > 5 h$
	Ecoulement 1D $U = \frac{1}{h} \int_0^h u dz$

Fig. 1.6 Répartition de vitesse.

- 4° Pour déterminer la vitesse moyenne, U , dans une section, on donne les relations approximatives suivantes (voir Fig. 1.7) :

$$\begin{aligned} U &\cong (0.8 \text{ à } 0.9) u_s && \text{(formule de Prony)} \\ U &\cong 0.5 (u_{0.2} + u_{0.8}) && \text{(formule de l'USGS)} \\ U &\cong u_{0.4} \end{aligned} \quad (1.9)$$

où $u_{0.2}$, $u_{0.8}$, $u_{0.4}$ et u_s sont les vitesses ponctuelles à l'endroit donné.

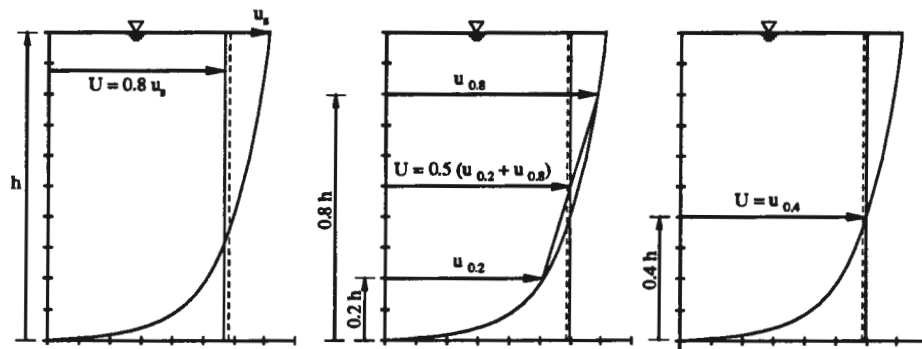


Fig. 1.7 Vitesse moyenne.

1.4 REPARTITION DE PRESSION

- 1° L'équation intrinsèque du mouvement permanent d'un fluide incompressible, selon la composante normale $n(\equiv z)$, s'écrit (voir *Graf & Altinakar*, 1991, p. 132) :

$$U \frac{U}{r} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial n} (p + \gamma z') \quad (1.10)$$

où (U^2/r) est l'accélération centrifuge d'une masse qui se déplace selon une ligne courbe de rayon, r , (voir Fig. 1.8).

- 2° En admettant que U et r restent sensiblement constants et après intégration de l'éq. 1.10, on écrit :

$$(p + \gamma z') = - \rho \int_0^z \frac{U^2}{r} dn + Cte = - \rho \frac{U^2}{r} z + Cte \quad (1.10a)$$

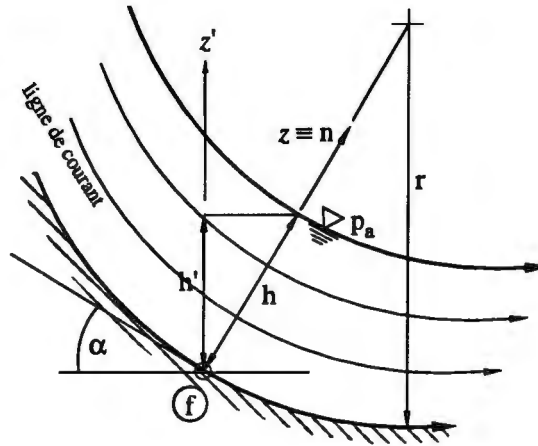


Fig. 1.8 Ecoulement sur fond concave.

3° Pour un point au fond du canal et un point à la surface libre, on écrit respectivement :

$$\text{pour } z = 0 \ (z' = 0) \quad : \ p = p_f \quad \text{d'où} : \quad p_f = \text{Cte}$$

$$\text{pour } z = h \ (z' = h') \quad : \ p = p_a \quad \text{d'où} : \quad p_a + \gamma h' = -\rho \frac{U^2}{r} h + \text{Cte}$$

Une expression pour la pression relative (par rapport à la pression atmosphérique) sur le fond est donnée par :

$$p_f = \gamma h' + \rho \frac{U^2}{r} h + p_a = 0 \quad (1.11)$$

avec des contributions hydrostatique et accélératrice.

