

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira -
X•O٧•EX •KIIε Γ:κ:IA :II•X - X:ΦEO:ε -



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة أكلي محمد أولحاج
- البويرة -

Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées

كلية العلوم والعلوم التطبيقية

Département de Génie Civil

Polycopie de cours



En : Génie Civil
Spécialité : Génie Hydraulique
Niveaux : 3^{ème} année Licence

Aménagements Hydrauliques

Par : Dr HADDAD Samir

Année 2020-2021

SOMMAIRE

Chapitre 1 / Objectifs des aménagements hydrauliques	1
Chapitre 2 / Ecoulement à travers les déversoirs	14
Chapitre 3 / Erosion des sols et aménagement des cours d'eau	71
Annexe	120
Bibliographie générale	127

PREAMBULE

Le support de cours proposé concerne les aménagements hydrauliques. Cette matière est enseignée pour les étudiants de 3^{ème} année Génie Hydraulique à l'université Akli Mohand Oulhadj de Bouira.

En chapitre 1, sont données les définitions de base relatives aux aménagements hydrauliques qui sont surtout des notions d'Hydro géomorphologie.

Le chapitre 2 des écoulements à travers les déversoirs. On a essayé de traiter plusieurs exemples de calcul de plusieurs types de déversoirs. Dans ce même chapitre, on a introduit les déversoirs type seuil jaugeur qui sont très efficaces en matière de mesure des débits d'eau liquides. Toujours, dans ce chapitre 2, on a dimensionné en détails les déversoirs Standards (WES, Creager,...) qui sont très utilisés dans les barrages au niveau des évacuateurs de crue.

L'érosion des cours d'eau et les moyens de protection sont traités dans le chapitre 3. Pour que la compréhension soit aussi bonne que possible, le chapitre 3 commence par donner les principes de base de l'érosion au niveau des bassins versants. Encore dans ce chapitre, beaucoup d'application ont été données et résolues.

Chapitre 1 / Objectifs des aménagements hydrauliques

1. Aménagement hydraulique = Aménagement des cours d'eau naturels ou artificiels avec présence ou non d'un barrage.

Un aménagement hydraulique se propose de satisfaire les buts mentionnés ci-dessous :

- 1) Les buts socio-économiques
 - Hydroélectricité,
 - Protection contre les crues
 - Irrigation
 - Navigation
 - Pêche professionnelle
- 2) Les buts purement sociaux
 - AEP
 - Activités de loisirs aquatiques
 - Intégration paysagère
 - Aménagement des rives
- 3) Les buts écologiques
 - Restauration de régimes hydraulique
 - Restauration du régime thermique
 - Restauration du régime sédimentaire
 - Création de biotopes aquatiques
 - Maintenir et/ou protéger la qualité d'eau

2. Ouvrage Hydraulique (Hydraulic Structures)

Un ouvrage hydraulique est un ouvrage permettant la gestion d'un écoulement.

- Seuil hydraulique (Surélévation du radier d'un ouvrage = marche positive. On parle aussi des seuils des déversoirs des évacuateurs de crue = Tête d'un déversoir)
- Ouvrages de mesure des débits
- Prise d'eau ;
- Ouvrage d'adduction
- Ouvrages de stockage (Réservoir d'eau, Barrage, Ouvrage écrêteurs de crue)
- Ouvrage d'exploitation (Ouvrage de soutien d'étiage) ;
- Ouvrage de restitution (à l'aval des dissipateurs d'énergie)
- Ouvrages de protection (Digue fixe, Digue fusible).
- Ouvrage de distribution
- Ouvrage d'évacuation
- Ouvrage de franchissement
- Ouvrages de lutte contre les inondations
- Ouvrages de lutte contre l'érosion pluviale et fluviale

Pour la suite du cours, nous étudierons en détails :

- Les ouvrages de mesure des débits installés dans les cours d'eau (Paroi mince)

- Les ouvrages d'évacuation des débits installés dans les barrages au niveau des évacuateurs des crues (Paroi Large)
- Les moyens antiérosifs installés dans les cours d'eau

3. Les principes théoriques de l'équilibre dynamique des cours d'eau

Dans des conditions naturelles relativement constantes, les rivières tendent à établir une combinaison « Dynamiquement stable » entre deux types de variables (Schum, 1977) :

- Des variables de « contrôle » ou variables « Extrinsèques », comme le débit liquide et la charge solide,

qui jouent à l'échelle du bassin versant. Elles-mêmes sous l'influence du climat et de la couverture végétale (qui conditionne l'écoulement de surface et protège les versants de l'érosion), ces variables fluctuent à différents pas de temps et dans différents compartiments spatiaux du bassin versant. Les variables de contrôle s'imposent directement à la rivière et contrôlent son évolution physique ;

- Des variables de « réponse » ou variables « Intrinsèques », jouent à l'échelle du tronçon du cours d'eau ;

Il s'agit, entre autres, de la largeur, de la sinuosité et de la pente locale.

Les variables de réponse permettent à la rivière de s'ajuster aux mutations des variables de contrôle, lorsque celles-ci se produisent (changement climatique, modification importante et durable de la couverture végétale etc.).

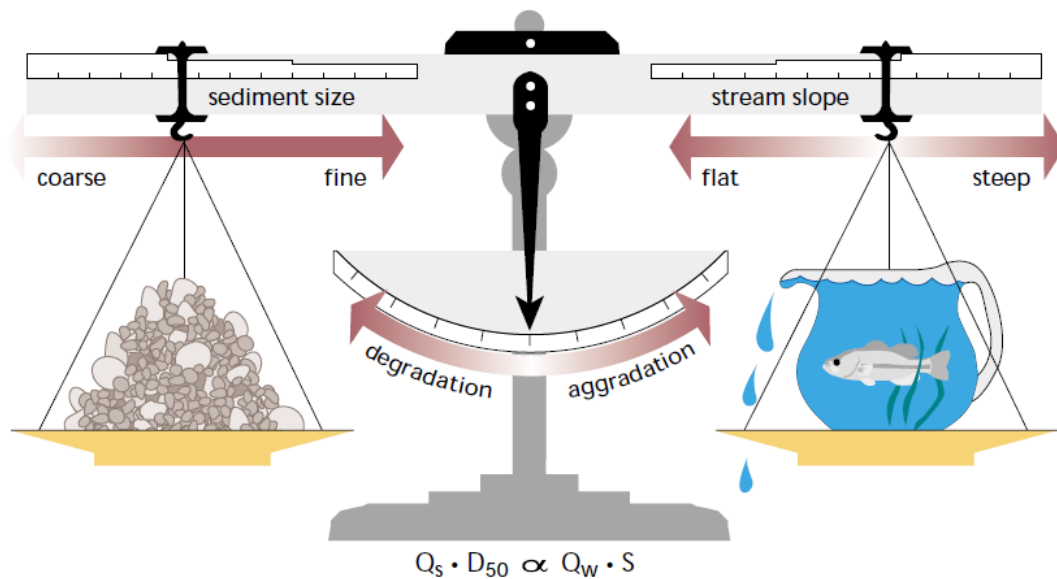
Parmi les variables de contrôle, 2 sont fondamentales et régissent en grande partie la dynamique fluviale :

- Le débit liquide (Q) qui, couplé à la pente, donne au cours d'eau sa puissance ;
- Le débit solide (Q_s), particulièrement la charge alluviale de fond composée de sédiments grossiers.

Le schéma de Lane (1955), appelé encore « Balance de Lane », montre que toute rivière ou cours d'eau cherche son équilibre entre la charge alluviale imposée (caractérisée par son volume (Q_s) et sa granulométrie (D) et le débit liquide (Q), qui, couplé à la pente (J), fournit l'énergie capable de l'évacuer.

De manière très simplifiée, le principe de la dynamique fluviale peut donc être représenté comme l'oscillation permanente de l'aiguille d'une balance dont l'un des plateaux serait rempli de sédiments grossiers (variable Q_s), et l'autre d'eau (variable Q). Les quantités respectives et les rapports de ces deux éléments étant extrêmement fluctuants (à l'échelle de la journée, de l'année, du millier d'années), il s'ensuit un ajustement permanent de la morphologie du cours d'eau, autour de conditions moyennes, par le biais des processus d'érosion-dépôt.

Aux oscillations de faible ampleur et de courte durée correspondent des ajustements mineurs à l'échelle des formes du lit (macro formes du lit, largeur et profondeur du chenal, dimensions des méandres par exemple). Aux oscillations majeures, de longue durée, correspondent des ajustements qui affectent en profondeur la morphologie et les processus à l'échelle de tronçons parfois très étendus (trace en plan ou style fluvial)



A l'équilibre, la pente (S) et le débit liquide (Q_w) balance la taille du grain (D₅₀) et le débit solide (Q_s)

Les flux sont classés ou ordonnés selon la hiérarchie de canaux naturels dans un bassin versant. L'ordre d'un flux peut fournir des indices sur d'autres caractéristiques du cours d'eau, y compris

De nombreux impacts écologiques négatifs à grande et petite échelle sont associés avec des structures de stabilisation des berges en enrochement, et la construction de structures peut causer dommages graves aux habitats riverains et dans les cours d'eau. Alternatives à la stabilisation avec des structures utilisant des enrochements peuvent être disponibles et devraient être évaluées. Des conceptions caractéristiques peuvent souvent être incorporées dans des structures en enrochement qui réduiront les impacts sur les fonctions énumérées dans la section précédente, et des mesures peuvent être prises pour minimiser les impacts de la construction.

Malgré toutes les preuves du contraire, la perception persiste selon laquelle écologiquement les cours d'eau sains et les corridors riverains sont stables. En vérité, des processus dynamiques tels que l'érosion, les dépôts, les inondations et la sécheresse se produisent dans les cours d'eau sains et sont essentiels pour le maintien des sentiers et l'établissement de nouveaux habitats.

La plupart des efforts de stabilisation des berges visent à protéger les infrastructures ou d'autres investissements importants, et la déférence doit être accordée à ces préoccupations.

4. Modèles de drainage et texture

Le modèle de drainage est la disposition générale des chenaux dans un bassin de drainage. Les modèles de drainage reflètent l'influence de facteurs tels que la pente initiale, les inégalités de dureté de la roche, les contrôles structuraux, les diastrophisme et histoire géomorphologique et géologique récente du bassin versant. Parce que le drainage les modèles sont influencés par de nombreux facteurs, ils sont très utiles dans l'interprétation des données géomorphologiques caractéristiques et leur étude représente l'une des approches les plus pratiques de la compréhension des contrôles structuraux et lithologiques sur l'évolution du relief.

Les schémas (motifs, formes, types) de drainage peuvent être classés selon :

- Motif dendritique (branche)

- Motif en Treillis
- Motif Radial
- Motif Parallèle
- Motif Rectangulaire
- Motif Perturbé
- Motif Centripète
- Motif Violent



Motif Dendritique (Branche)



Motif en Treillis



Motif Radial



Motif Parallèle



Motif Rectangulaire



Motif Perturbé



Motif Centripète



Motif Violent

Formes (Motifs) des réseaux de drainage

5. Texture de drainage

Un concept géomorphique important concernant le modèle de drainage est la texture de drainage par laquelle on désigne l'espacement relatif des conduites de drainage. La texture du drainage est généralement exprimée comme fine, moyenne ou grossière. Le climat affecte la texture du drainage à la fois directement et indirectement. La quantité et le type des précipitations influencent directement la quantité et le caractère du ruissellement. Dans les régions où les précipitations se produisent principalement sous forme d'averses orageuses, un pourcentage plus élevé de précipitations entraînera un ruissellement immédiatement et donc, d'autres facteurs restant les mêmes, il y aura plus de lignes de drainage de surface. Le climat affecte indirectement la texture du drainage par son contrôle sur la quantité et les types de végétation qui, à son tour, influe sur la quantité et le taux de ruissellement de surface. Avec des conditions similaires de lithologie et structure géologique, les régions semi-arides ont une structure de drainage plus fine que les régions humides, même si les principaux cours d'eau peuvent être plus espacés dans les régions semi-arides que dans les régions humides. C'est aussi une remarque que les lignes de drainage sont plus nombreuses sur les matériaux imperméables que sur les zones perméables.

Le relief initial affecte également la texture de drainage ; les lignes de drainage se développent en plus grand nombre sur une surface irrégulière que sur celle qui manque de relief bien visible.

La topographie des mauvaises terres favorise une texture de drainage fine.

Argiles et schistes imperméables, une végétation clairsemée et l'existence d'orages sont responsables d'une texture de drainage très fine. La texture de drainage grossier se trouve en particulier sur les plaines d'épandage de sable et de gravier. Les plaines de gravier ont moins de drainage que les plaines de till adjacentes reposant sur un till argileux relativement imperméable.

La texture de drainage peut être qualitativement liée à un paramètre appelé densité de drainage DD (km/km^2) définie pour la première fois par Horton (1932) comme la longueur totale des cours d'eau par unité d'aire (surface) de drainage.

- $DD = 0,93 \text{ km}/\text{km}^2$ Dans les zones imperméables
- $DD \rightarrow 0$ Dans les zones très perméables.
- $DD = 2,0 \text{ à } 0,60 \text{ km}/\text{km}^2$ Dans les zones humides.

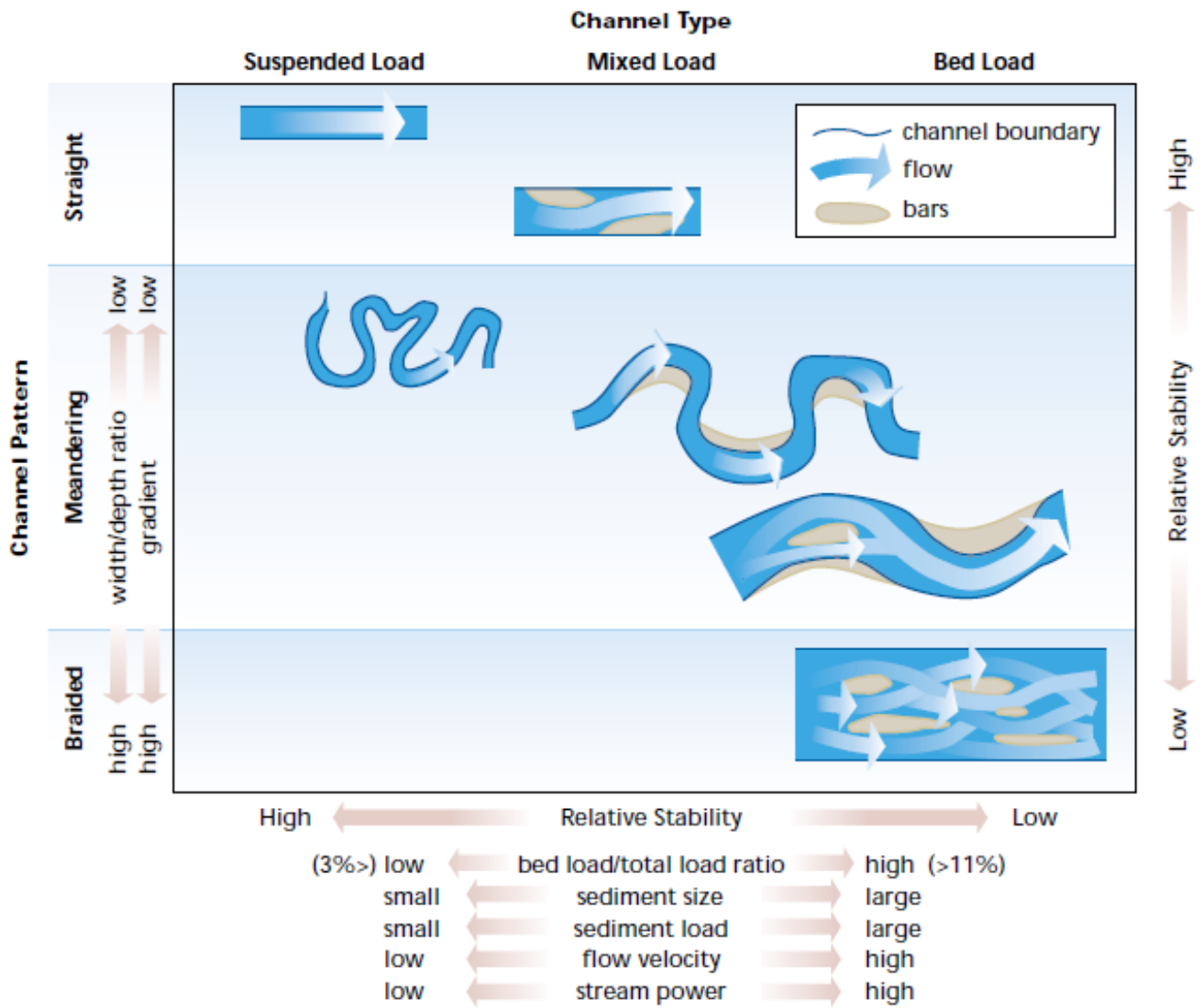
Comme indiqué par Smith (1950) et Strahler (1957), on parle :

- Texture Grossière de drainage $\Leftrightarrow DD < 5 \text{ km}/\text{km}^2$
- Texture Moyenne de drainage $\Leftrightarrow DD 5 \text{ et } 15 \text{ km}/\text{km}^2$
- Texture Fine de drainage $\Leftrightarrow DD = 15 \text{ et } 150 \text{ km}/\text{km}^2$
- Texture Très Fine de drainage $\Leftrightarrow DD > 150 \text{ km}/\text{km}^2$

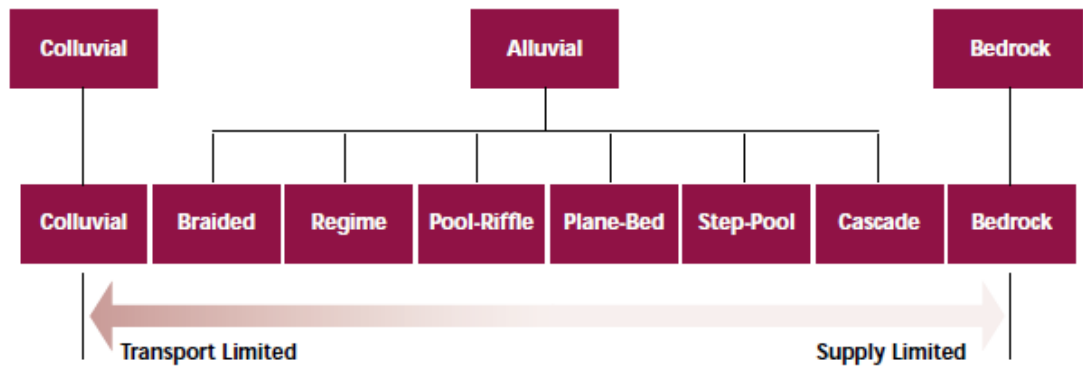
6. Classification des cours d'eau

Il existe 3 grandes approches qui permettent une classification acceptable des cours d'eau.

- 1) Schumm (1977)
- 2) Montgomery et Buffington (1993)
- 3) Rosgen (1996)



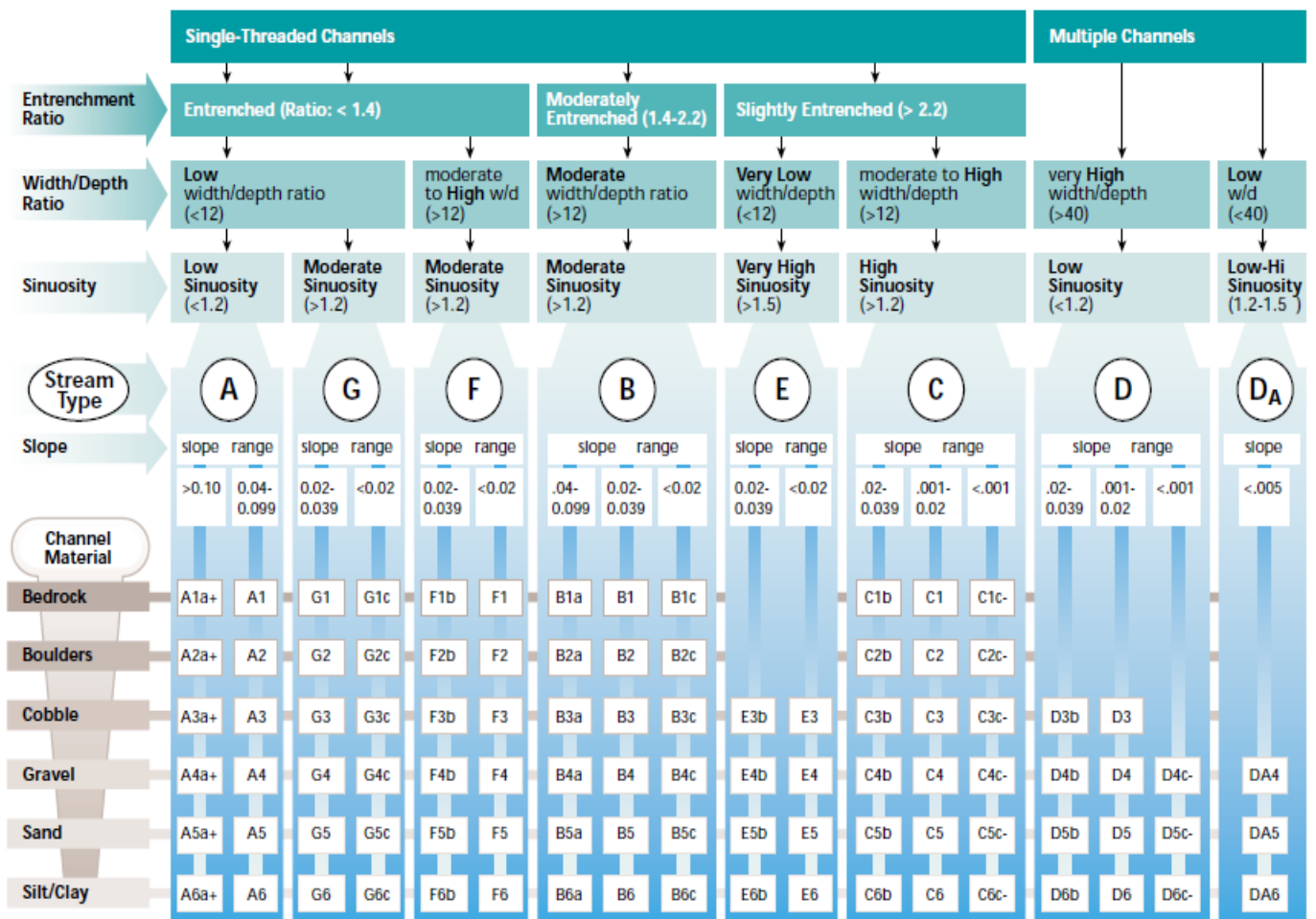
Classification des cours d'eau selon Schumm (1977)



	Braided	Regime	Pool-Riffle	Plane-Bed	Step-Pool	Cascade	Bedrock	Colluvial
Typical Bed Material	Variable	Sand	Gravel	Gravel, cobble	Cobble, boulder	Boulder	N/A	Variable
Bedform Pattern	Laterally oscillary	Multi-layered	Laterally oscillary	None	Vertically oscillary	None	•	Variable
Reach Type	Response	Response	Response	Response	Transport	Transport	Transport	Source

Dominant Roughness Elements	Bedforms (bars, pools)	Sinuosity, bedforms (dunes, ripples, bars) banks	Bedforms (bars, pools), grains, LWD, sinuosity, banks	Grains, banks	Bedforms (steps, pools), grains, LWD, banks	Grains, banks	Boundaries (bed & banks)	Grains, LWD
Dominant Sediment Sources	Fluvial, bank failure, debris flow	Fluvial, bank failure, inactive channel	Fluvial, bank failure, inactive channel, debris flows	Fluvial, bank failure, debris flow	Fluvial, hillslope, debris flow	Fluvial, hillslope, debris flow	Fluvial, hillslope, debris flow	Hillslope, debris flow
Sediment Storage Elements	Overbank, bedforms	Overbank, bedforms, inactive channel	Overbank, bedforms, inactive channel	Overbank, inactive channel	Bedforms	Lee & stoss sides of flow obstructions	•	Bed
Typical Slope (m/m)	$S < 0.03$	$S < 0.001$	$0.001 < S$ and $S < 0.02$	$0.01 < S$ and $S < 0.03$	$0.03 < S$ and $S < 0.08$	$0.08 < S$ and $S < 0.30$	Variable	$S > 0.20$
Typical Confinement	Unconfined	Unconfined	Unconfined	Variable	Confined	Confined	Confined	Confined
Pool Spacing (Channel Widths)	Variable	5 to 7	5 to 7	none	1 to 4	< 1	Variable	Variable

Classification des cours d'eau selon Montgomery and Buffington (1993)



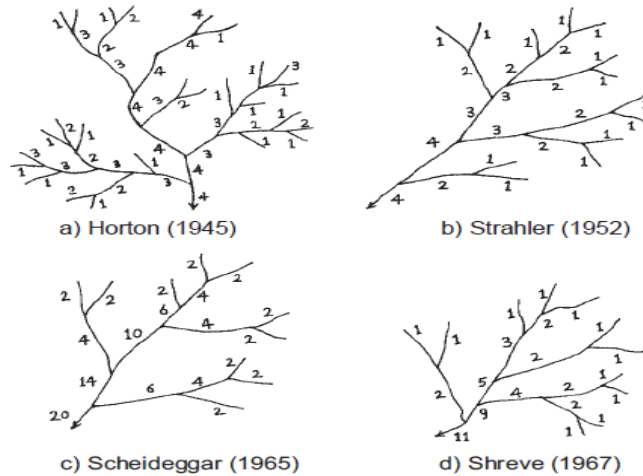
Classification des cours d'eau selon Rosgen (1996)

7. Ordre de flux (ordre hydrographique = ordre du chevelu hydrographique)

Un filet de ruisseau ou un filet de rivière est le modèle de drainage interdépendant formé par un ensemble de ruisseaux dans une certaine zone.

Une jonction (nœud) est le point où deux canaux se rencontrent. Un lien est tout tronçon ininterrompu de la rivière entre deux jonctions ; c'est ce qu'on appelle alors le lien intérieur. S'il est entre la source et la première jonction, il est appelé le lien extérieur.

L'analyse quantitative du réseau fluvial a vraiment commencé avec Horton (1945). Cette analyse a été développé pour faciliter la comparaison entre les différents bassins versants, pour aider à obtenir des relations entre les divers aspects des schémas (motifs, formes) de drainage, et pour définir certaines propriétés utiles des bassins versants en termes significatifs.

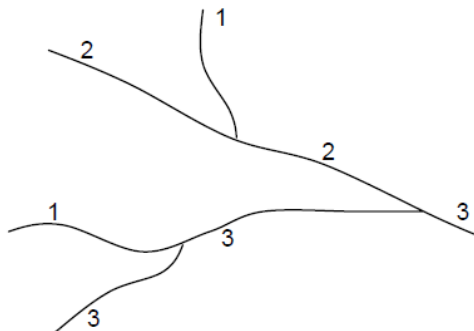


Cinq (5) méthodes sont généralement considérées pour l'attribution de l'ordre des biefs. On les appelle Méthodes de Classification des biefs. Par ordre chronologique :

- Horton (1945)
- Strahler (1952)
- Scheidegger (1965)
- Shreve (1967)
- Weishar et al. (2005)

De par sa simplicité, l'approche de Strahler est la plus utilisée.

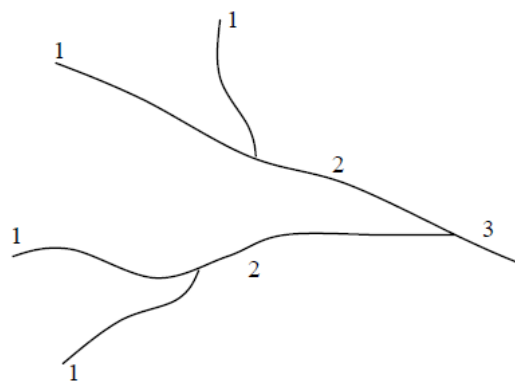
Horton (1945)



Méthode de classification des biefs de Horton (1945).

Tout bief sans affluent est d'ordre 1. Tout bief ayant un affluent d'ordre u est d'ordre $u + 1$ et garde cet ordre sur toute sa longueur. Au confluent de deux biefs de même ordre, on donne l'ordre supérieur au plus long.

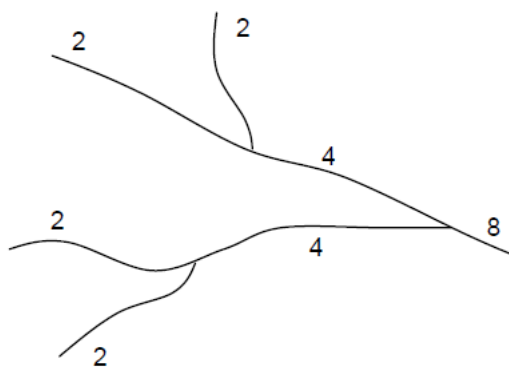
Strahler (1952)



Méthode de classification des biefs de Strahler (1952).

Lorsque deux biefs d'ordre u se rencontrent, la résultante est un bief d'ordre $u + 1$

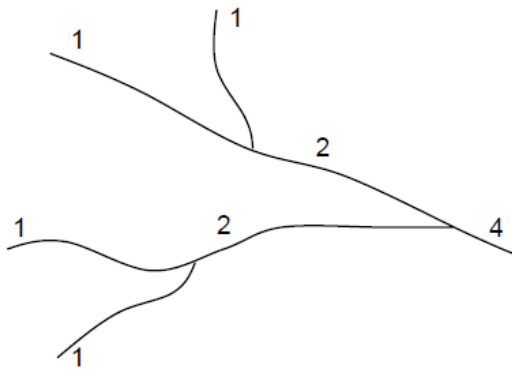
Scheidegger (1965)



Méthode de classification des biefs de Scheidegger (1965)

Lorsque deux bief d'ordre u et v se rencontrent, la résultante est un bief d'ordre $x = \log_2 (2^u + 2^v)$

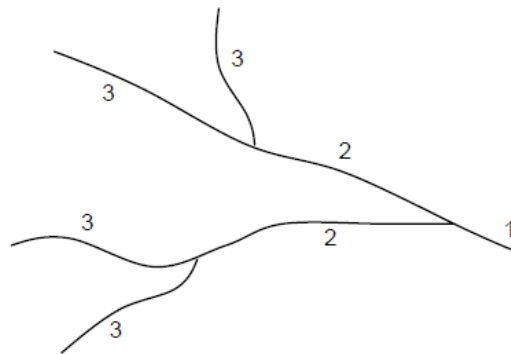
Shreve (1967)



Méthode de classification des biefs de Shreve (1967)

Lorsque deux bief d'ordre u et v se rencontrent, la résultante est un bief d'ordre $x = u + v$.

Weishar et al. (2005)



Méthode de classification des biefs de Weishar et al. (2005)

Le bief à l'exutoire est d'ordre 1. À chaque embranchement, il y a augmentation de 1 de l'ordre

8. Lois géomorphologiques de Horton. Les lois de composition des réseaux hydrographiques

8.1. 1^{ère} loi de Horton : Loi de Horton sur le nombre des biefs

R_b = rapport de bifurcation = Nombre des biefs d'un cours d'eau d'ordre u / Nombre des biefs d'un cours d'eau d'ordre $u+1$. En d'autres termes : $R_b = N_u/N_{u+1} \in [3 \text{ à } 5]$

Exemple

Selon la méthode de Horton, un réseau hydrographique est d'ordre $u = 3$ et dispose d'un $R_b = 4,2$.

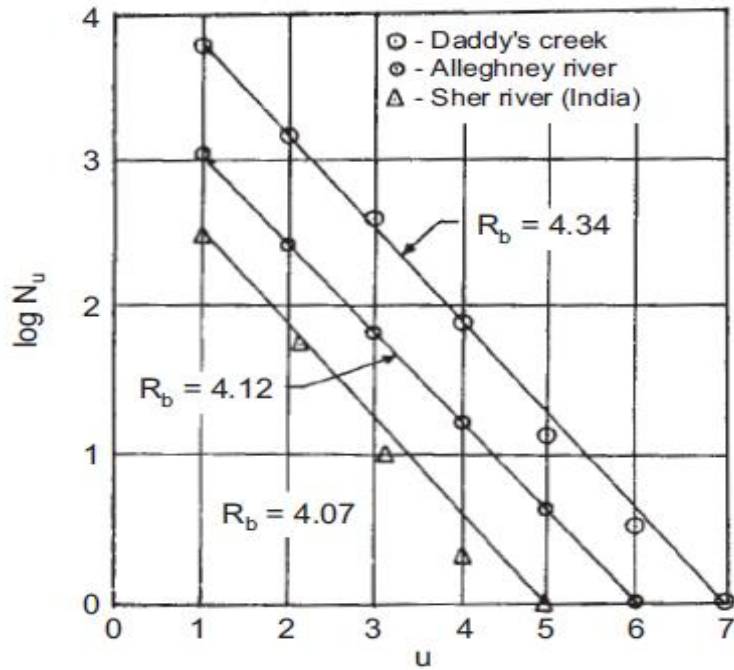
Calculer le nombre moyen de tous les chenaux d'ordre 3 (N_3) ?

Solution

Selon le graphique ci-dessous, on peut lire :

$$\text{Log}N_3 = 2,3 \Rightarrow N_3 = 10^{2,3} = 199,53 = 200$$

Donc, il y a à peu près 200 chenaux d'ordre 3 et de rapport de bifurcation $R_b = 4,2$

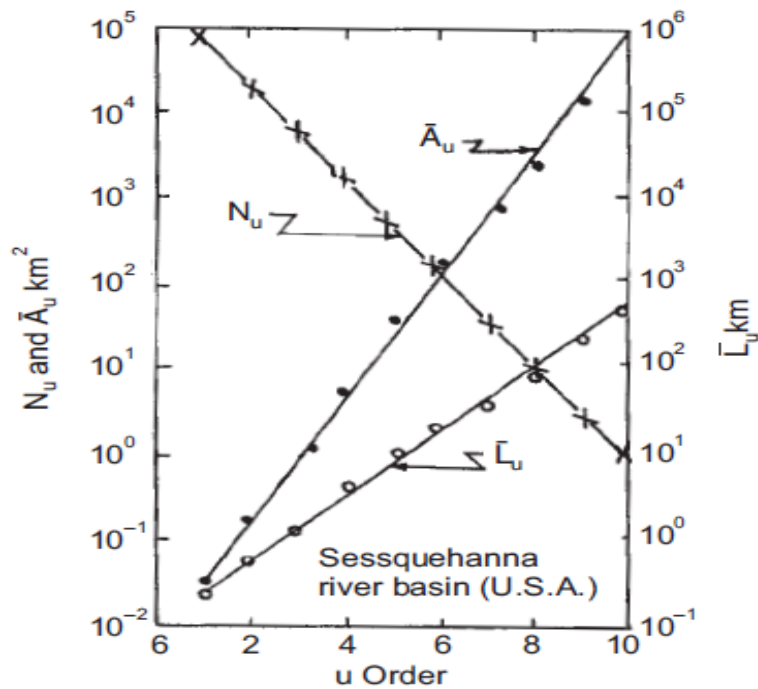


8.2. La 2^{ème} loi de Horton : Loi de Horton sur les longueurs

$R_L = \text{rapport d'élongation} = L_u/L_{u+1} \in [1,5 \text{ à } 3]$

8.3. La 3^{ème} loi de Horton : Loi de Horton sur les superficies

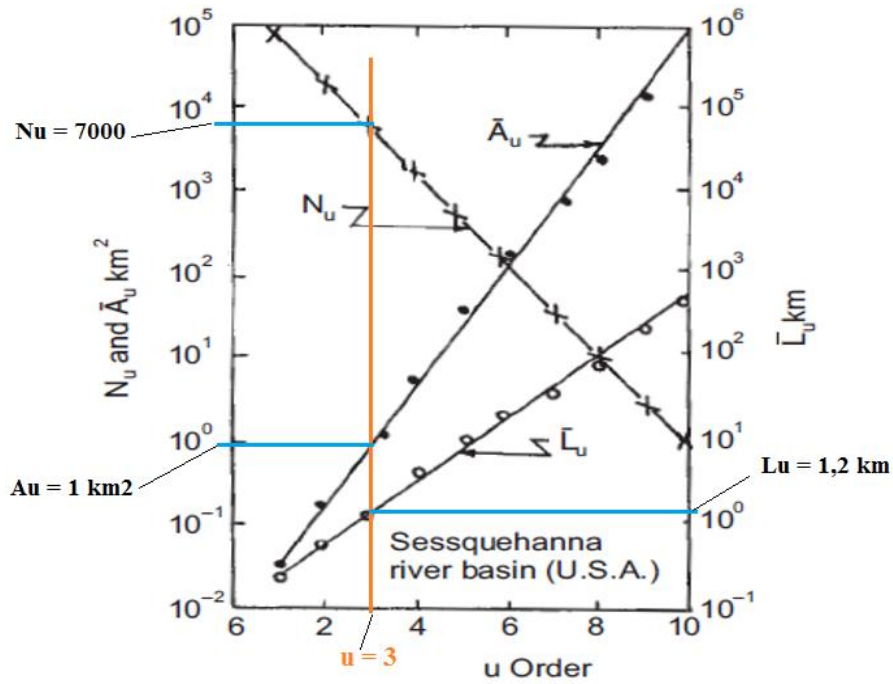
$R_A = \text{rapport de superficie} = A_u/A_{u+1} \in [3 \text{ à } 6]$



Exemple 2

Si $u = 3$, trouver le nombre des biefs, la longueur moyenne et la superficie moyenne

Solution



Remarque

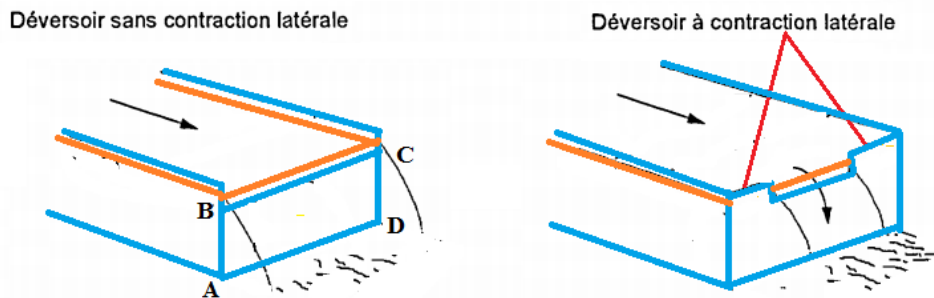
Par rapport aux 2 applications, on peut constater que les résultats du nombre de biefs (N_u) est différents, bien que $u = 3$ pour les 2 exercices ?

Tout simplement, parce que les abaques de Horton varient d'un lieu géométrique à un autre ou d'un bassin versant à un autre.

Chapitre 2 / Ecoulement à travers les déversoirs

1. Définition d'un déversoir

Par définition, un déversoir est un orifice (trou) ordinairement rectangulaire, ouvert à sa partie supérieure. La base supérieure horizontale BC est appelée « la crête » ou « le seuil du déversoir », les côtés AB et CD en sont les « joues » [Eléments d'Hydraulique, A. Cauvin et H. Guerrée, 1978]



Pour information, on rappelle que « le jaugeage » est l'ensemble des opérations, des mesures et des calculs destinés à déterminer le débit d'un cours d'eau, d'un canal, d'une conduite, d'une source en un point donné. Sur un cours d'eau, ce point est appelé « station de jaugeage ». Donc, « jauger » veut dire, grossièrement, « mesurer le débit »

2. Fonctions des déversoirs

Les fonctions principales d'un déversoir sont :

- Mesure du débit (cours d'eau, canaux naturels ou artificiels, laboratoires)
- Partage (répartition) et des débits (réseaux d'irrigation)
- Totalisation des débits (réseau de drainage et d'irrigation)
- Régulation des débits (déversoir d'orage dans les réseaux d'assainissement)
- Evacuation et contrôle des débits (évacuateur de crue des barrages)

3. Différents types des déversoirs

Paroi (Crête)	Mince
	Epaisse (large)
Forme géométrique de l'ouverture (échancre)	Rectangle
	Trapèze
	Triangle droit
	Triangle inversé
	Cercle
	Fonction donnée
Position	Vertical

	Incliné vers l'amont	
	Incliné vers l'aval	
Forme de la nappe	Libre	
	Déprimée	
écoulement aval	Noyé	
	Dénoyé	
Seuil latéral	Avec	
	Sans	
Type d'écoulement amont	Fluvial	
	Torrentiel	
Vue en plan (vue aérienne)	Linéaire	Frontal
		Incliné
		Latéral
	Portion de courbe	
	Labyrinthe	
	Touche de piano	
	Tulipe (puits)	Cercle
		Marguerite

On remarque qu'il y a beaucoup de critères qui permettent une classification des déversoirs et on pense que la plus pratique serait de les classer par rapport au 5 critères ci-dessous :

3.1. En fonction de la forme et des dimensions de la section transversale de la paroi (seuil ou crête) :

- a) Mince paroi \Leftrightarrow Largeur de la crête (C) < H/2 (H = hauteur d'eau au-dessus du déversoir)
- b) Large paroi \Leftrightarrow 2.H < Largeur de la crête (C) < 10.H
- c) Seuil normal \Leftrightarrow H/2 < Largeur de la crête (C) < 2.H
 - Section transversale rectiligne
 - ✓ Rectangulaire
 - ✓ Trapézoïdale
 - ✓ Triangulaire
 - Section transversale curviligne

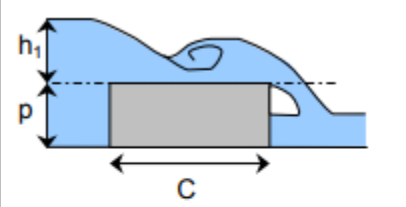
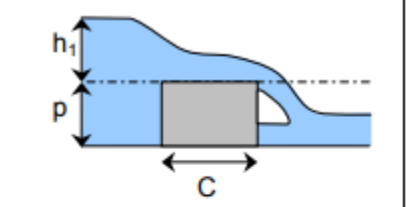
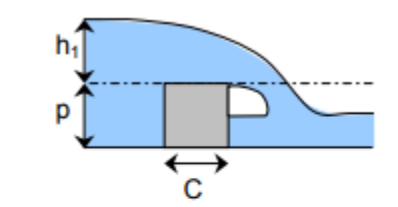
Dans la littérature technique, le déversoir à seuil normal de section transversale curviligne prend plusieurs appellations telles que déversoir Standard, déversoir WES, déversoir Scimemi ou bien déversoir Creager-Ofitsérov.

Ce dernier est très utilisé dans les déversoirs des évacuateurs de crue des barrages comme moyen de contrôle, d'évacuation et de mesure du débit de la crue. Pour dimensionner et choisir les déversoirs WES et Creager-Ofitsérov, la référence [4] est particulièrement indiquée.

Une autre classification, Française, permet d'écrire :

- C < H/2Le seuil est à crête mince
- C > 2.H/3Le seuil est à crête épaisse.

3.2. Particularités du seuil à crête épaisse (large)

		
$h_1/C < 0,1$ Seuil à crête épaisse et longue Un ressaut se crée au-dessus du déversoir	$0,1 < h_1/C < 0,4$ Seuil à crête épaisse La nappe s'abaisse jusqu'à obtenir un parallélisme avec la crête du déversoir et passe par une hauteur critique, notée h_c .	$0,4 < h_1/C < 1,5$ Seuil à crête « pas très épaisse » La nappe s'incline de l'amont vers l'aval sur toute l'épaisseur du déversoir. L'écoulement passe par une hauteur critique difficilement identifiable.

