

Introduction [1] :

L'hydraulique est un élément indispensable à la vie. Les observations effectuées sur les écoulements ont produit une somme considérable d'appréciations qualitatives et quantitatives que les progrès de l'informatique ont pu, ces dernières décennies, mettre sous forme numérique. L'hydraulique traite entre autre des écoulements dans les canaux artificiels et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique. Nous posons dans ce chapitre les différents types de canaux et les régimes d'écoulement qui y sont associés.

I-1- Généralités:

L'hydraulique à surface libre se distingue de l'hydraulique en charge par l'existence d'une surface libre, c'est-à-dire d'une surface où l'écoulement est en contact direct avec l'air : le gradient de pression ne peut plus être le moteur de l'écoulement, c'est la gravité joue plutôt ce rôle. L'hydraulique fluviale s'intéresse surtout aux écoulements dans les : – cours d'eau : rivières, fleuves, etc. ; – systèmes d'évacuation: réseaux d'assainissement pluvial, ainsi qu'aux différents aménagements retenus d'eau, usines de production d'électricité, ports, etc.

I-2- Définition : [2, 3].

La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique.

Les écoulements dans les canaux naturels (rivière) et artificiels (irrigation, assainissement) sont, dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre.

Les écoulements à surface libre sont caractérisés par une interface eau-air. Le paramètre hydraulique permettant d'évaluer cette interface est le tirant d'eau c'est-à-dire la variation de la hauteur entre le fond du canal et l'interface. La figure suivante représente l'évolution du tirant d'eau le long d'un seuil

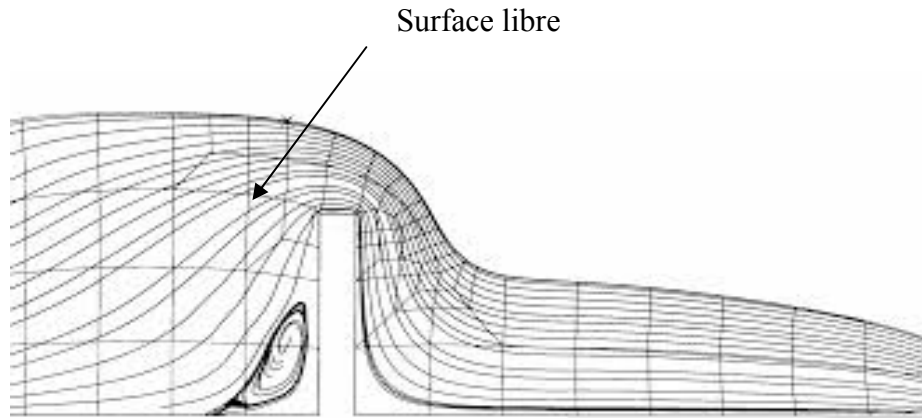


Figure I. 1: l'écoulement à surface libre

I-3- Quelques grandeurs hydrauliques :

Dans ce paragraphe, on définit les grandeurs hydrauliques permettant d'établir les équations caractérisant le comportement hydraulique des écoulements à surface libre. En considérant un canal non prismatique, dont la section transversale varie, et dont les différentes grandeurs sont représentées dans la figure suivante :

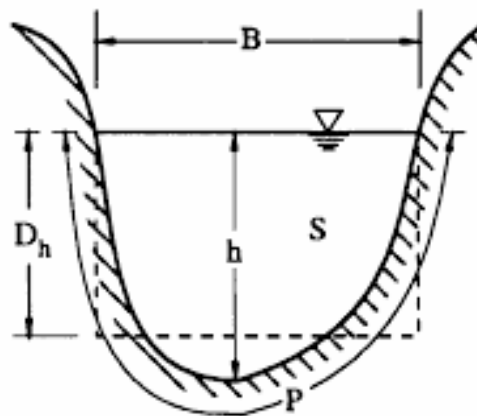


Figure I. 2 Les différents paramètres d'un écoulement dans une section :

- La surface mouillée A (m^2), dite aussi section, est la portion de la section transversale occupée par le fluide.
- La largeur au miroir est la longueur de la zone de contact entre l'eau et l'air au sein d'une section.
- Le périmètre mouillé $P(m)$ d'une section est la longueur de la zone de contact entre l'eau et le canal au sein de la section mouillée.