1.4.1 Courant uniforme

1° Pour un écoulement uniforme, lorsque la vitesse moyenne, U , est constante et les lignes de courant sensiblement rectilignes (avec $r \rightarrow \infty$), la répartition de pression est *hydrostatique* dans la section *droite* du canal (voir Fig. 1.9). On l'écrit alors en prenant $z \equiv n$ (éq. 1.10) comme suit :

$$0 = \frac{\partial}{\partial z} (\gamma z' + p) \quad (1.12)$$

2° L'expression pour la pression relative sur le fond s'écrit maintenant ainsi :

$$p_f = + \gamma h' \quad (1.13)$$

ce qui donne :

$$\left(\frac{p}{\gamma} \right)_f = h \cos \alpha \quad (1.14)$$

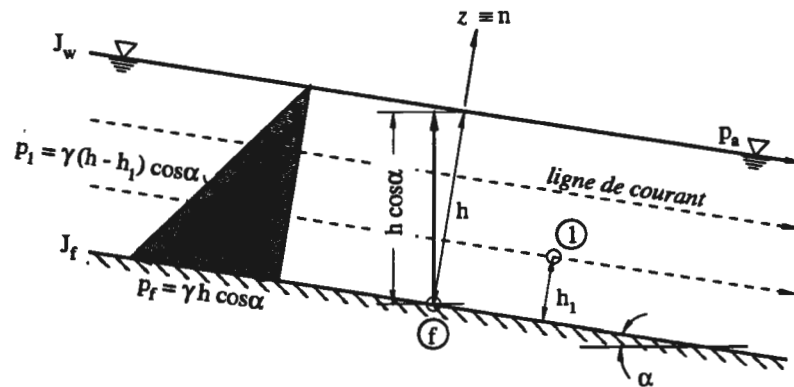


Fig. 1.9 Ecoulement à courant uniforme.

3° Pour les canaux usuels, l'angle avec l'horizontale, α , est toujours très faible, soit $\alpha < 6^\circ$ ou $J_f < 0.1$, impliquant que $\cos \alpha \simeq 1$. L'éq. 1.14 se réduit à :

$$\left(\frac{p}{\gamma} \right)_f = h \quad (1.15)$$

où h est la profondeur d'eau dans le canal.

1.4.2 Courant courbe

1° Pour un écoulement (légèrement) non uniforme, donc à courant courbe, convergent ou divergent, il existe une accélération qui provoque la force d'inertie. On a écrit plus haut :

$$\frac{U^2}{r} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial n} (p + \gamma z') \quad (1.10)$$

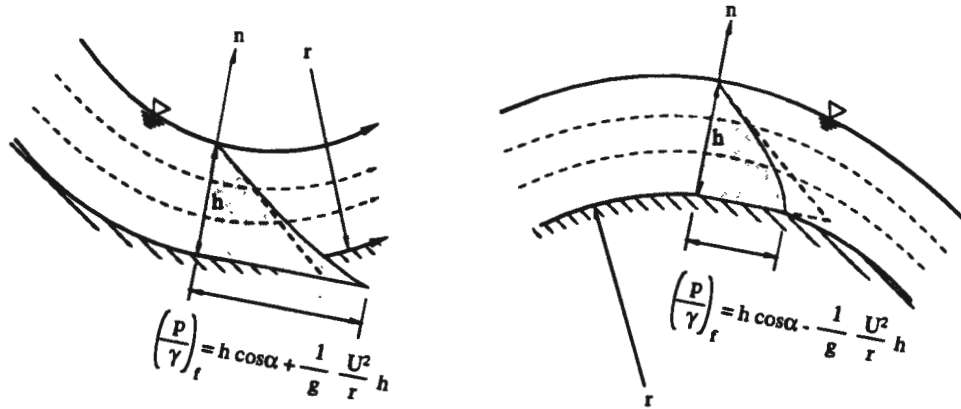


Fig. 1.10 Ecoulement sur des fonds concave et convexe.

et l'expression pour la pression relative sur le fond est :

$$p_f = + \gamma h' \pm \rho \frac{U^2}{r} h \quad (1.11)$$

pour un fond concave (+) ou convexe (-) respectivement.

On obtient ensuite :

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_f = h \cos \alpha \pm \frac{1}{g} \frac{U^2}{r} h \quad (1.16)$$

- 2° La répartition de pression n'est pas hydrostatique (voir Fig. 1.10). Pour un courant extérieurement concave, la force centrifuge augmente les pressions; pour un courant convexe, cette force diminue les pressions. Dans le dernier cas, elle peut même les rendre inférieures à la pression atmosphérique, provoquant un décollement du liquide du fond du canal.