Remarque : Par rapport aux valeurs de (h_1/C) , on peut encore classer les déversoirs à crête épaisse / le type du bord de la crête du seuil amont. [$h_1 = H$]

bord vif	$0,03 > h_1/C$	$0,03 < h_1/C < 0,08$	$0,08 < h_1/C < 0,25$	$0,25 < h_1/C < 1,66$
bord rond	$0,03 > h_1/C$	$0,03 < h_1/C < 0,08$	$0,125 < h_1/C < 0,18$	$0,18 < h_1/C < 2$
	Plus d'ondulations, la pente de la ligne d'eau est très faible.	L'épaisseur du déversoir est telle que le régime critique est atteint avant que la nappe se déverse à l'aval. <i>Écoulement ondulé.</i>	La nappe accuse un abaissement brusque à l'amont, devient horizontale et remonte vers l'aval du seuil (la profondeur d'écoulement est inférieure à la profondeur critique).	La nappe s'incline de l'amont vers l'aval sur toute l'épaisseur du déversoir.

3.3. En fonction de la forme de l'échancrure (ouverture, orifice)

- Rectangulaire
- Trapézoïdale
- Triangulaire
- Circulaire

3.4. En fonction du profil en plan

- Droit
- Oblique
- Latéral
- Non rectiligne
- Curviligne
- Circulaire

3.5. En fonction des conditions amont du courant

- Avec contraction latérale
- Sans contraction latérale

3.6. En fonction du raccordement de la nappe libre avec le côté aval

- Noyé
- Dénoyé

Dans la pratique hydrotechnique, on rencontre le plus souvent les déversoirs droits en mince paroi à seuil épais et à seuil normal (paroi rectiligne et paroi curviligne).

4. Equation générale des déversoirs

Les débits à travers les déversoirs dépendent de la charge totale, de la largeur de la crête, de la vitesse d'approche et de la gravitation universelle

4.1. Déversoir rectangulaire droit dénoyé en mince paroi sans contraction latérale (déversoir Bazin)

$$Q = 2/3.m.B.(2.g)^{1/2}.H_0^{3/2}.$$

Avec : $H_0 = H + \alpha.V_a^2/2.g = H_0 = H + \alpha.V_a^2/2.g$

$$H_0 = H + \alpha.Q^2/[2.g.B^2.(H + P)^2]$$

H_0 = charge totale au-dessus du déversoir

H = profondeur d'eau au-dessus du déversoir

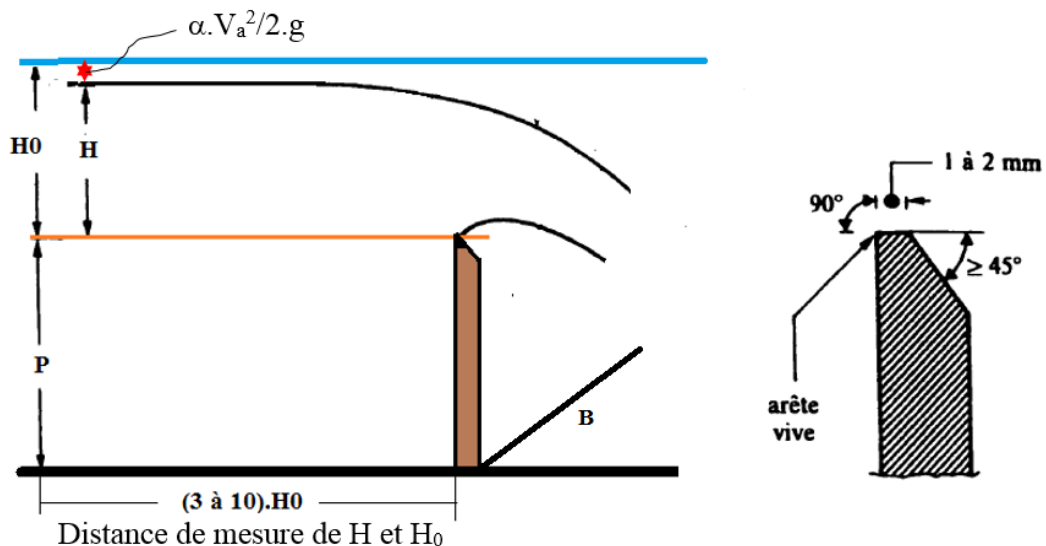
V_a = vitesse d'approche

m = coefficient de débit du déversoir = $f(H/P, \text{tension superficielle})$

La tension superficielle se manifeste et fausse les mesures pour toute charge totale $H_0 < 40 \text{ mm}$

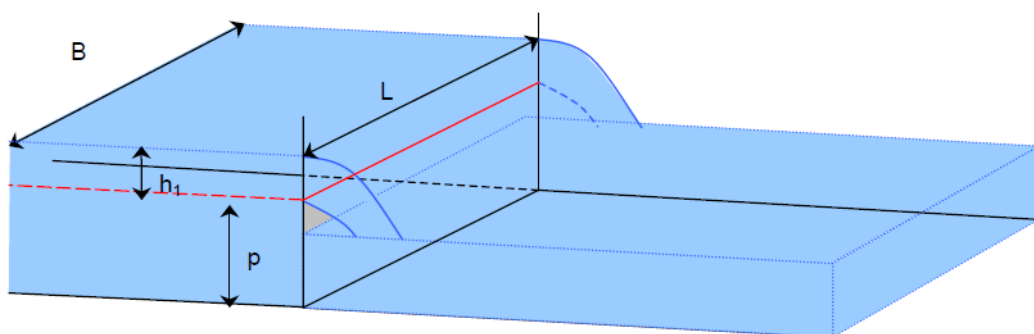
(Attention aux expériences faites au laboratoire avec de petits déversoirs !!)

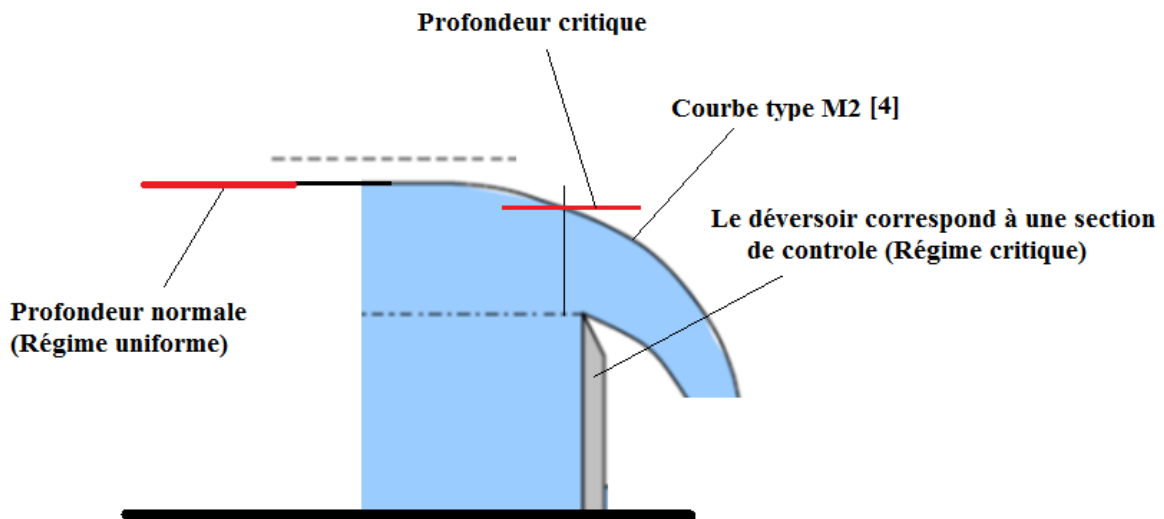
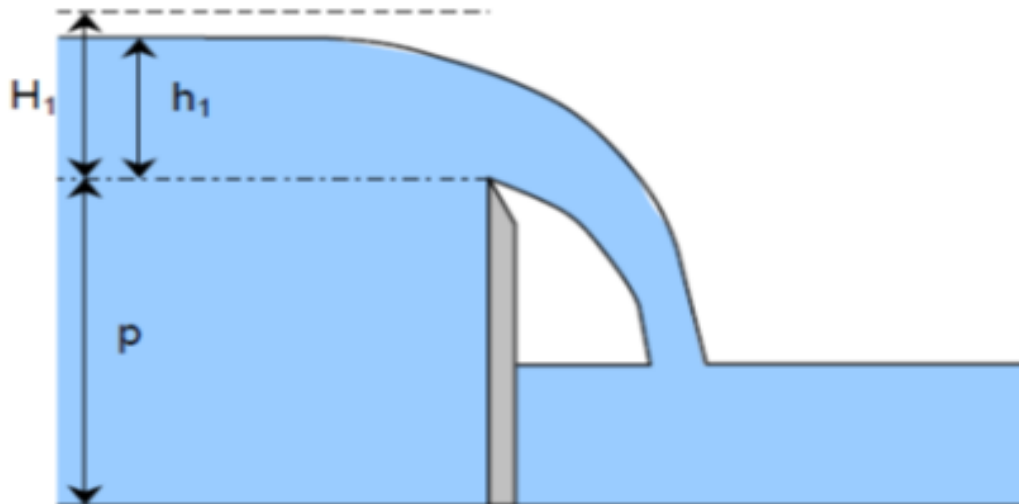
B = largeur du déversoir



Remarque

Dans les déversoirs à crête mince, si $(H/P) < 1/2$, on peut négliger l'énergie due à la vitesse d'approche V_a .





4.1.2. Le débit (Q) qu'on va mesurer ?

$$Q = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot h_1^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$$

Avec,

- μ = coefficient de débit
- C_v = coefficient de vitesse d'approche (Si la vitesse d'approche est faible, i.e., l'énergie due à la vitesse d'approche est négligeable $\Leftrightarrow H_1 = h_1$ et $C_v = 1$)
- L = largeur du déversoir (3^{ème} dimension)
- h_1 = profondeur d'eau à l'amont du déversoir. Cette profondeur d'eau est constante et se mesure à une distance allant jusqu'à $10 \cdot h_1$ depuis le déversoir pour être sûr que h_1 soit toujours constante.

Remarque très importante

Il faut signaler un fait très important. Tant que h_1 reste constant cela voudra dire que le régime est UNIFORME et par conséquent l'équation de Chézy ($V = V_{\text{moy}} = C \cdot R_H^{1/2} \cdot I^{1/2} = R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} / n = (S_m / P_m)^{2/3} \cdot I^{1/2} / n$) peut être utilisée pour trouver la valeur h_1 qu'on trouve dans les relations de S_m et P_m . A titre d'exemple, pour un canal rectangulaire de largeur B et hauteur H , la surface mouillée $S_m = B \cdot H$ et le périmètre mouillé $P_m = B + 2 \cdot H$ et par conséquent,

$$R_H = B.H/(B + 2.H).$$

Attention

La charge amont H_1 utilisée dans les formules est généralement prise égale à la hauteur d'eau h_1 à l'amont du déversoir, sachant que l'approximation faite est corrigée par le coefficient de débit (en utilisant un coefficient multiplicateur intégré dans celui-ci).

En effet, le terme de vitesse est pris en compte sous la forme d'un coefficient de vitesse d'approche (C_v) que l'on multiplie au coefficient de débit. Quand les vitesses sont négligeables ($\alpha.V^2/2g < 1$), ce coefficient est pris égal à 1 et la charge amont est assimilable à la hauteur d'eau amont. Par contre, si les vitesses sont élevées à l'emplacement de la mesure de la hauteur d'eau amont, le terme $\alpha.V^2/2g$ doit être pris en compte dans les formules de débit sous la forme du coefficient de vitesse C_v que l'on multiplie au coefficient de débit.

4.1.3. Formule du coefficient C_v pour un déversoir à crête mince

$$C_v = \left(\frac{H_1}{h_1}\right)^u = \left(\frac{h_1 + \frac{\alpha.V_1^2}{2.g}}{h_1}\right)^u = \left(1 + \frac{\alpha.V_1^2}{2.g.h_1}\right)^u$$

u = coefficient qui dépend de la forme géométrique du déversoir

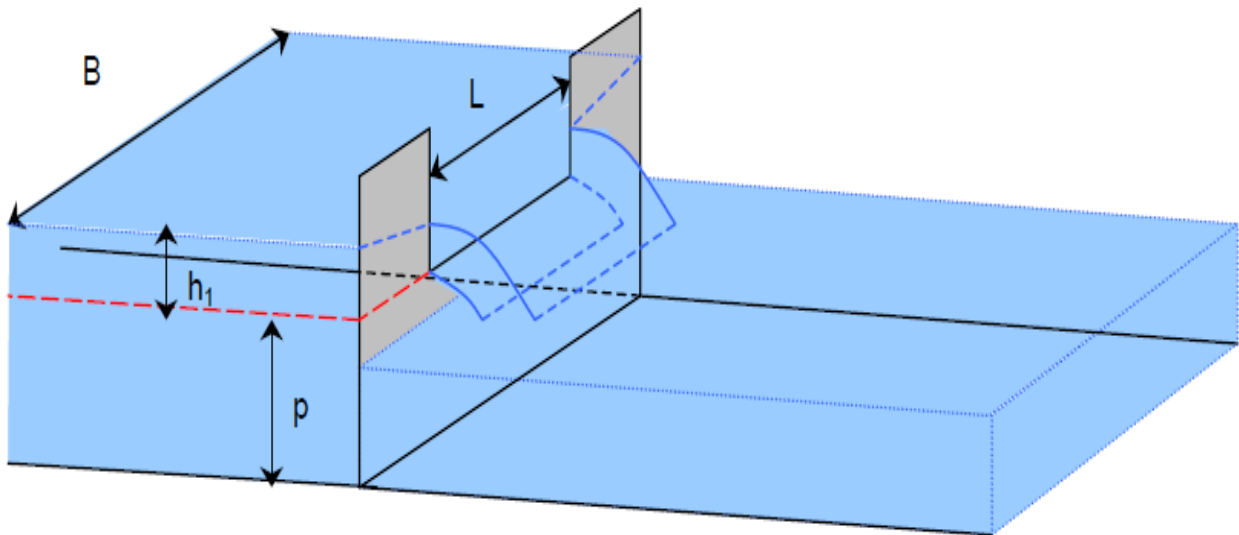
Déversoir rectangulaire	Déversoir parabolique	Déversoir triangulaire
$u = 1,5$	$u = 2,0$	$u = 2,5$

4.1.4. Expressions célèbres pour le calcul du débit à travers un Déversoir - Crête mince – Dénoyé – Vertical – Rectangulaire - Sans contraction latérale

Formule	Le coefficient du débit (μ)	Limites d'application
Kindsvater – Carter $Q = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot h_e^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$	$\frac{2}{3} \cdot \left(0,602 + 0,075 \frac{h_1}{P}\right)$	$h_e(m) = h_1 + 0,001$ $h_1(m) > 0,03$ $P(m) > 0,10$ $h_1/P < 2$
Bazin $Q = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot h_1^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$	$\left(0,405 + \frac{0,003}{h_1}\right) \cdot \left[1 + 0,55 \cdot \left(\frac{h_1}{h_1 + P}\right)^2\right]$	$0,08 < h_1(m) < 0,7$ $0,2 < P(m) < 2$ $L > 4 \cdot h_1$
Rehbock 1 $Q = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot h_1^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$	$0,41 \cdot \left(1 + \frac{1}{1000 \cdot h_1 + 1,6}\right) \cdot \left[1 + 0,5 \cdot \left(\frac{h_1}{h_1 + P}\right)^2\right]$	$0,025 < h_1(m) < 0,8$ $P(m) > 0,3$ $P \geq h_1$

		$B(m) > 0,3$
Rehbock 2		$P(m) > 0,3$
$Q = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot h_1^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$	$\frac{2}{3} \cdot \left(0,605 + \frac{1}{1050 \cdot h_1 - 3} + 0,08 \frac{h_1}{P} \right)$	$0,05 < h_1(m) < 0,75$
		$h_1/P < 1$
		$B(m) > 0,3$
Rehbock 3		$h_e(m) = h_1 + 0,0011$
$Q = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot h_e^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$	$0,4023 + 0,0542 \frac{h_e}{P}$	$h_1(m) > 0,05$

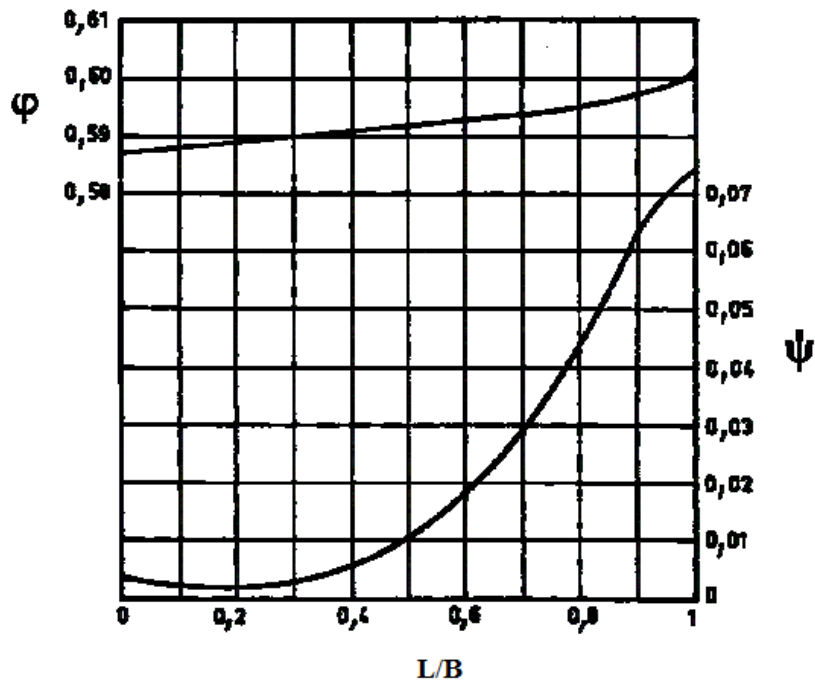
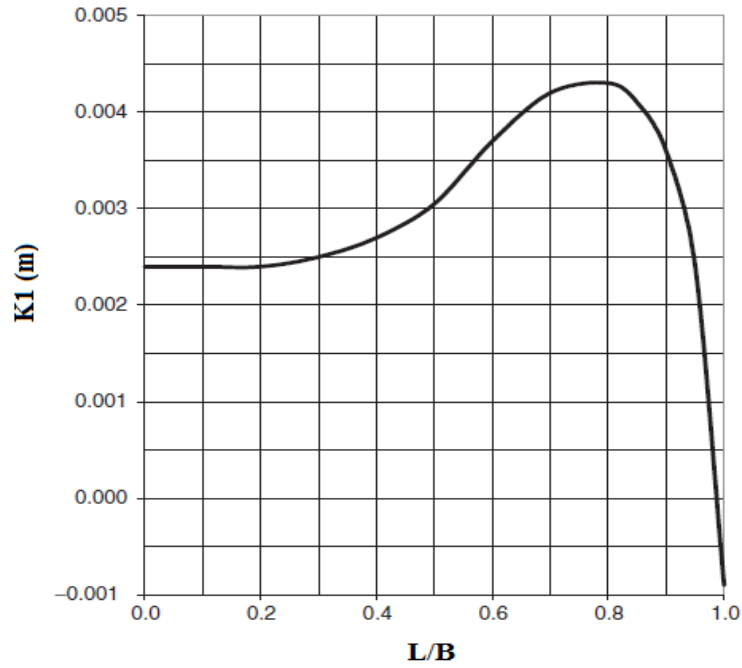
4.2. Déversoir - Crête mince – Dénoyé – Vertical – Rectangulaire - Avec contraction latérale



4.2.1. Expressions célèbres pour le calcul du débit à travers un Déversoir - Crête mince – Dénoyé – Vertical – Rectangulaire - Avec contraction latérale

Formule	Le coefficient du débit (μ)	Limites d'application
Kindsvater – Carter		$h_e(m) = h_1 + 0,001$
		$L_e(m) = L + K_1$
		$P(m) > 0,10$
		$h_1(m) \geq 0,03$
		$h_1/P \leq 2$
		$B - L < 6 \cdot h_1$
$Q = \mu \cdot C_v \cdot L_e \cdot h_e^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$	$\frac{2}{3} \cdot \left(\varphi + \psi \frac{h_1}{P} \right)$	

<p>Hegly</p> $Q = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot h_1^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$	$\left(0,405 + \frac{0,0027}{h_1} - 0,03 \frac{B-L}{B} \right) \cdot \left[1 + 0,55 \cdot \left(\frac{L \cdot h_1}{B \cdot (h_1 + P)} \right) \right]$	<p>$0,1 < h_1(\text{m}) < 0,6$</p> <p>$0,4 < P(\text{m}) < 0,8$</p> <p>$0,4 < L(\text{m}) < 1,8$</p> <p>$0 < \frac{B-L}{B} < 0,9$</p>
---	---	---



Abaques pour la formule de Kindsvater – Carter

On a vu que le coefficient de vitesse d'approche (C_v) est fonction du paramètre ($\alpha \cdot V^2/2g$) qui représente l'énergie due à la vitesse d'approche, telle que : $H_a = \alpha \cdot V^2/2g$

α = coefficient d'énergie cinétique ou bien coefficient de Coriolis. Il prend en charge l'inégale répartition des vitesses dans une section transversale. Il ne faut pas oublier que lors des calculs hydrauliques, seule la vitesse moyenne = Q/S est utilisée. Mais on sait que, dans une section transversale, la vitesse change d'un point à un autre. Par exemple, la vitesse au milieu d'une section est différente de celle proche de la paroi.

V = la vitesse d'approche. Selon le théorème de Bernoulli, la vitesse d'approche correspond à la vitesse moyenne de l'écoulement = vitesse de Chézy = Q/S_m .

4.2.2. Estimation de α

1) V.T. Chow, donne un tableau permettant d'avoir les valeurs de α

Channels	Value of α		
	Min	Av	Max
Regular channels, flumes, spillways.....	1.10	1.15	1.20
Natural streams and torrents.....	1.15	1.30	1.50
Rivers under ice cover.....	1.20	1.50	2.00
River valleys, overflowed.....	1.50	1.75	2.00

2) $\alpha = 14,8.n + 0,884$. Valable pour : $0,012 \leq n \leq 0,070$

3) $\alpha = 1 + 15,57.\Omega^2 - 31,25.\Omega^3$. Pour : $\Omega = \frac{\sqrt{g}}{n.\sqrt{B}.P_m^{2/3}.S_m^{1/6}}$

4)

	α_{min}	α_{moy}	α_{max}
Cours d'eau naturel	1,09	1,40	2,90
Canal artificiel	1,03	1,10	1,76

5) Si $\psi > 10$ (canal large), Le même auteur propose l'expression mathématique ci-dessous :

$$\alpha = 1 + 3 \cdot \left(\frac{V_{max}}{V_{moy}} - 1 \right)^2 - 2 \cdot \left(\frac{V_{max}}{V_{moy}} - 1 \right)^3$$

$V_{moy} = Q/S_m$ Peut être obtenue par la formule de Chézy

Remarque

Les données disponibles, pour pouvoir utiliser l'équation de Chézy, ne sont pas toujours disponibles. Dans la théorie de la MDF, sans connaissance préalable du débit (Q), la vitesse moyenne V_{moy} peut être calculée par les relations de Keulegan [4] :

- $V_{moy} = V_f \cdot \left(3,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H \cdot V_f}{v} \right)$ « Surface Hydrauliquement Lisse » $\Leftrightarrow V_f \cdot K/v < 5$
- $V_{moy} = V_f \cdot \left(6,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H}{K} \right)$ « Surface Hydrauliquement Rugueuse » $\Leftrightarrow V_f \cdot K/v > 70$
- K (m) = rugosité absolue variant avec le type de surface

$$K_{\text{Béton}} \text{ (m)} = 0,0004572 \text{ à } 0,003048$$

$$K_{\text{Cours d'eau}} \text{ (m)} = 0,03048 \text{ à } 1,0000$$

$K \text{ (m)} = 3.D_{90} - 5,2.D_{65} - 3,5D_{84} - 6,8D_{50}$ (Les D_x s'obtiennent à partir de la courbe granulométrique)

- $v = \frac{0,0179}{1+0,0337.T+0,000221.T^2}$
- $V_f = \sqrt{g \cdot R_H \cdot I}$

4.2.3. Estimation de V

Dans un écoulement à surface libre, il existe plusieurs vitesses :

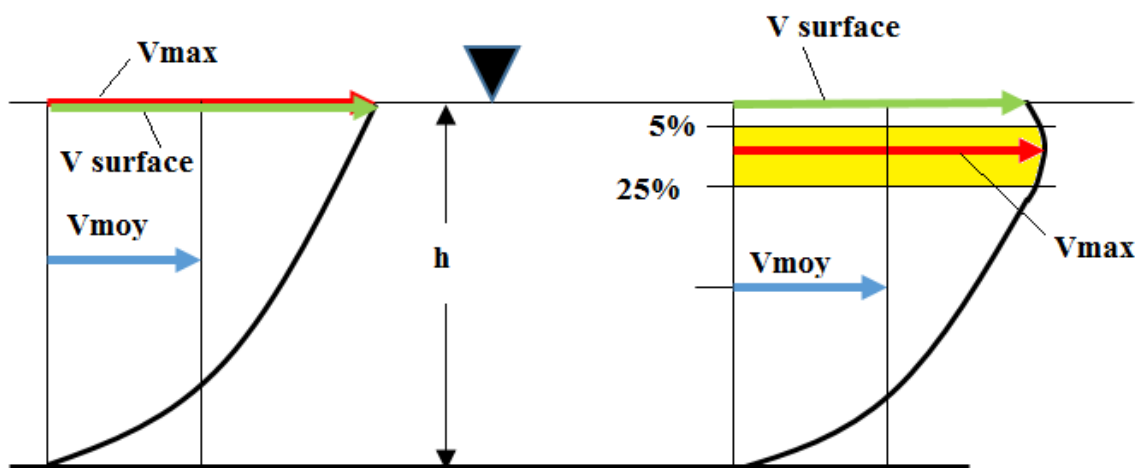
- Vitesse de surface (V_{sur})
- Vitesse d'approche (V) = vitesse de dimensionnement seulement
- Vitesse maximale (V_{max})
- Vitesse moyenne (V_{moy}) = Vitesse d'approche (V) = Q/S_m
 À partir de l'équation de Chézy ($V_{\text{moy-C}}$)
 À partir des équations de Keulegan ($V_{\text{moy-K}}$)
- Vitesse de frottement (V_f)

a) Pour un facteur d'aspect $\psi = \text{Largeur au miroir} / \text{profondeur} = B/h > 10$ (canal large), la vitesse de surface V_{sur} est égale à la vitesse maximale, $V_{\text{sur}} = V_{\text{max}} = (1,11 \text{ à } 1,25) \cdot V_{\text{moy}}$ (Formule de Prony [15])

b) Si $\psi < 5$ (canal étroit), la V_{max} se trouve sous la surface libre dans la zone se trouvant entre 5% et 25%h [4]

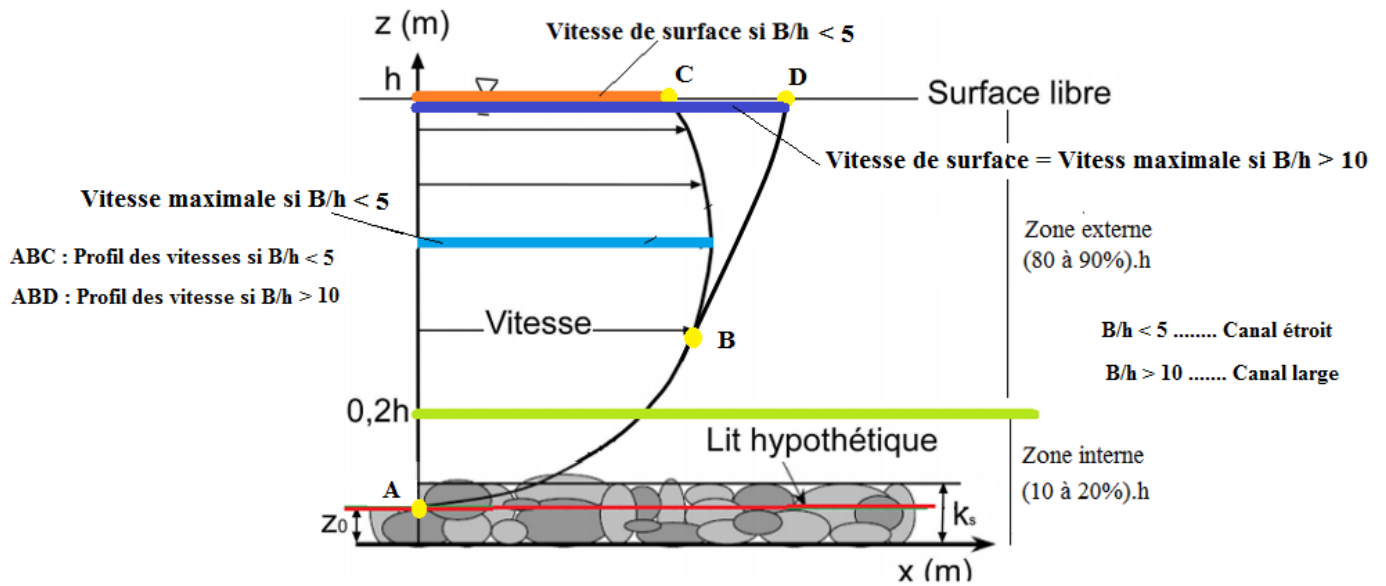
Pour ce cas, et afin de trouver la position de V_{max} , les travaux de C. L. Chiu (1989) et J. Guo and P. Y. Julien (2008) sont inévitables et de grands intérêts. Dans ce sens et en exploitant la théorie développée par C. L. Chiu, les scientifiques ont pu établir les ordres de grandeurs suivants :

- $V_{\text{moy}} = 0,8657 \cdot V_{\text{max}}$ (Laboratoire)
- $V_{\text{moy}} = 0,9110 \cdot V_{\text{max}}$ (Canal artificiel en béton)
- $V_{\text{moy}} = 0,9146 \cdot V_{\text{max}}$ (Cours d'eau naturel)



$$V_{\text{moy}} = Q/S$$

Cette problématique de trouver la position et la valeur de la vitesse maximale (V_{max}) dans un écoulement à surface libre où le facteur d'aspect $\psi < 5$ (étroit), peut se résoudre en consultant, encore, les travaux de H. Bonakdari [17]



Facteur d'aspect = B/h = Largeur au miroir / profondeur d'eau qui traverse le centre de gravité de la section

Application

On veut mesurer le débit d'un canal en béton armé de forme trapézoïdale.

Pente du radier I_0	Largeur au fond b	Fruits	Rugosité de Manning n	Température de l'eau
0,1%	2 m	1/1	0,013	10°C

Solution

Première variante

1) Lister (faire une liste) de tous les déversoirs.

Crête (C) x 2

- 1) Crête mince
- 2) Crête large

Paroi (P) x 3

- 1) Vertical
- 2) Incliné vers l'amont
- 3) Incliné vers l'aval

Géométrie de l'ouverture ou échancrure (G) x 4

- 1) Rectangulaire
- 2) Triangulaire
- 3) Trapézoïdale
- 4) Circulaire

Contraction latérale (L) x 2

- 1) Avec

2) Sans
Ecoulement (E) x 2

- 1) Noyé
- 2) Dénoyé

Nappe (N) x 2

- 1) Libre
- 2) Déprimée (collante)

On voit bien qu'il y a énormément de possibilités :

- C1 - P1 - G2 - L2 - E2 - N1
- C2 - P2 - G1 - L1 - E1 - N2
- C2 - P1 - G2 - L2 - E1 - N1...etc.

On peut constituer plus de 192 possibilités ! Et pour chaque possibilité, il y a plusieurs formules de calcul du débit.

Encore, chaque formule dispose de ses propres conditions d'application = le domaine de validité ou domaine de définition de la formule !

Comment faire le choix ?

Dans la pratique et selon des normes bien définies, chaque type de déversoir dispose des informations minimales ci-dessous :

- ❖ H_{1-min}
- ❖ Hauteur minimale de la crête du déversoir ou de l'orifice au-dessus du canal d'approche
- ❖ Q_{max}
- ❖ Q_{min}
- ❖ Q_{max}/Q_{min}
- ❖ H_2/H_1
- ❖ Erreur du produit : $C_v \cdot \mu$
- ❖ Valeur maximale de la sensibilité (Maximum value of the sensitivity of the structure)
- ❖ Flexibilité (canaux d'irrigation de partage)
- ❖ Comportement vis-à-vis le transport solide par charriage et par suspension
- ❖ Comportement vis-à-vis le passage des débris

Maintenant pour l'application, on essaie de parfaire les calculs.

- 1) Par exemple, on commence par un Déversoir-Crête mince-Vertical-Rectangulaire-Avec contraction latérale-Dénoyée-Libre en d'autres termes, sous forme de symboles : Déversoir-C1 - P1 - G1 - L2 - E2 - N1
- 2) Il y a 2 formules (En réalité, il y'en a d'autres) Kindsvater – Carter et Hegly
- 3) On commence par la 1ère formule (Kindsvater – Carter)
- 4) On doit vérifier les conditions d'application
 - $h_c(m) = h_1 + 0,001$
 - $L_c(m) = L + K_1$
 - $P(m) > 0,10$
 - $h_1(m) \geq 0,03$
 - $h_1/P \leq 2$
 - $B - L < 6 \cdot h_1$

On voit bien que toutes les conditions, presque, dépendent de h_1

5) Détermination de h_1

On l'a dit, dans le cours, pour trouver h_1 , il faut se mettre dans les conditions d'un régime uniforme (équation de Chézy)

$$V_{\text{moy}} = R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} / n = [(2 \cdot h_1 + h_1^2) / (2 + 2,828 \cdot h_1)]^{2/3} \cdot I^{1/2} / n = [(2 \cdot h_1 + h_1^2) / (2 + 2,828 \cdot h_1)]^{2/3} \cdot (0,001)^{1/2} / 0,013 = ?$$

On ne connaît pas la vitesse moyenne (V_{moy})

Mais, On a 2 formules :

a) « Surface Hydrauliquement Lisse » $\Leftrightarrow V_{\text{moy}} = V_f \cdot \left(3,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H \cdot V_f}{\nu} \right) \dots \dots \dots V_f \cdot K < 5 \cdot \nu$

b) « Surface Hydrauliquement Rugueuse » $\Leftrightarrow V_{\text{moy}} = V_f \cdot \left(6,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H}{K} \right) \dots \dots V_f \cdot K > 70 \cdot \nu$

$$K = K_{\text{Béton}} = 0,003048 \text{ m}$$

$$\nu = \frac{0,0179}{1 + 0,0337 \cdot T + 0,000221 \cdot T^2} = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}^2 \quad (T = 10^\circ\text{C})$$

a) $V_f \cdot K < 5 \cdot \nu \Rightarrow V_f < 5 \cdot \nu / K = 5 \cdot 1,31 \cdot 10^{-6} / 0,003048 = 0,00215 \Rightarrow V_f < 0,00215 \text{ m/s}$

On prend $V_f = 0,001 \text{ m/s}$

$$V_f = \sqrt{g \cdot R_H \cdot I} \quad \text{et} \quad R_H = S_m / P_m = (2 \cdot h + h^2) / (2 + 2,828 \cdot h)$$

Donc, $V_f = \sqrt{9,81 \cdot \frac{(2 \cdot h_1 + h_1^2)}{(2 + 2,828 \cdot h_1)} \cdot 0,001} = 0,001 \Rightarrow h_1 = 0,0001 \text{ m}$

- $h_e(\text{m}) = h_1 + 0,001 = 0,0011$
- $L_e(\text{m}) = L + K_1$
- $P(\text{m}) > 0,10 \dots \dots \dots$ On prend, $P = 0,2$
- $h_1(\text{m}) \geq 0,03 \dots \dots \dots$ Elle n'est pas vérifiée
- $h_1 / P \leq 2$
- $B - L < 6 \cdot h_1$

On arrête les calculs. La surface n'est pas hydrauliquement Lisse

b) « Surface hydrauliquement rugueuse » $V_f \cdot K > 70 \nu \Rightarrow V_f > 70 \cdot \nu / K = 70 \cdot 1,31 \cdot 10^{-6} / 0,003048 = 0,03 \Rightarrow V_f > 0,03 \text{ m/s}$. On prend $V_f = 0,04 \text{ m/s}$

$$V_f = \sqrt{g \cdot R_H \cdot I} \quad \text{et} \quad R_H = S_m / P_m = (2 \cdot h + h^2) / (2 + 2,828 \cdot h)$$

Donc, $V_f = \sqrt{9,81 \cdot \frac{(2 \cdot h_1 + h_1^2)}{(2 + 2,828 \cdot h_1)} \cdot 0,001} = 0,04 \Rightarrow h_1 = 0,18 \text{ m}$

- $h_e(\text{m}) = h_1 + 0,001 = 0,181$
- $L_e(\text{m}) = L + K_1$
- $P(\text{m}) > 0,10 \dots \dots \dots$ On prend, $P = 0,2$
- $h_1(\text{m}) = 0,18 \geq 0,03 \dots \dots \dots$ Ok
- $h_1 / P \leq 2 = 0,18 / 0,2 = 0,9 \leq 2 \dots \dots \dots$ Ok
- $B - L < 6 \cdot h_1 \Rightarrow L > B - 6 \cdot h_1$
 $B = b + 2 \cdot h_1 = 2 + 2 \cdot 0,18 = 2,36 \Rightarrow L > 2 - 6 \cdot 0,18 = 0,92 \text{ m}$. On prend, $L = 1 \text{ m}$
- $L_e(\text{m}) = L + K_1 = 1 + K_1$ (Abaques p 16)
 $L/B = 1/2,36 = 0,42 \dots \dots \dots K_1 = 0,0027 \text{ m}$
 $L_e(\text{m}) = 1 + 0,0027 = 1,0027 \text{ m}$

Finalement, le déversoir choisi aura les dimensions suivantes :

- $h_e(m) = 0,181$
- $L_e(m) = 1,0027$ m
- $P(m) = 0,2$
- $h_1(m) = 0,18$
- $B(m) = 2,36$
- $L(m) = 1$ m

Calcul du débit (Q)

$$Q = \mu \cdot C_v \cdot L_e \cdot h_e^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$$

Il faut tout d'abord calculer le coefficient du débit (μ) et le coefficient de vitesse (C_v)

$$\diamond \mu = \frac{2}{3} \cdot \left(\varphi + \psi \frac{h_1}{P} \right) = \frac{2}{3} \cdot \left(\varphi + \psi \frac{0,18}{0,2} \right) = 0,667 \cdot (\varphi + 0,9 \cdot \psi) \dots\dots\dots \varphi = 0,592 \text{ et } \psi = 0,007$$

$$\mu = 0,40$$

$$\diamond C_v = \left(\frac{H_1}{h_1} \right)^u = \left(\frac{h_1 + \frac{\alpha \cdot V_1^2}{2 \cdot g}}{h_1} \right)^u = \left(1 + \frac{\alpha \cdot V_1^2}{2 \cdot g \cdot h_1} \right)^u = \left(1 + \frac{\alpha \cdot V_1^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,18} \right)^{1,5} \dots\dots\dots (u = 1,5)$$

$$V_1 = V_{\text{moy}} = V_{\text{Chézy}} = R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} / n = [(2 \cdot h_1 + h_1^2) / (2 + 2,828 \cdot h_1)]^{2/3} \cdot I^{1/2} / n = [(2 \cdot 0,18 + 0,18^2) / (2 + 2,828 \cdot 0,18)]^{2/3} \cdot (0,001)^{1/2} / 0,013 = 0,71 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1,15 \text{ (Tableau, p 16)}$$

$$\diamond C_v = \left(1 + \frac{1,15 \cdot 0,71^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,18} \right)^{1,5} = 1,26$$

$$\text{Donc, le débit } Q = \mu \cdot C_v \cdot L_e \cdot h_e^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g} = 0,4 \cdot 1,26 \cdot 1,0027 \cdot 0,181^{1,5} \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}$$

$$Q = 0,1723 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{th}} = V \cdot S = 0,71 \cdot (2 \cdot 0,18 + 0,18^2) = 0,2786 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'erreur sera de $Er = 38,16\%$. C'est énorme !

$$6) \text{ On a : } B - L < 6 \cdot h_1 \Rightarrow L > B - 6 \cdot h_1$$

Avec, $h_1 = H_n = 1$ m et $B = 2$ m, on : $L > 2 - 6 \cdot 1 = -4$. Impossible car $L > 0$

Sans aller plus loin, on dira que les conditions du projet ne permettent pas d'utiliser la formule de Kindsvater – Carter.

1) Formule de Hegly

Conditions d'application

- $0,1 < h_1(m) < 0,6$
- $0,4 < P(m) < 0,8$
- $0,4 < L(m) < 1,8$
- $0 < \frac{B-L}{B} < 0,9$

$$\text{On a : } 0 < \frac{B-L}{B} < 0,9$$

$$B = 2 \text{ (donnée)}$$

$$\text{On doit avoir : } B < L < 0,1 \cdot B. \text{ Donc : } 2 < L < 0,2$$

Mais on a encore, $0,4 < L < 1,8$. On opte par exemple pour $L = 1,5$ m (C'est un choix. L'essentiel qu'il vérifie la condition)

Pour $P = 0,6$ (C'est un choix. L'essentiel qu'il vérifie, $0,4 < P(m) < 0,8$)

$$\mu = \left(0,405 + \frac{0,0027}{h_1} - 0,03 \frac{B-L}{B} \right) \cdot \left[1 + 0,55 \cdot \left(\frac{L \cdot h_1}{B \cdot (h_1 + P)} \right) \right]$$

On voit bien que la formule contient (h_1). Cette hauteur correspond à la profondeur normale (régime uniforme)

Généralement, à travers la formule de Chézy, on pourra trouver la profondeur en question, mais nous n'avons ni vitesse moyenne (V_{moy}) ni débit (Q) ! Comment faire pour trouver h_1 ?

On a 2 cas :

1) « Surface Hydrauliquement Lisse » $\Leftrightarrow V_{moy} = V_f \cdot \left(3,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H \cdot V_f}{v} \right) \dots\dots\dots V_f \cdot K < 5 \cdot v$

2) « Surface Hydrauliquement Rugueuse » $\Leftrightarrow V_{moy} = V_f \cdot \left(6,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H}{K} \right) \dots\dots V_f \cdot K > 70 \cdot v$

Et pour les 2 cas, V_f et R_H sont inconnues.

Avec, $V_f = \sqrt{g \cdot R_H \cdot I}$ et $R_H = S_m / P_m = (2 \cdot h + h^2) / (2 + 2,828 \cdot h)$

Pour résoudre le problème on doit considérer les 2 variantes.

1^{ère} variante / "Surface Hydrauliquement Lisse" $\Leftrightarrow V_{moy} = V_f \cdot \left(3,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H \cdot V_f}{v} \right)$

$V_f \cdot K < 5 \cdot v \Rightarrow V_f < 5 \cdot v / K = 5 \cdot 1,31 \cdot 10^{-6} / 0,003048 = 0,00215$

$V_f < 0,00215$ m/s. On prend $V_f = 0,001$ m/s

$\psi = B/h > 10$ (Canal large), $\dots\dots\dots V_{moy} / V_{sur} = 0,800$

$\psi = B/h < 5$ (Canal étroit), $\dots\dots\dots V_{moy} / V_{sur} = 0,9110 \dots\dots\dots$ (Canal artificiel en béton)

$V_{moy} = R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} / n$

$V_{moy} = V_f \cdot \left(3,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H \cdot V_f}{v} \right)$ Devient : $\frac{R_H^{2/3} \cdot \sqrt{I}}{n} = 0,001 \cdot \left(3,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H \cdot 0,001}{v} \right)$

$\Leftrightarrow \frac{R_H^{2/3} \cdot \sqrt{0,001}}{0,013} = 0,001 \cdot \left(3,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H \cdot 0,001}{1,31 \cdot 10^{-6}} \right) \Rightarrow R_H = ?$. L'équation n'admet pas de solution.