- d. Le rayon hydraulique R_h (m) est défini comme étant le rapport de la surface mouillée par le périmètre mouillé.
- e. La profondeur hydraulique est donnée par le rapport de la surface mouillée par la largeur au miroir.
- f. Le débit Q (m³/s) dans une section est défini comme étant le volume du liquide écoulé à travers cette section pendant une unité de temps.
- g. La vitesse moyenne de l'écoulement dans une section u (m/s) est le rapport du débit Q par la section normale de l'écoulement.
- h. La côte z est le niveau du lit du canal par rapport à un plan horizontal de référence fixe.
- i. La charge totale H dans une section est donnée par :

$$H = z + h + \frac{u^2}{2g}.$$

- j. La charge spécifique dans une section est :

$$H_s = h + \frac{u^2}{2g}.$$

I-4- Ecoulement Dans Les Canaux :

Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre. L'écoulement à surface libre est dû à la pente de fond du canal et non, comme pour les conduites, à la différence de charge entre deux sections.

I-4-1- Les différents types de Canaux : [4]

I-4-1-a- Définition :

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique.

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. On distingue deux catégories de canaux :

- 1) les canaux naturels,
- 2) les canaux artificiels.

I-4-1-b- types des canaux :

1) Les canaux naturels:

Ce 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

2) Les canaux artificiels:

Ce 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 satisfaisants.

I-4-2- Géométrie des Canaux :

La section transversale d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement. Un canal dont la section ne varie pas et dont la pente longitudinale et la rugosité restent constantes, la hauteur d'eau pouvant cependant varier, est appelé canal prismatique; sinon, on l'appelle canal non prismatique. A part les éléments géométriques d'une section, l'étude hydraulique des canaux prend également en considération les pentes longitudinales du canal, En l'occurrence:

- 1) la pente de fond du canal, I ,
- 2) 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 : $I = \tan \theta = \sin \theta$
 θ : l'inclinaison de la pente.

I-5- TYPES D'ÉCOULEMENT :

On peut définir les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du **temps** et de **l'espace**. $Dh = f(t, x)$

I-5-a- Variabilité dans le temps :

Le mouvement est permanent (ou stationnaire) si les vitesses U et la profondeur h restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Le mouvement est non permanent dans le cas contraire.

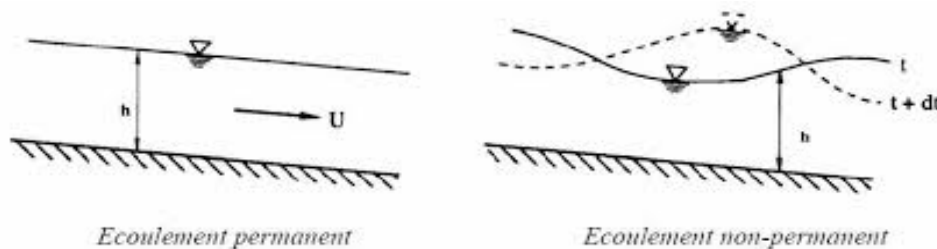


Figure I. 3: types d'écoulement (en fonction de temps).

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins les variations temporelles sont, dans certains cas, suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme une succession de régime permanent. On peut alors définir ainsi le régime quasi-permanent

I-5-b- Variabilité dans l'espace :

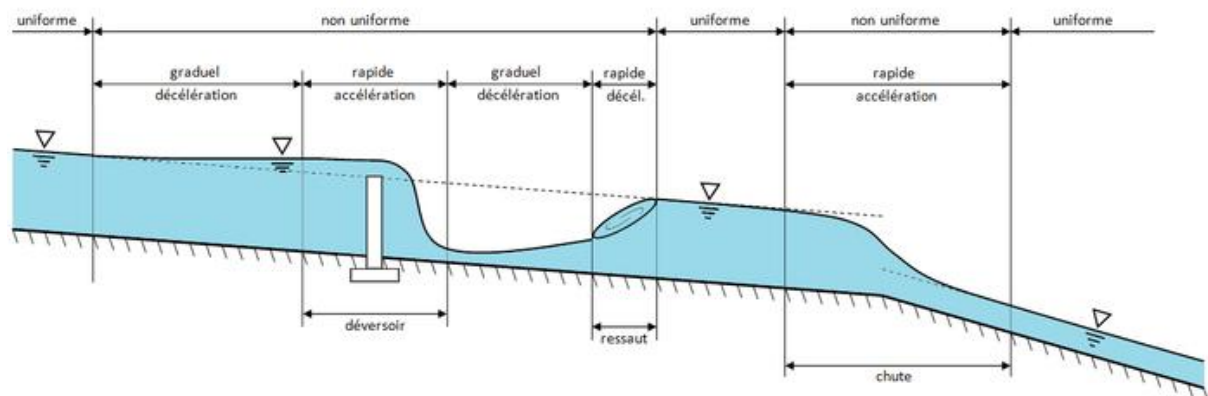


Figure I. 4 : types d'écoulement (en fonction d'espace).

- _ Le mouvement est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre.
- _ Le mouvement est non-uniforme ou varié si les paramètres caractérisant l'écoulement changent d'une section à l'autre. La pente de la surface libre diffère de celle du fond.
- _ Un écoulement non-uniforme peut être accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement.
- _ Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur ainsi que les autres paramètres varient lentement d'une section à l'autre.
- _ Lorsque le mouvement est rapidement varié, les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au Voisinage d'une singularité, telle qu'un seuil, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

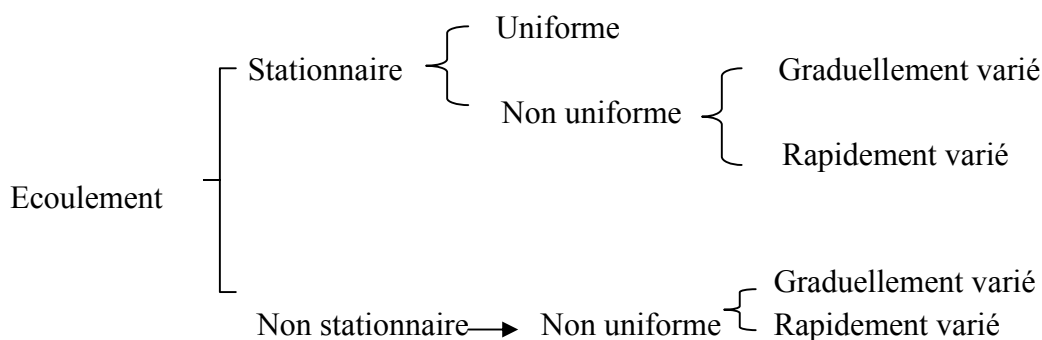


Figure I. 5: Diagramme des types d'écoulement. [5]

I-6- Régime D'écoulement :

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre est le siège des forces suivantes :

- ❖ Forces de gravité.
- ❖ Forces de frottement (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombres adimensionnels suivants :

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

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (\text{I.1})$$

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

$$Re = \frac{VD}{\nu}. \quad (1-2)$$

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre le classement des écoulements comme suit:

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

L'écoulement est turbulent dès que le nombre de Reynolds, **Re'**, atteint des valeurs voisines **2000**.

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

✚ Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit:

- ❖ écoulement fluvial $F_r < 1$
- ❖ écoulement torrentiel $F_r > 1$
- ❖ écoulement critique $F_r = F_{rc} = 1$

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

Dans les canaux de géométrie simple, on ne rencontre généralement que des écoulements turbulents où la vitesse ponctuelle, $\mathbf{V}(\mathbf{x}, z)$, diffère très peu de la vitesse moyenne, $\mathbf{V}(\mathbf{x})$. En régime permanent, cette hypothèse permet de considérer ces écoulements comme unidimensionnels.