Donc, on n'est pas dans la condition de « Surface Hydrauliquement Lisse »

2^{ème} variante / "Surface Hydrauliquement Rugueuse" $\Leftrightarrow V_{moy} = V_f \cdot \left(6,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H}{K} \right)$

$V_f \cdot K / v > 70 \Rightarrow V_f > 70 \cdot v / K = 70 \cdot 1,31 \cdot 10^{-6} / 0,003048 = 0,03$

$V_f > 0,03$ m/s. On prend $V_f = 0,04$ m/s

a) $\psi = B/h > 10$ (Canal large), $\dots\dots\dots V_{moy} / V_{sur} = 0,800$

b) $\psi = B/h < 5$ (Canal étroit), $\dots\dots\dots V_{moy} / V_{sur} = 0,9110 \dots\dots$ (Canal artificiel en béton, $K = 0,003048$)

$V_{moy} = R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} / n$

$V_{moy} = V_f \cdot \left(6,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H}{K} \right)$ Devient : $\frac{R_H^{2/3} \cdot \sqrt{I}}{n} = 0,04 \cdot \left(6,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H}{0,003048} \right)$

$\Leftrightarrow \frac{R_H^{2/3} \cdot \sqrt{0,001}}{0,013} = 0,04 \cdot \left(6,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H}{0,003048} \right) \Rightarrow R_H = 0,278$ m

$h = h_1 = 0,35$ m

$S_m = 0,82$ m²

$P_m = 3,0$ m

$V_{moy} = 1,036$ m/s

$V_{max} = V_{sur} = V = 1,3$ m/s

$\alpha = 1,77$

$H_1 = 0,502$ m

$C_v = 1,717$

$\mu = 0,41$

$Q = 0,324 \text{ m}^3/\text{s}$ C'est le débit que va mesurer le déversoir

$$Q_{th} = V.S = 0,82.1,036 = 0,8495 \text{ m}^3/\text{s}$$

En faisant un petit calcul, on peut remarquer que la mesure va se faire avec une erreur $Er = |(0,8495 - 0,3236)/0,8495| = 0,618$. Une erreur telle que 61,8% est inacceptable (< 10%).

Par rapport à cette grande erreur, on dira que le choix du type du déversoir est mauvais et on doit chercher d'autres déversoirs.

Moralité

*Les conditions d'application d'une quelconque formule sont la première chose à vérifier.
Sans conditions d'applications bien précises, on n'a pas le droit d'utiliser une formule*

Deuxième variante (Sans contraction latérale)

Déversoir - Crête mince – Vertical - Rectangulaire Sans contraction latérale – Dénoyée – Libre
Formule de Kindsvater – Carter

$$\mu = \frac{2}{3} \cdot \left(0,602 + 0,075 \frac{h_1}{P}\right) \text{ et } Q = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot h_e^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$$

Conditions d'application

- $h_e(\text{m}) = h_1 + 0,001$
- $h_1(\text{m}) > 0,03$
- $P(\text{m}) > 0,10$
- $h_1/P < 2$

On a $h_1 = 0,35 \text{ m}$ et $h_1/P < 2 \Rightarrow P > h_1/P = 0,35/2 = 0,175 \Rightarrow P > 0,175$. On prend, $P = 0,3 \text{ m}$

$$h_e = h_1 + 0,001 = 0,35 + 0,001 = 0,351 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{2}{3} \cdot \left(0,602 + 0,075 \frac{h_1}{P}\right) = \frac{2}{3} \cdot \left(0,602 + 0,075 \frac{0,35}{0,3}\right) = 0,10$$

$C_v = 1,717$ (1^{ère} application)

$$Q = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot h_e^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g} = 0,1 \cdot 1,717 \cdot 2 \cdot 0,351^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} = 0,3163 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{th} = V.S = 0,82.1,036 = 0,8495 \text{ m}^3/\text{s}$$

En faisant un petit calcul, on peut remarquer que la mesure va se faire avec une erreur $Er = |(0,8495 - 0,3163)/0,8495| = 0,627$ Une erreur telle que 62,7% est inacceptable (< 10%).

Après avoir essayé tous les déversoirs possibles, on choisira celui qui donnera la mesure du débit avec la plus petite erreur possible et qui doit être < 10%.

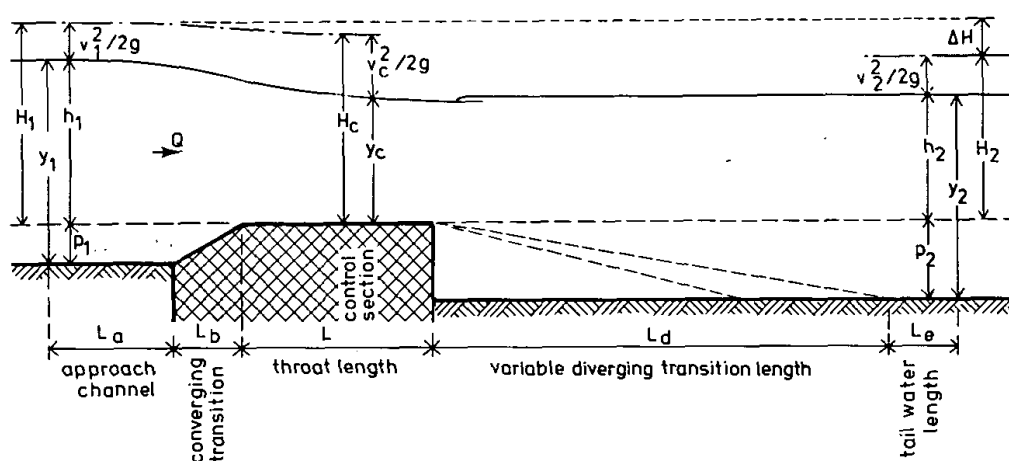
4.3. Déversoirs à crête large (épaisse) et les seuils (canaux) Jaugeurs

Au cours des vingt dernières années, les canaux jaugeurs (flume) à col allongé (long-throated) et les déversoirs à crête épaisse sont devenus les normes acceptées pour les mesures de débit à surface libre. Ces structures possèdent l'exactitude et la fiabilité des mesures des débits de profondeur critique, des étalonnages théoriques, la caractéristique de perte de charge la plus basse de n'importe quel dispositif d'écoulement critique et une extraordinaire souplesse de conception et de fabrication.

Pour améliorer la gestion de l'eau, les spécialistes mondiaux dans les structures de mesure des débits tels que M. G. Bos, A. J. Clemmens, T. L. Wahl et J. A. Replogle recommandent que les moyens de mesure du débit de l'eau soient inclus dans tous les nouveaux projets hydrauliques. Pour ceux existants, la mise en place de moyens de mesure du débit doit se faire dès que possible.

Habituellement, les mesures de l'eau doivent être planifiées à tous les points où il peut être raisonnablement établi que la connaissance du débit affectera les décisions de gestion.

Pour les mesures de débit en canal ouvert, les spécialistes cités ci-haut, insistent sur le fait que seules les structures modernes telles que les canaux jaugeurs à gorge (col) longue (long-throated flumes) et les déversoirs à large crête permettent les mesures les plus fiables. Ces derniers moyens sont particulièrement bien adaptés aux canaux d'irrigation, tandis que les canaux à gorge longue sont bien adaptés aux cours d'eau naturels. En outre, les 2 structures sont définies par : $0,07 \leq H_1/L \leq 0,07$ (H_1 est la charge totale dans le canal d'approche / col pour les canaux jaugeurs et la section de contrôle pour les déversoirs et L représente la longueur du col ou la section de contrôle dans le sens de l'écoulement)



4.3.1. Base théorique de la mesure du débit en canaux ouverts

En hydraulique à surface libre, un écoulement est dit « critique » si le nombre de Froude (Fr) est égal à l'unité.

Théoriquement parlant, le régime est dit « critique » si la dérivée de l'énergie spécifique par rapport à la profondeur devient nulle ou bien le nombre de Froude (Fr) serait égal à l'unité. En d'autres termes ; $\partial E_s / \partial h = 0$ ou bien $Fr = 1$.

Si E_s est l'énergie spécifique et E l'énergie totale, on peut écrire :

$$E_s = E - z = (z + P/\rho.g + \alpha V^2/2.g) - z = P/\rho.g + \alpha.V^2/2.g$$

$$P = \rho.g.h$$

$$\alpha \approx 1$$

$$Q = V.S$$

$$\text{Donc l'énergie spécifique } E_s = h + Q^2/(2.g.S^2)$$

$$\partial E_s / \partial h = \partial [h + Q^2/(2.g.S^2)] / \partial h = \partial h / \partial h + \partial [Q^2/(2.g.S^2)] / \partial h = 1 + (Q^2/2.g). (\partial/S^2) / \partial h = 1 - (Q^2/g.S^3).(\partial S / \partial h)$$

En supposant que S n'est fonction que de h ; alors : $\partial S / \partial h = dS / dh$

$$\text{Finalement, } \partial E_s / \partial h = 0 \Leftrightarrow 1 - (Q^2/g.S^3).(dS/dh) = 0 \Rightarrow 1 = (Q^2/g.S^3).(dS/dh)$$

Exemple

Soit un canal rectangulaire de Largeur x Hauteur = $B \times h$. Quelle est la profondeur critique (H_c) ?

Solution

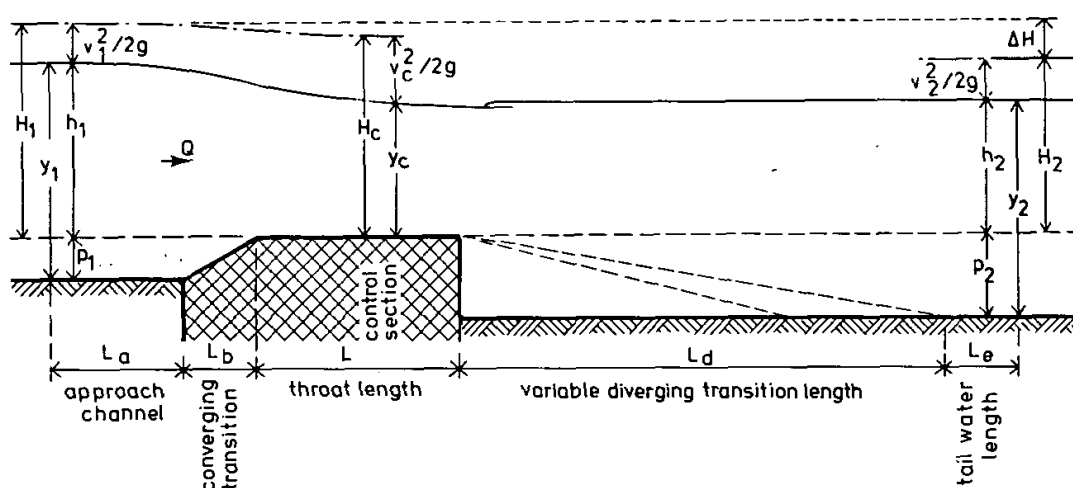
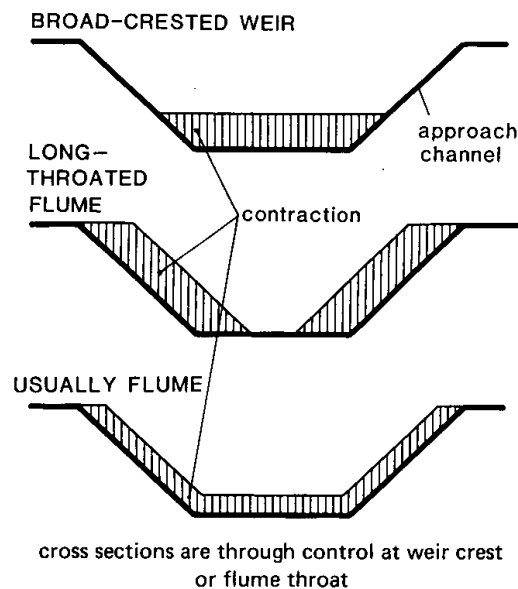
1^{ère} méthode

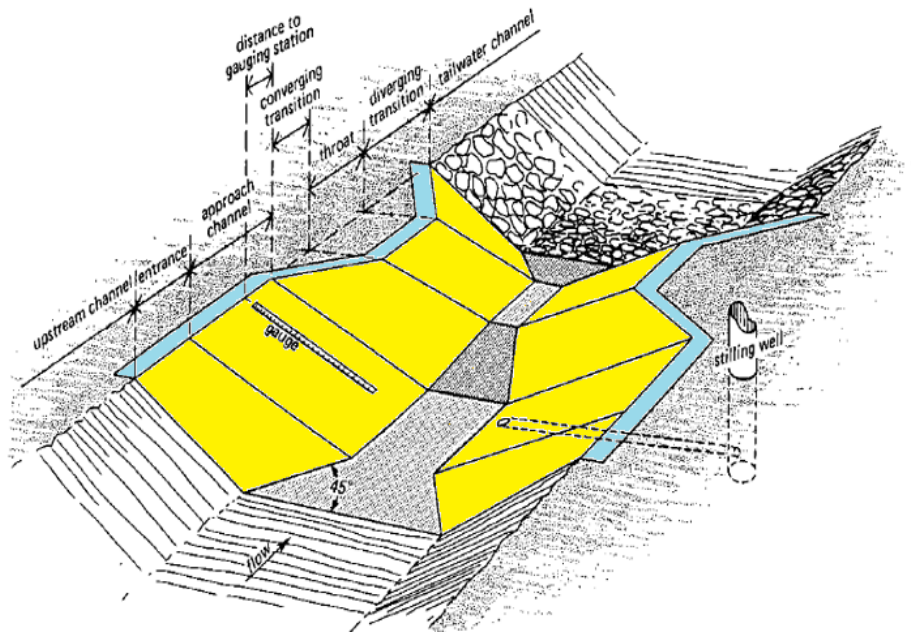
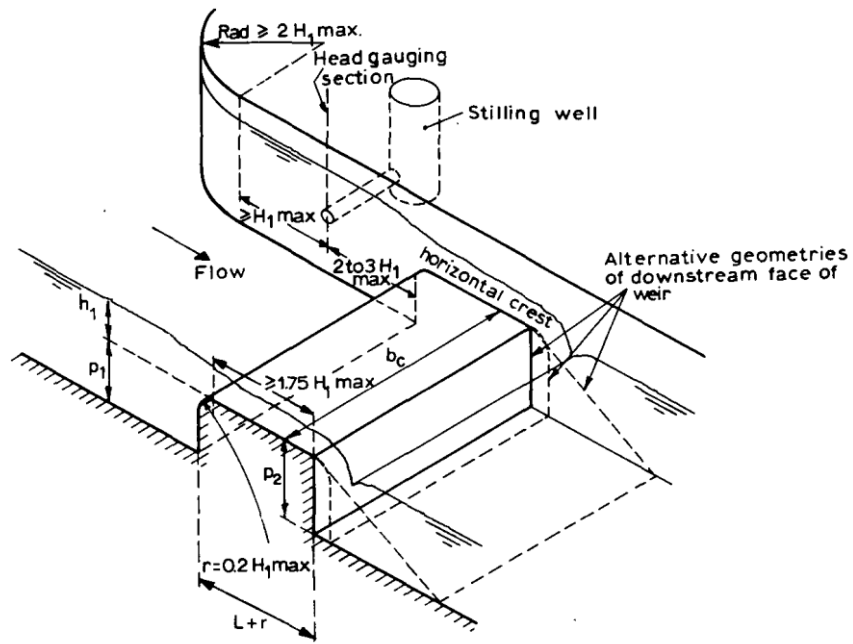
$$Fr = 1 \Leftrightarrow V/(g.S/B)^{1/2} = 1 \Rightarrow V = (g.S/B)^{1/2} = Q/S = Q/B.H_c = (g.B.H_c/B)^{1/2} = (g.H_c)^{1/2}. \text{ Donc, } H_c = [Q^2/gB^2]^{1/3}$$

2^{ème} méthode

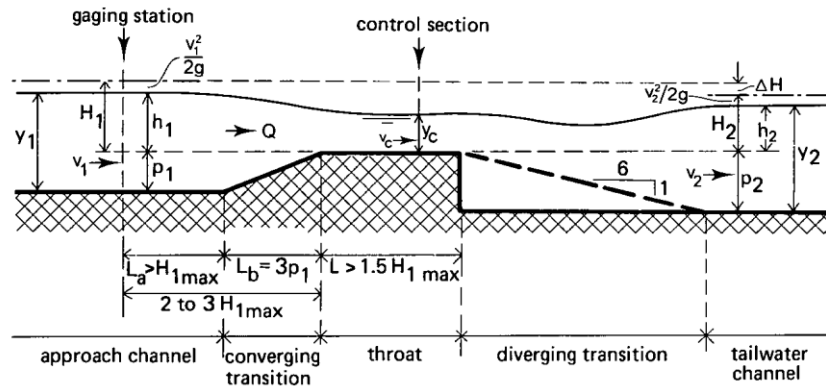
$$1 = (Q^2/g.S^3).(dS/dh) = (Q^2/g.h^3.B^3).d(B.h)/dh = (Q^2/g.h^3.B^3).B = (Q^2/g.h^3.B^2) \Rightarrow H_c = [Q^2/g.B^2]^{1/3}$$

L'équation ci-dessus et l'exemple montre que le débit (Q) ne dépend que de la profondeur (h). Cela voudra dire que la détermination du débit ne dépend pas des conditions amont et aval de la section critique telle que la pente, la rugosité et le régime d'écoulement (fluvial ou torrentiel). C'est une zone « tranquille ». Pour cette raison, on crée de telles zones ou sections pour pouvoir aménager des moyens de mesure du débit tels que les déversoirs à crête large et les canaux jaugeurs. Dans de tels moyens de mesure du débit, la zone critique est généralement créée soit par la construction d'une bosse (marche positive) sur le fond du canal ou par la création d'une contraction (un convergent) dans la section transversale. La plus grande différence entre les déversoirs à crête large (épaisse) et les canaux jaugeurs (seuils) réside dans le fait que les premiers s'obtiennent par rehaussement (élévation) du radier en construisant une bosse (marche positive) de hauteur de pelle (p). Pour obtenir les canaux jaugeurs, on construit une bosse et on réduit la largeur des murs latéraux (bajoyers) pour créer des contractions (convergençs).

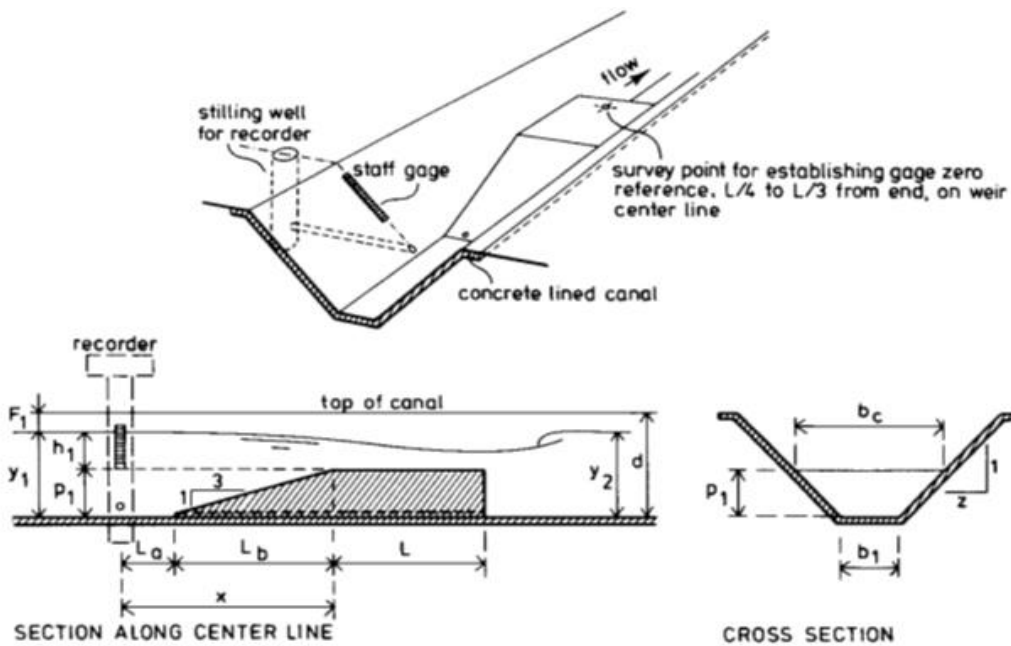




Vue générale d'un canal jaugeur (flume) à col allongé (long-throated)



Coupe transversale d'un canal jaugeur à col allongé



Vue générale d'un déversoir à crête large en forme de trapèze

Tout dimensionnement d'un type de déversoir ne peut être correct que si les conditions ci-dessous soient vérifiées :

- Condition d'immersion
- Revanche
- Débit modulaire à Q_{max}
- Débit modulaire à Q_{min}
- Nombre de Froude
- Précision à Q_{max}
- Précision à Q_{min}

4.3.2. Description d'un canal jaugeur à col allongé

Les canaux à longue gorge sont généralement composés de 5 composants :

1) Un canal d'approche (approach channel) nécessaire au développement des conditions uniformes d'écoulement symétrique et l'établissement d'une surface d'eau stable dont l'élévation peut être déterminée avec précision. Le chenal d'approche peut être bordé ou posé la terre d'origine.

- 2) Une section de transition convergente (converging transition) dans laquelle s'écoule l'écoulement d'approche sous-critique (Fluvial, $Fr < 1$) et s'accélère en douceur vers la gorge sans discontinuité ni écoulement de séparation - la transition peut être constituée de surfaces planes ou peut être arrondie.
 - 3) Une gorge (throat), ou section de contrôle, dans laquelle le flux traverse une profondeur critique. La gorge doit être horizontale dans le sens de l'écoulement, mais dans le sens perpendiculaire à l'écoulement, toute forme peut être utilisée.
 - 4) Une transition divergente (Diverging transition) dans laquelle la vitesse du flux supercritique (Torrentiel, $Fr > 1$) sortant de la section de gorge est réduite et l'énergie est dissipée ou partiellement récupérée. Si la récupération d'énergie n'est pas nécessaire, une transition brusque peut être utilisée.
 - 5) Un canal de fuite (Tailwater channel) où le niveau d'eau est fonction du débit et des propriétés hydrauliques du canal et des structures en aval. La gamme des niveaux d'eau dans ce canal est fondamentalement importante pour la conception de la structure car elle détermine l'élévation et la taille de la section de contrôle nécessaire pour maintenir un débit critique à travers le canal.
- En plus de ces 5 composants structurels, une station de mesure dans le canal d'approche est nécessaire.

4.3.3. Différences entre un canal jaugeur à col allongé et un déversoir à crête large (épaisse)

Les principales différences et points communs entre les canaux à gorge longue et les déversoirs à crête large résident dans les points suivants :

- Les deux structures créent un écoulement à une profondeur critique au moyen d'une contraction de la zone d'écoulement dans la gorge de la structure
- Dans les déversoirs, la section critique (section de contrôle) est formée en soulevant la radier du canal (marche positive). Cette section de contrôle est souvent appelée « Seuil » ou « Crête ».
- Dans les canaux jaugeurs, la section critique (section de contrôle) est formée par rétrécissement de la largeur du canal plus une surélévation du radier. Cette section rétrécie (section de contrôle) est appelée « gorge ».
- La caractéristique commune aux 2 dispositifs est la présence d'une longueur de section de contrôle suffisante pour assurer le développement de lignes de courant essentiellement parallèles dans la section dans laquelle passe l'écoulement à travers une profondeur critique. Sans la longue gorge, la théorie de l'écoulement unidimensionnel ne peut pas être utilisée pour obtenir un étalonnage précis.

4.3.4. Exigences relatives aux dimensions longitudinales du canal jaugeur

Les dimensions longitudinales bien calculées du canal jaugeur sont le garant que les conditions critiques soient atteintes. Car, sans ces conditions critiques (section critique) on ne peut pas parler de canal jaugeur ou déversoir à large crête.

Les exigences de longueur sont résumées dans le tableau ci-dessous [10]

Requirements for Flume Longitudinal Dimensions.

Dimension	Requirements
Approach section length, L_a	$L_a = H_{1max}$ $2 H_{1max} < L_a + L_b < 3 H_{1max}$
Converging transition length, L_b	Provide transition angle between 2.5:1 and 4.5:1, with 3:1 preferred. $L_b = 3 p_1$ for bottom contraction. $L_b = 3(B_1 - B^*)/2$ for symmetrical side contraction (see Section 6.3.3). Use the larger of these two for a combined contraction.
Throat length, L	$1.43 H_{1max} < L < 14.3 H_{1min}$ for model or computer rating. $1.0 H_{1max} < L < 10 H_{1min}$ for rating based on experiments.
Diverging transition length, L_d	$L_d < 10 p_2$, $L_a = 6p_2$ recommended.
Diverging transition slope, $m:1$	m equal to either 0 or 6 is recommended.
Tailwater channel length, L_e^*	$L_e = 10(p_2 + L/2) - L_d$

* The length L_e is often not a part of the actual structure; WinFlume uses this length for calculation of friction losses in the diverging transition. When constructing a full-length rectangular-throated weir like that shown in Figure 5.10, L_e is the length of the additional energy recovery section downstream from the diverging transition.

Avant de terminer ce cours relatifs aux déversoirs, on dira qu'il faut faire très attention lorsqu'on veut choisir et dimensionner les déversoirs installés sur un cours d'eau naturel. Les déversoirs les plus fiables en matière de mesure du débit d'un cours d'eau naturel et canaux artificiels sont le déversoir à crête large et les canaux jaugeurs ; lesdits déversoirs se construisent en béton armé. Il y a 2 grands problèmes qu'il ne faut pas oublier et qu'il faut obligatoirement résoudre avant le commencement des mesures.

- Le 1^{er} problème se trouve à l'amont du futur déversoir. Il s'agit du phénomène du transport solide
- Le 2^{ème} problème se trouve à l'aval du futur déversoir. Il s'agit du problème de la dissipation d'énergie. Dans beaucoup de cas, il serait nécessaire de dimensionner et construire des systèmes de dissipation de l'énergie à l'image de ceux construits pour les barrages à la sortie des évacuateurs des crues.

4.3.5. Règles de bonne exécution

- Les déversoirs à crête large et les canaux jaugeurs satisfont à la condition : $0.07 \leq H_1/L \leq 0.7$
- Le déversoir doit être perpendiculaire au courant liquide.
- $Fr < 0,5$ à la station de mesure. La station de mesure doit se trouver à une distance $\geq 30.H_{1-max}$ à l'amont du déversoir (H_{1-max} = charge à la station de mesure pour Q_{max})
- Pour de meilleurs résultats, $Fr < 0,2$ mais jamais $Fr > 0,5$
- Si le transport solide est important, le nombre de Froude, $Fr > 1$
- Le canal amont doit être rectiligne et uniforme sur une distance d'au moins $30.H_{1-max}$ de la station de mesure.
- Si la station de mesure doit se trouver dans un coude à une distance $< 30.H_{1-max}$, des mesures précises peuvent être effectuées (erreur supplémentaire d'environ 3%) en aménageant un canal droit, entre le déversoir et le coude, sur une longueur $\geq 6.H_{1-max}$
- Au niveau du coude, les mesures du niveau d'eau doivent se faire du côté intérieur du coude.
- Dans le cas où l'écoulement est perturbé pour les cas ci-dessous :
 - Canal droit mais la distance déversoir – station de mesure $< 30.H_{1-max}$

- Présence d'une station de mesure sur un coude et la distance déversoir – station de mesure $< 6.H_{I-max}$

On peut mettre des tranquilisateurs d'écoulement (chicanes, atténuateurs de vagues,...) de telle manière à assurer une distance entre ces tranquilisateurs-station de mesure $> 10.H_{I-max}$

4.4. Déversoir à Seuil large ou Crête épaisse

Ce type de déversoir est largement utilisé dans les déversoirs des évacuateurs de crue des barrages. Les barragistes préfèrent l'appeler déversoir Standard, déversoir WES, Creager-Oftisérov ou déversoir Scimemi.

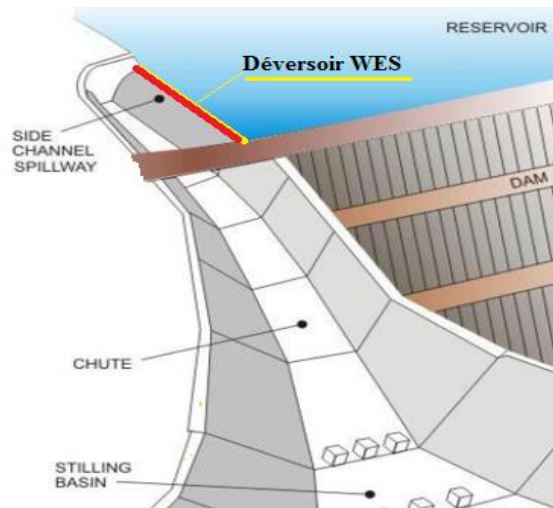
4.4.1. Un mot sur les évacuateurs de crue

Un évacuateur de crue est un ouvrage hydraulique conçu pour empêcher le débordement (l'inondation) d'un barrage à un endroit qui n'est pas conçu pour le débordement. Auxiliairement, et à travers le déversoir (seuil) qui représente la tête de l'évacuateur de crue, on peut faire des mesures de débits.

Un rapport de l'USBR (United State Bureau of Reclamation- USA), en 1983, avait montré que le mauvais dimensionnement des évacuateurs de crue était responsable de plus de 40% des cas de rupture des barrages. Un mauvais dimensionnement sous-entend une faible débitance, i.e., le débit que peut faire transiter le déversoir. Donc, tout est question de déversoir.



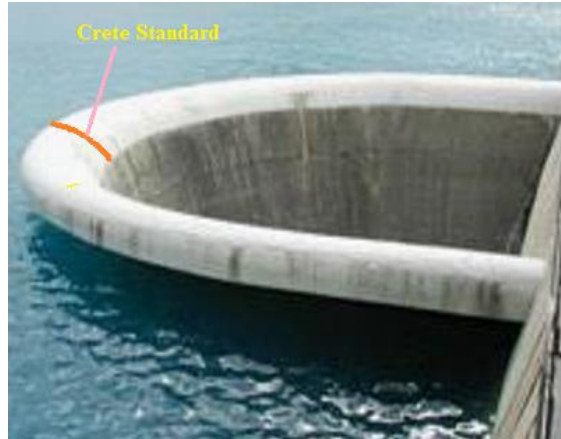
(A)



(B)



(C)



(D)



(E)

Evacuateur de crue

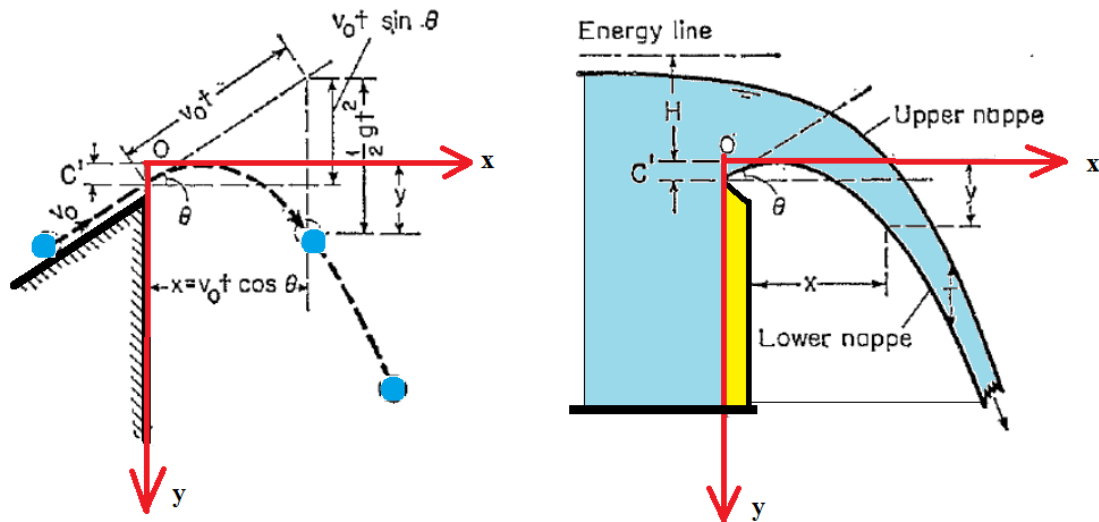
A) Frontal, B) Canal latéral, C, D, E) Puits ou en Tour (Tulipe ou Margueritte)

4.4.2. Etude théorique des déversoirs Standards

L'équation de la surface libre peut être approximée par : $\frac{y}{H} = A \cdot \left(\frac{x}{H}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{x}{H}\right) + C + D$

Avec ;

- $A = -0,425 + 0,25 \cdot \frac{h_v}{H}$
- $B = 0,411 - 1,603 \cdot \frac{h_v}{H} - \sqrt{1,568 \cdot \left(\frac{h_v}{H}\right)^2 - 0,892 \cdot \frac{h_v}{H} + 0,127}$
- $C = 0,150 - 0,45 \cdot \frac{h_v}{H}$
- $D = 0,57 - 2 \cdot m^2 \cdot e^{10 \cdot m}$
- $m = \frac{h_v}{H} - 0,208$



Où ;

- $h_v =$ charge due à la vitesse d'approche ($h_v = V_a^2/2.g$)
- $H = H_e =$ Charge totale au-dessus du déversoir = $H_a + H_d$

Pour des hauteurs de déversoirs (hauteur de pelle) importantes, la vitesse d'approche devient faible et la charge due à cette vitesse devient négligeable. Dans ce cas :

$$A = -0,425 \quad B = 0,055 \quad C = 0,150 \quad D = 0,559$$

Remarque

Les relations ci-dessus, ne sont valables que si l'écoulement à l'amont du déversoir est du type Fluvial ($Fr < 1$)

Pour un écoulement Torrentiel ($Fr > 1$), les travaux de A. T. Ippen (1950) doivent être consultés.

Le débit de ce type de déversoir est donnée par : $Q = C.L.H^{3/2}$

- $L =$ longueur effective du déversoir
- $H =$ charge au-dessus du déversoir
- $C =$ coefficient de débit. (Dans beaucoup de références, $C = \mu$)
 - Formule de Bazin (1888)
 - Formule de SIA (Société Suisse des Ingénieurs et Architectes)
 - Formule de Rehbock (1929)
 - Formule de Kindsvater
 - Formule de Carter

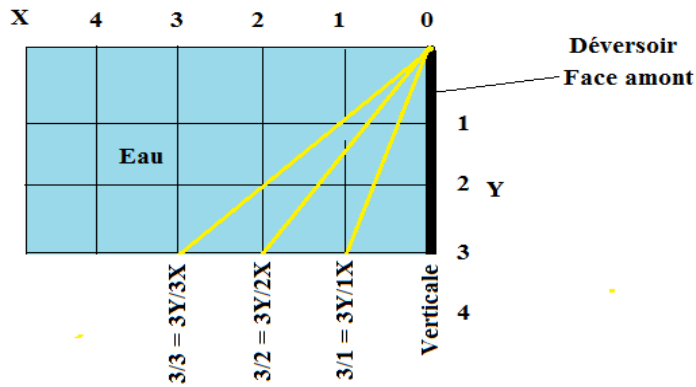
4.4.3. Calcul du déversoir standard ou WES (Waterways Experiment Station)

Ce sont les déversoirs qui équipent les évacuateurs de crue des barrages du fait de leur grande capacité de déversement, c'est à dire, grande débitance (grands débits)

L'équation générale de ce type de déversoir est donnée par : $X^n = K. H_d^{n-1}. Y$

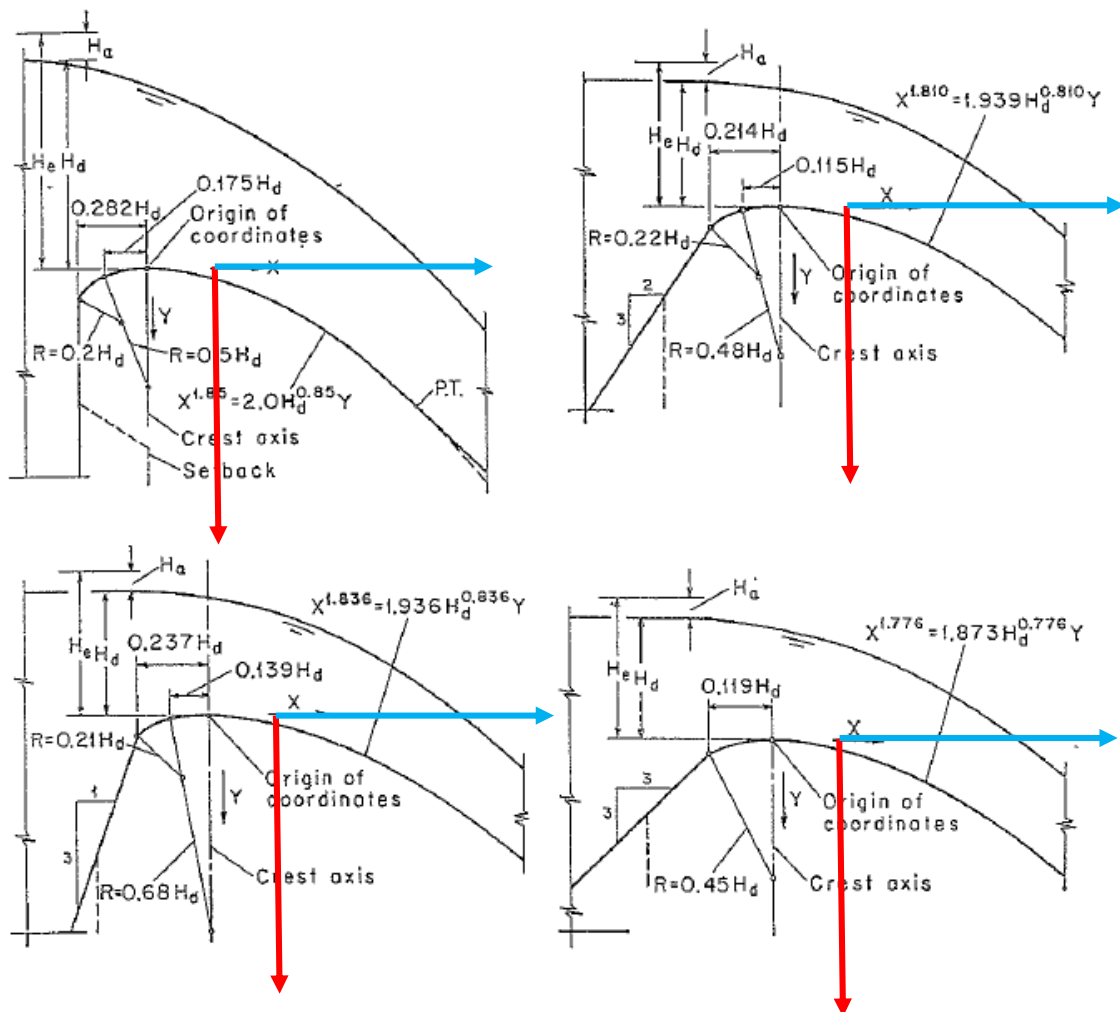
Avec ;

$$H_d = \text{La charge totale au-dessus du déversoir} - \text{La charge due à la vitesse}$$

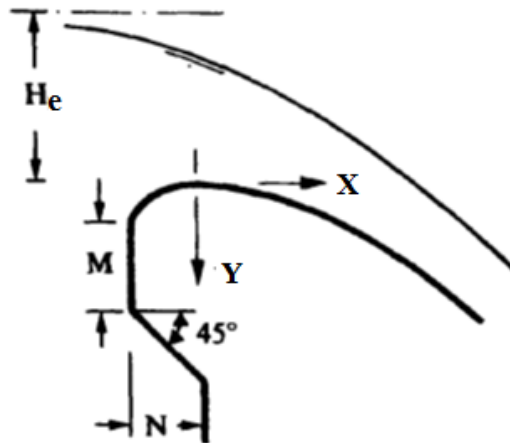


Pente de la face amont	K	n
Vertical	2,000	1,850
3/1	1,936	1,836
3/2	1,939	1,810
3/3	1,873	1,776

Le profil (forme géométrique) se trace point par point en ayant comme origine X_0 et Y_0 se trouvant au sommet du déversoir. L'axe X est dirigé dans le sens de l'écoulement et l'axe Y sera dirigé vers le bas.



Pour des raisons économiques, le déversoir WES à paroi verticale peut avoir une saillie. Il est recommandé de choisir les rapports suivants : $(M/N) > 0,5$ et $(M/H_c) \geq 0,6$



Les débits qui traversent les déversoirs WES sont donnés par : $Q = C.L.H_e^{3/2}$

- H_e = Charge totale au-dessus du déversoir.
- L = Longueur du déversoir (3^{ème} dimension)
- C = Coefficient du débit.

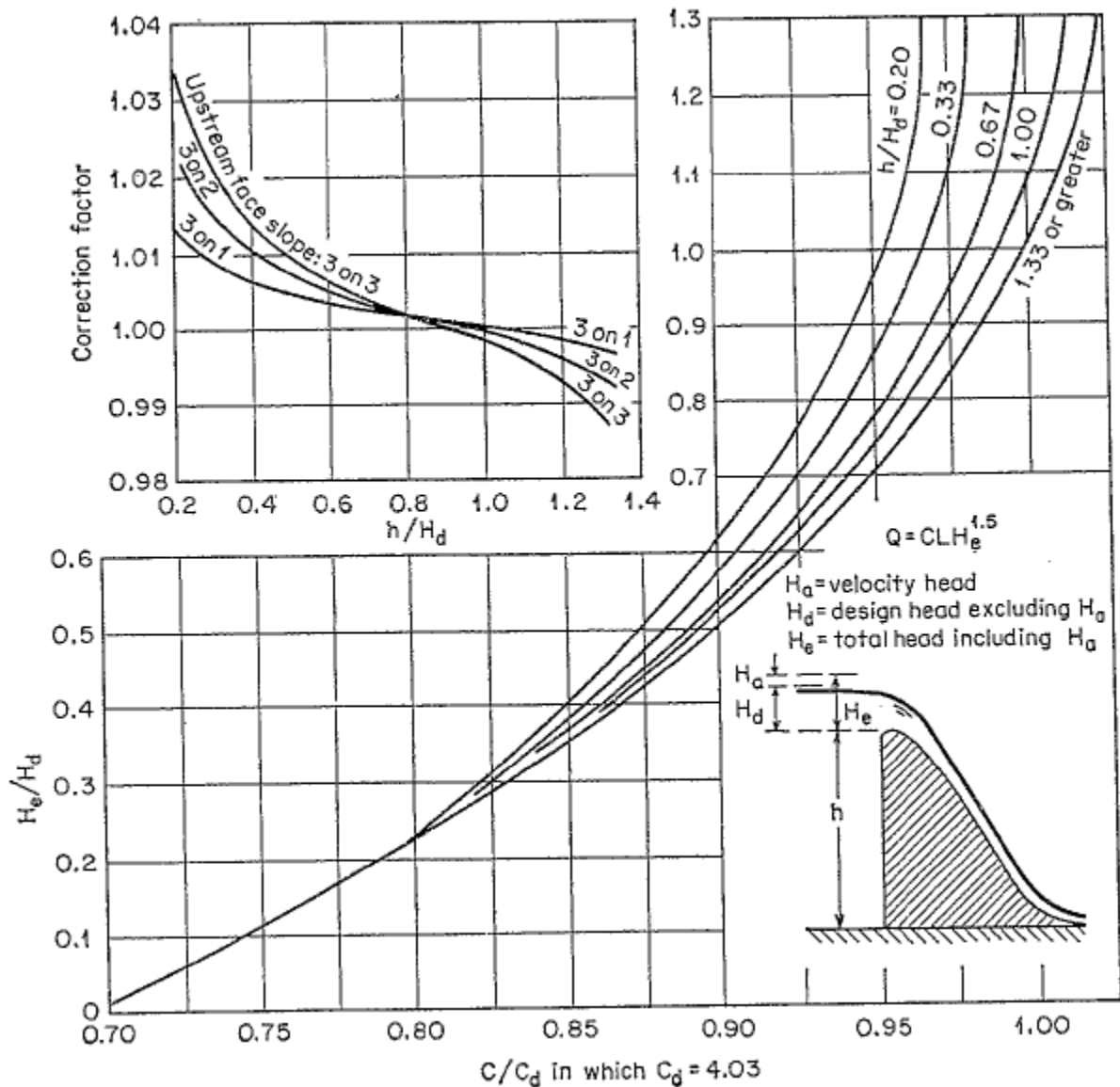
Les expériences entreprises ont montré que la formule de Rehbock peut être utilisée avec une bonne précision.

Les expériences de Rouse ont permis de dresser les limites ci-dessous :

- $H/h \leq 5$ $C = 3,27 + 0,40 \cdot \frac{H}{h}$ (Bonne précision)
- $5 < H/h \leq 10$ $C = 3,27 + 0,40 \cdot \frac{H}{h}$ (Faible précision)
- $10 < H/h < 15$ Le flou persiste toujours sur la manière de calculer le coefficient de débit C
- $H/h \geq 15$ $C = 5,68 \cdot \left(1 + \frac{h}{H}\right)^{3/2}$

D'autres part, les expériences sur modèles réduits ont montré que :

- $(h/H_d) < 4/3$ La vitesse d'approche aura un effet appréciable sur le débit et de ce fait la charge due à la vitesse n'est plus négligeable (Voir graphiques ci-dessous)
- $(h/H_d) > 4/3$ La charge due à la vitesse d'approche (V_a) peut être négligée
- $(h/H_d) \gg 4/3$... $C = C_d = 4,03$



Remarques

- 1) Pour les déversoirs utilisés sur les cours d'eau naturels, il faut faire attention à la dynamique sédimentaire qui peut être très active et l'influence sur les débits mesurés peut être importante. En effet, l'eau, initialement, claire peut devenir très chargée en sédiments ce qui peut influencer les caractéristiques rhéologiques et hydrauliques des eaux courantes.
- 2) Pour les déversoirs utilisés au laboratoire, il faut faire attention au phénomène de la capillarité qui peut fausser totalement les mesures. En dessous d'une certaine profondeur d'eau par-dessus le déversoir, la capillarité (nombre de Weber) devient prépondérante par rapport à la gravité (nombre de Froude) et la viscosité (nombre de Reynolds)

Application

On cherche à déterminer la cote de la crête d'un barrage-déversoir en béton dont les caractéristiques sont :

- Cote du plan d'eau à l'amont du déversoir = 304,8
- Cote de Fond Limite (CFL) du déversoir = 268,2
- Débit du laminage, $Q = 2125 \text{ m}^3/\text{s}$

- Longueur de la crête du déversoir, $L = 76 \text{ m}$

Solution

Hypothèse : L'effet de la vitesse d'approche (V_a) peut être négligé $\Leftrightarrow C = 4,03$

$$Q = C.L.H_e^{3/2} \Rightarrow H_e = [Q/(C.L)]^{2/3} = [2125/(4,03.76)]^{2/3} = 3,64$$

Donc, $H_e = 3,64 \text{ m}$

La vitesse d'approche, $V_a = Q/S = Q/[L.(304,8 - 268,2)] = 2125/[76.(304,8 - 268,2)]$

Donc, $V_a = 0,77 \text{ m/s}$

La charge due à la vitesse d'approche, $H_a = V_a^2/2g = 0,77/19,62$

Donc, $H_a = 0,04 \text{ m}$

$H_e = H_d + H_a \Rightarrow H_d = H_e - H_a = 3,64 - 0,04$

Donc, $H_d = 3,60 \text{ m}$

La hauteur du barrage-déversoir du coté amont (hauteur de pelle), $h = (304,8 - 268,2) - H_d$
 $= (304,8 - 268,2) - 3,6$

Donc, $h = 33 \text{ m}$

Vérification

$4.H_d/3 = 4.3,64/3 = 4,86 \text{ m}$ et $h = 33 \text{ m}$

On voit bien que : $h \gg 4.H_d/3 \Rightarrow$ L'hypothèse selon laquelle on pouvait négliger la vitesse d'approche (V_a) est vérifiée.

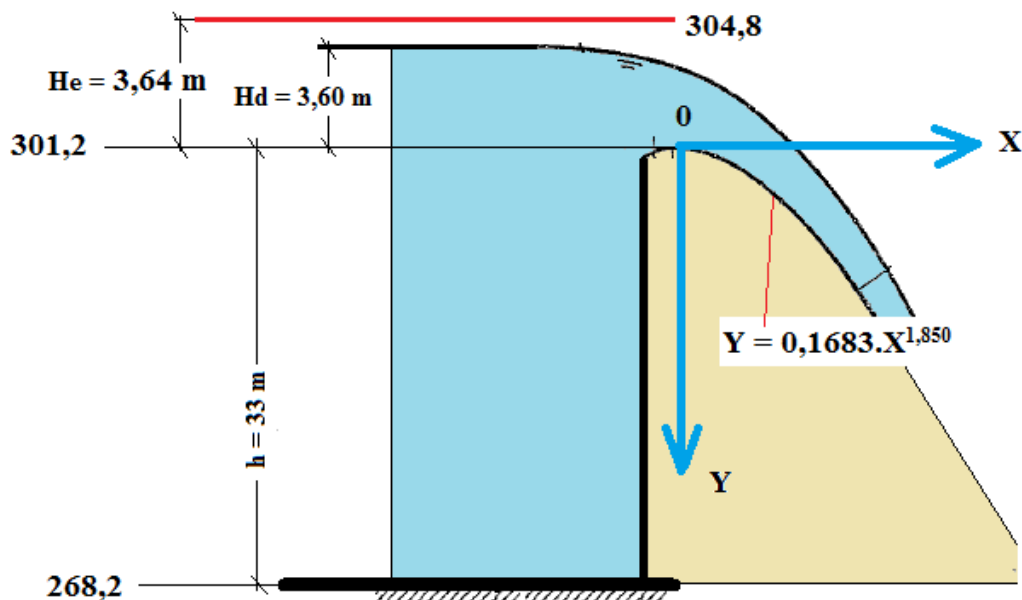
La crête du déversoir = $304,8 - H_d = 304,8 - 3,60$

Finalement, la crête du déversoir est égale à $301,20$

L'équation de la crête du déversoir est donnée par : $X^n = K.H_d^{n-1}.Y$

Pour un parement vertical : $n = 1,850$ et $K = 2,000$

Donc, $Y = 0,1683.X^{1,850}$



Comme on l'avait dit, plus haut, le déversoir WES à paroi verticale peut avoir une saillie qui peut se dimensionner comme suit : $M/N > 0,5$ et $M/H_e \geq 0,6$

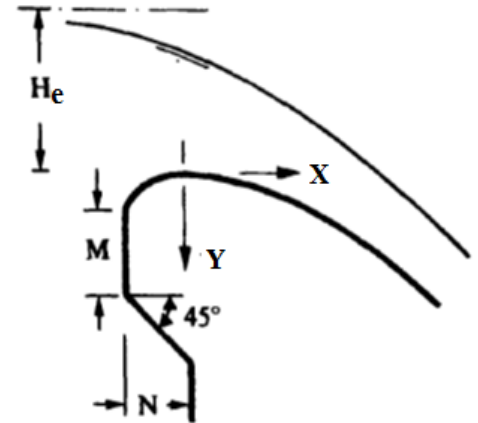
$$M/H_e \geq 0,6 \Rightarrow M \geq 0,6.H_e = 0,6.3,64 = 2,184$$

$$\text{Donc, } M = 2,2 \text{ m}$$

$$M/N > 0,5 \Rightarrow N < 2.M = 2.2,2 = 4,4$$

$$\text{Donc, } N = 4,3 \text{ m}$$

Cette saillie permet de gagner pas moins de 132 m³ de béton.



5. Choix d'un déversoir ?

Le rôle de l'hydraulicien n'est pas de prendre une formule d'un déversoir quelconque et de calculer son débit.

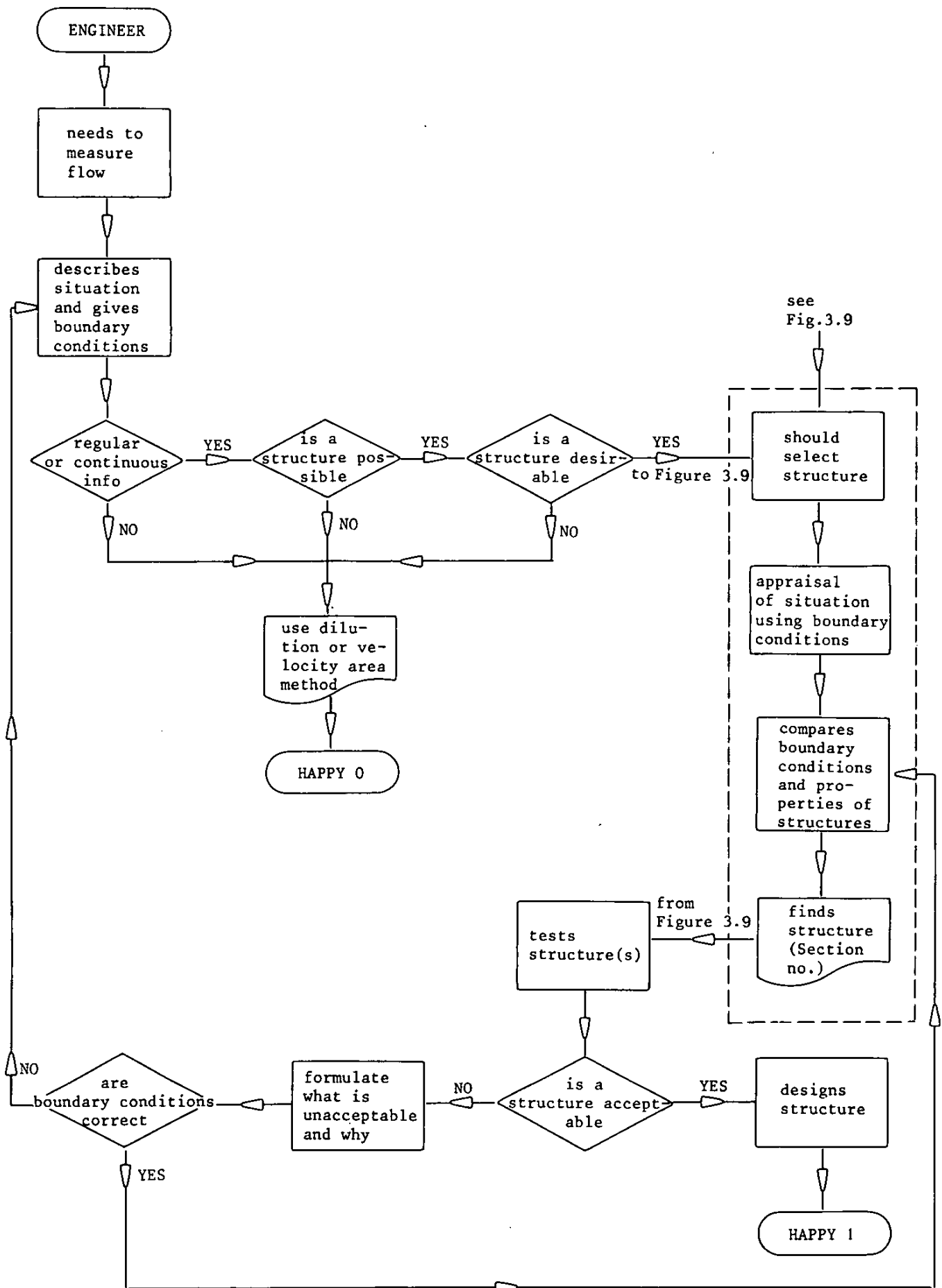
Connaissant et vérifiant les conditions d'applicabilité, quiconque peut calculer le débit. Toujours est-il que la question fondamentale reste toujours posée : Quel type de déversoir choisir ?

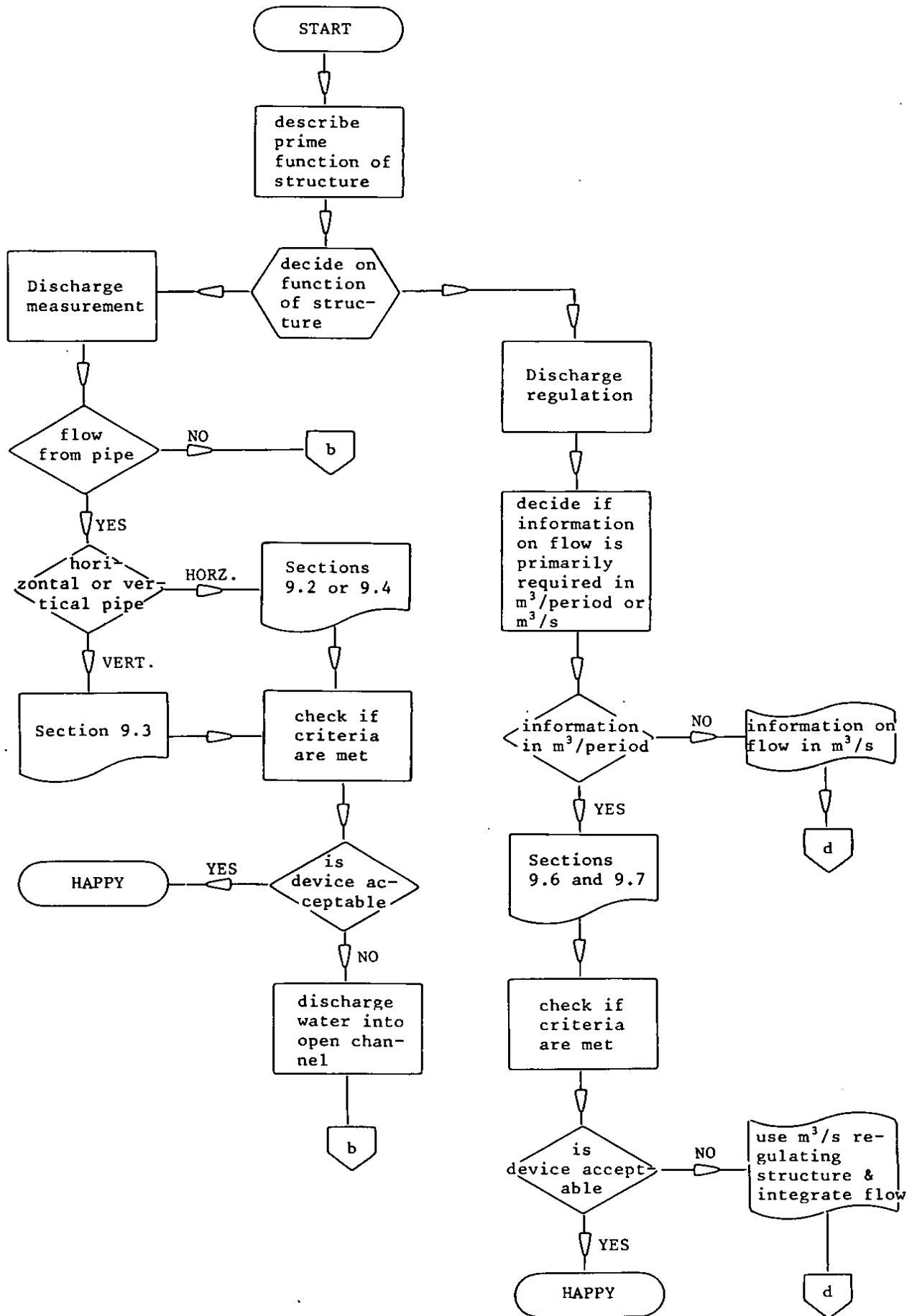
Pour calculer un débit, tous les types de déversoirs, les formules des débits et leurs domaines d'applicabilité sont disponibles. Mais si 2, 3 ou même 5 déversoirs différents donnent des résultats, quel type de déversoir prendre ?

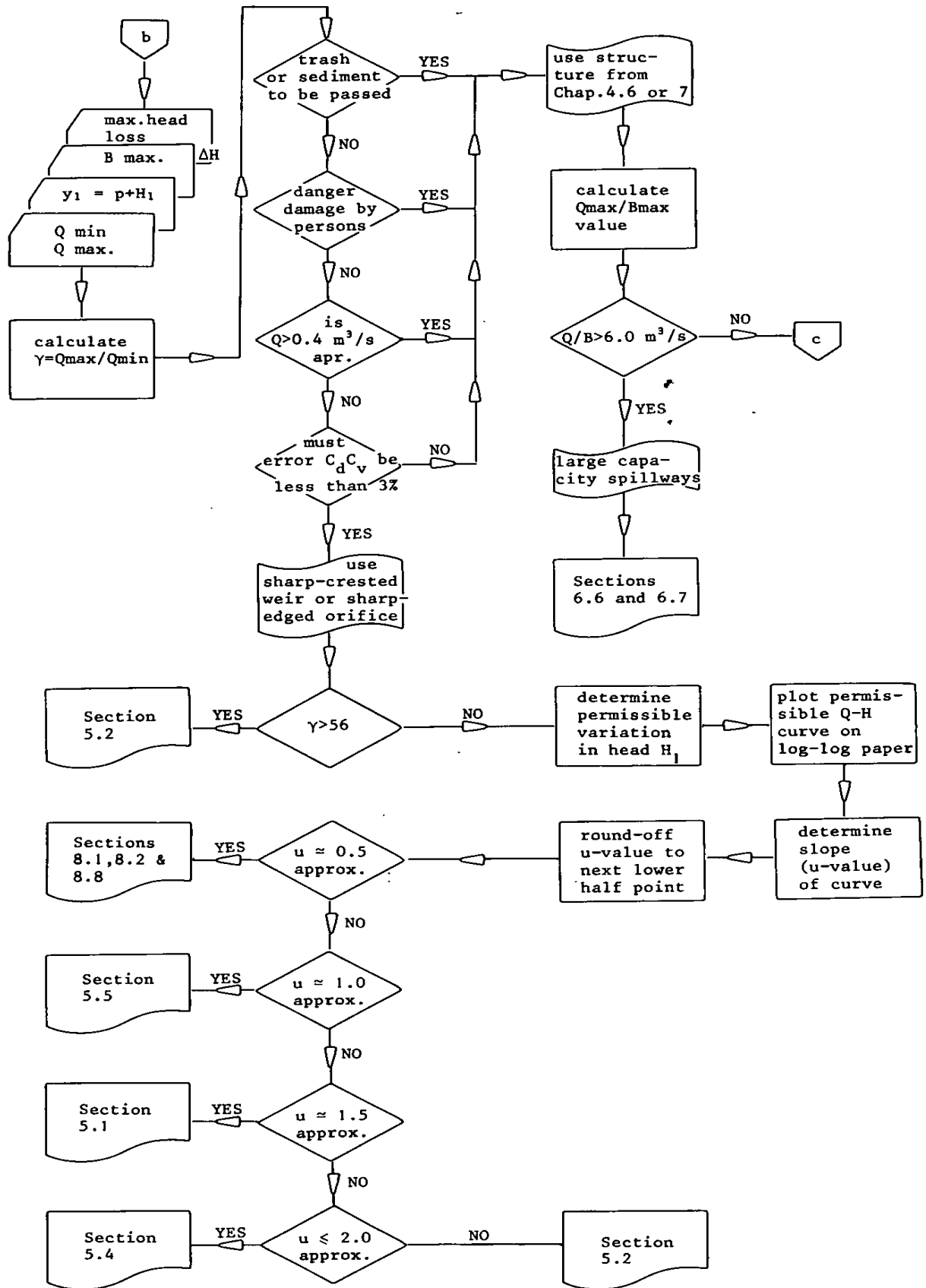
Qu'est ce qui permet de dire que tel ou tel type de déversoir est meilleur que les autres ?

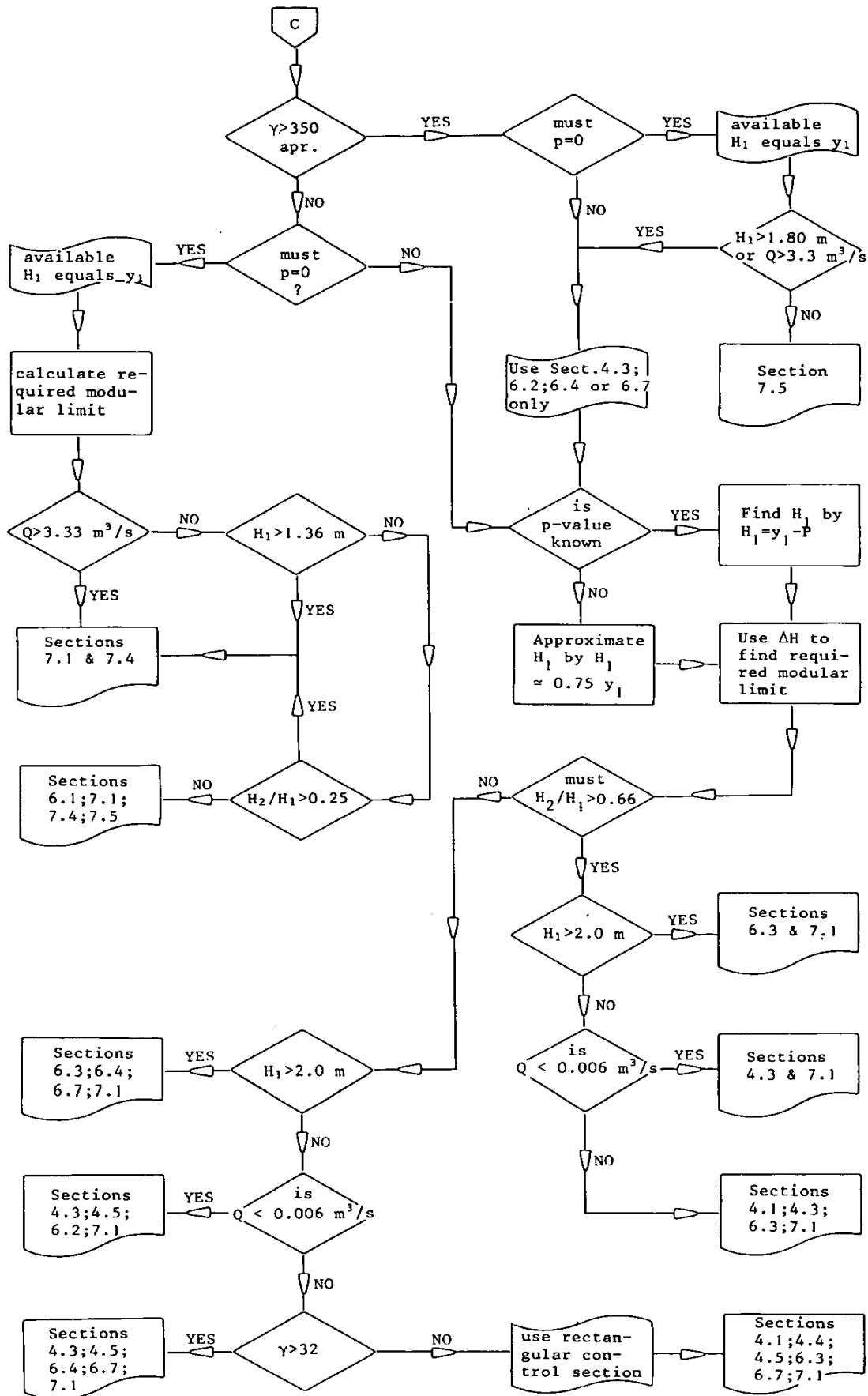
Sur quelles bases (critères) on peut se baser pour dire que tel ou tel type de déversoir est meilleur que les autres ?

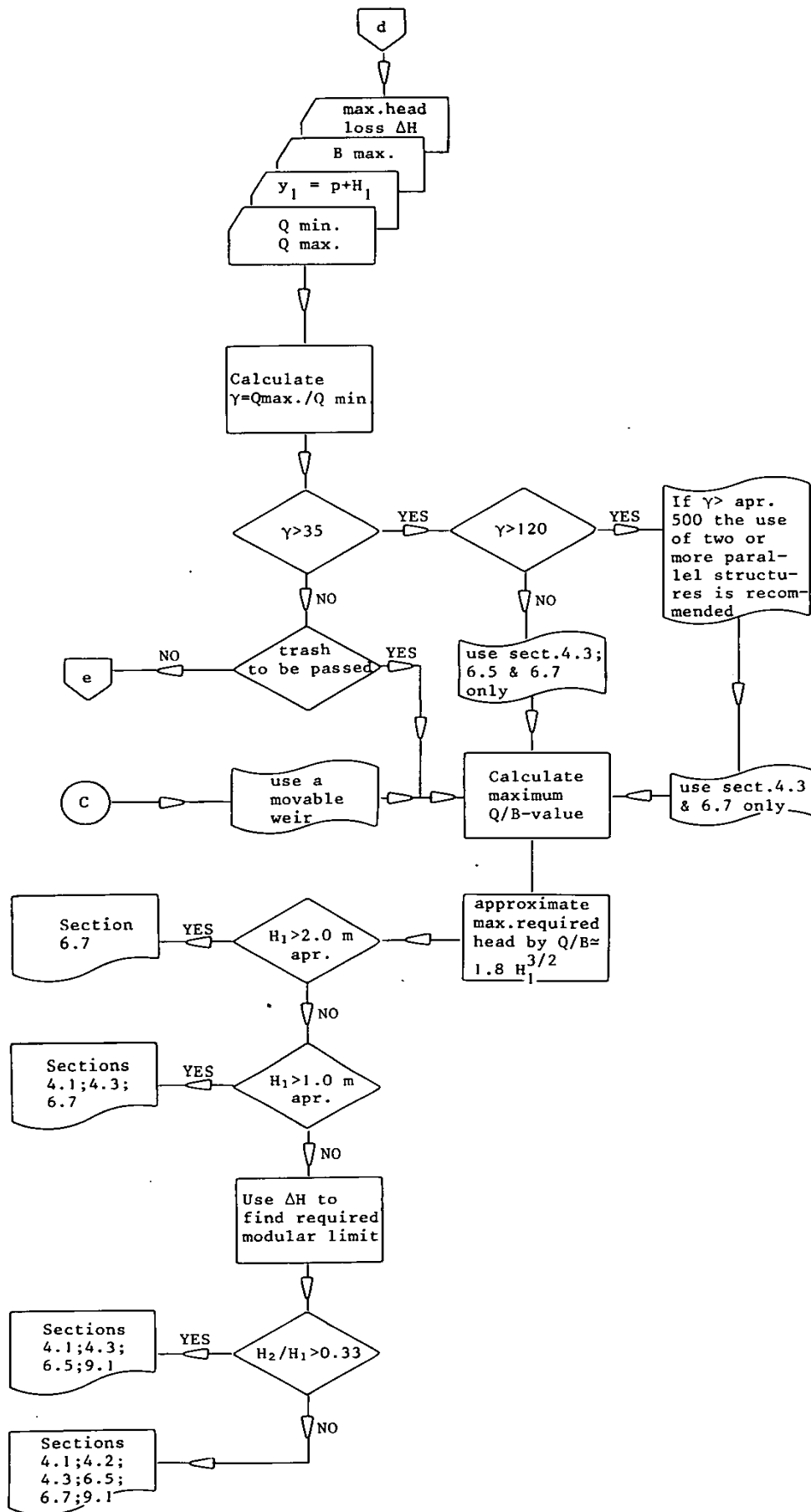
L'organigramme ci-dessous est proposé pour rendre aisée l'opération de sélection d'un type de déversoir qui serait le plus intéressant [10]. On pense que la manière la plus efficace de choisir un type de déversoir par rapport à d'autres est la précision de la mesure (erreur). La référence [14] est très intéressante sur ce sujet.

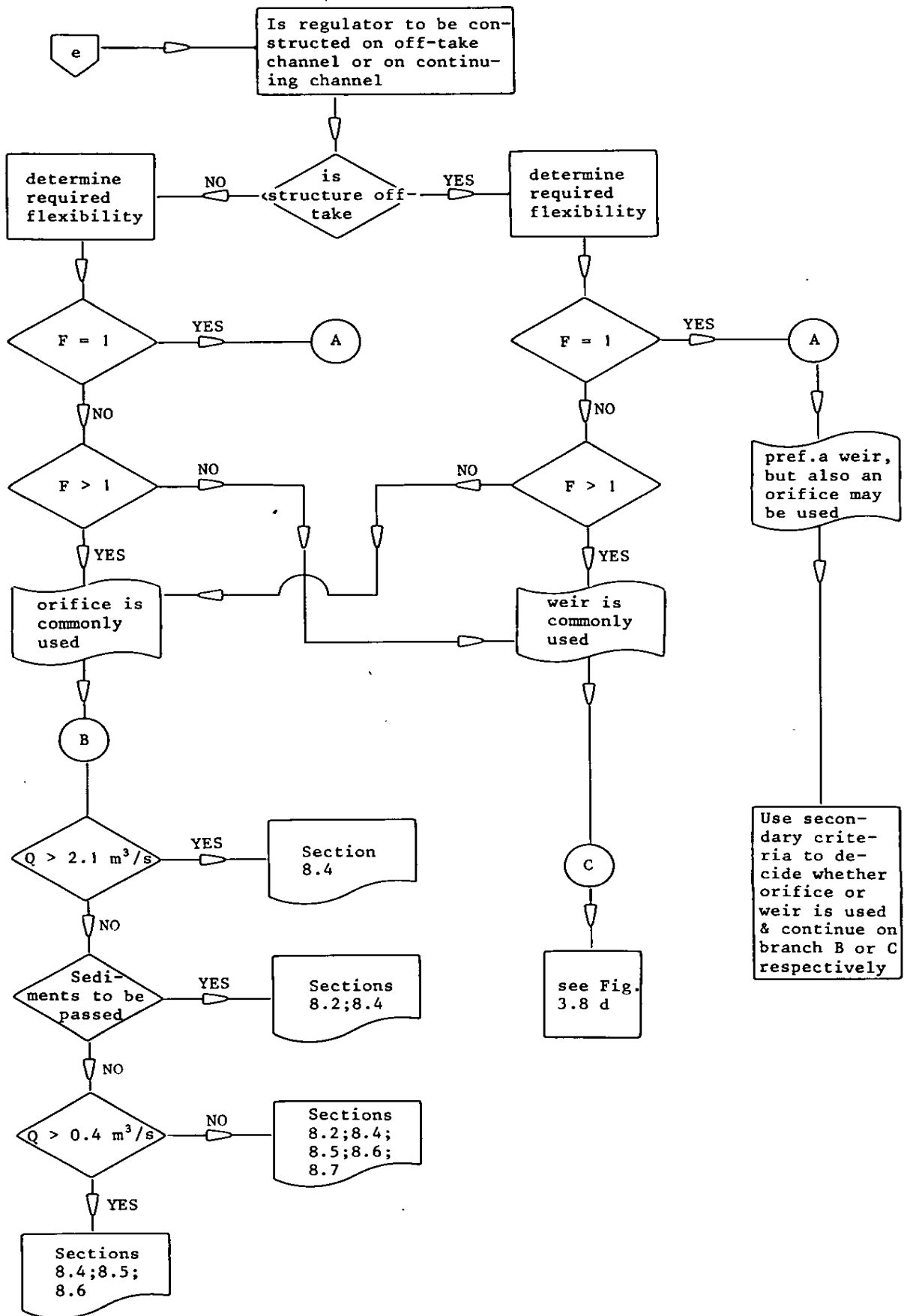








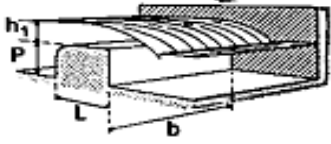
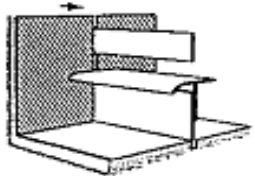
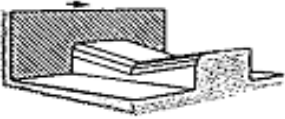
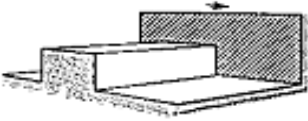
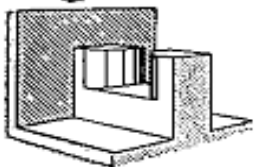


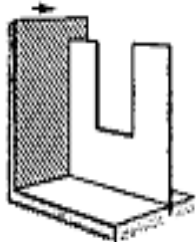
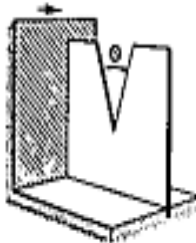
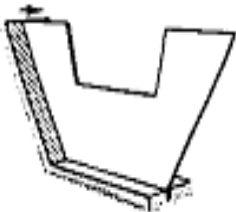
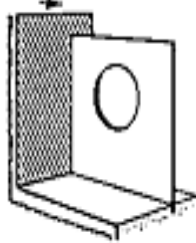
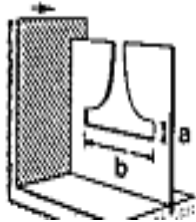


Remarque

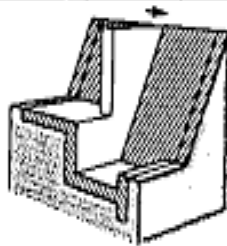
L'organigramme est écrit avec les anciens symboles d'informatique et on a fait exprès de ne pas les changer. Il constitue un excellent départ pour tout technicien voulant automatiser l'opération de sélection d'un type de déversoir en utilisant l'Excel ou carrément une programmation sous Fortran, Delphi, Visual basic ou tout autre environnement [Boss]

Les références (types du déversoir) à l'intérieur de l'organigramme renvoient directement aux types illustrés dans les tableaux ci-dessous

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Name of structure and section number in which structure is described	Sketch of structure	Shape of control section perpendicular to flow and u-value	M = measuring MR = measuring & regulating	H_1 min or Δh min	H_1 max or Δh max	minimum crest height above approach channel bottom p	minimum size of control b or B, w and D_p	range of notch angle θ degrees
Round-nose horizontal broad-crested weir (4.1)		rectangular $u = 1.5$	MR	0.06 m 0.05 L	0.5 L	0.15 m 0.33 H_1	0.30 m H_1 max 0.2 L	-
Romijn movable measuring/regulating weir (4.2)		rectangular $u = 1.5$	MR	0.05 m 0.12 L	0.78 L	0.15 m 0.33 H_1	0.30 m H_1 max	-
Triangular broad-crested weir (4.3)		(truncated) triangular $u=1.7$ to 2.5	MR	0.06 m 0.05 L	0.5 L to 0.7 L	0.15 m 0.33 H_1	0.30 m H_1 max 0.2 L	30 to 180
Broad-crested rectangular profile weir (4.4)		rectangular $u = 1.5$	MR	0.06 m 0.08 L	0.85 L* 1.50 L	0.15 m if 0.4 h_1 if 0.65 h_1	0.30 m h_1 max 0.2 L	-
Faiyum weir (4.5)		rectangular $u = 1.6$	M	0.06 m 0.08 L	1.6 L	0.15 m	0.05 m $3h_1/A_1$	-

Rectangular sharp-crested weirs (5.1)		rectangular $u = 1.5$	M → or MR →	0.07 m 0.03 m	0.60 m 0.5 b 2.4 p	0.30 m 2 h_1 0.10 m 0.5 h_1	0.30 m $B-b > 4 h_1$ 0.15 m	-
V-notch sharp-crested weirs (5.2)		triangular $u = 2.5$	M M	0.05 m 0.05 m	0.60 m 1.2 p 0.38 m 0.4 p	0.10 m 0.45 m	$B_1 \geq 2.5 h_1$ $B_1 \geq 5.0 h_1$	90 25 to 100
Cipoletti weir (5.3)		trapezoidal $u = 1.5$	MR	0.06 m	0.60 m	0.30 m 2 h_1	$b \geq 0.30 m$ 0.5 h_1	-
Circular weir (5.4)		circular u is variable but ≤ 2.0	M	0.03 m 0.1 d	0.9 d	0.10 m 0.5 d	$d \geq 0.20 m$	-
Proportional weir (5.5)		proportional $u = 1.0$	M	0.03 m 2 a	such that $x \leq 0.005 m$	$p = 0$ or $p \geq 0.15 m$	0.15 m	-

Weir sill with rectangular control section (6.1)



rectangular
 $u = 1.5$

M

0.09 m
0.75 L

0.90 m
0.5 b

0

0.30 m
 $b \geq 1.25 b_1$

-

V-notch weir sill (6.2)



triangular
 $u = 2.5$

M

$h_j = 0.03$ m

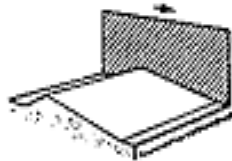
$h_1 = 1.83$ m

0.15 m

-

$126^{\circ}52'$
 $143^{\circ}08'$
 $157^{\circ}22'$

Triangular profile two-dimensional weir (6.3)



rectangular
 $u = 1.5$

M

0.03 m*
steel
0.06 m
concrete

3.00 m
3.0 p

0.06 m
0.33 H_1

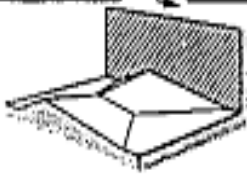
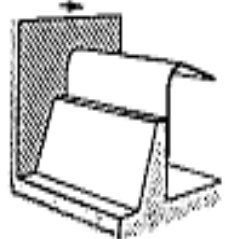
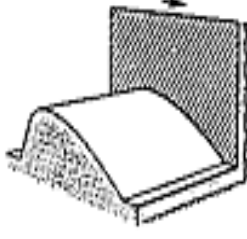
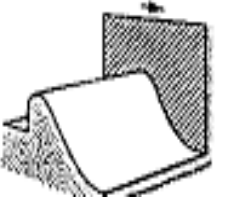
0.30 m
2 H_1

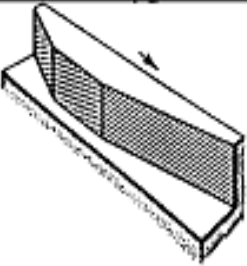
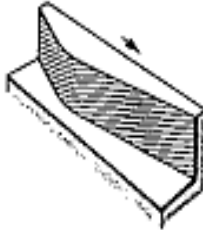
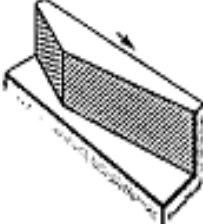
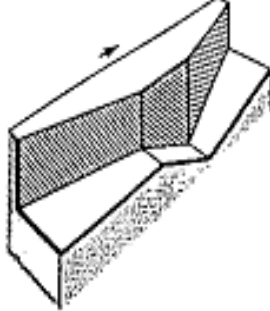
-

10	11	12	13	14	15	16	17	18
Q_{min}	Q_{max} in m ³ /s or q max in m ² /s	$\gamma = \frac{Q_{max}}{Q_{min}}$	modular limit H_2/H_1 or head loss	error in $C_d C_v$ or C_e (%)	sensitive- ness at minimum head % per 0.01 m	debris passing capacity	sediment passing capacity	Remarks
						++ very good; + good; □ fair; - poor; -- very poor		
0.0066 b = 0.30 m	q = 4.7 $H_1 = 2.0$ m	35	0.70 to* 0.95	2(21-20 C_d)	25	+	□	* value depends on slope backface and on ratio p_2/H_2
0.0057* b=0.30 m	Q=0.860* b=1.50 m	30	0.30	3	30	+	+	* values refer to standard weir with L = 0.60 m
0.0026 at $\theta=30^\circ$	variable	830*	0.80 to 0.95	2(21-20 C_d)	42	+ to □ depending on θ	□	* triangular control $0.05 L \leq H_1 \leq 0.7 L$
0.0064	q=5.07 $H_1 = 2.0$ m	35* 81	0.66 to 0.38	10F-8 $1 \leq F \leq 1.24$	25	□	□	* depending on weir height p
0.0011	q=5.1 $H_1 = 2.0$ m	90	0.66*	5	25	□	-	* usually lower

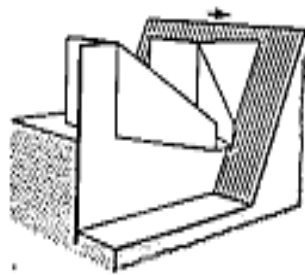
0.00997	q=0.813	24.5 if $b \geq 1.2$ m	head loss = $H_1 + 0.05$ m	1	25	--	--	Fully contracted weir
0.00137	variable	about 30	head loss = $H_1 + 0.05$ m	1	25	-	--	Full width & partially contracted weirs
0.0008 about	Q=0.390 about	about 500	head loss $\geq H_1$	2	50	--	--	partially contracted
0.0002 if $\theta = 28^\circ 4'$	Q=0.145 if $\theta = 100^\circ$	about 150	head loss $\geq H_1$	1	50	--	--	fully contracted
Q=0.0082 b=0.30 m	q=0.864	36.4	head loss $H_1 + 0.05$ m	5	25	--	--	
0.00091 d=0.20 m	variable	55.9 if $d \geq 0.30$ m	head loss $H_1 + 0.05$ m	2	67	--	--	
0.0058 a=0.006 m b=0.15 m	variable	small, but depends on a-value	head loss $H_1 + 0.05$ m	2	33	--	-- good if p = 0	$a \geq 0.005$ m

0.013 b=0.30 m	q=1.366	32	0.20	5	17	+	+	
0.0005	Q=25.4**	50000 *	0.30	3	83	□	-	*three notch angles only
0.0007	Q=30.6	43000						**depending on A ₁ -values
0.0010	Q=49.4	49000						
0.0031 h ₁ =0.03m	q=10,18	1000 [#] or	0.75	10 C _v -9	50 or	++	+	*depends on crest material.
0.0088 b=0.30 m h ₁ =0.06m		350			25			Applies to 1-to-5 back face

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Name of structure and section number in which structure is described	Sketch of structure	Shape of control section perpendicular to flow and u-value	M = measuring MR = measuring & regulating	H_1 min or Δh min	H_1 max or Δh max	minimum crest height above approach channel bottom p	minimum size of control b or B, w and D_p	range of notch angle θ degrees
Triangular profile flat-vee weir (6.4)		(truncated) triangular $u = 1.7$ to 2.5	M	0.03 m steel 0.06 m concrete	3.00 m 3.0 p	0.06 m $0.33 H_1$	0.30 m $2 H_1$	$168^{\circ}34'$ $174^{\circ}16'$
Butcher's movable standing wave weir (6.5)		rectangular $u = 1.6$	MR	0.05 m	1.00 m	$1.4 h_{1max}$	0.30 m $2 h_1$	-
WES-Standard spillway (6.6)		rectangular $u = 1.5$	M	0.06 m	depends* on h_d 5.0 p	0.15 m $0.2 h_1$	0.30 m $2 H_1$	-
Cylindrical crested weir (6.7)		rectangular $u = 1.5$	MR	0.06 m 0.1 r	depends* on r 3.0 p	0.15 m $0.33 h_1$	0.30 m $2 H_1$	-