I-7- Ecoulement uniforme et permanent :**I-7-1- Régime permanent : [6]**

L'écoulement à surface libre peut être permanent ou non permanent.

Il est dit permanent lorsque toutes ses caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse, pression) restent constantes au cours de temps.

Le chenal transporte 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 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.

I-7-2- Ecoulement permanent et uniforme : [7]

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. Nous verrons que la pente ne peut être que strictement positive

Permanent uniforme :

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

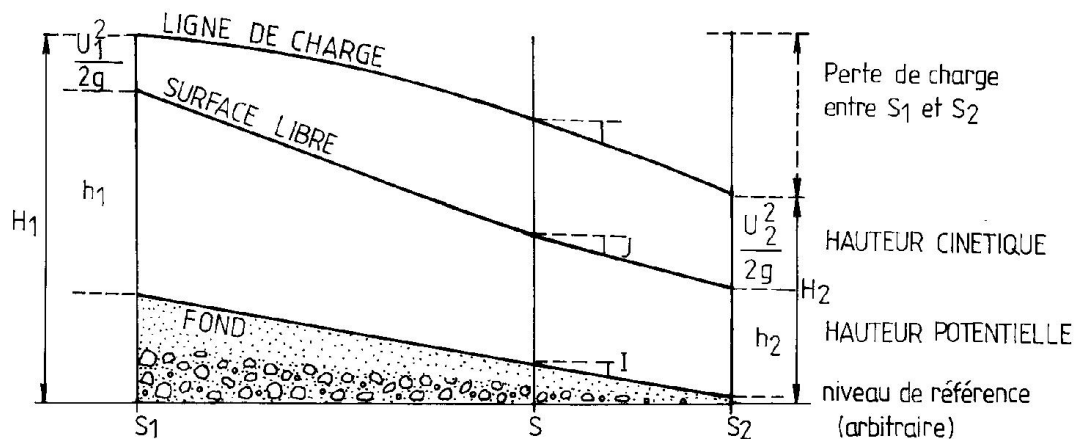


Figure I. 6: schéma de la surface libre et la ligne de charge dans un écoulement uniforme et permanent.

Dans les écoulements à surface libre, il est commode de considérer la charge par rapport au fond du canal que l'on désigne par la charge spécifique.

I-7-3- Propriétés :

Par définition du régime uniforme, Q , V et h sont constants tout au long de l'écoulement considéré. Si Z_F désigne la cote du fond, la cote de la surface libre Z est égale à : $Z = Z_F + h$.

L'expression de la perte de charge linéaire donne alors :

$$J = -\frac{\partial Z_F}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{\partial Z_F}{\partial x} = i \quad (I.3)$$

Si le régime est uniforme, la perte de charge linéaire est donc égale à la pente du cours d'eau.

Et inversement, si la perte de charge linéaire est égale à la pente du cours d'eau ($j = i$), alors h est constante, et donc, à débit constant, V l'est également, et le régime est uniforme.

Le régime uniforme est donc caractérisé par une hauteur, un débit et une vitesse moyenne constants, ou encore, ce qui équivaut à la propriété de parallélisme entre le profil en long du fil d'eau et le profil en long du fond.

I-7-4- Formules empiriques :

Dans les conditions du régime uniforme, faciles à obtenir en laboratoire ou en nature dans un canal de géométrie fixée assez long pour ne pas être perturbé par les effets de bord, un pas décisif dans la connaissance empirique de l'hydraulique a été franchi par les hydrauliciens qui ont tenté d'établir une relation entre les paramètres géométriques du canal et la vitesse moyenne de l'écoulement.