Long-throated flumes (5 basic shapes) (7.1)		rectangular $u = 1.5$	M	0.06 m 0.1 L	1.0 L 1.0 B	0 but $Fr \leq 0.5$	0.30 m^*	-
		(truncated) triangular $u = 1.7$ to 2.5	M	for all flumes	for all flumes	for all flumes	$B \geq 0.10 \text{ m}^*$	30 to 180
		trapezoidal $u = 1.6$ to 2.4	M				$B \geq 0.30 \text{ m}^*$	side slope variable**
		parabolic $u = 2.0$	M			<i>Note:</i> <i>in general</i> $H_1 \leq 3.0 \text{ m}$	$l \geq 0.10 \text{ m}^*$	-
		(semi)-circular u is variable but ≤ 2.0	M				$d \geq 0.20 \text{ m}^*$	-
Throatless flumes with rounded transition (7.2)		rectangular $u = 1.5$	M	0.06 m	2.00 m 1.5 R	0	0.20 m $H_1 \text{ max}$	-
		Throatless flumes with broken plane transition (7.3)		rectangular $u = 1.5$	M	0.06 m	1.80 m	0
Parshall flumes (22 types) (7.4)		rectangular $u = 1.55$		M	0.015 m and 0.03 m	0.21 m to 0.33 m	0 level floor	0.0254 m to 0.0762 m
		$u = 1.522$ to $u = 1.607$	M	0.03 m, 0.045 m, and 0.076 m	0.45 m to 0.76 m		0.1524 m to 2.438 m	-
		$u = 1.60$	M	0.09 m	1.07 m to 1.83 m		3.048 m to 15.24 m	-

H-flumes
(3 types) (7.5)



sloping
trapezium
 $u = 2.0$ to
 2.4

M

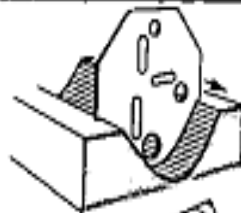
0.01 m to 0.04 m
0.01 m to 0.03 m
0.03 m to 0.11 m
0.14 m to 1.36 m
1.06 m

0

see
Figure
7.21

-

Circular sharp-edged
orifice (8.1)



circular
 $u = 0.5$

M

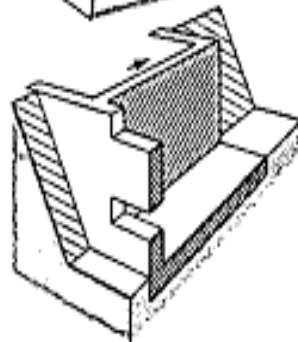
$\Delta h \geq 0.03$ m
 $h_1 \geq d$

0.5 d

$A \leq 10 A_1$
 $d \geq 0.02$ m

-

Rectangular
sharp-edged
orifice (8.2)



rectangular
 $u = 0.5$

M but MR
if
suppressed

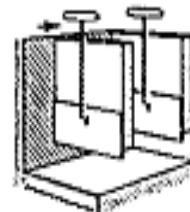
$\Delta h \geq 0.03$ m
 $y_1 \geq 0.15$ m

0

$b \geq 0.30$ m
 $w \geq 0.02$ m

-

Constant head
orifice (8.3)



rectangular
 $u = 0.5$

MR

$\Delta h = 0.06$ m
 $y_1 \geq 2.5 w$

0

usually*
 $b = 0.60$ m
and
 $b = 0.75$ m

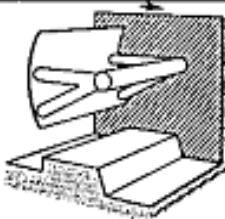
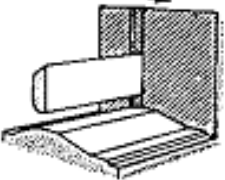
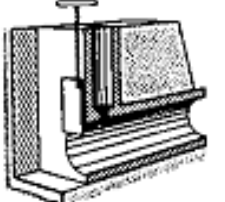
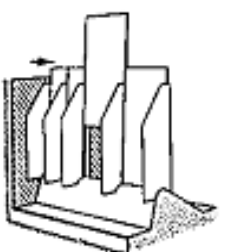
-

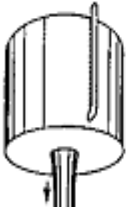
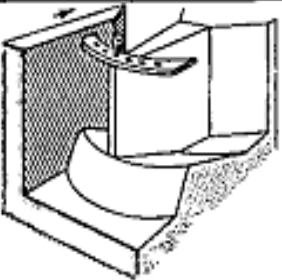
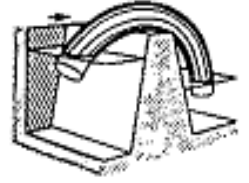
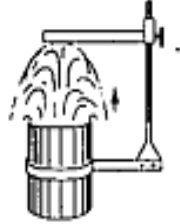
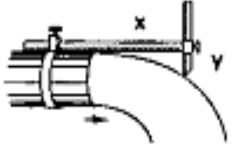
10	11	12	13	14	15	16	17	18
Q_{min} m ³ /s	Q_{max} in m ³ /s or q max in m ² /s	$\gamma = \frac{Q_{max}}{Q_{min}}$	modular limit H_2/H_1 or head loss	error in $C_d C_v$ or C_e (%)	sensitive- ness at minimum head % per 0.01 m	debris passing capacity ++ very good; + good; □ fair; - poor; - - very poor	sediment passing capacity + good; - - very poor	Remarks
0.0137 $h_1=0.03$ m	depends on degree of truncation	100,000* $h_1 \geq 0.03$ m	0.67	$10 C_v^{-8}$	83 if $h_1=0.03$ m	++	+	Applies to 1-to-5 back face only.
0.0275 $h_1=0.06$ m $b_1=0.30$ m		17,500 $h_1 \geq 0.06$ m			42 if $h_1=0.06$ m			* γ -values decrease if con- trol is more truncated
0.0077 $b=0.30$ m	$q=2.30$	120	0.70	3	32	+	-*	* good if gate arrangement as in Section 4.2
0.025 $b=1.0$ m	variable*	about 1000 but depends on h_d -value	0.30	5	25	++	+	* minimum pressure on crest limited to -4.0 m water column (see Fig.6.17)
0.0064 $b=0.30$ m	variable*	about 750, but depends on ratio H_1/z	0.33	5	25	++	+	* minimum pressure on crest limited to -4.0 m water column (see Fig.6.23)

0.0066 b=0.30 m	variable with throat length	35	0.70 to 0.95 depending on downstream transition	$2(21-20C_d)$ for all flumes	25	++	+	* for all flumes; at maximum stage: B > 0.30 m B > H _{1max} B > L/5
0.0098 θ=90°		≤315			28 to 42	++	++	
0.0036 b=0.08 m slope 1:2		≤250			27 to 40	++	++	**side slope ratio horz : vert. varies between 1:1 to 4:1
0.0027 f=0.10 m		100			33	++	++	
0.0026 d=0.20 m		100 if d>0.60 m			≤ 33	++	++	
0.0050 b=0.20 m	q=4.82 H ₁ =2.00 m	190	about* 0.50	8	25	++	+	* if radii of rounding and if downstream transition comply with Section 7.2.2
-	-	-	-	-	25	++	+	not recommended to be constructed due to lack of data

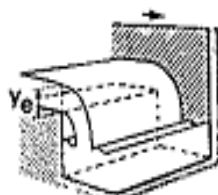
0.00009 to 0.00077	0.0054 to 0.0321	about 55	0.50	3	103 to 52	++	+	very small flumes; 1,2, and 3 inch wide
0.0015 to 0.0972	0.111 to 3,949	about 75	0.60 and 0.70	3	53 to 21	++	+	small flumes; 0.5,0.75, 1.0, 1.5, 2,3 to 8 feet wide
0.16 to 0.75 m ³ /s	8.28 to 93.04 m ³ /s	about 105	0.80	3	18	++	+	large flumes; 10 to 50 feet wide
0.000012 to 0.00034	0.0003 to 0.0223	about 100	0.25	3	≤240	-		HS-flumes, D=0.4, 0.6, 0.8 and 1.0 ft
0.000031 to 0.0014	0.009 to 2.336	about 750	0.25	3	≤240			H-flumes, D=0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, and 4.5 ft
0.0018 and 0.0020	2.369 and 3.326	about 1500	0.25	3	≤ 80	+		HL-flumes, D=3.5 and 4.0 ft

0.00014 d=0.02 m	variable	5.8*	submerged	1	17	--	--	* 0.03 m ≤ Δh ≤ 1.0 m
0.0028	variable	5.8*	submerged	2 to 3	17	--	□ if p=0	* 0.03 m ≤ Δh ≤ 1.0 m and A = constant
0.0086* 0.0107	Q=0.140* Q=0.280	16** 26	submerged, but usually ΔH _t ≥ 0.30 m	≥ 7	8	--	-	* Two sizes of orifice gates, 0.60×0.45 m & 0.75 ×0.60 m are com. used ** If A varies

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Name of structure and section number in which structure is described	Sketch of structure	Shape of control section perpendicular to flow and u-value	M = measuring MR = measuring & regulating	H_1 min or Δh min	H_1 max or Δh max	minimum crest height above approach channel bottom p	minimum size of control b or B, w and D_p	range of notch angle) degrees
Radial or Tainter gate (8.4)		rectangular $u = 0.5$	MR	$y_1 \geq 0.15 m$ $y_1 \geq 1.25 w$ $y_1 \geq 0.1 r$	$y_1 < 1.2 r$	0	$b \geq 0.30 m$ $w \geq 0.02 m$	-
Crump-de Gruyter adjustable orifice (8.5)		rectangular $u = 0.5$	MR	0.03 m $1.58 w$	0.60 m	0.20 m $p = b$	$b \geq 0.20 m$ $0.02 m \leq w$ $\leq 0.38 m$ $w \leq 0.63 h_1$	-
Meter gate (8.6)		Section of circle $u=0.5$	MR	$h_1 \geq 1.0 D_p$ $\Delta h \geq 0.05 m$	$\Delta h \leq 0.45 m$	$0.17 D_p$	$D_p \geq 0.30 m$ $w \leq 0.75 D_p$ $w \geq 0.02 m$	-
Neypic modules (8.7)		rectangular $u = 0.5$	MR	$h_d = 0.17m$ $h_d = 0.28m$	$h_d \leq p$ and $h_d \leq 0.35 p_2$	0.16 m 0.26 m	0.05 m 0.05 m	- -

Danaidean tub (8.8)		circular or rectangular $u = 0.5$	M	approx. 0.10 m	approx. 5.0 m	-	$d \geq 0.02$ m $b \geq 0.02$ m	$0^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$	
Divisors (9.1)		rectangular $u = 1.5$	MR	0.06 m 0.50 r	1.0 p 0.35 p ₂ 4.0 r	0.15 m 0.33 H ₁	0.30 m 2.0 H ₁	-	
Pipes and small siphons (9.2)		circular $u = 0.5$	M	0.03 m	1.20 m	1.0 D _p	D _p ≥ 0.015 m D _p ≥ 0.03 m	-	
Fountain flow from vertical pipe (9.3)		circular $u = 1.35$ or $u = 0.53$	M	0.03 m	4.00 m	-	0.025 ≤ D _p D _p ≤ 0.609	-	
Flow from horizontal pipes (9.4)		circular 1.5 < u ≤ 2	M	y _e = 0.02m 0.1 D _p	y _e ≤ 0.56 D _p	-	D _p ≥ 0.05 m	-	
		u = 1.5 (versus Y)	M	y _e ≥ D _p Y ≥ 0.025	Y ≤ 0.15 m*	-	0.05 ≤ D _p ≤ 0.15 m	-	

Brink depth
method for
rectangular canals
(9.5)



rectangular
 $u = 1.5$

M

$y_e > 0.03\text{m}$

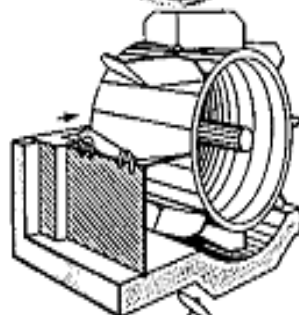
-*

$p = 0$

0.30 m
 $3 y_c$

-

Dethridge
meters (9.6)



rectangular
no u-value

MRV

$y_1 = 0.30\text{m}$

$y_1 = 0.90\text{m}$

-

0.52 m

-

$y_1 = 0.38\text{m}$

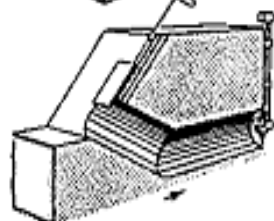
$y_1 = 0.90\text{m}$

-

0.78 m

-

Propeller
meters (9.7)



usually
circular
no u-value

MRV

$v > 0.45$
m/s

$v < 5.0$
m/s

-

0.05 m
 $\leq D_p \leq$
1.82 m

-

10	11	12	13	14	15	16	17	18
Q_{min}	Q_{max} in m ³ /s or q max in m ² /s	$\gamma =$ $\frac{Q_{max}}{Q_{min}}$	modular limit H_2/H_1 or head loss	error in $C_d C_v$ or C_e (%)	sensitive- ness at minimum head % per 0.01 m	debris passing capacity ++ very good; + good; □ fair; - poor; -- very poor	sediment passing capacity ++ very good; + good; □ fair; - poor; -- very poor	Remarks
0.005 $y_1=0.15$ m	variable	about* 35	variable	5	8	-	++	* If A varies γ is greater if gate is lifted entirely
0.0088	$q=0.742$	10	up to* 0.25	3	8	-	-	* If w/h_1 is small
0.0076 $D_p=0.30$ m	$Q=2.10$ $D_p=1.22$ m	7 to 45	$h_2 \geq 0.15$ m $\Delta H_c \geq 0.30$ m	3 to 6	8	-	-	Usually 0.20 m $\leq D_p \leq 1.22$ m
0.0005 0.0010	$q=0.100$ $q=0.200$	1* 1	0.60 0.60	5 5	3 1.8	-- --	□ □	Type X 1 Type XX 2 * Discharge is regulated by opening/closing gates

0.00027
d=0.02 m
h₁=0.10 m

variable

7

$h_1 + \delta d^*$

2

5

- -

□

* δ = contraction coefficient

0.0075 b=0.30 m	q=5.69 H ₁ =2.00 m	30*	0.60	5	25	- -	+	* Other weir profiles are possible
0.00006 0.00037	variable	6 6	usually submerged	10 10	17 17	- - - -	- - - -	L > 20 D _p 6 D _p ≤ L ≤ 20 D _p
0.00048 D _p =0.025 m	Q=2.45 D _p =0.609 m	237	pipe must discharge free into the air	15 to 20	50	- -	- -	
0.00062 D _p =0.05 m	variable	42	pipe must discharge free into the air	3	100	- -	- -	Brink depth method
0.0020 D _p =0.05 m	Q=0.100 D _p =0.15 m	2.5	free into the air	15	20	- -	- -	Trajectory method; X=0.152, 0.305 and 0.457 m
0.0081 b=0.30 m	q=4.82 H ₁ =2.0 m	about 175	head loss 2.1 H ₁	3	25	+	+	y _e /y _c =0.715 * Approach canal length ≥ 12 y _c
0.015	Q=0.070	4.6	head loss ≥ 0.08 m	5	-	+	+	Small meter
0.040	Q=0.140	3.5	≥ 0.09 m at y ₁ min.	5	-	+	+	Large meter

0.00088
 $D_p = 0.05 \text{ m}$

$Q = 13.0$
 $D_p = 1.82 \text{ m}$

10

usually
 $\Delta h \geq 0.50 \text{ m}$

S^*

-



+

* If propeller is
maintained
frequently

Chapitre 3 / Erosion des sols et aménagement des cours d'eau

Introduction

Les cours d'eau font partie de notre environnement. Nous les côtoyons sans vraiment les connaître. Nous apprécions leur beauté et nous profitons à l'occasion des plaisirs qu'ils peuvent nous procurer (baignade, pêche). Ils nous créent aussi des maux de tête lorsqu'ils débordent et qu'ils causent des dégâts. Les cours d'eau transportent de l'eau, des sédiments et des matières en solutions. Ils occupent un espace. Ils sont colonisés par des plantes, une faune et une multitude d'autres organismes vivants. Les cours d'eau sont ainsi vivants.

Comme ingénieurs et professionnels, nous sommes appelés à intervenir dans les cours d'eau pour différentes raisons qui peuvent se résumer ainsi :

- corriger des problèmes de dégradation ;
- limiter les dégâts causés par les inondations ;
- améliorer et aménager les cours d'eau ;
- redonner des fonctions ou usages perdus et souhaités ;
- restaurer les cours d'eau pour les ramener de leur état original.

L'intervention dans les cours d'eau demande des connaissances en hydraulique, en hydrologie, en mathématique, en géomorphologie, en mécanique des sols, en physique, en biologie, en sédimentologie, en écologie, en environnement, en législation et réglementation et même en esthétique du paysage (Pr Robert Lagacé, Université Laval, CANADA, 2016)

Une remarque toute particulière doit être signalée. En Algérie il n'y a pas de cours d'eau (fleuve ou torrent) qui coulent toute l'année de façon régulière mais des oueds qui coulent 2 à 3 mois par an seulement ! Pour cette importante raison, tous les tableaux, formules et abaques, ci-dessous, doivent être pris avec beaucoup de précaution et d'attention. L'idéal étant de développer nos propres formules et abaques qui s'accrochent avec les conditions algériennes.

Les réseaux hydrographiques, dans les bassins versants, ne constituent que 3 à 4% de la surface totale du bassin.

Pour cette raison, il est absolument impossible de vouloir aménager un cours d'eau sans l'aménagement du bassin versant. Le cours d'eau n'est qu'un « transporteur d'eau et de sédiment » qui viennent, presque intégralement, du moins pour la phase liquide, des bassins et sous bassins versants l'alimentant.

L'érosion des sols peut être définie comme un processus d'altération (dégradation) de la surface du sol et de modification du relief impliquant successivement le détachement de particules de sol et leur transport sous l'action de divers agents.

Avant de pouvoir être transportées, les particules doivent être détachées du sol.

Ce détachement se produit principalement par :

- 1) La gravité (glissement de terrain)
- 2) Les glaciers (érosion glaciaire)
- 3) L'arrachage de certaines cultures
- 4) L'impact des gouttes de pluie sur le sol (rejaillissement) et le « frottement » qu'exerce l'eau de ruissellement à la surface du sol.

Une fois détachées, les particules solides sont transportées :

- Dans une bien moindre mesure, par bonds successifs sur des pentes fortes lors du jaillissement (Splash)
- Principalement par l'eau de ruissellement

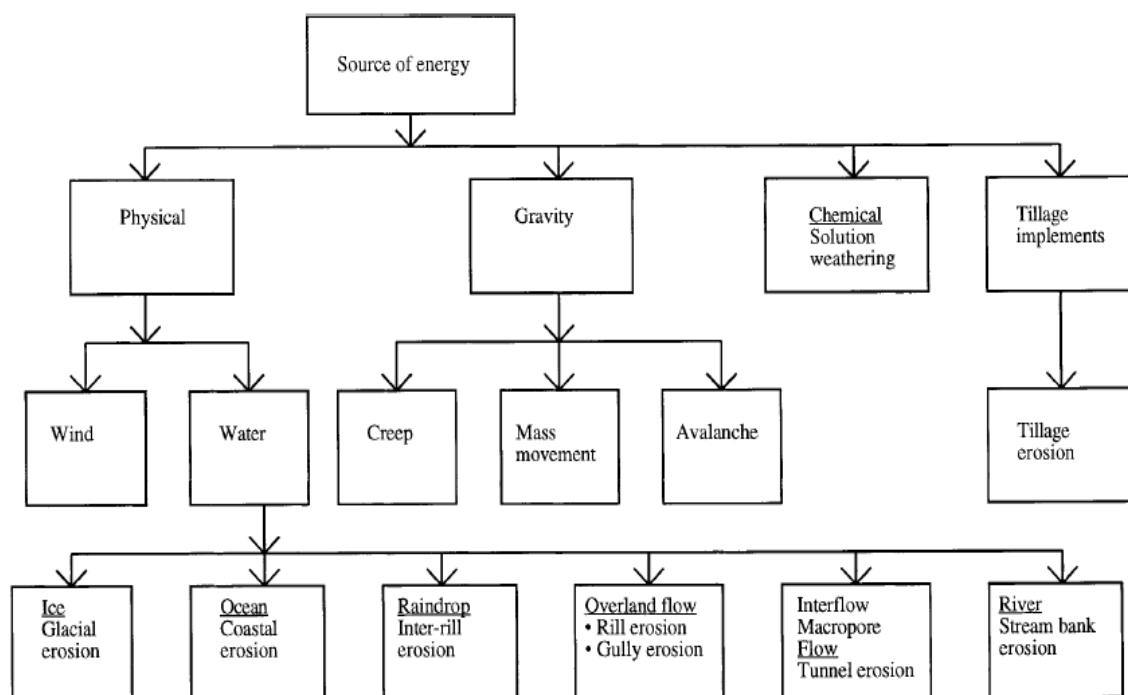
L'érosion des sols est exprimée en mm d'épaisseur de sol ou en tonne par hectare (t/ha).

1 mm de sol correspond à 12 t/ha à 15 t/ha de sol sec.

1. Types, processus, formes et facteurs de l'érosion

1. 1. Les types d'érosion

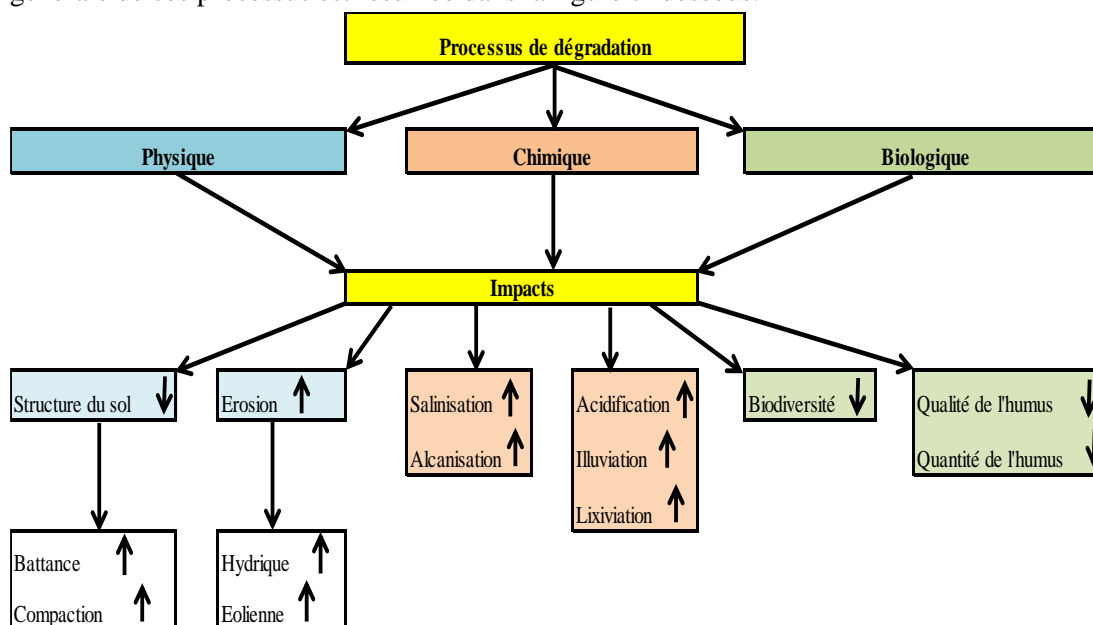
On peut classer les types d'érosion par rapport à la source d'énergie.



Types d'érosion classés par sources d'énergie

1. 2. Processus de l'érosion hydrique

Il existe trois(03) processus de dégradation des sols ; physique, chimique et biologique. La configuration générale de ces processus est résumée dans la figure ci-dessous.



Processus de dégradation des sols

En ce qui concerne l'érosion hydrique des sols, il est admis que les processus qui interviennent sont :

- Processus de détachement (érosion)

- Processus de transport
- Processus de dépôt (sédimentation)

Il est à noter que le premier diagramme donnant, de façon précise, les différents processus fut établi en 1936 par Hjulström.

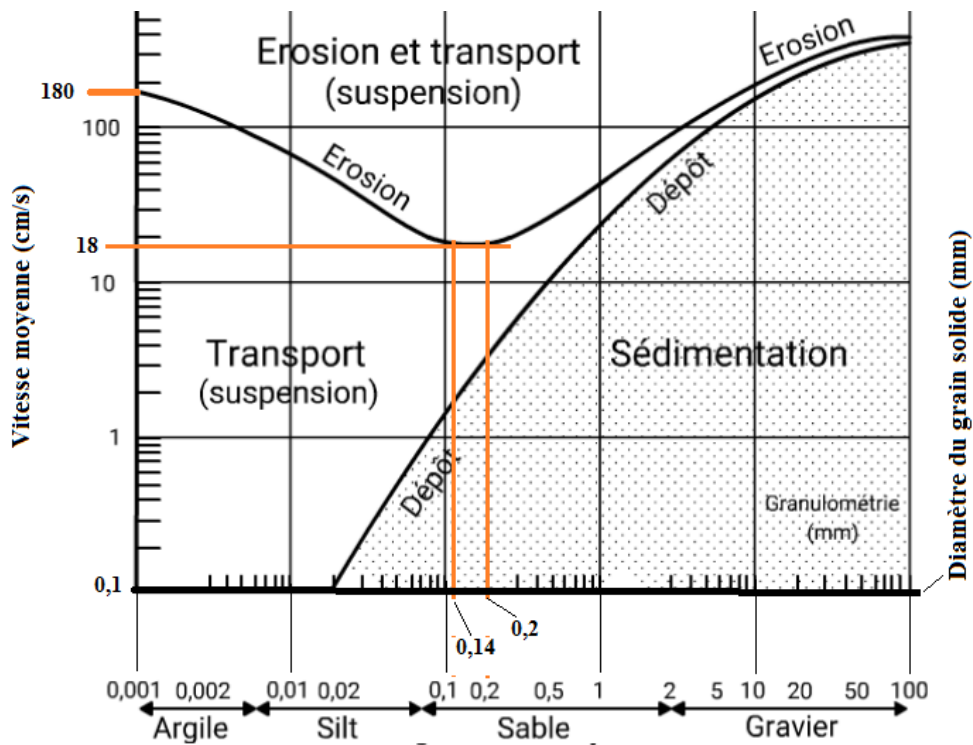
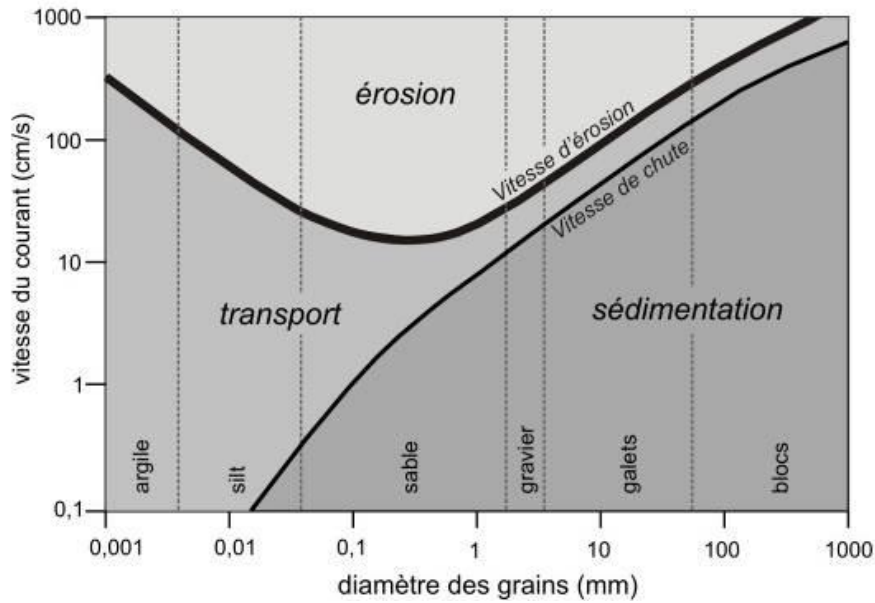


Diagramme de Hjulström

1. 3. Formes de l'érosion hydrique

A la suite d'une chute de pluie, pas nécessairement importante, les grains de sol peuvent être détachés de leurs places initiales sous l'impact des gouttes de pluies qui viennent marteler le manteau terrestre se trouvant sans aucune protection (pierres, végétation...etc.)

Une fois détachées, les particules solides peuvent être déplacées une deuxième fois par un pré-ruissellement, genre de hauteur d'eau généralisée sur toute la surface et munie d'une certaine vitesse de déplacement, qui entre temps, s'est formé. A ce niveau-là, on parlera d'une érosion en nappe, aréolaire ou diffuse.

Le ruissellement qui a gagné en force, par la concentration de petits ruisseaux, commence à creuser le sol en creusant de petits sillons appelés rigoles (anglais ; rills). Ce réseau de rigoles en se concentrant va former les ravines, qui elles, à la fin, vont former les ravins.

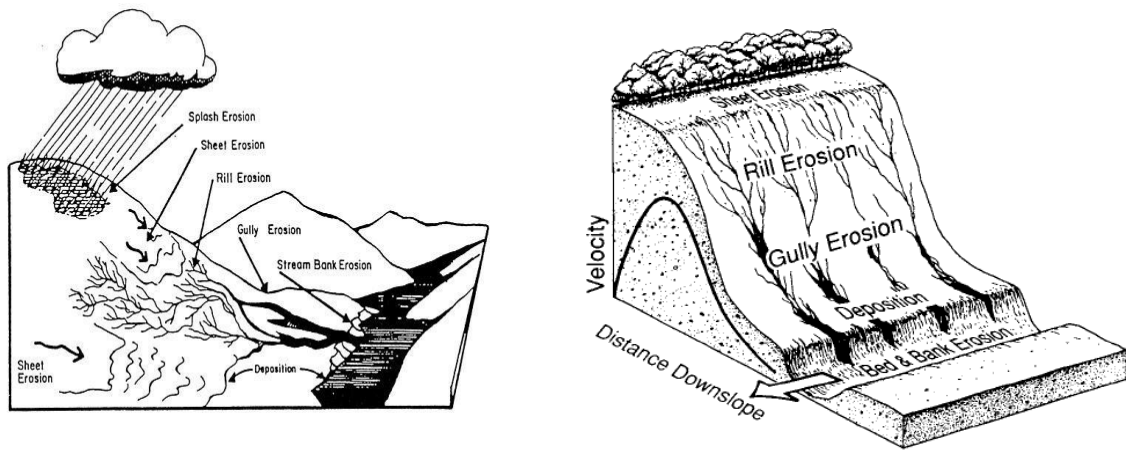
La différenciation entre rigole et ravine est surtout un problème de taille. En effet, si la section transversale dépasse 900 cm², il s'agit d'une ravine, dans le cas contraire on parlera de rigole.

Les rigoles et ravines peuvent encore se différencier sur la base de leur localisation. Les rigoles sont généralement réparties de manière uniforme sur la pente, alors qu'une ravine suit le chemin de drainage naturel du paysage (ravines sur champs), et se développe là où l'eau de pluie qui s'écoule croise un talus (ravines de talus). On trouve également, et régulièrement, des ravines le long des éléments linéaires du paysage, comme les limites des parcelles, les sillons, les ornières des tracteurs agricoles etc. L'aspect morphologique d'une ravine diffère selon qu'elle ait été formée en hiver ou en été. En moyenne, les ravines d'hiver sont plutôt étroites ; 50 cm de largeur et profondes de 25 cm alors que les ravines d'été sont relativement peu profondes (10 cm) et larges (300 cm). Les ravines se développant dans un sol argilo-calcaire peuvent atteindre une profondeur de plusieurs mètres, étant donné que les sols argilo-calcaires ne contiennent pas d'éléments structurants (faible teneur en argile, très faible teneur en matière organique). L'érosion hydrique génère une quantité importante de sédiments dans le paysage. L'ensemble du matériau érodé n'atteint cependant pas les cours d'eau : environ 80 à 90% des sédiments se redéposent avant d'y arriver ; c'est le principe du SDR (Sediment Delivery Ratio). Sur ce point, les travaux de B. Remini en Algérie, et Lahlou, au Maroc, ont fait ressortir un fait tout à fait insolite. En effet, les deux scientifiques ont trouvé que le SDR, pouvait dépasser l'unité. Cela voudra dire que ce n'est plus le bassin versant (partie sèche) qui exporte les sédiments mais c'est le réseau hydrographique (cours d'eau) par le biais de l'érosion par sapement des berges.

Nous pouvons distinguer les formes d'érosion suivantes :

- L'érosion par effet Splash
- L'érosion en nappe (diffuse, aréolaire)
- L'érosion en rigoles
- L'érosion en ravines
- L'érosion des berges des cours d'eau

Pour les sols agricoles, il existe d'autres types d'érosion qui sont ; érosion par les moyens de travail du sol, érosion par arrachage des cultures à racine et à tubercules (pomme de terre, betterave,...) et érosion des sillons agricoles



Les formes d'érosion des sols



Aspect du sol après une érosion en nappe



Forme d'une érosion en rigole sur terrain agricole



Forme d'une érosion en rigole en plein champ agricole

A titre d'information, il faut signaler qu'une simple rigole de 2 cm de profondeur et 5 cm de large, formée lors d'un orage, peut produire une perte de terre de 1,2 kilogramme par mètre de rigole.



Forme d'une érosion en ravine jeune



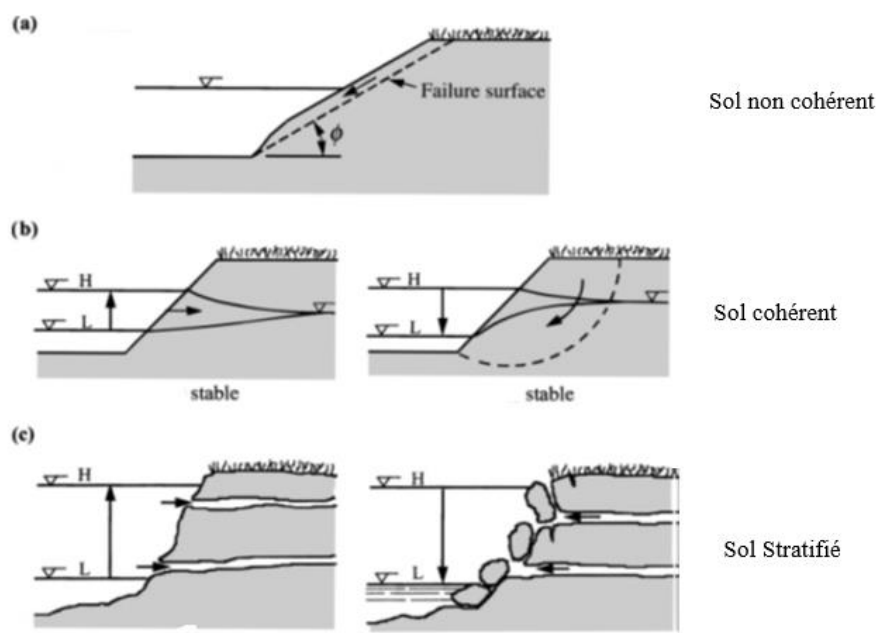
Forme d'une ravine mature



Forme d'une ravine (très mature) en phase d'évolution (sapement de berges)

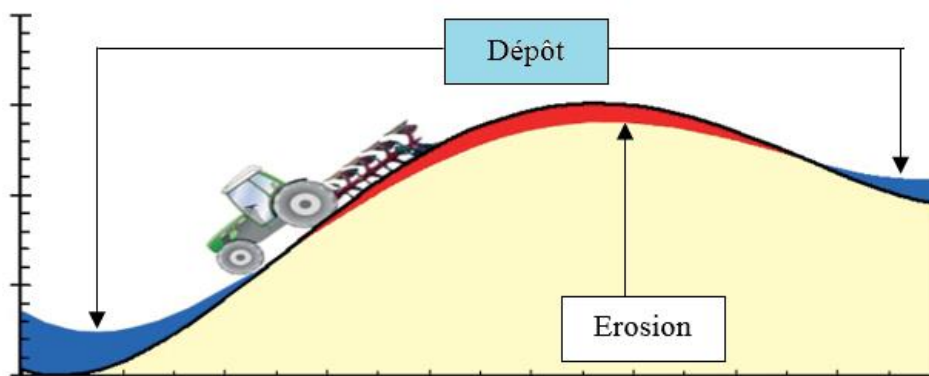
Trois modes de rupture sont typiques des rivières alluviales (et peut être, à une échelle plus réduite, les sillons agricoles) :

- Pour un sol granulaire non cohésif, l'érosion commence au pied du talus. Dès que l'angle d'inclinaison du talus dépasse l'angle de repos du sol, il y a début de mouvement par glissement.
 - Dans le cas d'un sol cohérent, le mouvement se fait par rotation et la présence de fissures de tension peut accélérer le processus d'érosion.
 - Dans les cours d'eau alluviaux circulant dans les dépôts stratifiés, le sol sous-jacent matériau, non cohérent, est mobilisé, laissant ainsi le matériau sus-jacent, cohérent, sans support et sujet aux tensions de fissure et une rupture en porte-à-faux.
- En général, les berges les plus sensibles à l'érosion sont sablonneuses ou limoneuses, tandis que les plus résistantes à l'érosion sont constituées de sols argileux ou graveleux.



Modes de rupture des berges

A titre d'information, un simple labour peut déplacer entre 3,2 tonnes et 16,2 tonnes de sol/ha/an.



Représentation schématique de l'effet de l'érosion aratoire sur le relief



a)



b)

Perte de terre occasionnée par arrachage des cultures à racine et tubercules

Le tableau, ci-dessous, donne un ordre de grandeur relatif à la perte en sol des différentes formes d'érosion.

Forme d'érosion	Pertes de sol
Erosion en nappe	1 t/ha/an
Erosion par arrachage des cultures	2 t/ha/an
Erosion en rigole	10 t/ha/an
Erosion ravine	100 t/ha/an
Erosion en badlands (ravines très matures)	1000 t/ha/an
Sapement des berges	10.000 t/ha/an



a)



b)



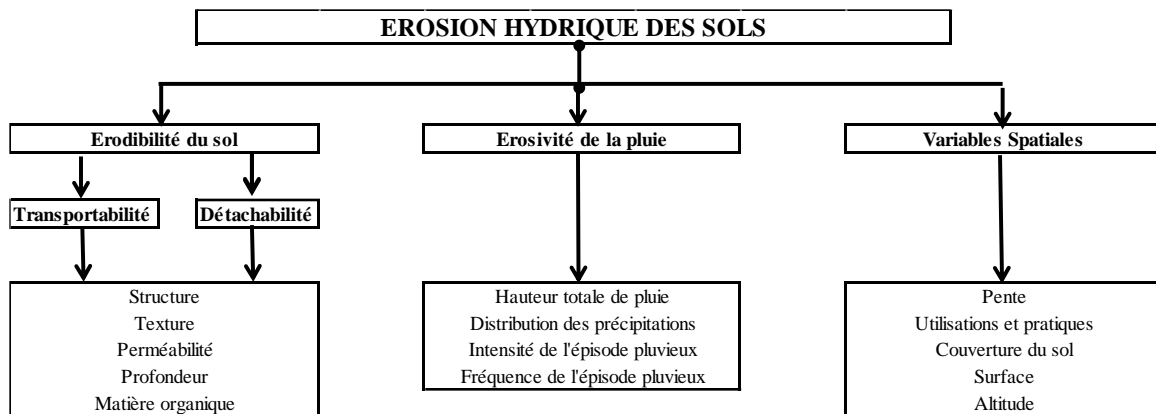
c)

Les sillons agricoles

1. 4. Les facteurs de l'érosion hydrique

Les principaux facteurs affectant l'érosion hydrique des sols sont :

- L'érodibilité du sol,
- L'érosivité des précipitations,
- Topographie,
- Type d'utilisation de la terre
- Procédures de gestion du sol



Facteurs de l'érosion hydrique des sols

1. 4. 1 Erosivité des précipitations

En termes de processus, les gouttes de pluie agissent mécaniquement sur le sol par le biais de leur énergie cinétique. Ce choc goutte-sol va permettre un rejaillissement des particules solides dans l'air ; c'est l'effet splash. L'énergie cinétique dépend du diamètre de la goutte de pluie, fonction de l'intensité de la pluie, ainsi que de sa vitesse terminale de chute. Les scientifiques ont démontré que seulement 7 à 8 mètres de chute suffisent à la goutte de pluie pour atteindre 95% de sa vitesse terminale.



L'effet splash (rejaillissement)

1. 4. 2. Erodibilité du sol

La susceptibilité inhérente des sols au détachement et le transport par divers agents érosifs est une fonction des propriétés du sol incluant entre autres, texture, taille et stabilité globale, capacité d'infiltration, taux de matière organique, minéralogie et teneur des argiles et concentrations en électrolyte

En règle générale, un sol qui résiste bien au choc des gouttes de pluie est un sol comportant une bonne stabilité structurale. Cette stabilité est d'autant plus importante que les teneurs en matière organique et en argile sont importantes.

Les sols commencent à résister aux chocs des gouttes de pluie par leurs structures. Si cette dernière vient à manquer, la texture du sol entre en jeu. Sous climat méditerranéens, E. Roose et J. Poesen ont montré que la piérrrosité (teneur des pierres par-dessus ou à l'intérieur dans un sol) peut jouer un rôle décisif dans l'érodibilité des sols.

1.4.3. Variables spatiales

A. La pente

La pente est l'un des facteurs les plus importants dans l'érosion hydrique des sols en raison de son effet sur le volume et la vitesse des flux ruisselants. L'angle, ou le degré de pente, est un facteur déterminant, mais il y a 5 autres facteurs, dont l'importance est souvent négligée ou sous-estimée. Ces sous facteurs sont le gradient, la longueur, la forme, la rugosité et l'orientation

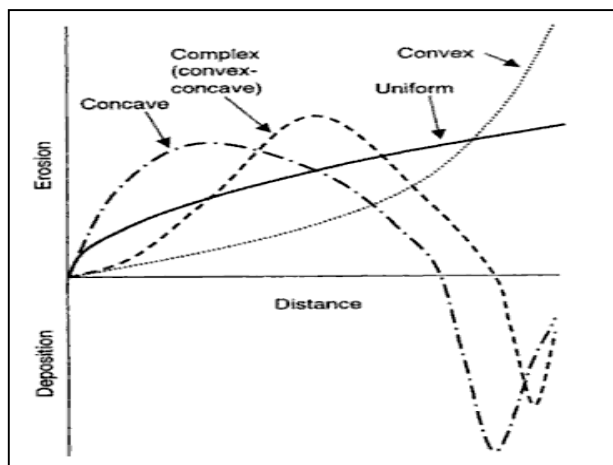
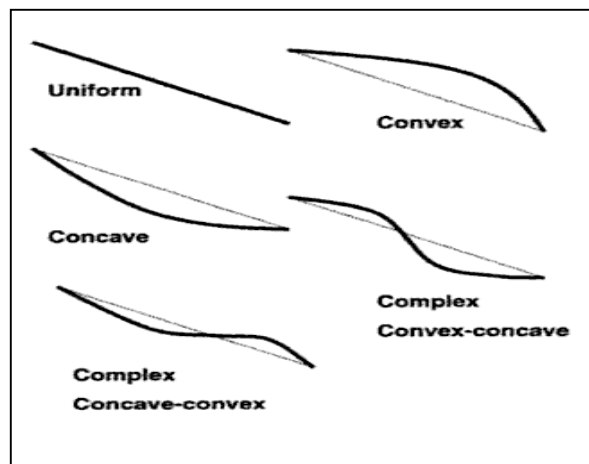
A. 1. Gradient ou angle de la pente

Le gradient ou l'angle de la pente est évidemment d'importance primordiale, car plus elle est grande plus l'eau ruisselante sera rapide (équation de Chezy). Si l'eau coule rapidement, elle a peu de chance d'être absorbée par le sol et, à mesure que sa vitesse augmente, son pouvoir érosif de détachement (contrainte de cisaillement) sera plus grand.