I-7-4-a- Équation de Chézy :

On doit à **Chézy** la première tentative retentissante, avec sa formule :

$$V = C \sqrt{Rh} \cdot i \quad (I.4)$$

Où V est la vitesse moyenne (m/s), Rh le rayon hydraulique (m), i la pente du fond (m/m) et C un coefficient empirique (m^{1/2}/s), dit de Chézy, dépendant de la forme de la section et des parois.

Pourtant, c'est **Bazin** qui établit une relation plus explicite du coefficient de **Chézy** :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}}; \quad (I.5)$$

Où γ est un paramètre représentatif de la rugosité du lit, variant de 0.06 pour un lit lisse (ciment) à 1.75 pour un lit de terre enherbée et de galets. Cette formulation donne l'impression de faire reculer simplement un cran plus loin le moment de décider du choix apparemment arbitraire du paramètre représentatif du lit du cours d'eau et pourtant, elle a le mérite de mettre en évidence la faiblesse de la formule de **Chézy**, dans laquelle le rayon hydraulique intervient dans plusieurs facteurs, ce qui rend malaisée l'interprétation de son influence sur la sensibilité du calcul de la vitesse moyenne.

L'hydraulicien **Manning**, à qui cette faiblesse n'avait pas échappé, proposa une autre expression du coefficient de Chézy :

$$C = \frac{1}{n} Rh^{\frac{1}{6}} ; \quad (I.6)$$

Ce qui permet une décomposition plus lisible de l'expression de la vitesse moyenne

$$V = \frac{1}{n} (Rh^{\frac{2}{3}}) (i^{\frac{1}{2}}) . \quad (I.7)$$

Où le paramètre n peut être décliné en abaque de rugosité selon une typologie exhaustive des lits de cours d'eau.

I-7-4-b- formule de Strickler :

Cette formule est également connue sous le nom de **formule de Strickler**, du nom de l'hydraulicien qui proposa le coefficient dit de Strickler, **K**, plus maniable que son inverse n dû à **Manning**, et donc, plus couramment utilisée :

$$V = K (Rh^{\frac{2}{3}}) (i^{\frac{1}{2}}). \quad (I.8)$$

I-7-4-c- Formule de Darcy –Weisbach :

Parfois, pour les conduites d'égout, on utilise la forme de l'équation de Darcy – Weisbach suivante:

$$V = \sqrt{\frac{8g Rh I}{\lambda}} \quad (I.9)$$

Remarque:

Pour les sections de forme complexes, on procède à un découpage en sections plus simples et pour chaque sous section S_i on calcule, pour l'équation de Manning, un coefficient de débit

K_i :

$$V = \frac{a}{n_i} S_i R_h^{2/3} \quad (I.10)$$

Ceci permet d'attribuer à chaque section un coefficient de frottement différent. Le débit total s'écrit alors:

$$Q = \sum K_i \sqrt{I} \dots\dots \quad (I.11)$$

I-7-5- Hauteur normale, pente critique :

Les conditions du régime uniforme ne se rencontrent que très rarement en nature, et correspondent de fait plutôt à des ouvrages artificiels de canalisation des écoulements. Pour autant, la connaissance précise du régime uniforme grâce à la formule de Strickler nous permet de déterminer deux quantités que nous avons déjà évoquées lors de la définition des conventions, paramètres et régimes des écoulements de cours d'eau : la hauteur normale et la pente critique.

La hauteur normale est, pour écoulement quelconque de débit Q donné, la hauteur d'eau h_n que l'on observerait si le régime était uniforme, c'est-à-dire sans influence ni de l'amont, ni de l'aval, comme si l'écoulement s'effectuait dans un canal uniforme de section identique à celle où la hauteur normale est calculée. Comme $Q = V.S$ on a directement que h_n est telle que :

$$Q = KS (h_n) (R_h(h_n)^{2/3}) (i^{1/2}) \quad (I.12)$$

Il va de soi que, si le régime est uniforme, la hauteur d'eau de l'écoulement est égale à la hauteur normale.