A. 2. Longueur de pente

La longueur de pente est importante en jouant un double rôle ; augmenter le volume d'eau de ruissellement et le degré de confluence (semblable à un véritable chevelu, réseau, hydrographique). Néanmoins, quelques résultats obtenus par Bennett en 1939 prouvent que les pertes de sol augmentent de façon proportionnelle avec l'augmentation de la longueur de la pente.

A. 3. Forme de pente



A)

B)

A) Différentes formes de la pente B) Effet de la forme de la pente sur l'érosion

A. 4. Rugosité de pente

L'eau tend à couler rapidement sur pentes douces et régulières et lisses. Cependant, si une pente est irrégulière, ou bien rugueuse, la vitesse de l'écoulement se trouve freinée. Selon l'équation du bilan hydrique, une diminution de la vitesse d'écoulement va contribuer à augmenter les infiltrations et le stockage

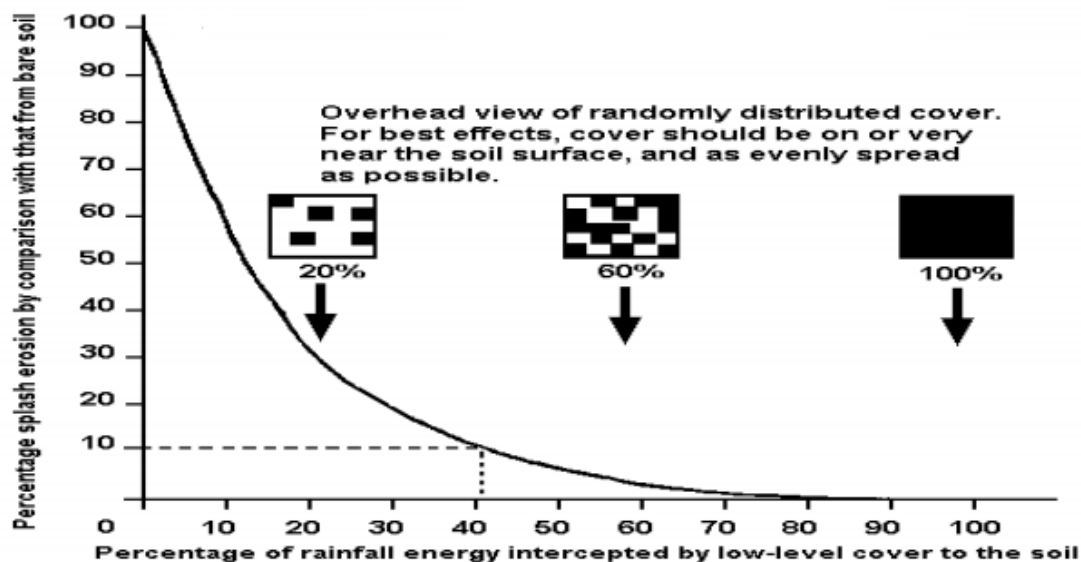
A. 5. Orientation de pente

L'orientation de la pente peut affecter sa susceptibilité à l'érosion. En effet, sur une orientation donnée qui peut coïncider avec la direction des vents, les gouttes de pluie, sous l'impulsion de la force des vents, peuvent bénéficier d'une vitesse supplémentaire donc d'énergie cinétique supplémentaire, donc

force de martèlement supplémentaire. La même chose peut arriver aux eaux de ruissellement qui peuvent voir leurs vitesses superficielles augmenter sur augmentation de la vitesse des vents soufflant dans la même direction de l'écoulement.

B. Couverture du sol

Le potentiel d'érosion d'un sol augmente avec la présence ou non d'une couverture végétative qui peut être des arbres, des arbustes, des herbes, des cultures ou des résidus de végétation (paille). En effet, toute cette couverture aura comme même rôle l'interception des gouttes de pluie avant leur choc avec le sol nu. La couverture, quelle qu'elle soit, tend à casser l'énergie cinétique des gouttes de pluie. Un autre rôle, des pas moindres, de la couverture, est de ralentir le mouvement des eaux de surface, en augmentant la perte de charge singulière (locale), permettant ainsi une plus grande infiltration et par conséquent un pouvoir affaibli des eaux ruisselantes à exercer le détachement et le transport. Il est à signaler que cette couverture peut être obtenue par la présence de pierres ou de fragments de roches dures. Les travaux de Poesen en 1994, ont montré qu'aux niveaux des sols méditerranéens, la suppression de la couverture caillouteuse naturelle augmenter de 30% le taux d'érosion moyen. Le même auteur a indiqué que le taux de couverture, la position et la taille des éléments grossiers influent fortement sur le volume des eaux d'infiltration, donc sur l'érosion.



Effet du taux de couverture végétale sur l'érosion

C. Mesures de conservation et pratiques anti érosion

Les méthodes de lutte contre l'érosion reposent sur l'étude de sa nature et de son évolution. Les programmes de défense comportent des moyens de protection variés. Ces moyens associent des méthodes de limitation du ruissellement pour protéger les sols de l'érosion et dépôts et des méthodes d'amélioration et de restauration des zones atteintes. Selon la nomenclature retenue par les ingénieurs et les chercheurs, les moyens de lutte contre l'érosion peuvent être classés en ;

- Procédés agro techniques (agronomiques)
- Procédés hydrotechniques (mécaniques)

Les différentes pratiques peuvent être résumées dans le tableau ci-dessous

Practice	Control over					
	Rainsplash		Runoff		Wind	
	D	T	D	T	D	T
<i>Agronomic measures</i>						
Covering soil surface	*	*	*	*	*	*
Increasing surface roughness	-	-	*	*	*	*
Increasing surface depression storage	+	+	*	*	-	-
Increasing infiltration	-	-	+	*	-	-
Soil management						
Fertilizers, manures	+	+	+	*	+	*
Increasing surface roughness (tillage)	-	-	*	*	*	*
Subsoiling, drainage	-	-	+	*	-	-
<i>Mechanical measures</i>						
Contouring, ridging	-	+	+	*	+	*
Terraces	-	+	+	*	-	-
Shelterbelts	-	-	-	-	*	*
Waterways	-	-	-	*	-	-

D, detachment, T, transport; - no control; + moderate control; * strong control.

La préférence est toujours donnée aux mesures agronomiques (agro techniques). Celles-ci sont moins chères et traitent directement les problèmes en réduisant l'impact des gouttes de pluie, accroissant l'infiltration, en réduisant le volume des eaux de ruissellement et en diminuant les vitesses d'écoulement. Elles sont, en outre, plus faciles à installer dans les systèmes agricoles existants. A l'opposé, les pratiques mécaniques sont largement inefficaces parce qu'elles ne peuvent pas empêcher le détachement des particules de sol. Leur principal rôle est de compléter les mesures agronomiques. En outre, beaucoup de pratiques mécaniques sont coûteuses à installer et à entretenir

C. 1. Procédés agro techniques (agronomiques)

Un des procédés agro techniques les plus efficaces est le choix de cultures adaptées, en tenant compte de leur

capacité à protéger le sol. Une autre méthode de protection consiste à cultiver selon des directions perpendiculaires à l'écoulement, parallèles aux courbes de niveau.

Le labourage selon les courbes de niveau, que l'on peut combiner avec les cultures en bande (cultures zonale) est une méthode efficace de lutte contre l'érosion pour des pentes ne dépassant pas 6%

Une autre technique qui se répand largement dans le monde est l'utilisation de techniques culturales conservatives. Cette méthode, consistant à réduire les perturbations du sol ou à ne pas le retourner du tout.

La rétention en surface des débris végétaux (Mulching = Paillage), aide à réduire l'érosion du sol.

On désigne également ces pratiques par les termes suivants : labourage minimum, labourage en bande, culture

sans labour, mulch avec chaume, etc... Toutes ces pratiques correspondent en fait au travail minimum du sol

nécessaire aux cultures.

Le travail selon les courbes de niveau est réservé aux pentes douces et aux régions de pluie modérée. Sur des terrains plus pentus et dans les régions où il peut se produire de fortes averses brutales, l'eau de ruissellement peut être retenue par des cultures en bande associées à des travaux de terrassement (banquettes, fossés, etc...)



Opérations agricoles en courbe de niveau



Bandes alternées luzerne-maïs cultivées en courbes de niveau



Vue aérienne d'aménagement agricole en courbe de niveau

C. 2. Procédés hydrotechniques (mécaniques)

Les procédés hydrotechniques de protection comportent certains types de structures et ne sont utilisés que si cela se justifie économiquement, ou si d'autres procédés se sont révélés inefficaces. Ces procédés comprennent les fossés d'infiltration avec banquettes, les barrages de rétention avec de grandes surfaces de retenue, les terrasses le long des courbes de niveau, les ouvrages de retenue et de diversion au sommet des ravines, les épandeurs de crue, les terrasses et des dispositifs de stabilisation de l'écoulement.

On peut utiliser les fossés d'infiltration avec banquettes quand il est nécessaire d'arrêter ou d'empêcher la formation de ravines et de stopper l'érosion des sols sur de fortes pentes. Les barrages correcteurs sont recommandés pour la rétention des sédiments sur des pentes érodées. Ces techniques sont largement utilisées aux Etats-Unis dans les zones à fortes pentes où l'érosion pluviale est très forte.

La diversion et l'épandage de l'écoulement sont des techniques efficaces pour empêcher la formation et le développement des ravines. Diffuseurs et épandeurs peuvent être situés à différents emplacements sur un cours d'eau. L'écoulement étant détourné et l'eau répandue et en partie absorbée. De cette façon, l'écoulement perd la plus grande partie de son pouvoir érosif dans le bief à l'aval du diffuseur.

On détourne souvent l'écoulement à l'aide de fossés artificiels. Afin d'éviter l'érosion par les eaux détournées, on utilise divers types de dissipateurs d'énergie tels que revêtement de roches non érodibles, seuils ou barrages de contrôle stabilisateurs.

Afin d'empêcher la progression ultérieure des ravines, il faut les stabiliser en détournant l'écoulement à leur entrée. On peut utiliser diverses méthodes pour éviter la progression rapide d'une ravine, à savoir canalisations et déversoirs de crue. On enlève une partie du sol en tête de ravine et on adoucit la pente jusqu'à une inclinaison de 4 à 6°. L'emplacement est alors protégé avec des herbes pérennes, du gazon, etc... Si nécessaire, on peut utiliser un enrochement non érodible ou d'autres matériaux de ce genre. Les canaux à forte pente sont plus complexes et plus coûteux mais en général plus efficaces comme moyen de stabilisation.

Les dispositifs d'arrêt ou barrages peuvent être indispensables dans les parties à forte pente des ravines ou lorsqu'il est difficile de mettre en place une couverture végétale. Les déversoirs sont des dispositifs nécessitant des calculs hydrauliques précis, une construction plus soignée et une surveillance systématique. On les utilise en général conjointement avec des barrages dans les ravines et des plantations forestières. Sur très forte pente, les déversoirs peuvent aussi être constitués de drains en enrochements

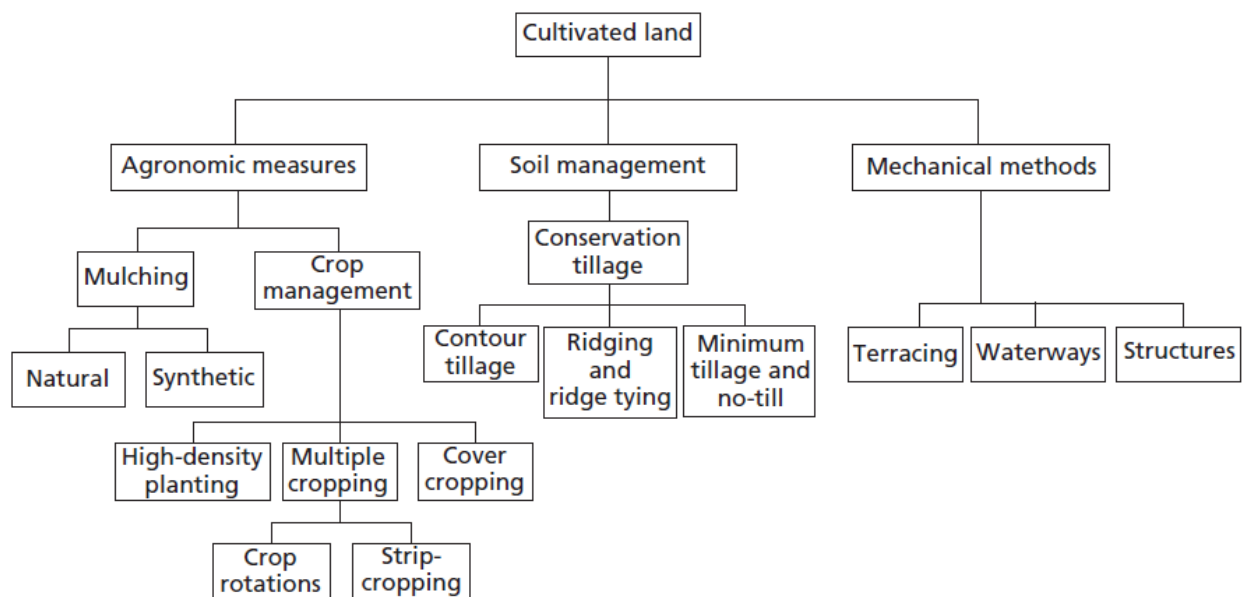


Murs en pierres locales pour la diversion et l'épandage de l'écoulement

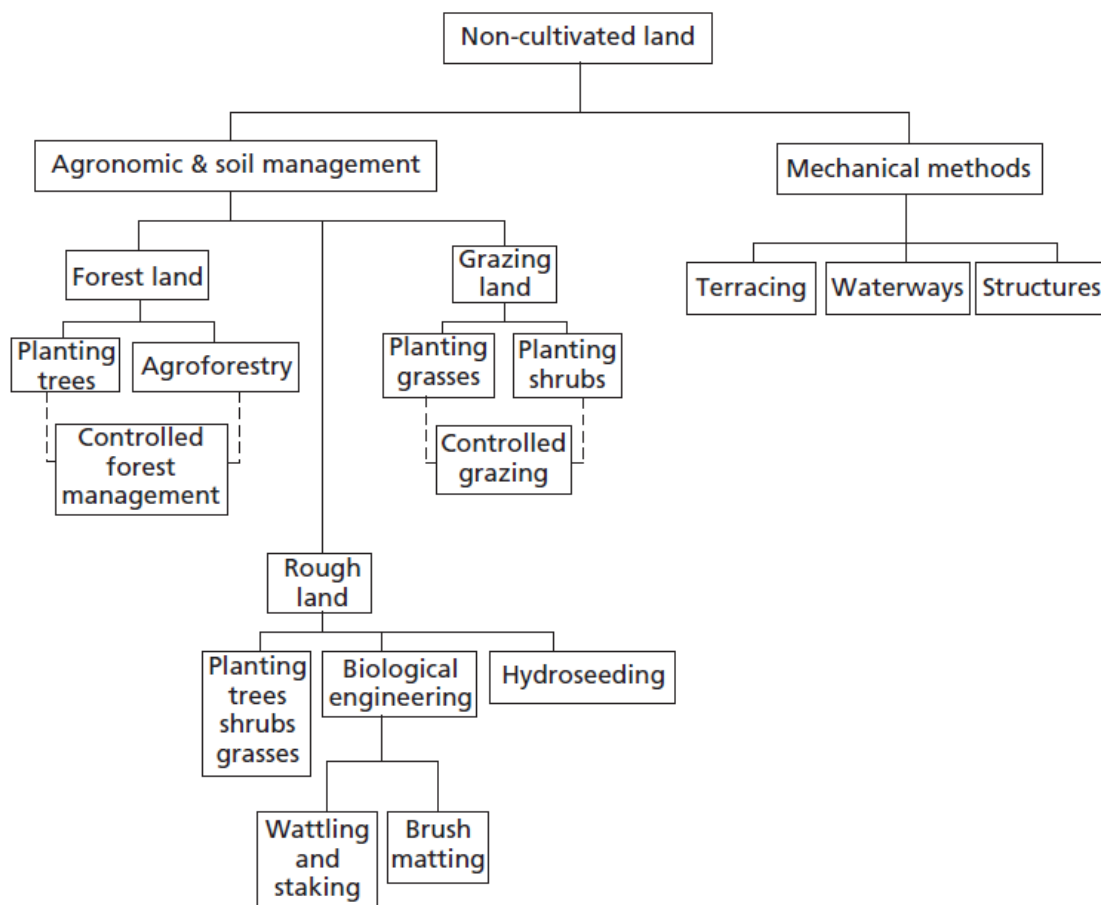


Dispositif mécanique (barrage) pour stopper et ralentir les flux liquides érosifs

Il est à noter que El-Swaify et al, cité par R. P. C. Morgan, recommandent des stratégies de conservation différentes selon que le sol soit cultivé ou non.



Stratégie de conservation d'un sol cultivé



Stratégie de conservation d'un sol non cultivé

Information collective de base !

L'érosion hydrique est le résultat de l'interaction de 5 facteurs :

- 1) Les précipitationsl'érosivité de la pluie = agressivité des pluies (R)
- 2) Le sol érodibilité du sol = sensibilité du sol à l'érosion (K)
- 3) La topographie (L.S)
- 4) La couverture végétale (C)
- 5) L'occupation du sol (P)

On retrouve ces facteurs dans l'équation universelle des pertes de sol (USLE = Universal Soil Loss Equation). A partir de cette équation, il est possible de calculer la perte en terre annuelle moyenne (A) par l'érosion de type inter-rigoles (= érosion en nappe = érosion surfacique = érosion aérolaire = inter rill erosion) et en rigoles (érosion linéaire = Rill erosion). $A = R.K.LS.C.P$

Cette équation a été établie par Wischmeier et Smith après 20 ans de collecte de données, de 1958 à 1978, sur des parcelles expérimentales appelées parcelle Wischmeier 22 m x 4 m et 9% de pente.

Depuis 1978, l'équation USLE a subi des modifications pour devenir MUSLE, RUSLE 1 et RUSLE 2. A l'image de USLE et ses variantes, beaucoup d'autres modèles existent dans la littérature qui permettent de quantifier la perte de sol (érosion) ; EUROSEM, SLEMSA, AGNPS, GUEST, WEPP, SEMMED, ANSWERS, CREAMS, SWRRB, ... etc.

Avant de quitter, il est important de signaler le modèle (équation) très intéressant proposé par l'algérien Demmak A (1982), mais que, hélas, personne n'utilise.

Remarques

- 1) Le volume mort des barrages peut être calculé avec les modèles ci-dessus, USLE, RUSLE, MUSLE, WEPP et Demmak, mais en incorporant le SDR (Sediment Delivery Ratio)

2) La plus part des modèles ci-dessus ne calculent que l'érosion par splash et en rigoles. Pour les 2 autres types d'érosion par ravines et au niveau du cours d'eau, il y a lieu de chercher d'autres équations ou modèles.

E. W. Lane définit un « Chenal Instable » comme étant un chenal où :

- Il y a érosion sans dépôt,
- Il y a dépôt sans érosion,
- Il y a dépôt et érosion

Selon Blench, un chenal peut être le siège de fréquentes phases de dépôt et d'érosion, mais si, sur 2 années consécutives, la somme absolue entre les 2 phases ; érosion et dépôt, est à peu près nulle, le canal peut être considéré comme stable.

Dans le cadre d'un projet de conception (dimensionnement), les grands chenaux sont classés en 3 catégories :

- Les chenaux ayant un périmètre rigide (non érodible). La conception est basée sur la détermination de la vitesse à laquelle les sédiments entrant dans le chenal ne se déposent pas à l'intérieur.
- Les chenaux ayant un périmètre érodible et transportant de l'eau propre. La conception est basée sur la détermination de la vitesse maximale admissible pour laquelle les particules solides de tout le périmètre ne bougent pas.
- Les chenaux ayant un périmètre érodible et transportant de l'eau chargée en sédiments. Le principe de conception suppose que le chenal devrait transporter aussi bien l'eau que les sédiments. La surface transversale doit assurer des vitesses d'écoulement aussi grandes que possible afin de transporter les sédiments, mais, et en même temps, pas trop grandes pour empêcher l'érosion du lit et des berges. Il est évident qu'il soit difficile de vérifier les deux restrictions simultanément où les conditions hydrauliques tels que débit d'entrée, rugosité végétale et propriétés du sol (température, pH, consolidation, matière organique, taux d'argile, taux d'humidité), peuvent varier grandement d'une journée à une autre, et des fois les variations sont énormes entre le jour et la nuit.

Pour la conception des chenaux stables Chow, Raudkivi, HR Wallingford, Simons et Sentürk, et bien d'autres, mentionnent 4 méthodes:

- 1) Méthode du régime = Théorie du régime = Théorie des canaux dynamiquement stables (Kennedy 1895, Lindley 1919, Lacey 1929, Simon-Albertson 1960, Blench 1969)
- 2) Méthode de la force de traction (contrainte de cisaillement) = Théorie des canaux statistiquement stables (Schoklitsch 1914, Krey 1925, Kramer 1935, USWES 1936, Leliavsky 1966, Shields 1936,
- 3) Méthode de la vitesse admissible (Fortier-Scobey 1929, Hjulstrom 1935, Mavis 1937, Carstens 1966, Neill 1967, Mirskhoulava 1991 et Gargani 2004)
- 4) Méthode rationnelle (Yang 1976, Yang et al. 1981, Song and Yang 1982, Chang and Hill 1977, Chang 1980, 1988, White et al. 1981, 1982, Davies and Sutherland 1980, 1983, White et al. 1986, Farias 1993 et Singh 2003)

Limits of Data Sets used to Derive Regime Formulas (FISRWG 1998, with permission from the USDA)

Reference	Data source	Median bed-material size (mm)	Banks	Discharge (m ³ /s)	Sediment concentration (ppm)	Slope	Bedforms
Lacey (1958)	Indian canals	0.1 to 0.4	Cohesive to slightly cohesive	2.37 to 237.3	< 500		
Blench (1969)	Indian canals	0.1 to 0.6	Cohesive	0.02 to 2,372.8	< 30*	Not specified	Ripples to dunes
Simons and Albertson (1963)	U.S. and Indian canals	0.318 to 0.465	Sand	2.37 to 9.5	< 500	0.000135 to 0.000388	Ripples to dunes
		0.06 to 0.46	Cohesive	0.12 to 2,095.2	< 500	0.000059 to 0.00034	Ripples to dunes
		Cohesive, 0.029 to 0.36	Cohesive	3.25 to 12.1	< 500	0.000063 to 0.000114	Plane
Nixon (1959)	U.K. rivers	Gravel		16.61 to 428.3	Not measured		
Kellerhals (1967)	U.S., Canadian, and Swiss rivers of low sinuosity, and lab	7 to 265	Noncohesive	0.03 to 1,675.2	Negligible	0.00017 to 0.0131	Plane
Bray (1982)	Sinuuous Canadian rivers	1.9 to 145		4.60 to 3,284.0	“Mobile” bed	0.00022 to 0.015	
Parker (1982)	Single-channel Canadian rivers		Little cohesion	8.38 to 5,028.0			
Hey and Thorne (1986)	Meandering U.K. rivers	14 to 176		3.27 to 355.2	Q_s computed to range up to 114	0.0011 to 0.021	

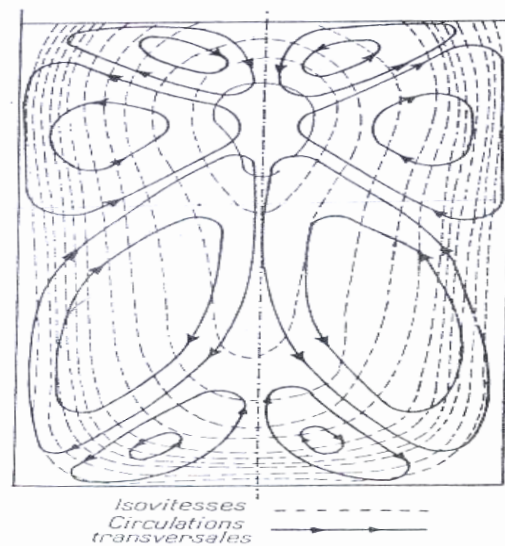
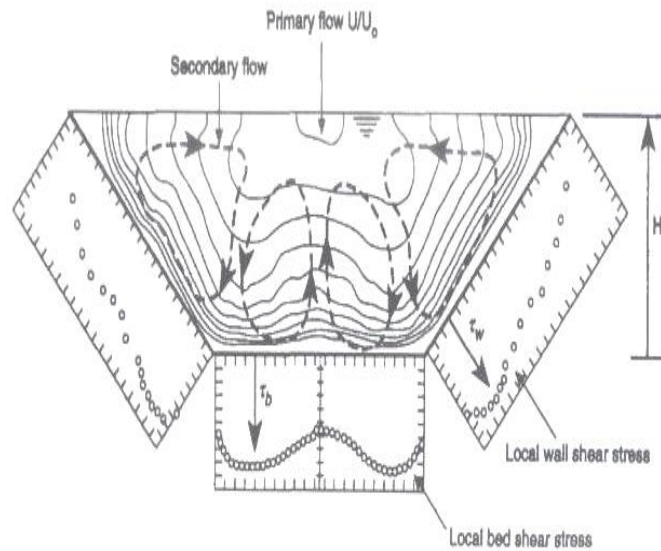
*[ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 110
Sedimentation, Engineering, Processes, Measurements, Modeling, and Practice
Edited by Marcelo H. García, Ph.D., P.Eng]*

Le mérite premier revient à E. W. Lane de U. S Bureau of Reclamation (USBR) d’avoir démontré que l’érosion des canaux est principalement une question de contraintes de cisaillement. En effet, il affirme, après d’incroyables mesures, que si en tout point du périmètre mouillé, la contrainte de cisaillement, générée par le mouvement de l’eau, dépasse une certaine contrainte critique (sédiments), il y a début de mouvement (érosion).

V. T. Chow et C. R. Thorne ont montré que le paramètre « Géométrie » (dimensions et forme) de tout support hydraulique (conduites, canaux, cours d’eau... etc) influence de plusieurs manières la répartition des vitesses et des contraintes tangentielles (de cisaillement) ainsi que les courants secondaires, au niveau du périmètre mouillé.

En effet, pour les canaux « Etroits », les distributions des vitesses et des contraintes tangentielles indiquent la présence d’un réseau de courant secondaire et création d’un effet 3D à proximité immédiate des parois, sur une largeur de quelques 15% / la largeur totale de la section transversale. Par contre, dans les canaux « Larges », on a remarqué que l’écoulement est 2D et l’effet des parois latérales devient négligeable.

Il est à signaler que pour les canaux dits « Larges », le coefficient d’aspect = Largeur en surface- / Profondeur > 10 à 20 (V.T.Chow parle de 5)



A)

B)

Représentation des courants secondaires et des iso vitesses dans un canal « Etroit »

A) Canal trapézoïdal, B) Canal rectangulaire [15]

Dans la même idée (recherche de la forme géométrique de la section transversale la plus stable vis-à-vis de l'érosion), Haddad. S, dans sa thèse de Doctorat en Hydraulique a démontré expérimentalement que la forme géométrique de la section transversale d'écoulement jouait un rôle très important dans la dynamique sédimentaire. En effet, l'auteur a trouvé que pour les pentes longitudinales de 5 à 20%, la section la plus stable serait une forme sinusoïdale. Pour les pentes longitudinales de 20 à 50%, la meilleure forme serait un cercle (NB : Le sol utilisé : $D_{50} = 0,092$ mm et argile = 19%). Dans le même contexte, l'auteur a proposé des formules et des abaques pour parfaire les calculs et faciliter le choix de la meilleure forme géométrique de la section transversale. En outre, Dr Haddad. S, dans un travail récent (2020), a montré théoriquement que l'ajout de canaux non prismatiques (convergent ou divergent) à l'entrée des canaux prismatiques, permet d'abaisser fortement l'érosion. Ledit travail est présentement dans la phase expérimentale pour essayer de valider la théorie proposée.

2. Dimensionnement des chenaux stables vis à vis de l'érosion

Le dimensionnement des chenaux stables vis-à-vis de l'érosion dépend de :

- Sol cohérent (cohésion, $C > 0$)

- Sol non cohérent, grenu (cohésion, $C = 0$)
- Pente longitudinale faible ($\theta \approx \sin\theta$)
- Pente longitudinale forte ($\theta \neq \sin\theta$)

Au niveau des cours d'eau (réseau hydrographique), on dit qu'il y a risque d'érosion si :

- La vitesse critique V_c des sédiments est dépassée \Leftrightarrow la vitesse moyenne $V = Q/S > V_c$
- La contrainte critique des sédiments est dépassée \Leftrightarrow la contrainte moyenne $\tau > \tau_c$

Il y a risque d'érosion si la vitesse d'écoulement dépasse une certaine vitesse critique V_c dépendant du sol

La vitesse d'écoulement peut être la vitesse moyenne ($= Q/S =$ vitesse de Chézy) ou la vitesse bed = vitesse de fond = vitesse au-dessus des grains solides. Cette vitesse de fond n'a rien à avoir avec la vitesse de frottement ou tangentielle $V_f = V_* = U_* = U_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R_H \cdot I_E}$, qui est une vitesse purement théorique

2.1. Sol non cohérent (Cohésion, $C = 0$)

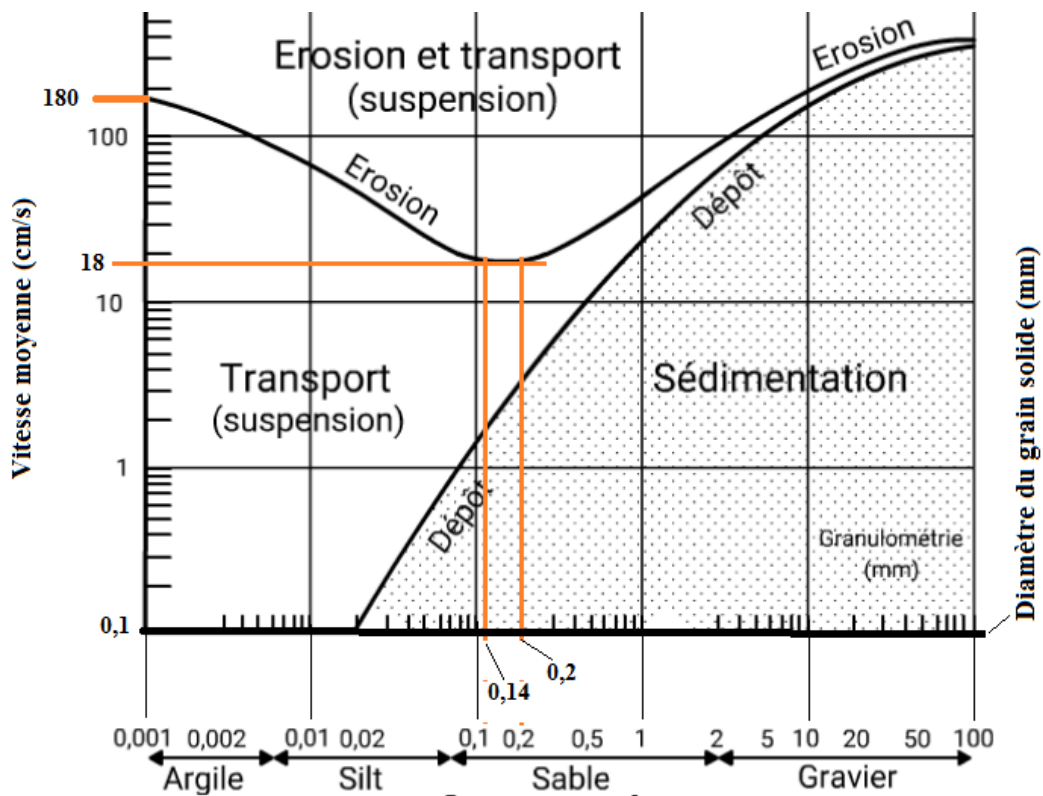
2.1.1 Vitesse moyenne (V_c) : Il y a érosion $\Leftrightarrow V_{\text{moy}} = Q/S > V_c$

a) Tables de Fortier et Scobey (1926)

Maximum permissible velocities proposed by Fortier and Scobey (1926)

Original material excavated for canals	n	Mean velocity, after Aging, of Canals ($d \leq 3$ ft)					
		Clear water, no detritus		Water transporting colloidal silt		Water transporting noncolloidal silts, sands, gravels or rock fragments	
		ft/sec	m/sec	ft/sec	m/sec	ft/sec	m/sec
1. Fine sand (colloidal)	.02	1.5	0.46	2.50	0.76	1.50	0.46
2. Sandy loam (noncolloidal)	.02	1.45	0.53	2.50	0.76	2.00	0.61
3. Silt loam (noncolloidal)	.02	2.00	0.61	3.00	0.91	2.00	0.61
4. Alluvial silt when noncolloidal	.02	2.00	0.61	3.50	1.07	2.00	0.61
5. Ordinary firm loam	.02	2.50	0.76	3.50	1.07	2.25	0.69
6. Volcanic ash	.02	2.50	0.76	3.50	1.07	2.00	0.61
7. Fine gravel	.02	2.50	0.76	5.00	1.52	3.75	1.14
8. Stiff clay (very colloidal)	.025	3.75	1.14	5.00	1.52	3.00	0.91
9. Graded, loam to cobbles, when noncolloidal	.03	3.75	1.14	5.00	1.52	5.00	1.52
10. Alluvial silt when colloidal	.025	3.75	1.14	5.00	1.52	3.00	0.91
11. Graded, silt to cobbles, when colloidal	.03	4.00	1.22	5.50	1.68	5.00	1.52
12. Coarse gravel (noncolloidal)	.025	4.00	1.22	6.00	1.83	6.50	1.98
13. Cobbles and shingles	.035	5.00	1.52	5.50	1.68	6.50	1.98
14. Shales and hard pans	.025	6.00	1.83	6.00	1.83	5.00	1.52

b) Hjulstrom (1935)



Selon Leo C. van Rijn (Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas, 1990, Chap 4), la plus grande faiblesse dans le modèle de Hjulström c'est qu'il ne prend pas en compte l'influence certaine de la rugosité relative du lit = h/D = profondeur d'eau/diamètre du grain solide.

Autres tableaux des vitesses

Vitesses maximales recommandées (Poire et Olier, 1978)

Nature du lit	Vitesses maximales en m/s		
	à la surface	Vitesse moyenne dans la section	au fond
Terres détrempées et terres glaises	0.15	0.11	0.08
Argiles grasses	0.30	0.23	0.16
Sables	0.60	0.46	0.31
Graviers	1.22	0.96	0.70
Pierres cassées	1.52	1.23	0.94
Schistes tendres, poudingues	2.22	1.86	1.49
Roches tendres	2.75	2.27	1.82
Roches dures	4.27	3.69	3.14

Vitesses maximales recommandées par Fortier et Scobey pour des canaux droits avec une faible pente, des profondeurs inférieures à 0,9 m et après vieillissement (USDA-NRCS, 2007)

Nature du lit	n	Eau claire	Eau transportant des colloïdes	Eau transportant des limons, sables, graviers ou des fragments rocheux
		m/s	m/s	m/s
Sable fin non cohésif	0.020	0.46	0.76	0,46
Loam sableux non cohésif	0.020	0.53	0.76	0,61
Loam limoneux non cohésif	0.020	0.61	0.91	0,61
Limon alluvionnaire non cohésif	0.020	0.61	1.07	0,61
Loam ferme ordinaire	0.020	0.76	1.07	0,69
Cendres volcaniques	0.020	0.76	1.07	0,61
Argile dure, très cohésive	0.025	1.14	1.5	0,91
Limon alluvionnaire cohésif	0.025	1.14	1.5	0,91
Schistes argileux et sols compacts	0.025	1.83	1.8	1,5
Gravier fin	0.020	0.76	1.5	1,14
Loam pierreux non cohésif	0.030	1.14	1.5	1,5
Limon pierreux cohésif	0.030	1.2	1.7	1,5
Gravier grossier	0.025	1.2	1.8	2,0
Cailloux et galets	0.035	1.5	1.7	2,0

Vitesses maximales recommandées (USACE, 1991)

Matériel du lit	Vitesse maximale (m/s)
Sable fin	0,61
Sable grossier	1,22
Gravier fin	1,83
Sol	
Limon sableux	0,61
Argile limoneuse	1,07
Argile	1,83
Roc fragile (roche sédimentaire)	3,05
grès fragiles	2,44
schistes fragile	1,07
Roc solide (généralement volcanique ou métamorphique)	6,08

c) **Van Rijn (1991) (vitesse moyenne)**

$$V_C = 8,50 \cdot D^{0,6} \cdot \log\left(\frac{12 \cdot h}{3 \cdot D_{90}}\right) \dots\dots\dots 0,5 \text{ mm} < D \leq 2 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Sables}$$

$$V_C = 0,19 \cdot D^{0,1} \cdot \log\left(\frac{12 \cdot h}{3 \cdot D_{90}}\right) \dots\dots\dots 0,1 \text{ mm} \leq D \leq 0,5 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Sables}$$

Avec ; V_C = vitesse moyenne = Q/S

d) **Neil (1968) (vitesse moyenne)**

$$V_C = 1,4 \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)} \cdot g \cdot D \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{1/6} \text{ [English units] } \dots\dots\dots D \geq 2 \text{ mm}$$

Avec ; V_C = vitesse moyenne = Q/S

e) Maynord (1978)

$$V_C = 1,3 \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot g \cdot D \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{1/6}} \quad [\text{English units}] \dots\dots\dots D \geq 2 \text{ mm}$$

Avec ; V_C = vitesse moyenne = Q/S

f) Ts. E. Mirtskhulava (1991)

$$V_C = \log\left(\frac{8,8 \cdot h}{D}\right) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g}{0,44 \cdot \sqrt{n}} \cdot [(\gamma_s - \gamma) \cdot D]} \dots\dots\dots D > 2 \text{ mm}$$

Avec ;

- V_C = vitesse moyenne = Q/S
- D (m) : diamètre du grain sédimentaire
- h (m) : profondeur moyenne d'eau = surface mouillée / largeur au miroir = S_m / B
- g (s/m^2): accélération universelle
- γ (N/m^3) : poids volumique de l'eau
- γ_s (N/m^3) : poids volumique des sédiments
- m (m^2/N): coefficient dimensionnel représentant les conditions de travail. En général, $m = 1$
- n : coefficient de surcharge, tenant compte de l'influence du caractère pulsatoire des vitesses sur la capacité érosive d'écoulement, ainsi que d'autres cas probables de charges réelles plus importantes que les charges calculées. Ce coefficient peut être calculé par : $n = 1 + \frac{D(\text{mm})}{0,00005 + 0,3 \cdot D(\text{mm})}$

En l'absence des données, la valeur n peut être admise égale à 4.

I.1. Sol non cohérent (Cohésion $C = 0$)

I.1.1 Vitesse de fond (V_b) : Il y a érosion $\Leftrightarrow V_{\text{moy}} = Q/S > V_b$

a) Mavis (1937)

$$V_b = \frac{1}{2} \cdot D^{4/9} \cdot \sqrt{\frac{\rho_s}{\rho} - 1}$$

Avec ;

- $[V_b]$ = ft/s = vitesse bed = vitesse au fond
- $[D]$ = mm

b) Carstens (1966)

$$\frac{V_b^2}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot g \cdot D} = 3,61 \cdot (\tan\phi \cdot \cos\theta - \sin\theta)$$

Avec;

- $[V_b]$ = ft/s = vitesse bed = vitesse au fond
- $[g]$ = 32,18 ft/s² (= 9,81 m/s²)
- $[D]$ = mm
- $[\phi] = [\theta] = \text{° degré}$

2.2 Sol cohérent (Cohésion $C > 0$)

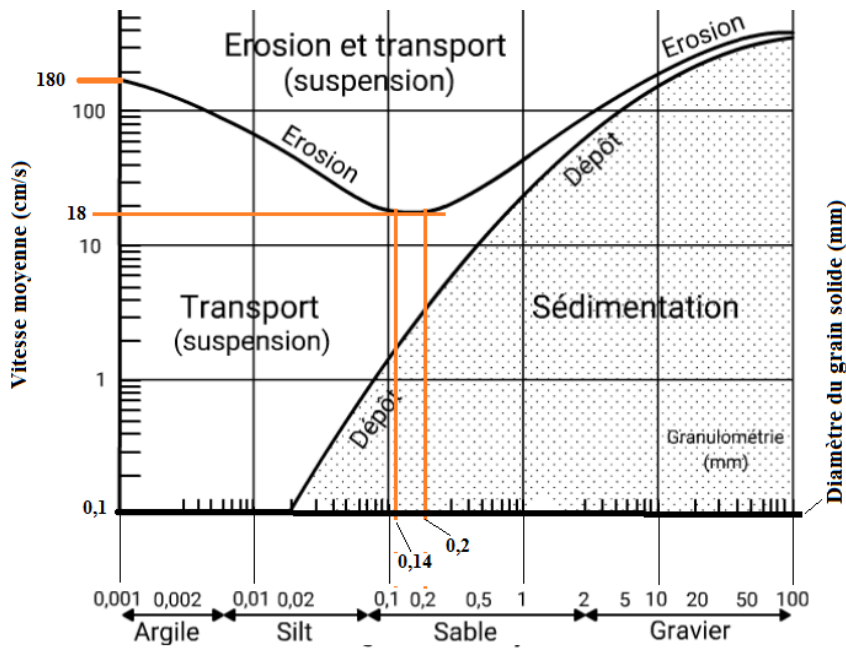
2.2.1 Vitesse moyenne (V_c) : Il y a érosion $\Leftrightarrow V_{moy} = Q/S > V_c$

a) Tables de Fortier et Scobey (1926)

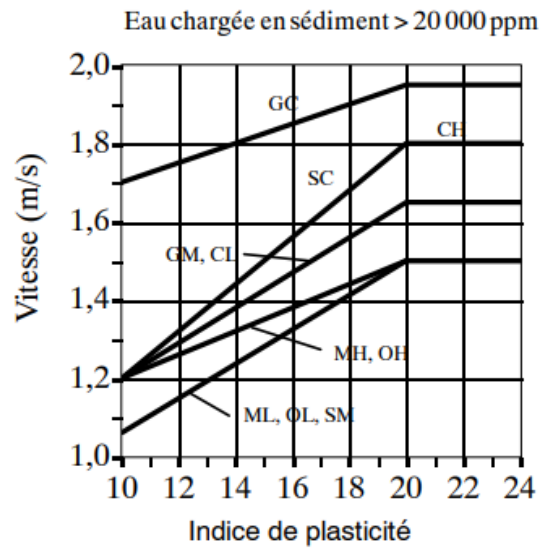
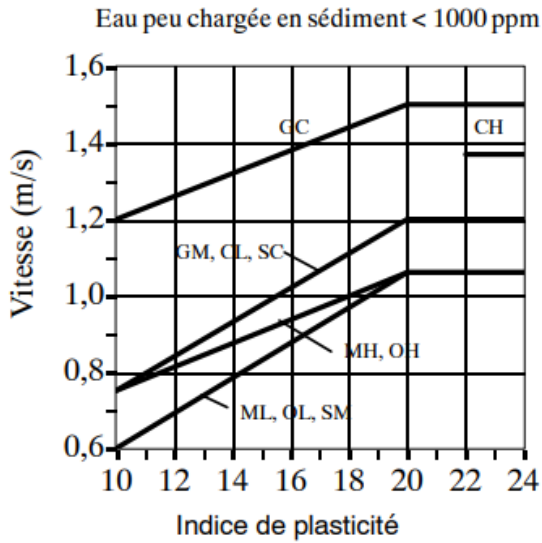
Maximum permissible velocities proposed by Fortier and Scobey (1926)

Original material excavated for canals	n	Mean velocity, after Aging, of Canals ($d \leq 3$ ft)					
		Clear water, no detritus		Water transporting colloidal silt		Water transporting noncolloidal silts, sands, gravels or rock fragments	
		ft/sec	m/sec	ft/sec	m/sec	ft/sec	m/sec
1. Fine sand (colloidal)	.02	1.5	0.46	2.50	0.76	1.50	0.46
2. Sandy loam (noncolloidal)	.02	1.45	0.53	2.50	0.76	2.00	0.61
3. Silt loam (noncolloidal)	.02	2.00	0.61	3.00	0.91	2.00	0.61
4. Alluvial silt when noncolloidal	.02	2.00	0.61	3.50	1.07	2.00	0.61
5. Ordinary firm loam	.02	2.50	0.76	3.50	1.07	2.25	0.69
6. Volcanic ash	.02	2.50	0.76	3.50	1.07	2.00	0.61
7. Fine gravel	.02	2.50	0.76	5.00	1.52	3.75	1.14
8. Stiff clay (very colloidal)	.025	3.75	1.14	5.00	1.52	3.00	0.91
9. Graded, loam to cobbles, when noncolloidal	.03	3.75	1.14	5.00	1.52	5.00	1.52
10. Alluvial silt when colloidal	.025	3.75	1.14	5.00	1.52	3.00	0.91
11. Graded, silt to cobbles, when colloidal	.03	4.00	1.22	5.50	1.68	5.00	1.52
12. Coarse gravel (noncolloidal)	.025	4.00	1.22	6.00	1.83	6.50	1.98
13. Cobbles and shingles	.035	5.00	1.52	5.50	1.68	6.50	1.98
14. Shales and hard pans	.025	6.00	1.83	6.00	1.83	5.00	1.52

b) Hjulstrom (1935)



Autres Abaques et tableaux



Vitesses maximales nominales pour les sols cohérents (SCS, 1977; USDA- NRCS, 2007).

Vitesses maximales recommandées (Poire et Olier, 1978)

Nature du lit	Vitesses maximales en m/s		
	à la surface	Vitesse moyenne dans la section	au fond
Terres détrempées et terres glaises	0.15	0.11	0.08
Argiles grasses	0.30	0.23	0.16
Sables	0.60	0.46	0.31
Graviers	1.22	0.96	0.70
Pierres cassées	1.52	1.23	0.94
Schistes tendres, poudingues	2.22	1.86	1.49
Roches tendres	2.75	2.27	1.82
Roches dures	4.27	3.69	3.14

Vitesses maximales recommandées par Fortier et Scobey pour des canaux droits avec une faible pente, des profondeurs inférieures à 0,9 m et après vieillissement (USDA-NRCS, 2007)

Nature du lit	n	Eau claire	Eau transportant des colloïdes	Eau transportant des limons, sables, graviers ou des fragments rocheux
		m/s	m/s	m/s
Sable fin non cohésif	0.020	0.46	0.76	0,46
Loam sableux non cohésif	0.020	0.53	0.76	0,61
Loam limoneux non cohésif	0.020	0.61	0.91	0,61
Limon alluvionnaire non cohésif	0.020	0.61	1.07	0,61
Loam ferme ordinaire	0.020	0.76	1.07	0,69
Cendres volcaniques	0.020	0.76	1.07	0,61
Argile dure, très cohésive	0.025	1.14	1.5	0,91
Limon alluvionnaire cohésif	0.025	1.14	1.5	0,91
Schistes argileux et sols compacts	0.025	1.83	1.8	1,5
Gravier fin	0.020	0.76	1.5	1,14
Loam pierreux non cohésif	0.030	1.14	1.5	1,5
Limon pierreux cohésif	0.030	1.2	1.7	1,5
Gravier grossier	0.025	1.2	1.8	2,0
Cailloux et galets	0.035	1.5	1.7	2,0

Vitesses maximales recommandées (USACE, 1991)

Matériel du lit	Vitesse maximale (m/s)
Sable fin	0,61
Sable grossier	1,22
Gravier fin	1,83
Sol	
Limon sableux	0,61
Argile limoneuse	1,07
Argile	1,83
Roc fragile (roche sédimentaire)	3,05
grès fragiles	2,44
schistes fragile	1,07
Roc solide (généralement volcanique ou métamorphique)	6,08

Ts. E. Mirtskhulava (1991)

$$V_c = \log\left(\frac{8,8 \cdot h}{D}\right) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot m}{2,6 \cdot \gamma \cdot n} \cdot [(\gamma_s - \gamma) \cdot D + 1,25 \cdot K \cdot C_f]}$$

Avec ;

- V_c = vitesse moyenne
- D (m) : diamètre du grain sédimentaire
- h (m) : profondeur moyenne d'eau = surface mouillée / largeur au miroir = S_m / B
- g (s/m^2): accélération universelle
- γ (N/m^3) : poids volumique de l'eau
- γ_s (N/m^3) : poids volumique des sédiments
- m (m^2/N): coefficient dimensionnel représentant les conditions de travail. En général, $m = 1$
- n : coefficient de surcharge, tenant compte de l'influence du caractère pulsatoire des vitesses sur la capacité érosive d'écoulement, ainsi que d'autres cas probables de charges réelles plus importantes que les charges calculées. Ce coefficient peut être calculé par : $n = 1 + \frac{D(\text{mm})}{0,00005 + 0,3 \cdot D(\text{mm})}$
En l'absence des données, la valeur n peut être admise égale à 4.
- K ($m^4/N \cdot s^2$) : coefficient dimensionnel d'homogénéité des sols argileux, caractérisant l'écart probable des indices de cohésion à leurs valeurs moyennes du côté défavorable par rapport à la normale. Généralement, $K = 0.5$
- C_f (N/m^2) : résistance à la fatigue normale (à la rupture). $C_f \approx 0.035 C_{sat}$
- C_{sat} (N/m^2) : cohésion des sols à l'état complètement saturé

D'autres vitesses critiques peuvent être calculées à partir des formules telles que Tang, Sha, Rao, Wang, Zhang, Lundkvist,... etc.

Les sols grenus (sables et graviers) dont la teneur, en masse, d'argile $> 10\%$, peuvent acquérir une certaine cohésion et deviennent, par conséquent, des sols cohérents ou des sols à comportement cohérents.

Remarque importante

On compare la vitesse moyenne de l'écoulement avec une certaine vitesse critique qui théoriquement correspond à la vitesse une fois dépassée le grain solide commence à bouger. Le grain solide se trouve au fond du canal composant le lit, alors que la vitesse moyenne est bien au-dessus du lit.

Normalement, la vitesse critique doit être comparée avec une vitesse se trouvant juste au-dessus des grains solides et non pas la vitesse moyenne. C'est le cas des formules de Mavis (1937) et Carstens (1966) qui travaillent non pas avec la vitesse moyenne mais avec une vitesse qu'ils ont appelée Bed velocity (vitesse au fond) U_b . L'indice « b » veut dire « bed » en anglais. Donc, c'est vitesse très proche du lit (bed).

Pour les formules de Hjulström (1935), Neill (1967), Mirtskhoulava (1991) et Gargani (2006), on utilise la vitesse moyenne = Q/S = vitesse de Chézy.

Pour voir si une formule travaille avec la vitesse moyenne (V_{moy}) ou la vitesse bed (V_b), il y a juste de voir la présence ou non de la profondeur d'eau dans la formule. Sa présence renseigne qu'on travaille avec la vitesse moyenne ! Dans le cas contraire, l'absence de la profondeur (h) dans la formule veut dire que la formule utilise la vitesse bed (V_b).

Pour cette raison, on préfère utiliser la méthode des contraintes qui agissent sur tout le périmètre mouillé en frottant les grains solides.

On dira que la méthode des vitesses moyennes permet des estimations grossières et celle des vitesses bed permet des calculs moyennement précis. Pour des calculs plus précis, la méthode des contraintes sera toujours privilégiée.

Méthode du Pr Robert Lagacé

Pour les sols cohésifs, la vitesse maximale nominale doit être corrigée pour tenir compte de la profondeur d'écoulement "FD" et "FB", pour le rayon de courbure "FA", l'indice des vides "Fe" et de la récurrence "FR" selon l'équation suivante :

$$V_m = V_{bc} \times F_D \times F_A \times F_e \times F_R$$

V_m = vitesse maximale acceptable (m/s)

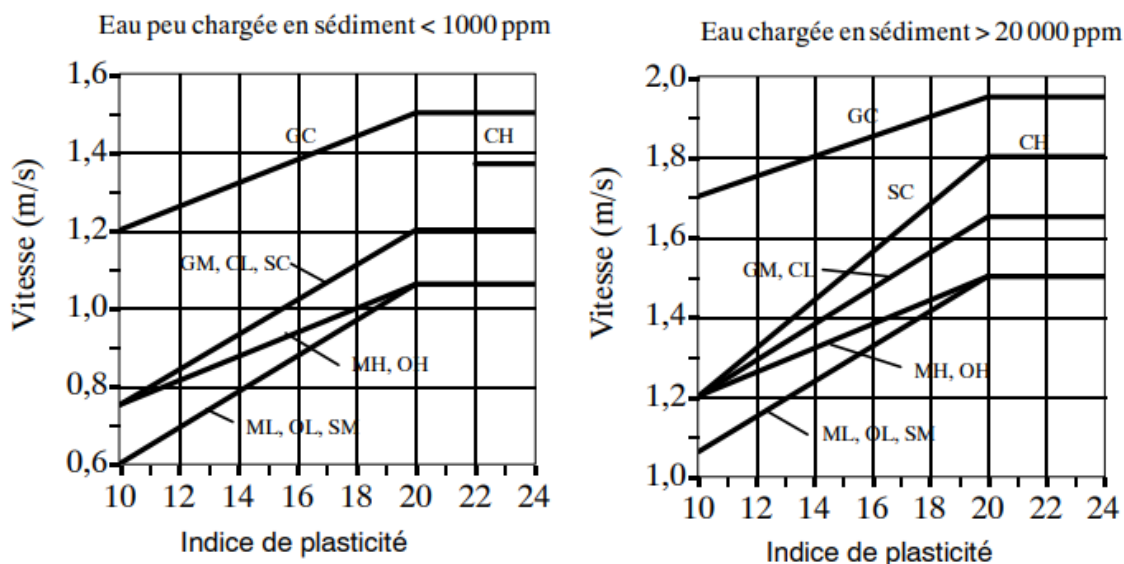
V_{bc} = vitesse maximale nominale pour les sols cohérents (m/s)

F_D = facteur de correction pour la profondeur d'écoulement

F_A = facteur de correction pour le rayon de courbure

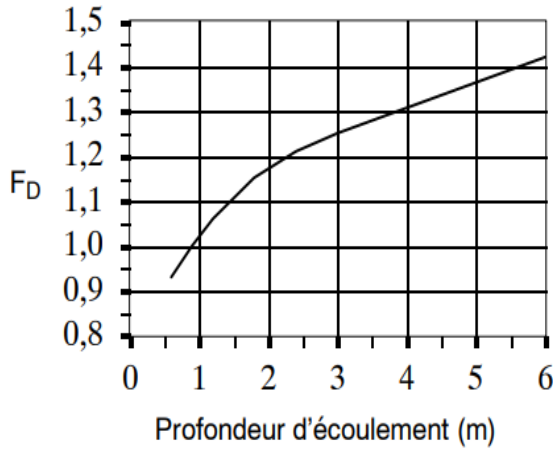
F_e = facteur de correction pour l'indice des vides

F_R = facteur de récurrence

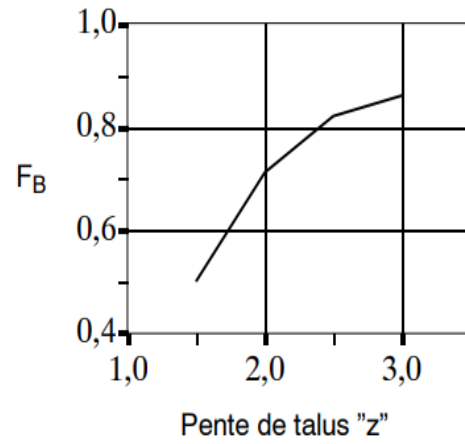


Vitesses maximales nominales pour les sols cohérents (SCS, 1977; USDA- NRCS, 2007).

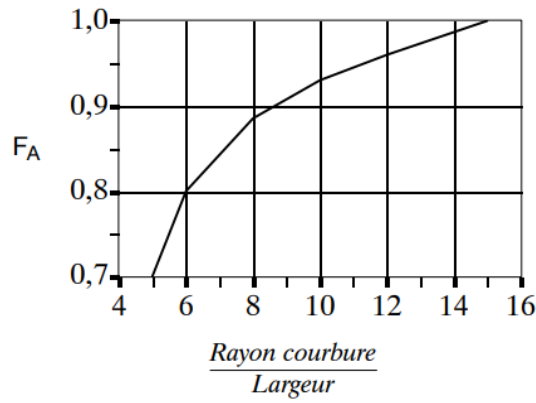
Facteur de profondeur d'écoulement F_D



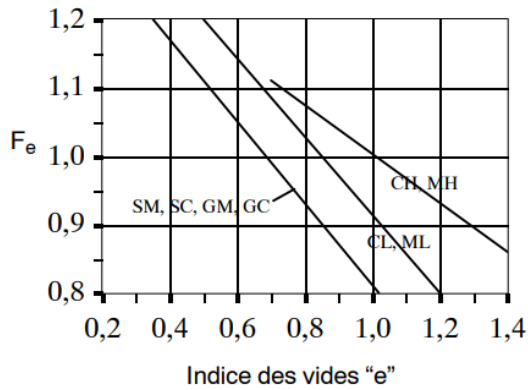
Facteur de pente de talus F_B



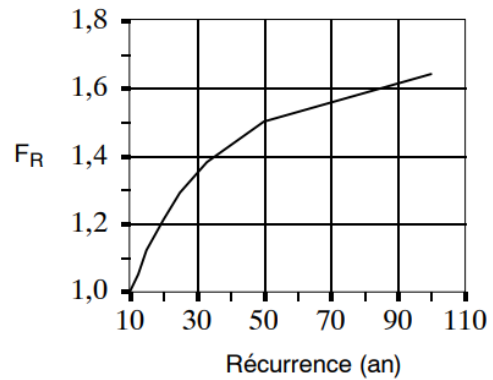
Facteur de rayon de courbure F_A



Facteur d'indice des vides F_e



Facteur de récurrence F_R



Facteurs de correction (SCS, 1977; USDA-NRCS, 2007).

II. Critère de contrainte

I.1. Sol non cohérent (Cohésion C = 0)

a) Méthode de Osman Akan

Dans un sol non cohérent (C = 0), on dit qu'il y a risque érosion : $\tau_p \cdot C_p \leq \frac{K_s \cdot \gamma \cdot R_H \cdot I_E}{K} \cdot \delta$

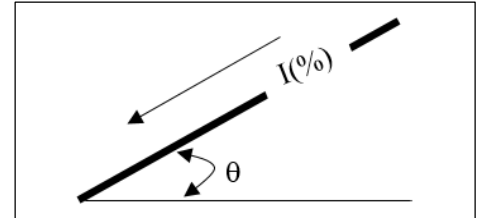
- $\delta = 1$ Si : $\theta \leq 2,3^\circ$ (4%) $\Leftrightarrow \theta \rightarrow \sin\theta$ avec $|\theta - \sin\theta| < 0,000001$
- $\delta = \frac{\sin(\phi - \theta)}{\sin\phi}$ Si : $\theta > 2,3^\circ$ (4%)

$$\theta = \arcsin\left(\frac{I}{\sqrt{1 + I^2}}\right)$$

Exemple

a) $I = 13,6\% = 0,136 \Rightarrow \theta = 7,75^\circ$

b) $\theta = 11^\circ \Rightarrow I = 0,1944 = 19,44\%$



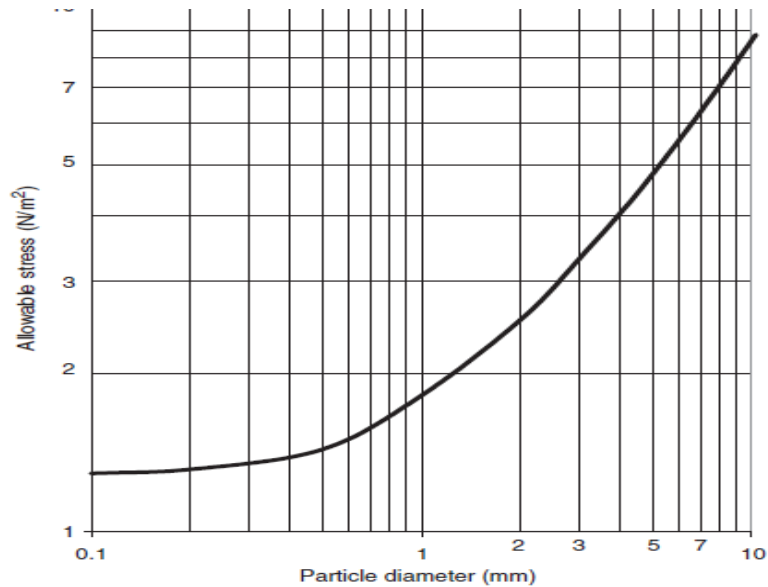
$$I = \frac{\sin\theta}{\sqrt{1 - \sin^2\theta}}$$

Avec ;

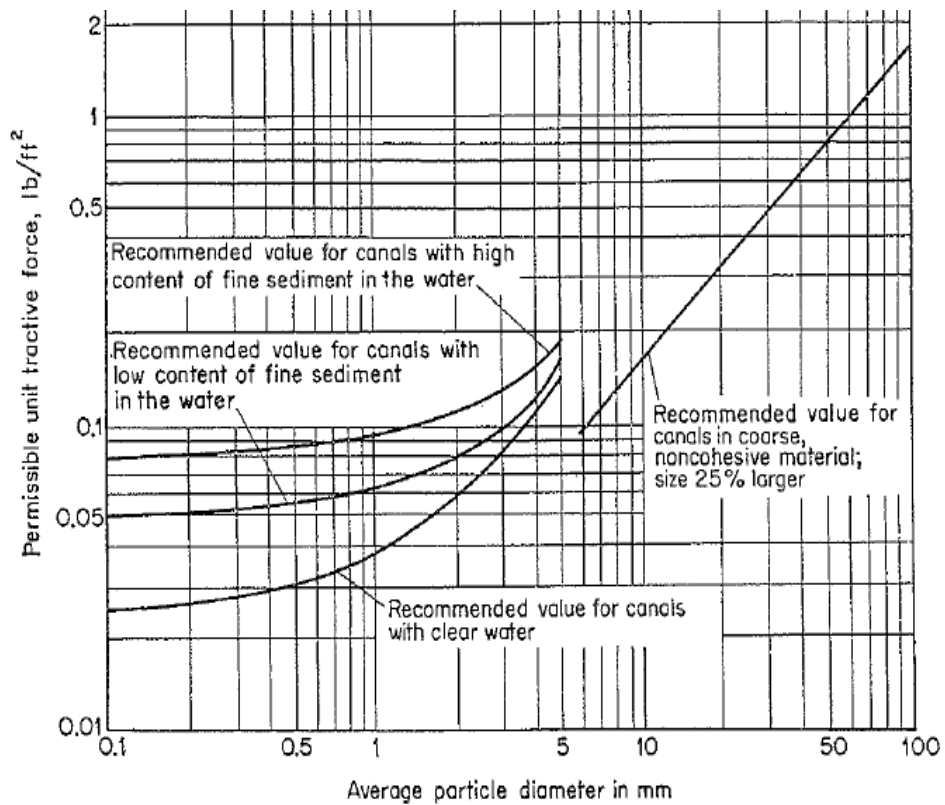
- τ_p (N/m²) = τ_c = contrainte critique ou admissible = f(sol)

Critical shear stress on a horizontal surface

Class name	d_s (mm)	d_*	ϕ (deg)	τ_{*c}	τ_c (Pa)	u_{*c} (m/s)
<i>Boulder</i>						
Very large	> 2,048	51,800	42	0.054	1,790	1.33
Large	> 1,024	25,900	42	0.054	895	0.94
Medium	> 512	12,950	42	0.054	447	0.67
Small	> 256	6,475	42	0.054	223	0.47
<i>Cobble</i>						
Large	> 128	3,235	42	0.054	111	0.33
Small	> 64	1,620	41	0.052	53	0.23
<i>Gravel</i>						
Very coarse	> 32	810	40	0.05	26	0.16
Coarse	> 16	404	38	0.047	12	0.11
Medium	> 8	202	36	0.044	5.7	0.074
Fine	> 4	101	35	0.042	2.71	0.052
Very fine	> 2	50	33	0.039	1.26	0.036
<i>Sand</i>						
Very coarse	> 1	25	32	0.029	0.47	0.0216
Coarse	> 0.5	12.5	31	0.033	0.27	0.0164
Medium	> 0.25	6.3	30	0.048	0.194	0.0139
Fine	> 0.125	3.2	30	0.072	0.145	0.0120
Very fine	> 0.0625	1.6	30	0.109	0.110	0.0105
<i>Silt</i>						
Coarse	> 0.031	0.8	30	0.165	0.083	0.0091
Medium	> 0.016	0.4	30	0.25	0.065	0.0080



Permissible unit tractive force for non-cohesive material
(source: Chen and Cotton, 1988)



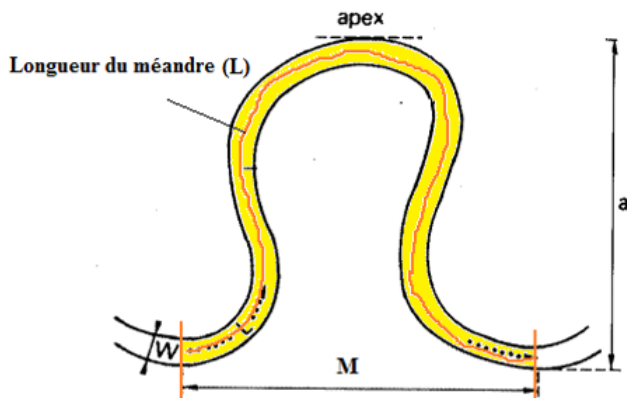
Recommended permissible unit tractive forces for canals in noncohesive material.

Remarque

Il y a d'autres manières qui permettent de donner la valeur de τ_p à l'image de P. Julien et L. van Rijn qui ont proposé des formules pour calculer la contrainte admissible (τ_p) mais sous une forme adimensionnelle en fonction du diamètre spécifique $D^* = D_{50} \left[\frac{(\rho_s - 1)g}{v_m^2} \right]^{1/3}$ (ϕ = angle de frottement interne des particules solides)

- C_p = paramètre qui prend en charge la sinuosité du canal ou cours d'eau

- = 1,0 Chenal Rectiligne (droit) sans méandres.
- = 0,9 Chenal Faiblement sinueux. Indice ou Degré de sinuosité $I_s = 1,0$ à 1,20
- = 0,75 Chenal Modérément sinueux. Indice de sinuosité $I_s = 1,2$ à 1,50
- = 0,6 Chenal Sévèrement sinueux. Indice sinuosité $I_s > 1,50$

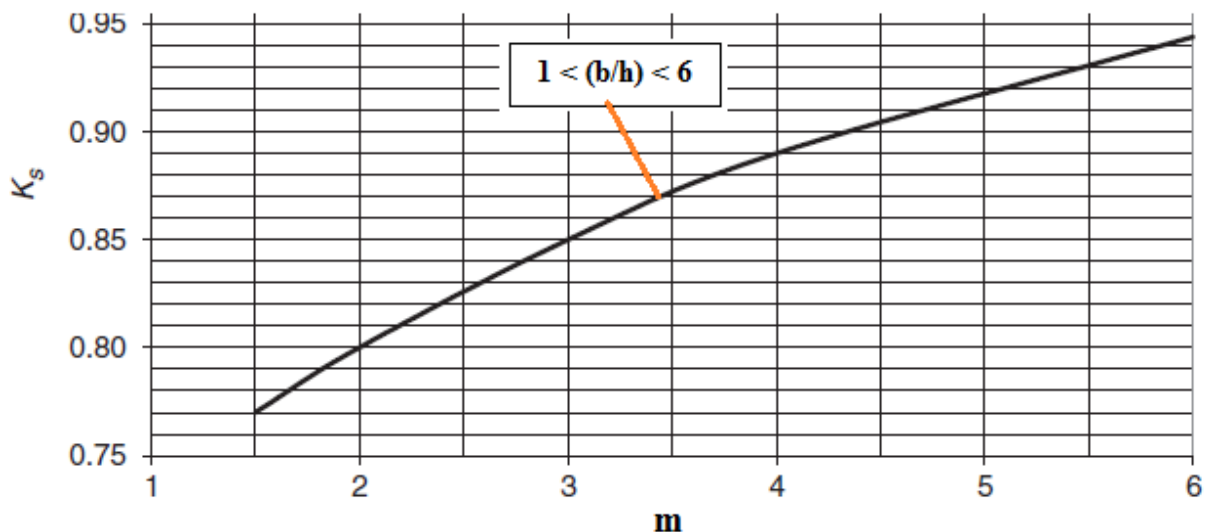
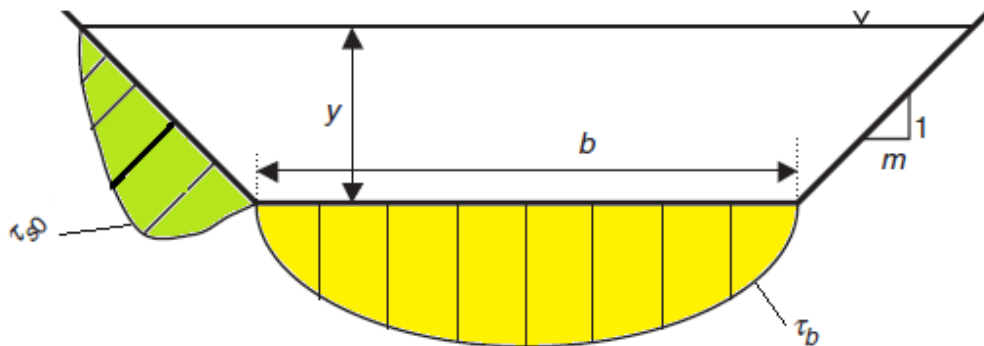


Degré de sinuosité = Indice de sinuosité = Sinuosité,
 $I_s = \text{Longueur du méandre} / \text{Ligne droite} = L / M$

Faible	$I_s = 1.0 - 1.2$
Modéré	$I_s = 1.2 - 1.5$
Sévère	$I_s > 1.5$

La sinuosité est dite

- K_s = facteur qui prend en charge l'inclinaison des talus



Shear stress distribution on channel bottom and sides

- $R_H (m)$ = rayon hydraulique = S/P
- I_E = pente d'énergie. Dans le cas d'un régime uniforme, $I_E = I_0$ = pente du lit

Remarque relative au régime uniforme

Un écoulement à surface libre à l'intérieur des chenaux et cours d'eau naturels est rarement uniforme. En effet, dans un cours d'eau naturel tous les paramètres qui vont suivre peuvent changer, les rugosités du lit et des berges, la pente longitudinale, le débit (par effet d'infiltration et d'évaporation), la section transversale, la pente latérale, les méandres, le type de sol et la présence des végétaux, la pluie, la neige, le vent,... etc.

- Dans le cas général, $I_E = \frac{n^2 \cdot V^2}{R_H^{4/3}} = \frac{n^2 \cdot Q^2 \cdot P^{4/3}}{S^{10/3}}$ (à partir de l'équation de Chézy)
- γ (N/m³) = poids volumique de l'eau
- K = facteur qui prend en charge la faculté d'un grain solide à rouler (glisser) le long du talus.
$$K = \sqrt{1 - \frac{1}{(1+m^2) \cdot \sin^2 \theta}}$$
- ϕ (°) = angle de frottement interne du sol composant les talus
- θ (°) = pente longitudinale du chenal

Remarque relative au Side Wall Effect (Effet des Parois Latérales)

Pour des valeurs de $(B/h) < 5$, beaucoup de scientifiques pensent qu'on doit intégrer l'effet des parois latérales (Side Wall Effect).

Dans les canaux rectangulaires, pour $(B/h) < 5$, l'écoulement devient 2D et les parois interviennent dans les calculs des pertes de charge, des vitesses moyennes et des rayons hydrauliques. (Théorie créée par H. Einstein puis développée par Vanoni et Brooks). Dans cette théorie, (B) représente la largeur au miroir (largeur de surface) et (h) la profondeur moyenne = S_m/B

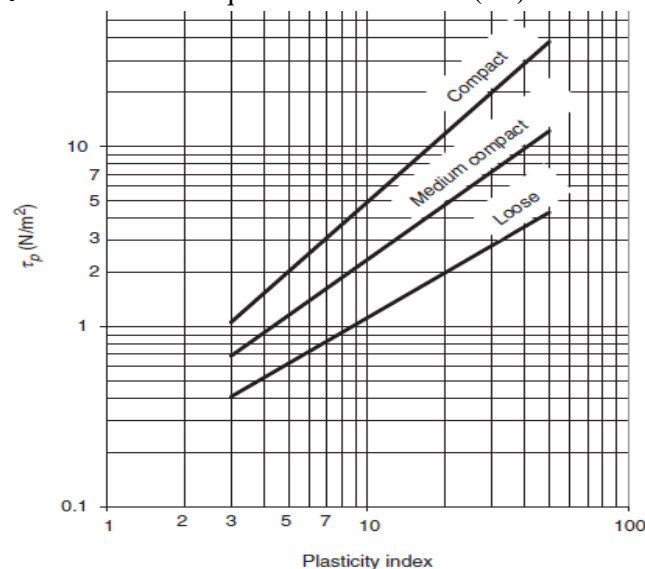
I.2. Sol cohérent (Cohésion $C > 0$)

a) Méthode de Osman Akan

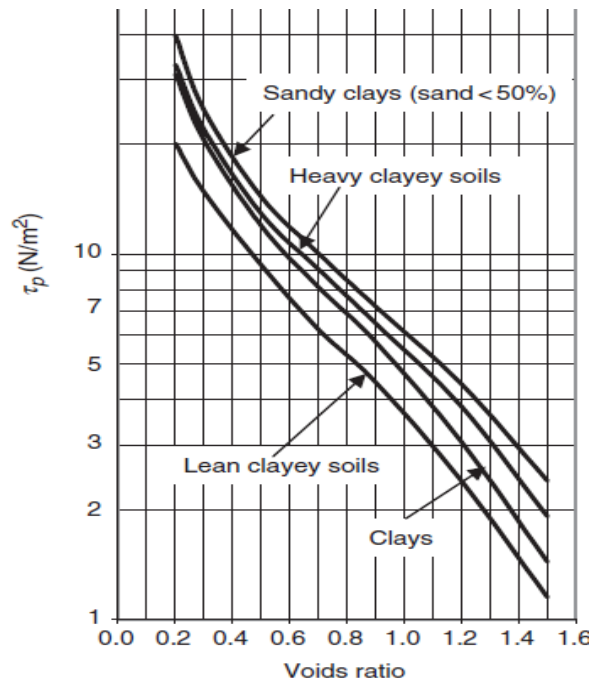
Dans un sol cohérent ($C > 0$), on dit qu'il y a risque d'érosion si : $\tau_p \cdot C_p \leq K_b \cdot \gamma \cdot R_H \cdot I_E$

Avec ;

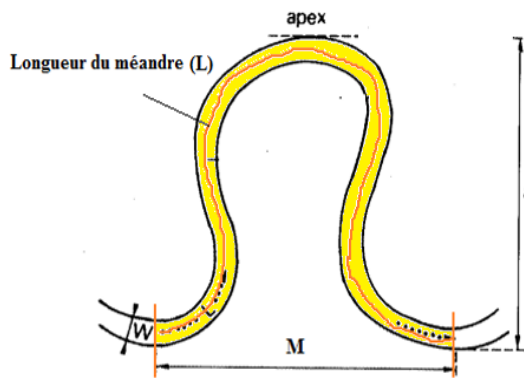
- τ_p (N/m²) = τ_c = contrainte critique ou admissible = f(sol)



Permissible unit tractive force for cohesive soils as a function of plasticity index (source: Chen and Cotton, 1988)



- C_p = paramètre qui prend en charge le Degré (Indice) de sinuosité du chenal ou cours d'eau
 - = 1,0 Chenal Rectiligne (droit) sans méandres.
 - = 0,9 Chenal Faiblement sinueux. Indice ou Degré de sinuosité $I_s = 1,0$ à 1,20
 - = 0,75 Chenal Modérément sinueux. Indice de sinuosité $I_s = 1,2$ à 1,50
 - = 0,6 Chenal Sévèrement sinueux. Indice sinuosité $I_s > 1,50$



Degré de sinuosité = Indice de sinuosité = Sinuosité,
 $I_s = \text{Longueur du méandre} / \text{Ligne droite} = L / M$

La sinuosité est dite

Faible	$I_s = 1.0 - 1.2$
Modéré	$I_s = 1.2 - 1.5$
Sévère	$I_s > 1.5$

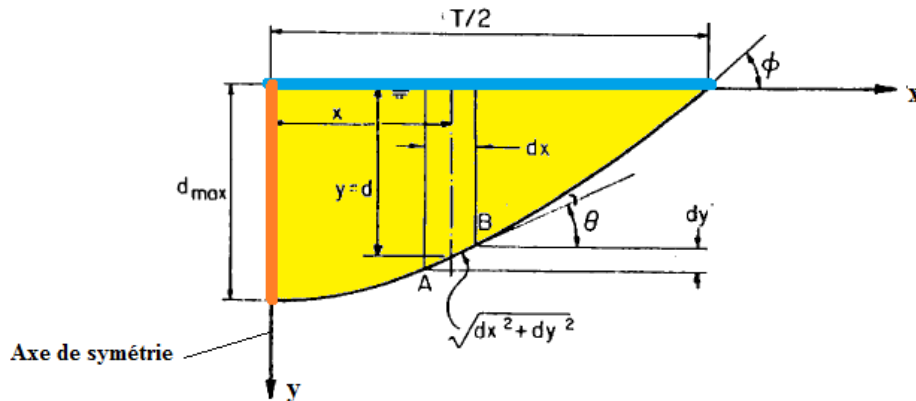
- K_b = facteur qui prend en charge l'inclinaison des talus (m).
 $K_b < 1$. Dans les calculs, et dans le sens de la sécurité, on prend toujours $k_b = 1$

Comme pour les vitesses, il existe énormément de formules qui permettent de calculer la contrainte admissible (critique) à l'image de Dunn, Smerdon – Beasley, Julian - Tores,... etc.

Notion de la section la plus stable vis-à-vis de l'érosion

Depuis longtemps les chercheurs ont travaillé et essayé de trouver la meilleure forme géométrique qui permettait de résister à l'érosion. Dans ce contexte, la forme géométrique proposée par E.W. Lane dans les années 50 du siècle dernier semble très intéressante car disposant d'une solide base théorique et prouvée expérimentalement.

Lane avait proposé la forme suivante : $y = d_{\max} \cdot \cos\left(\frac{\tan\phi}{d_{\max}} \cdot x\right)$ et qu'il pensait pouvait être la plus stable vis-à-vis de l'érosion.



Elements of an ideal stable section

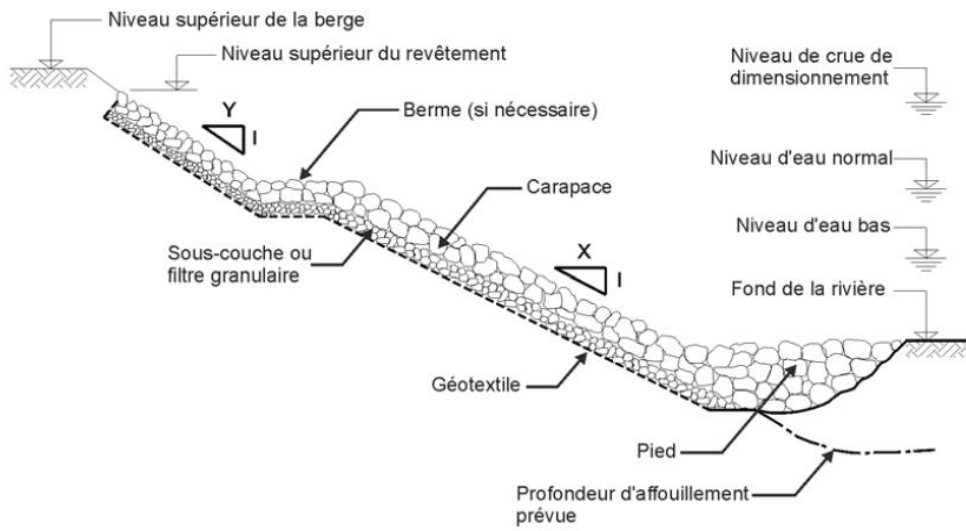
Avec ;

- L'aire de la section : $S = \frac{2 \cdot d_{\max}^2}{\tan\phi}$
- $V = \frac{1}{n} \cdot \left[\frac{d_{\max}^2 \cdot \cos\phi}{\left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sin^2\phi}{4}\right)} \right]^{2/3} \cdot I_E^{1/2}$
- $E(\sin)\phi \approx \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sin^2\phi}{4}\right)$ = Intégrale Elliptique de seconde espèce [E.W. Lane. HYD 292. The stable channel problem for coarse material, 1949]
- $d_{\max} = \frac{\tau_c}{0,97 \cdot \gamma \cdot I_E}$
- $\frac{T}{2} = \frac{d_{\max}}{\tan\phi}$

Pour être juste, les formes géométriques déduites de la théorie du régime (Blench, Lacey et Simon-Albertson) si elles sont appliquées dans leurs domaines d'application respectifs, donnent de bons résultats.

Dans le cas où l'on constate que les méthodes ci-dessus ne permettent pas de réduire l'érosion, il faut penser aux aménagements fluviaux proprement parlé qui peuvent être :

- 1) Protection des berges
 - Par enrochement (rip rap) en vrac + filtre type Hazen ou géomembrane
 - Par enrochement (rip rap) appareillé + filtre type Hazen ou géomembrane entre le gabion et le sol
 - Par gabions + filtre type Hazen ou géomembrane entre le gabion et le sol



Éléments constitutifs d'un revêtement en enrochement classique



Protection des berges classique

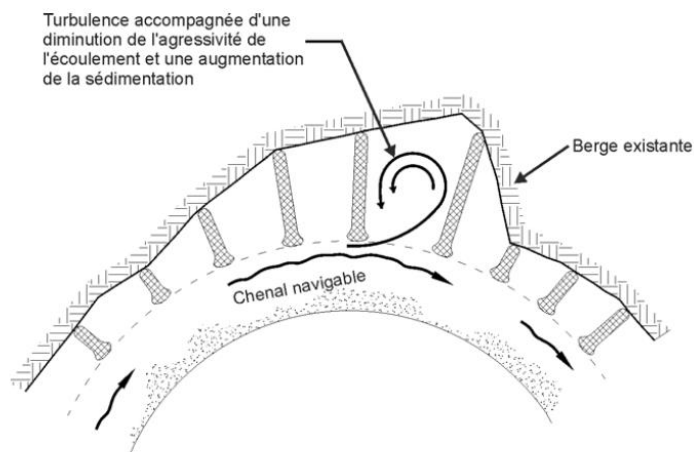


Digue longitudinale de grande envergure construit avant

- 2) Les épis : Servent à réduire la largeur des cours d'eau en condition de faible débit et petite profondeur pour augmenter la navigabilité. Ils constituent également une méthode indirecte permettant de limiter l'érosion en déviant (écartant) les vitesses d'écoulement élevées des berges. Les épis ne remplacent jamais une protection par enrochements.