D'autre part, nous avons vu qu'un écoulement donné pouvait être de régime fluvial, critique ou torrentiel selon que le nombre de Froude était inférieur, égal ou supérieur à 1. Mais il a été dit qu'en nature, c'est la pente du lit qui détermine le régime du cours d'eau.

La formule de Strickler nous fournit la relation qui nous manquait entre la pente du cours d'eau et la vitesse, de sorte qu'on écrive l'expression de la pente critique :

$$F^2 = \frac{B V^2}{gS} = 1 \quad \Rightarrow \quad V_c^2 = \frac{gSc}{Bc}$$

$$\text{Or } V_c = K^2 (Rh c^{\frac{4}{3}}) i_c \quad (I.13)$$

$$\text{D'où : } i_c = \frac{gSc}{BcK^2(Rhc)^{\frac{4}{3}}}$$

Si, pour un débit donné, la pente du cours d'eau est supérieure à cette pente critique, le régime est torrentiel. Si elle est égale, le régime est critique, et si elle est inférieure, le régime est fluvial.

Evidemment, la pente du cours d'eau ne bougeant pas (hypothèse de fond fixe), c'est bien la pente critique qui est à recalculer pour ces comparaisons, en fonction du débit.

I-7-6- Rugosité :

La formule de Manning-Strickler présente l'intérêt de clairement factoriser la part d'influence due à chaque élément constitutif de la vitesse de l'écoulement : la pente motrice (i), la forme de la section d'écoulement (Rh) et la rugosité de l'interface eau - lit (K ou n).

Ce dernier facteur concentre à lui seul toute l'attention et tout le métier de l'hydraulicien qui utilise la formule de Strickler, car il est le seul sur lequel un choix a priori doit être fait. Plusieurs ont tenté de donner une formule déterministe de ce coefficient en fonction de la nature du matériau constitutif de l'interface eau - lit. Mais aucune n'a donné entière satisfaction, ne serait-ce qu'à cause de la complexité des notions masquées derrière le terme de rugosité qui désigne, pour ce qui nous concerne, la somme des influences de la rugosité « de peau » des matériaux constitutifs du lit (taille des aspérités de surface), de la rugosité « de forme » de ces éléments (arrêtes vives ou non) et de la rugosité « de morphologie » ou « d'ensemble » de l'agencement des matériaux (pavage ou dunes ou rides).

La combinaison de ces influences, évidemment très mal connue, détermine l'épaisseur de la couche limite ζ et la vitesse V_ζ correspondante, dont résulte plus ou moins directement K :

- $$K = \frac{1}{n} = \frac{26}{d_{90}^{\frac{1}{6}}}$$

Où d_{90} désigne le diamètre tel que 90% en masse du matériau est de diamètre inférieur.

Evidemment, cette formule est séduisante pour le dimensionnement de canaux nouveaux dans un sol dont on pourrait connaître la courbe granulométrique, mais elle est difficile à mettre en œuvre pour un cours d'eau réel. De plus, on peut également trouver la même formule avec d_{65} , défini de la même manière que d_{90} , selon que l'on tient compte de l'entraînement (et donc la perte) à plus ou moins long terme des éléments fins du matériau de lit. En l'absence de toute espèce de certitude en la matière, il est fortement recommandé de tester les deux formules pour apprécier la sensibilité de la formule dans un cas réel.

Cette formule ne considérant que la rugosité de peau du matériau, on ne s'étonnera pas d'obtenir grâce à elle un majorant du coefficient de **Strickler** réel.

- $$n = \frac{1}{K} = a (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \text{ (formule de Cowan)}$$

Où a est le facteur de méandrisation (variant de 1 à 1.3), n_0 le terme lié au matériau du lit (de 0.020 pour la terre à 0.028 pour les graviers grossiers), n_1 est le terme d'irrégularité de surface (de 0 pour une paroi lisse à 0.020), n_2 est le terme de variation de forme (de 0 à 0.015), n_3 est le terme représentatif des obstructions (de 0 à 0.06) et n_4 est le terme lié à la végétation (de 0.005 à 0.100).