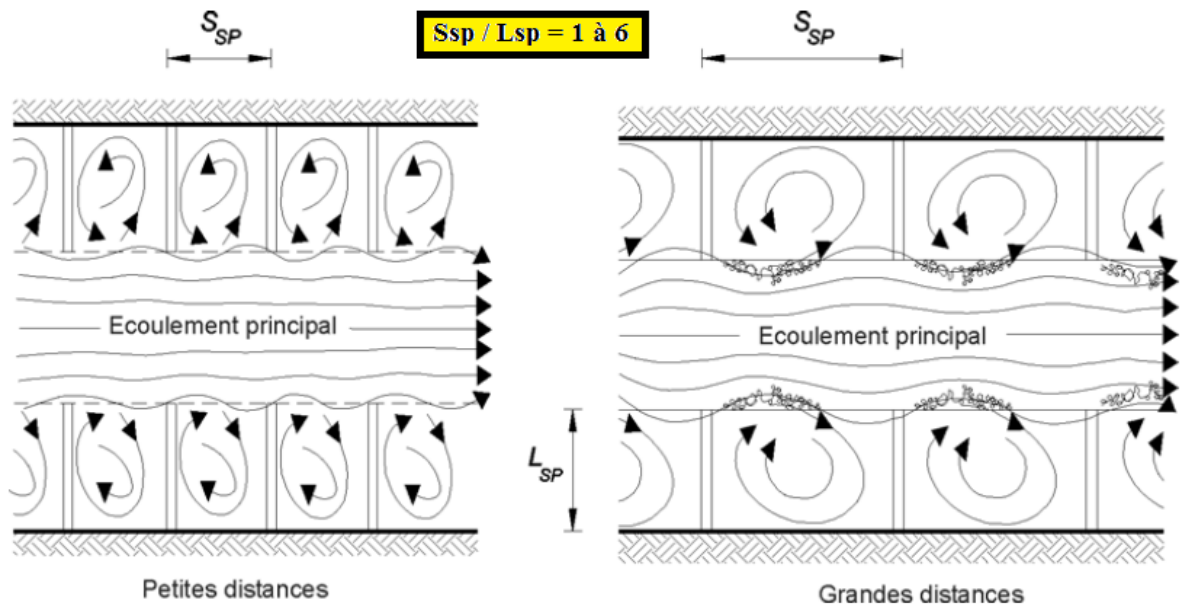


Système d'épis sur la Loire (source : Service Maritime et de Navigation de Nantes)



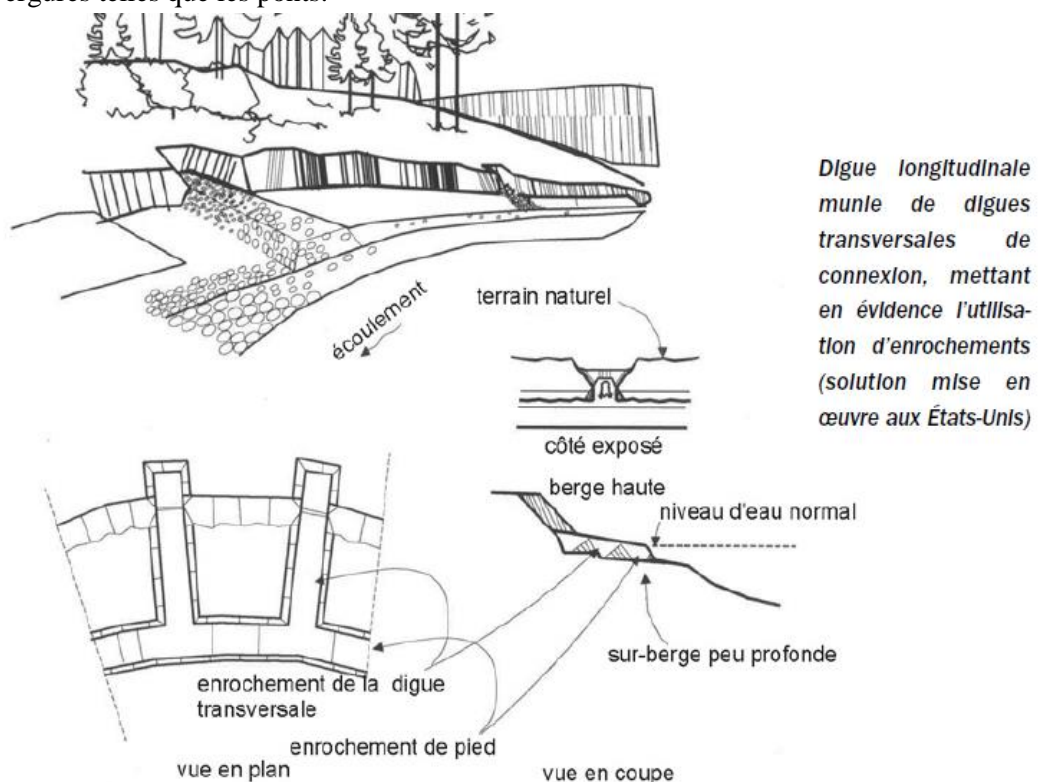
Exemple de vue en plan d'un système d'épis conçu pour réguler et stabiliser l'érosion de l'extérieur de la courbe

3) Les points durs = épis miniatures

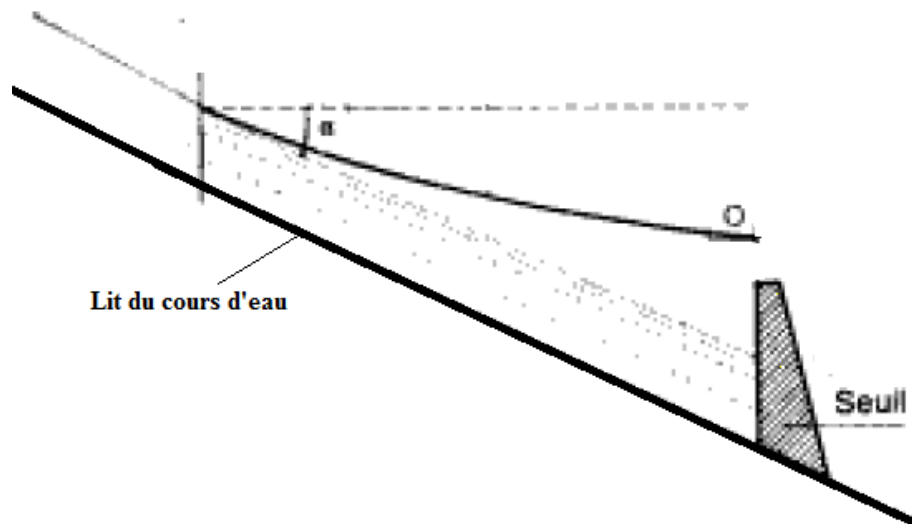


Exemple de système d'épis dont la longueur et l'espacement sont définis en fonction de la largeur de la rivière

4) Dignes longitudinales : Utilisées dans les cours d'eau à méandres soit pour stabiliser le chenal soit pour guider l'écoulement. Elles se situent généralement à proximité d'ouvrages de grandes envergures telles que les ponts.

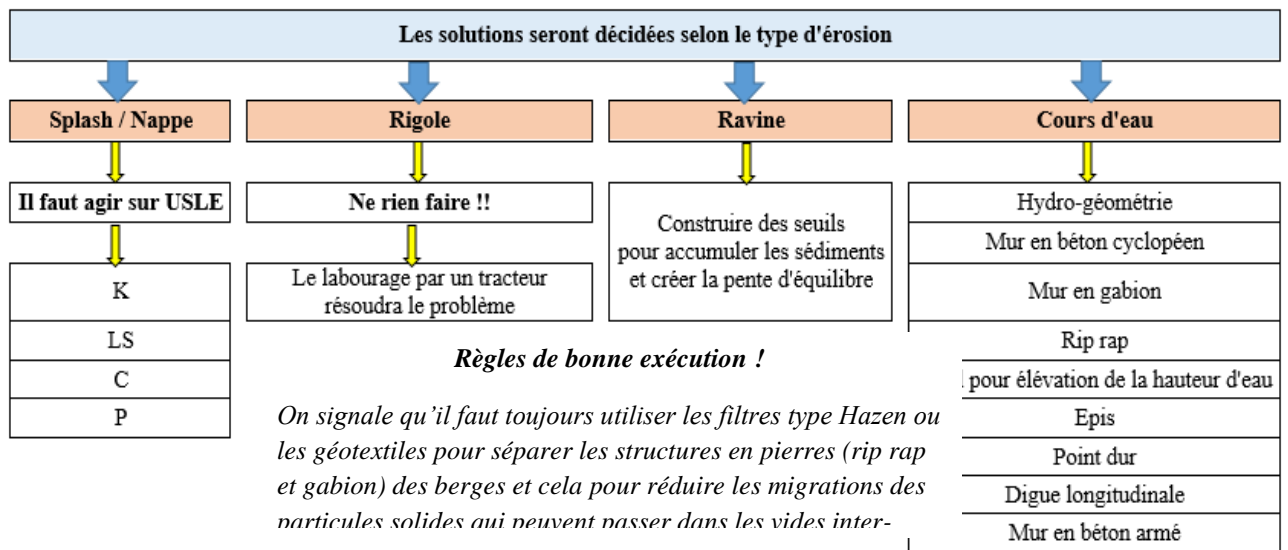


5) Seuil : Ouvrage transversal servant à élever le niveau d'eau et abaisser ainsi les vitesses d'écoulement (Bernoulli). Il peut faire le rôle d'un déversoir à crête épaisse. Le seuil peut être normal ou oblique/sens de l'écoulement.



Remarque

Le dimensionnement des seuils, épis, points durs, protection en rip rap, les murs latéraux en béton et en gabion se fera dans de prochains écrits.



Remarque

L'approche « Hydro-géométrie » concernent les solutions qui ne nécessitent pas des moyens lourds ou des constructions en béton.

Par exemple, la recherche de la section la plus stable (Lacey, Blench, Lane,...), l'approche par les vitesses et l'approche par la contrainte. Toutes ces méthodes essaient de trouver des solutions en agissant sur les pentes, la géométrie, la profondeur,...etc. Dans le cas où lesdites méthodes ne peuvent pas fournir de solutions acceptables, on doit penser aux autres méthodes telles que ; les murs latéraux, le rip rap, les seuils, les épis,...etc. Dans beaucoup de cas, mettre des murs latéraux ne suffit pas mais il faut encore aménager les lits avec des blocs de pierre (pavés), des végétaux, des plaques jointées en béton armé, ...etc. Avant de quitter, nous

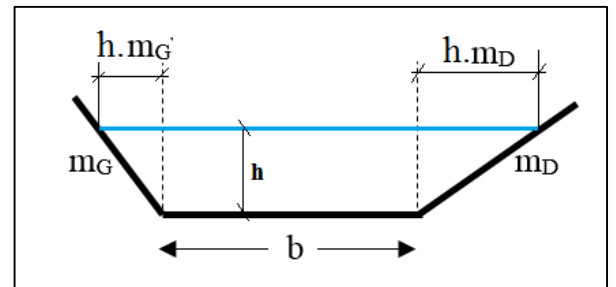
signalons que beaucoup de chercheurs préconisent la méthode végétale consistant à planter des végétaux sur les talus et le lit pour réduire la vitesse d'eau par effet de rugosité.

Applications

Exemple 1

A travers le diagramme de Hjulström, analyser le comportement sédimentaire d'un petit canal composé d'un sol aux propriétés ci-dessous :

- Diamètre des grains solides du sol composant le cours d'eau, $0,09 \text{ mm} < D < 1,5 \text{ mm}$
- Coefficient de rugosité de Manning, $n = 0,021$
- Pente longitudinale du cours d'eau, $I = 0,1\%$
- Débit, $Q = 500 \text{ l/s}$
- Longueur du cours d'eau, $L = 125 \text{ m}$
- Forme géométrique du cours d'eau = Trapèze
 Largeur de fond, $b = 1 \text{ m}$
 Pente des parois latérales, $m_D = m_G = 2H/1V$



Solution 1

Le diagramme de Hjulström nous donne les informations suivantes :

Diamètre	Vitesse nécessaire pour		
	Erosion	Transport	Sédimentation (Dépôt)
$D_{\min} = 0,09 \text{ mm}$	$V > 20 \text{ cm/s}$	$1,5 \text{ cm/s} < V < 20 \text{ cm/s}$	$V < 1,5 \text{ cm/s}$
$D_{\max} = 1,5 \text{ mm}$	$V > 70 \text{ cm/s}$	$40 \text{ cm/s} < V < 70 \text{ cm/s}$	$V < 40 \text{ cm/s}$

Pour pouvoir préciser le comportement sédimentaire, il faut déterminer les vitesses réelles d'écoulement.

$$V = R_H^{2/3} \cdot I_E^{1/2} / n = Q/S$$

Si le régime est uniforme, I_E (pente d'énergie) = I_H (pente hydraulique) = I_0 (pente du radier) = 0,001 (0,1%)

Pour la suite de l'exercice, on supposera un régime uniforme.

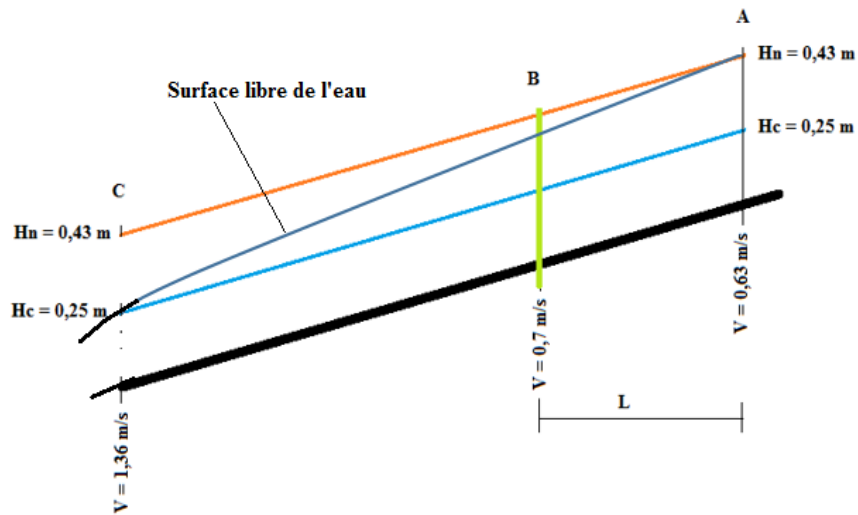
Calcul de la profondeur normale, $H_n = 0,43 \text{ m}$

Comme $H_c (0,25 \text{ m}) < H_n (0,43)$ l'écoulement est du type Fluvial ($Fr < 1$) et non pas Torrentiel ($Fr > 1$).

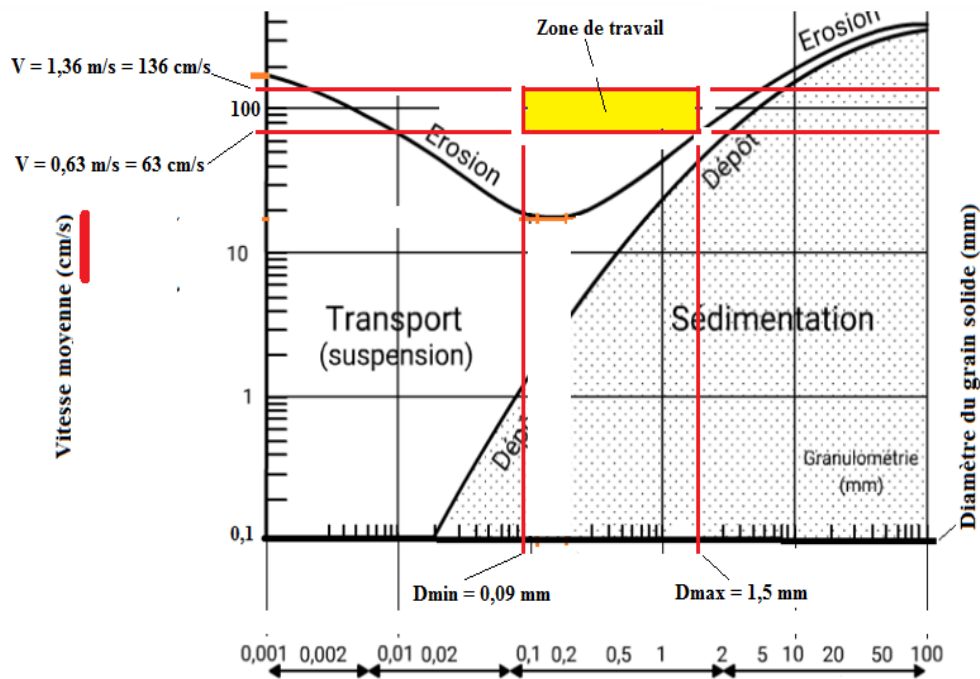
Dans ce type d'écoulement, l'eau démarre avec la profondeur normale (H_n) pour terminer avec la profondeur critique (H_c)

Vitesse d'écoulement si H_n : $V_{H_n} = 0,63 \text{ m/s}$

Vitesse d'écoulement si H_c : $V_{H_c} = 1,36 \text{ m/s}$



On reporte les vitesses calculées sur le diagramme de Hjulström.
L'intersection de l'intervalle des diamètres avec celui des vitesses donnera la zone de travail.



Une lecture simple du diagramme et de la zone de travail permet de conclure que tous les grains solides dont le diamètre varie entre $D_{\min} = 0,09$ mm et $D_{\max} = 1,5$ mm seront érodés et transportés.

Exemple 2

Par la méthode de Mirtskhulava analyser le comportement sédimentaire (Erosion, Transport, Sédimentation) d'un canal de laboratoire de forme trapézoïdale constitué d'un sol aux caractéristiques ci-dessous :

- 62% sable ($0,063$ mm $< D < 2$ mm)
- 16% limon
- 22% argile ($0,00024$ mm $< D < 0,004$ mm)
- Cohésion à saturation, $C_{\text{sat}} = 60000$ Pa = 60000 N/m²
- Angle de frottement interne $\phi = 35^\circ$
- $\rho_s = 2690$ kg/m³
- Rugosité moyenne de Manning, $n = 0,020$.

- $T = 20^{\circ}\text{C}$
- Fruits des talus, $m_G = m_D = 2H/1V$.
- $Q = 500 \text{ l/s}$
- Largeur à la base, $b = 1 \text{ m}$
- Pente longitudinale, $I = 10\%$.
- Longueur du canal, $L = 50 \text{ m}$

Solution 2

Comme l'exercice précédent, on peut calculer :

$$H_n = 0,12 \text{ m} \dots\dots V_{\text{moy} - H_n} = 3,34 \text{ m/s}$$

$$H_c = 0,25 \text{ m} \dots\dots V_{\text{moy} - H_c} = 1,43 \text{ m/s}$$

On voit bien que $H_n > H_c$ ce qui veut dire que le régime d'écoulement est Torrentiel ($Fr > 1$)

Dans pareilles conditions, l'écoulement commence par la profondeur critique (H_c) et termine par la hauteur normale (H_n).

Les diamètres des grains sédimentaires composant le sol du canal varient de $0,00024 \text{ mm}$ (D_{min}) à 2 mm (D_{max})

Formule de Mirskhulava

h (m)		D (mm)	Vc (m/s)	V _{moy} (m/s)	V _{moy} > Vc	Observation
H _n	0,120	2	1,2	3,3	Oui	Il y a risque d'érosion
		0,00024	6,7	3,3	Non	Il n'y a pas risque d'érosion
H _c	0,250	2	1,4	1,4	Oui	Il y a risque d'érosion
		0,00024	7,0	1,4	Non	Il n'y a pas risque d'érosion

Commentaire

A l'entrée du canal ($H_c = 0,25 \text{ m}$), l'érosion va toucher les grains solides dont les diamètres : $D \geq 3,2 \text{ mm}$.

Comme nous avons le $D_{\text{max}} = 2 \text{ mm}$, donc, il ne va rien se passer. Pas d'érosion à l'amont du canal.

A la sortie du canal ($H_n = 0,12 \text{ m}$), l'érosion va toucher les grains solides dont les diamètres : $D \geq 0,000605 \text{ mm}$

$0,00024 \text{ mm}$ (D_{min}) à 2 mm (D_{max}).

Nous savons que : $D = 0,000605 \text{ mm} > D_{\text{min}} = 0,00024 \text{ mm}$

Et que : $D = 0,000605 \text{ mm} < D_{\text{max}} = 2 \text{ mm}$, cela voudra dire, qu'il n'y aura pas d'érosion à la section de sortie du canal, mais sur une certaine longueur, à compter de la sortie, le risque d'érosion est certain.

Pour déterminer cette longueur d'activité, on doit calculer la courbe de remous qui donnera la variation de la profondeur d'eau, fonction de la distance, qui influence directement le pouvoir érosif de l'eau en mouvement.

Exemple 3

Un chenal dispose d'un bief courbé qu'on veut aménager pour réduire l'érosion et le rendre plus stable vis-à-vis de la dynamique sédimentaire. La forme géométrique ressemble à un trapèze.

Largeur à la base (B)	Fruit gauche m_G	Fruit droit m_D	Indice des vides (e)	Angle de frottement interne (ϕ)
5 m	1,1H/1V	1,4H/1V	0,38	20°

Indice de sinuosité (Is)	Pente du radier (I)	Débit (Q)	Longueur du méandre (L)	Type de sol
1,35	2,8%	30 m ³ /s	1150 m	Sable-Argileux (SC, Sandy-Clay) Sable : 48% Limon : 12% Argile : 40%

Par la méthode de Osman Akan, analyser la situation si l'indice de plasticité IP = 18 et l'écoulement peut être très chargé en sédiments (C = 1200 mg/l)

Solution 3

IP = 18 > 0 ⇒ le sol est cohérent (C > 0)

En utilisant les tableaux comme guides, nous pouvons obtenir les informations suivantes :

Manning : n = 0,025

$\tau_p = 18 \text{ N/m}^2$

Is = 1,35 < 1,5 ⇒ C_p = 0,75

K_b = 1,0

Pour éviter l'érosion, $\tau_p \cdot C_p \geq K_b \cdot \gamma \cdot R_H \cdot I_E$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{R_H^{2/3} \cdot \sqrt{I_E}}{n} I_E = \frac{n^2 \cdot Q^2 \cdot P^{4/3}}{S^{10/3}}$$

$$\tau_p \cdot C_p \geq K_b \cdot \gamma \cdot R_H \cdot I_E = K_b \cdot \gamma \cdot R_H \cdot \frac{n^2 \cdot Q^2 \cdot P^{4/3}}{S^{10/3}}$$

Finalement, pour éviter l'érosion, il faut que : $\tau_p \cdot C_p \geq \frac{K_b \cdot \gamma \cdot n^2 \cdot Q^2 \cdot P^{4/3}}{S^{10/3}}$

$$18 \cdot 0,75 \geq \frac{1,9810 \cdot 0,025^2 \cdot 30^2 \cdot P^{4/3}}{S^{10/3}} \Leftrightarrow 2,718 \cdot 10^{-6} \geq \frac{P^{4/3}}{S^{10/3}} \Leftrightarrow 20,1 \cdot 10^{-18} \geq \frac{P}{S^7}$$

$$P = b + \sqrt{h^2 + h^2 \cdot m_G^2} + \sqrt{h^2 + h^2 \cdot m_D^2} =$$

$$P = 5 + 3,21 \cdot h$$

$$S = b \cdot h + \frac{1}{2} \cdot m_G \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot m_D \cdot h^2 = 5 \cdot h + \frac{1}{2} \cdot 1,4 \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot 1,1 \cdot h^2$$

$$S = 5 \cdot h + 1,25 \cdot h^2$$

$$20,1 \cdot 10^{-18} \geq \frac{5 + 3,21 \cdot h}{(5 \cdot h + 1,25 \cdot h^2)^7}$$

La résolution de l'équation donne : h > 0,81 m

Finalement, pour éviter l'érosion : $\tau_p \cdot C_p \geq K_b \cdot \gamma \cdot R_H \cdot I_E \Leftrightarrow h > 0,01 \text{ m}$.

Il est clair qu'on n'aura jamais une érosion parce que la profondeur d'eau est toujours > 1 cm !

Pour les conditions du projet, on peut calculer :

- H_n = 0,615 m
- H_c = 0,883 m > H_n L'écoulement est torrentiel (Fr > 1)
- Fr = 1,85
- V = 4,5 m/s

Dans ces conditions, l'écoulement démarre avec une profondeur H_c et termine avec H_n .

Annexe

Class Name	Millimeters	Micrometers
Boulders	> 256	
Cobbles	256 - 64	
Gravel	64 - 2	
Very coarse sand	2.0 - 1.0	2000 - 1000
Coarse sand	1.0 - 0.50	1000 - 500
Medium sand	0.50 - 0.25	500 - 250
Fine sand	0.25 - 0.125	250 - 125
Very fine sand	0.125 - 0.062	125 - 62
Coarse silt	0.062 - 0.031	62 - 31
Medium silt	0.031 - 0.016	31 - 16
Fine silt	0.016 - 0.008	16 - 8
Very fine silt	0.008 - 0.004	8 - 4
Coarse clay	0.004 - 0.0020	4 - 2
Medium clay	0.0020 - 0.0010	2 - 1
Fine clay	0.0010 - 0.0050	1 - 0.5
Very fine clay	0.0005 - 0.00024	0.5 - 0.25
Colloids	< 0.0024	< 0.24

Granulométrie des sols

Clear water fall velocity ω_0

Class name	Particle diameter (mm)	ω_0 at 10°C (mm/s)	ω_0 at 20°C (mm/s)	d_* at 10°C	d_* at 20°C
<i>Boulder</i>					
Very Large	> 2,048	5,430	5,430	43,271	51,807
Large	> 1,024	3,839	3,839	21,635	25,903
Medium	> 512	2,715	2,715	10,817	12,951
Small	> 256	1,919	1,919	5,409	6,475
<i>Cobble</i>					
Large	> 128	1,357	1,357	2,704	3,237
Small	> 64	959	959	1,352	1,618
<i>Gravel</i>					
Very Coarse	> 32	678	678	676	809
Coarse	> 16	479	479	338	404
Medium	> 8	338	338	169	202
Fine	> 4	237	238	84	101
Very Fine	> 2	164	167	42	50
<i>Sand</i>					
Very Coarse	> 1	109	112	21	25
Coarse	> 0.5	66.4	70.3	10.5	12.6
Medium	> 0.25	31.3	36	5.3	6.32
Fine	> 0.125	10.1	12.8	2.6	3.16
Very Fine	> 0.0625	2.66	3.47	1.3	1.58
<i>Silt</i>					
Coarse	> 0.031	0.67 ^a	0.88 ^a	0.66	0.79
Medium	> 0.016	0.167 ^a	0.22 ^a	0.33	0.395
Fine	> 0.008	0.042 ^a	0.055 ^a	0.165	0.197
Very Fine	> 0.004	0.010 ^a	0.014 ^a	0.082	0.099
<i>Clay</i>					
Coarse	> 0.002	2.6×10^{-3} ^a	3.4×10^{-3} ^a	0.041	0.049
Medium	> 0.001	6.5×10^{-4} ^a	8.6×10^{-4} ^a	0.021	0.025
Fine	> 0.0005	1.63×10^{-4} ^a	2.1×10^{-4} ^a	0.010	0.012
Very Fine	> 0.00024	4.1×10^{-5} ^a	5.3×10^{-5} ^a	0.005	0.006

^a Possible flocculation

Embankment sideslopes

Bank material	Θ_1 (deg)	Vertical:horizontal
Rock	78	1:0.2
Smooth or weathered rock, shell	45–63	1:1–1:0.5
Soil (clay, silt, and sand mixtures)	34	1:1.5
Sandy soil	34	1:1.5
Silt and loam (loose sandy earth)	26	1:2
Fine sand	18	1:3
Other very fine material	18	1:3
Compacted clay	34	1:1.5

Pentes des talus des cours d'eau recommandées aux USA.

Type de sol	Pente des talus	
	(NRCS, 2001), (Frangmeir et al., 2006)	(Chow, 1959, Schwab et al., 1966)
Roc	0,25 : 1	Presque verticale
Roches libres et gravier cimentés	0,75 : 1	
Tourbe et terre noire	1 : 1	1/4 : 1
Argile dure / lourde	1 : 1	1/2 à 1 : 1
Argile lourde de classification CH	4 : 1	
Sol protégé par de la pierre ou sol pour grands canaux		1 : 1
Argile ferme ou sol pour petits canaux		1 1/2 : 1
Loam	2 : 1	
Sable ou limon avec argile	1,5 : 1	
Sols sableux		2 : 1
Loam sableux ou argile poreuse		3 : 1
Limons et sables avec nappes	3,5 : 1	

Sélection des fruits des talus

Un mot sur les écoulements, les vitesses et la rugosité

Écoulement hydrauliquement lisse et rugueux

Les données disponibles, pour pouvoir utiliser l'équation de Chézy, ne sont pas toujours disponibles. Dans la théorie de la MDF, sans connaissance préalable du débit (Q), la vitesse moyenne $V_{\text{moy}} (= Q/S)$ peut être calculée par les relations de Keulegan :

- $V_{\text{moy}} = V_f \cdot \left(3,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H \cdot V_f}{\nu} \right)$ « Surface Hydrauliquement Lisse » $\Leftrightarrow V_f \cdot K/\nu < 5$
- $V_{\text{moy}} = V_f \cdot \left(6,25 + 5,75 \cdot \log \frac{R_H}{K} \right)$ « Surface Hydrauliquement Rugueuse » $\Leftrightarrow V_f \cdot K/\nu > 70$

K (m) = rugosité absolue variant avec le type de surface

- $K_{\text{Béton}} \text{ (m)} = 0,0004572 \text{ à } 0,003048$
- $K_{\text{Cours d'eau}} \text{ (m)} = 0,03048 \text{ à } 1,0000$
- $K \text{ (m)} = 3 \cdot D_{90} - 5,2 \cdot D_{65} - 3,5 D_{84} - 6,8 D_{50}$ (Les D_x s'obtiennent à partir de la courbe granulométrique)

$$v = \frac{0,0179}{1 + 0,0337 \cdot T + 0,000221 \cdot T^2}$$

$$V_f = \sqrt{g \cdot R_H \cdot I_E}$$

Estimation de V

Dans un écoulement à surface libre, il existe plusieurs vitesses :

- Vitesse d'approche (V) = vitesse de dimensionnement seulement. Généralement, c'est la vitesse moyenne
- Vitesse moyenne ($V_{\text{moy}} = Q/S_m$)
 - À partir de l'équation de Chézy ($V_{\text{moy-C}}$)
 - À partir des équations de Keulegan ($V_{\text{moy-K}}$)

Selon Julien (Erosion and Sedimentation, 2010, Chap 6), dans un écoulement turbulent, la vitesse moyenne (V_{moy}) se trouve à $0,6.h$ /surface libre et $0,4.h$ /lit.

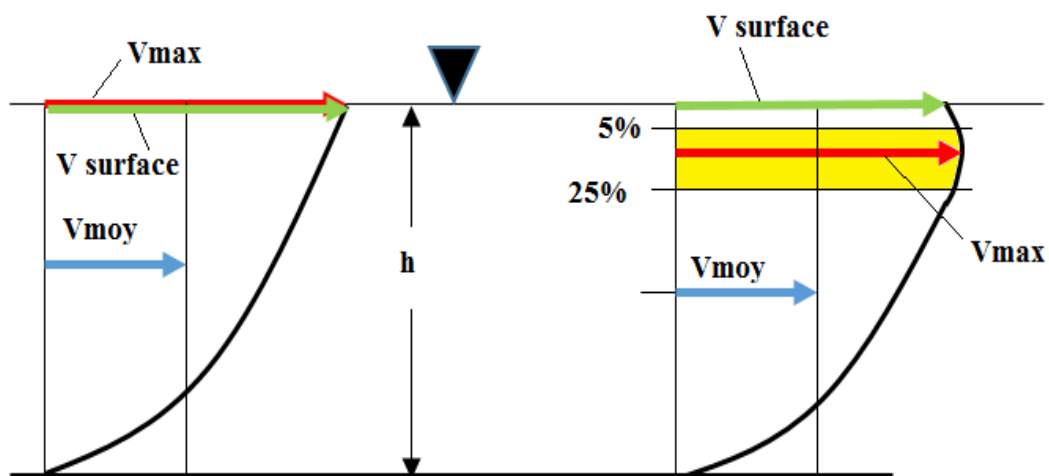
- Vitesse de frottement (V_f) = $(\tau/\rho)^{1/2} = (g.R_H.I_E)^{1/2}$
- Vitesse de surface (V_{sur}) et Vitesse maximale (V_{max})

- a) Pour un facteur d'aspect $\psi = \text{Largeur au miroir} / \text{profondeur} = B/h > 5$ à 10 (canal large), la vitesse de surface V_{sur} est égale à la vitesse maximale, $V_{sur} = V_{max} = (1,11 \text{ à } 1,25).V_{moy}$ (Formule de Prony [15])
- b) Si $\psi < 5$ (canal étroit), la V_{max} se trouve sous la surface libre dans la zone se trouvant entre $(5\% \text{ à } 25\%).h$

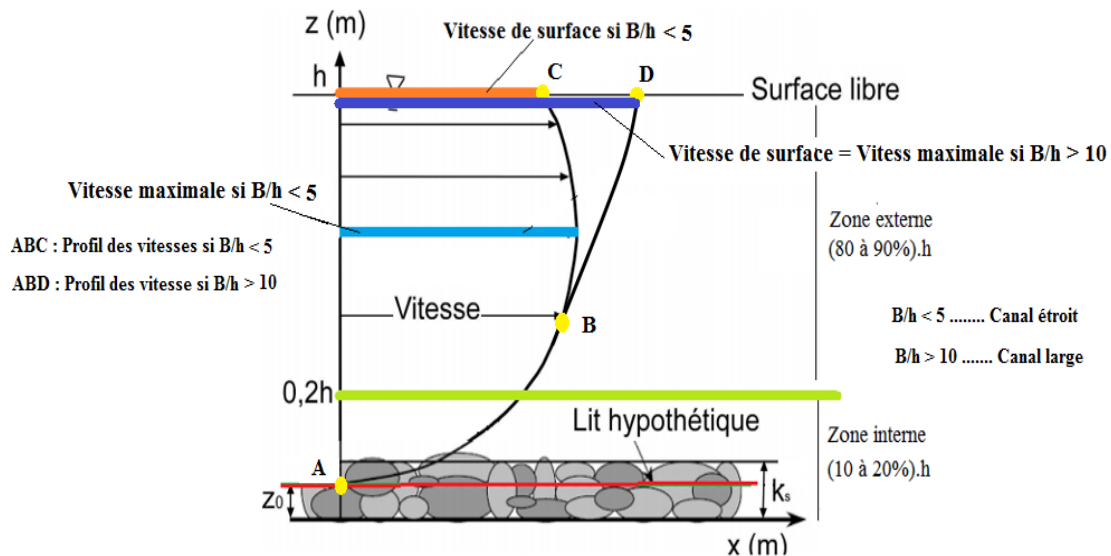
Pour ce cas, et afin de trouver la position de V_{max} , les travaux de C. L. Chiu (1989) et J. Guo and P. Y. Julien (2008) sont inévitables et de grands intérêts. La problématique de trouver la position et la valeur de la vitesse maximale (V_{max}) dans un écoulement à surface libre où le facteur d'aspect $\psi < 5$ (étroit), peut se résoudre en consultant, encore, les travaux de H. Bonakdari.

Pour les calculs et en exploitant la théorie développée par C. L. Chiu, les scientifiques ont pu établir les ordres de grandeurs suivants :

- | | |
|------------------------------------|---|
| Si $\psi < 5$ | ➤ $V_{moy} = (0,8197 \text{ à } 0,8667). V_{max}$ (Laboratoire) |
| | ➤ $V_{moy} = 0,9110. V_{max}$ (Canal artificiel en béton) |
| | ➤ $V_{moy} = (0,8824 \text{ à } 0,9146). V_{max}$ (Cours d'eau naturel) |



$$V_{moy} = Q/S$$

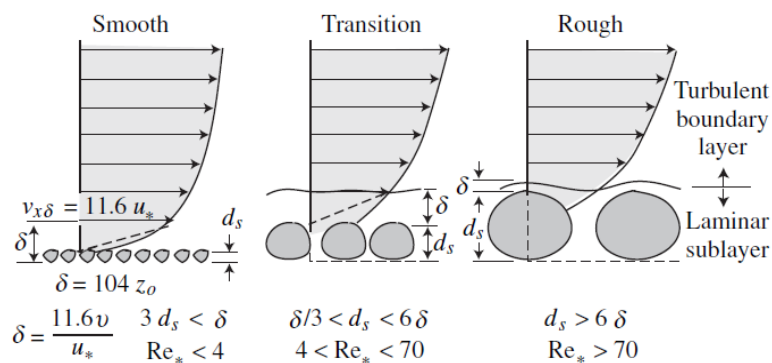


Facteur d'aspect = B/h = Largeur au miroir / profondeur d'eau qui traverse le centre de gravité de la section

Rugosité et perte de charge (pdc)

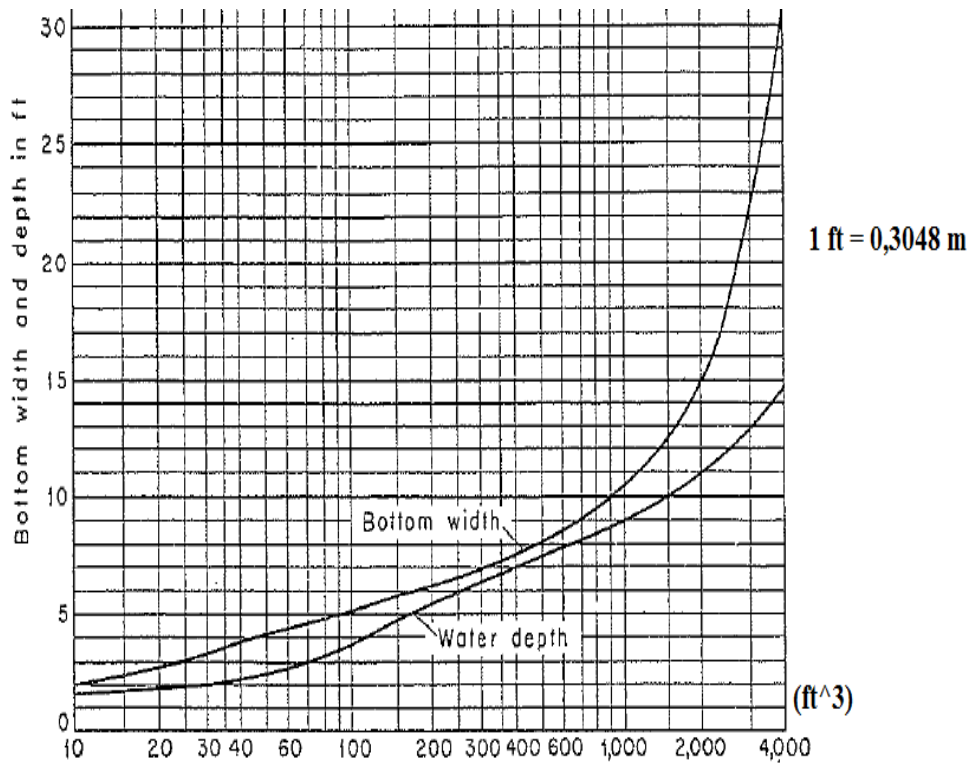
- 1) La pdc due à la dimension du grain solide (K_s , D_{90} , D_{65} , D_{50} ,...)
- 2) La pdc due à la forme du lit (dune, anti dune, ripple,...)
- 3) La pdc due au rapport h/D = profondeur d'eau/diamètre du grain solide = rugosité relative qui ressemble à la rugosité relative dans les conduites (ε/D).
- 4) La pdc due aux gouttes de pluie
- 5) La pdc due à la non-prismaticité des chenaux
- 6) La pdc due à la courbure (méandre)
- 7) La pdc par rapport à la formule de calcul (C de Chézy, n de Manning, K de Strickler, Powell, Keulegan, Chow, Kutter- Ganguillet, Bazin, Pavlovskii, λ de Darcy-Weisbach, C_{HW} de Hazen-Williams, Cowan...)
- 8) La pdc due au type d'écoulement (en charge, à surface libre)
- 9) La pdc due à la présence de végétation (flexible ou rigide)
- 10) La pdc due à la géométrie de la section (simple ou composée)
- 11) La pdc due à la variation de la rugosité le long du périmètre
- 12) La pdc due à la concentration sédimentaire dans l'écoulement
- 13) La pdc due au type de la surface d'écoulement (surface hydrauliquement lisse = limons et argiles, surface hydrauliquement rugueuse > sables, graviers,...)

Nous voyons que le calcul de la pdc n'est pas chose aisée !



Hydraulically smooth and rough boundaries

	Surface Hydrauliquement Lisse (Argiles + Limons)	Surface Hydrauliquement Rugueuse (≥ Sables)
	$Re_* = \frac{V_f \cdot D_s}{\nu_m} < 4$	$Re_* = \frac{V_f \cdot D_s}{\nu_m} > 70$
Viscosité cinématique ν_m Note : A partir de $C_v > 5\%$, il faut travailler avec μ_m et non pas μ	$\nu_m =$ viscosité cinématique de la mixture (eau + sédiments) $\mu_m = \nu_m \cdot \rho_m$ $\mu = \nu \cdot \rho$	
	$C_v > 5\%$ $\mu_m = \mu \cdot (1 + 2,5 \cdot C_v) \approx 10^{(-3 + 8 \cdot C_v)}$ $\rho_m = \rho \cdot [1 + (\rho_s - \rho) \cdot C_v / \rho]$	$C_{mg/l} = 10^6 \cdot C_v \cdot \rho_s / \rho$ $C_{ppm} = 10^6 \cdot C_w$ $C_w = C_v \cdot (\rho_s / \rho) / [1 + (\rho_s / \rho) \cdot C_v]$
	Exemple : $C_v = 0,05 \Leftrightarrow C_w = 0,12241 \Leftrightarrow C_{ppm} = 122,410 \Leftrightarrow C_{mg/l} = 132,5$	
Vitesse	$\frac{V_{moy}}{V_f} = \sqrt{\frac{8}{\lambda'}} = 3,25$ $+ 5,75 \cdot \log\left(\frac{R_H \cdot V_f}{\nu_m}\right)$	$\frac{V_{moy}}{V_f} = \sqrt{\frac{8}{\lambda'}} = 5,75 \cdot \log\left(\frac{12,2 \cdot R_H}{K'_s}\right)$
$h/D_s > 1000$		$C = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{\lambda}} = cte$
$10 < h/D_s < 1000$		$C = \frac{R_H^{1/6}}{n}$ $n = 0,062 \cdot D_{50}^{1/6} = 0,046 \cdot D_{75}^{1/6} = 0,038 \cdot D_{90}^{1/6}$
$h/D_s < 10$		$\frac{C}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{8}{\lambda'}} = 5,75 \cdot \log\left(\frac{12,2 \cdot R_H}{K'_s}\right)$ $K'_s = 3,5 \cdot D_{84} = 5,2 \cdot D_{65} = 6,8 \cdot D_{50} = 3 \cdot D_{90}$
D_s	$D_s < \frac{1}{3} \cdot \delta = \frac{1}{3} \cdot \frac{11,6 \cdot \nu_m}{V_f}$ $\delta =$ Sous couche limite laminaire $D_s =$ Diamètre d'un grain de limon (0,062 mm > D > 0,004 mm) ou d'argile (0,00024 mm < D < 0,004 mm)	$D_s > 6 \cdot \delta = 6 \cdot \frac{11,6 \cdot \nu_m}{V_f} = \frac{70 \cdot \nu_m}{V_f}$ $\delta =$ Sous couche limite laminaire $D_s = D_{50}$ ou D_{90} ou D_{65} ou D_{75} (selon les auteurs)



Experience curves showing bottom width and depth of lined channels.
 (U.S. Bureau of Reclamation.)

Sélection de la largeur de fond (bottom) et la profondeur d'eau dans un projet d'aménagement hydraulique

Références bibliographiques

- 1) R. Ginocchio. 1959. Aménagements Hydrauliques. Editions Eyrolles. France.
- 2) M. Roche. 1963. Hydrologie de surface. Gauthier – Villars – Editeur - Paris. France
- 3) A. Lencastre. 1969. Manuel d'Hydraulique générale. Editions Eyrolles. France.
- 4) V. T. Chow. 1973. Open-Channel Hydraulics International Student Edition. McGraw-Hill International Book Company. USA
- 5) A. Cauvin et H. Guerrée. 1978. Éléments d'Hydraulique Editions Eyrolles. France
- 6) N. Kremenetski et al. 1984. Hydraulique Editions Mir. Moscou. URSS.
- 7) R. O. Sinniger and W. H. Hager. 1989. Constructions Hydrauliques. Ecoulement stationnaire Presses Polytechniques Romandes
- 8) M. G. Bos. 1989. Discharge measurement structures International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI. Wageningen. The Netherlands
- 9) M. Carlier. 1998. Hydraulique générale et appliquée Collection Direction des études et recherches d'Electricité de France (EDF)
- 10) J. Clemmens et al. 2001. Water Measurement with Flumes and Weirs. International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI. Wageningen. The Netherlands
- 11) U. S. Department of the Interior. Bureau of Reclamation. 2001. Water Measurement Manual A water resources technical publication. USA.
- 12) Ministère des Transports, de l'Équipement, du Tourisme et de la Mer. 2005. Notice sur les déversoirs – Synthèse des lois d'écoulement au droit des seuils et déversoirs. Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales (CETMEF)
- 13) A. Osman Akan. 2006. Open Channel Hydraulics Butterworth-Heinemann
- 14) R. W. Herschy. 2009. Streamflow Measurement - Third edition Taylor & Francis e-Library
- 15) C. L. Chiu. 1989. Velocity distribution in open channel flow Journal of Hydraulic Engineering, 115 (5), 576-594.
- 16) J. Guo and P. Y. Julien. 2008. Application of the Modified Log-Wake Law in Open-Channels Journal of Applied Fluid Mechanics, 1 (2), 17-23.
- 17) H. Bonakdari and al. 2013. Velocity Distribution in Open Channel Flows : An Analytical Approach for the Outer Region. Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, 139 (1), pp. 37-43.