Il faut retenir que plus le lit est rugueux, plus le coefficient de Strickler est petit, et plus le lit est lisse, plus le coefficient de Strickler est grand, et que les incertitudes sur la « véritable » valeur de K sont telles qu'il est absurde d'écrire ce coefficient avec une précision inférieure à l'unité !

I-8- Régime graduellement varié :**Introduction: [4]**

Dans un canal non prismatique, l'écoulement -toujours permanent- est non uniforme, ou varié, si la profondeur d'eau ainsi que les autres paramètres hydrauliques varient d'une section à l'autre. Dans la généralité des cas, une courbure de la surface d'eau se produit.

On étudiera d'abord le cas où la courbure peut être négligée c'est l'écoulement graduellement varié. On commence par présenter l'équation différentielle de la surface d'eau ; la forme et le calcul de la surface d'eau seront donnés par la suite.

On présente ensuite les méthodes de calcul des courbes de remous pour différentes sections choisies.

I-8-1- Propriétés :

On considère que les paramètres hydrauliques h et V varient lentement d'une section d'écoulement à l'autre. Dans l'axe d'écoulement (x), les dérivées secondes de ces quantités par rapport à l'abscisse curviligne x sont quasi nulles. On peut considérer qu'entre deux sections d'écoulement suffisamment proche $S(x)$ et $S(x+dx)$, le régime graduellement varié est assimilable à un régime presque uniforme pour lequel s'appliquerait la formule de Strickler, ou plutôt, une extrapolation de cette formule.

Car au lieu de lier la vitesse moyenne à la racine de la pente du fond (i), l'astuce consiste à lier à la racine de la pente de charge hydraulique (j), la formule devenant alors :

$$V = K (Rh^{\frac{2}{3}}) (j^{\frac{1}{2}}) \quad (I.14)$$

Lorsque le régime est uniforme, par la propriété afférente d'égalité entre j et i , on retrouve bien l'expression établie par Strickler. Mais dans le régime graduellement varié, il est évident que la pente de charge j ne peut plus être égale à la pente du fond i , par le fait des variations de V et h .

Cependant, les variations de V et de h ne sont pas aléatoires, puisque ces deux quantités sont liées par une relation de charge, déjà entr'aperçue au premier chapitre de ce cours, et notamment, de charge spécifique, dont on rappelle l'expression :

$$H_s = h + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{I.15})$$

L'analyse de cette quantité avait notamment permis d'établir l'existence d'une hauteur critique h_c telle que cette énergie spécifique soit minimum à débit fixé. Et le nombre de Froude avait été défini comme le rapport de la vitesse moyenne par la célérité des ondes infinitésimales, valant 1 pour la hauteur critique. On rappelle qu'on avait établi :

$$\frac{dH_s}{dh} = 1 - \frac{BQ^2}{gS(h^3)} = 1 - \frac{BV^2}{gS(h)} = 1 - F^2 \quad (\text{I.16})$$

I-8-2- Equation de la ligne d'eau :

L'équation de la ligne d'eau (fil d'eau) correspond à la fonction $Z=Z(x)$ ou encore $h=h(x)$ dès lors que la cote du fond est connue. Or, $H_s = H - ZF$, donc :

$$\frac{\partial H_s}{\partial x} = \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\partial Zf}{\partial x} = -j + i \quad (\text{I.17})$$

$$\text{et } \frac{\partial H_s}{\partial x} = \frac{\partial H_s}{\partial h} - \frac{\partial h}{\partial x} = (1 - F^2) \frac{\partial h}{\partial x} \quad (\text{I.18})$$

D'où l'expression des variations de la surface libre de l'eau (hors du régime critique $F=1$) :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{i-j}{1 - F^2} \quad (\text{I.19})$$

A partir d'une section d'écoulement de hauteur connue, on peut déduire de la formule ci-dessus les tendances d'évolution, et donc, pas à pas, les hauteurs d'eau voisines. En écrivant, pour un débit donné, les expressions de i et de j par *la formule de Strickler*, on a :

$$\frac{i}{j} = \frac{Q^2 S^2 R h^{3/4}}{Q^2 S n^2 R h n^{3/4}} \quad (\text{I.20})$$

Or les fonctions $S(h)$ et $Rh(h)$ sont croissantes, donc $i - j$ est du signe de $h - h_n$. D'autre part, $1 - F^2$ est du signe $h - h_c$.

La hauteur d'eau étant donc connue dans une section d'écoulement donnée, il est possible de connaître la variation de hauteur de proche en proche à partir de cette hauteur connue selon sa position par rapport aux deux hauteurs de références que sont h_c et h_n .

I-8-3- Courbes de remous : [5]

Par rapport à l'écoulement en charge, un écoulement à surface libre a une difficulté supplémentaire qui est la détermination de la position de la surface libre par rapport au fond du canal (tirant d'eau). Celle-ci est variable en fonction des caractéristiques du fluide et de l'écoulement.

I-8-4 Propriétés communes des courbes de remous en régime graduellement varié :

On 12 lignes d'eau qui présentent les propriétés suivantes :

- 1- Quelle que soit la pente du lit le régime est toujours retardé dans les régions 1 et 3, et toujours accéléré dans la région 2.
- 2- La ligne d'eau ne peut jamais traverser le niveau normal mais elle peut être confondue avec lui en régime uniforme.
- 3- Lorsque la profondeur augmente et devient très grande la ligne d'eau tend vers l'horizontale l'énergie cinétique se transformant progressivement en énergie potentielle : simultanément J tend vers 0 et la ligne d'énergie tend à se confondre avec la surface libre horizontale.

Enfin bien que traduisant une même fonction intégrale de l'équation différentielle de base, les diverses branches et courbes étudiées, ne représentent pas dans leur ensemble, une ligne d'eau réelle mais une réunion de divers cas possibles. Généralement une ligne d'eau réelle utilisera une seule des courbes obtenues ou, si elle en utilise plusieurs, ces courbes appartiendront à des classes distinctes : lorsque la surface libre franchira le niveau critique.

Conditions	$\frac{h_n}{h}$	Signe num.	$\frac{h_c}{h}$	Signe dén.	Signe $\frac{dh}{dx}$	Changement de profondeur	Nom	Figures échelle verticale exagérée
$J_f > 0$								
$J_f < J_c$	< 1	+	< 1	+	+	croît	M1	
$h_n > h_c$	< 1	+	> 1	-	-	pas possible	M2	
	> 1	-	< 1	+	-	décroît	M3	
	> 1	-	> 1	-	+	croît	M3	
$J_f > 0$								
$J_f > J_c$	< 1	+	< 1	+	+	croît	S1	
$h_n < h_c$	< 1	+	> 1	-	-	décroît	S2	
	> 1	-	> 1	-	+	croît	S3	
$J_f > 0$								
$J_f = J_c$	< 1	+	< 1	+	+	croît	C1	
$h_n = h_c$	> 1	-	> 1	-	+	croît	C3	
$J_f = 0$								
$h_n = \infty$		-	< 1	+	-	décroît	H2	
		-	> 1	-	+	croît	H3	
$J_f < 0$								
$h_n < 0$	< 1	-	< 1	+	-	décroît	A2	
	< 1	-	> 1	-	+	croît	A3	

Figure I. 7 : tableau récapitulatif des courbes. [4]

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de connaître les principales notions d'hydraulique nécessaires à la compréhension des phénomènes hydrauliques qui existent dans les cours d'eau à surface libre.

Ces connaissances alliées à celles des procédures de design et de dimensionnement des cours d'eau fourniront l'ossature de base pour entreprendre toute étude ou toute intervention dans les cours d'eau.

Si on connaît tous les paramètres, le calcul du débit et de la perte de charge avec la formule de Chézy est simple.

Dans les lits prismatiques l'écoulement non uniforme est dû à la variation de la profondeur h le long du lit.

