

**THEORIE ET METHODE DE DETERMINATION DES AFFOUILLEMENTS**

J.P. LEVILLAIN

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées ANGERS

*LECTURE SPECIALE***Abstract**

Many accidents on hydraulics structures are due to local or general bed erosion in river. Foundations lose their embedding in soil, sediments are transported and the pier collapses for a lack of bearing capacity in alluvial soils or in substraction. The purpose of this synthetising work is to focus on the mecanism causing local scour due to the obstacle that represents an hydraulic structure. Its allows to determine the local scour depth upstream of a pier with an adequate accuracy.

This synthesis also deals with the general bed scour that concerns the whole bed of a river in spate.

**NOTATIONS ADOPTÉES**

	Symbole	Dimension
Largeur de la rivière	L	m
Périmètre mouillé	P	m
Section offerte à l'écoulement	S	m <sup>2</sup>
Profondeur ou hauteur d'eau	H	m
Rayon hydraulique	$R_H = S/P$	m
Vitesse moyenne de l'écoulement	U	m/s
Vitesse locale de l'écoulement	u	m/s
Vitesse critique d'entraînement du sédiment	$U_c$	m/s
Vitesse de translation du sédiment	v	m/s
Ondes formées par les sédiments		
Hauteur	$\Delta$	m
longueur d'onde	$\lambda$	m
Diamètre des grains (Sédiment)	d	mm
Diamètre moyen du sédiment à 50 %	$d_{50}$	mm
Débit de la rivière	Q	m <sup>3</sup> /s
Débit réduit ( $Q/L = q$ )	q	m <sup>3</sup> /s/m

Pente de la rivière	J	-
Contrainte de traction sur les grains	$\tau$	kN/m <sup>2</sup>
Contrainte critique provoquant le déplacement des grains	$\tau_c$	kN/m <sup>2</sup>
Accélération de la pesanteur	g	9,81 m/s <sup>2</sup>
Masse volumique des grains	$\rho_s$	
Masse volumique du fluide (eau)	$\rho$	t/m <sup>3</sup>
Viscosité cinématique de l'eau	$\nu$	m <sup>2</sup> /s
Coefficient de rugosité de STRICKLER	$k_s$	m <sup>1/3</sup> /s
Diamètre de la pile (ou largeur)	D	m
Profondeur de l'affouillement local (par rapport au lit moyen sans pile)	$P_m$	m
Profondeur de mobilisation des sédiments par rapport au plan d'eau	$Y, y$	m

## PRESENTATION

Pour l'ingénieur chargé d'implanter des ouvrages de franchissement des rivières ou des aménagements fluviaux comme les barrages, les écluses, les quais ou encore les soutènements ; pour l'ingénieur-expert chargé du diagnostic sur un ouvrage ancien ou récent construit en site aquatique, il importe de connaître la cote des fonds sous laquelle les sédiments ne seront pas déplacés et les sols érodés.

L'expérience montre qu'autour d'une pile de pont le lit de la rivière se creuse localement plus ou moins profondément.

Les affouillements ne se produisent pas uniquement dans les sols pulvérulents ; les sols cohérents sont également érodés, de même que les roches tendres et altérées ou compactes.

De très nombreux ouvrages, des ponts, des quais, des barrages, des ouvrages de protection, ont été détruits parce que les affouillements sont descendus au voisinage ou en dessous du niveau de leur fondation.

Du fait du transport solide, les sédiments charriés par le fleuve ou la rivière ont perdu leurs propriétés mécaniques et ne concourent plus à la portance des ouvrages dont les fondations seraient établies dans cet horizon.

L'affouillement n'est donc pas seulement un trou provenant de l'érosion des matériaux du lit mais aussi une réduction ou une disparition des propriétés mécaniques des sols.

Il est de la plus grande importance pour le projeteur de pouvoir déterminer la profondeur des affouillements possibles, l'amplitude et les conditions de formation.

Il pourra ainsi définir le type de fondation adapté et les protections à envisager autour des fondations de l'ouvrage.

De même le gestionnaire d'un ouvrage pourra réaliser les travaux nécessaires à la conservation des fondations dans un état de sécurité satisfaisant.

Ce document n'aborde pas cependant l'affouillement dû à l'effet de seuil, l'affouillement dû au jet des hélices et l'affouillement résultant des modifications du lit du fait de son exploitation en carrière ou en remblai.

## **2. MODES DE TRANSPORT DES SEDIMENTS**

### 1. Classification des modes de transport

Le lit des rivières constitué de limons, sables ou graviers est mobile. Dès que l'intensité de l'écoulement liquide dépasse un certain seuil les sédiments sont entraînés. La masse des matériaux en mouvement s'organise de façon différente selon les caractéristiques de l'écoulement.

Ce qui suit est emprunté à RAMETTE (1).

- Fond plat (figure 1)

Les sédiments se déplacent en tapis sur une épaisseur  $e$

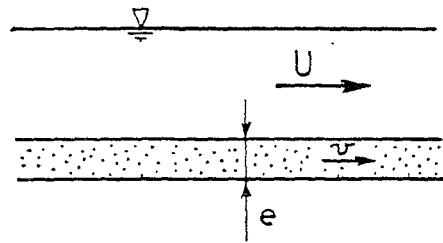


Fig. 1 : Déplacement des sédiments en tapis

- Dunes (figure 2)

Le déplacement se produit par translation d'une série "d'ondes" à front raide de hauteur  $\Delta$  et de longueur d'onde  $\lambda$

Si la rivière est large ( $L > 15$  à  $20 H$ ) on peut observer plusieurs trains d'ondes présentant un déphasage entre eux

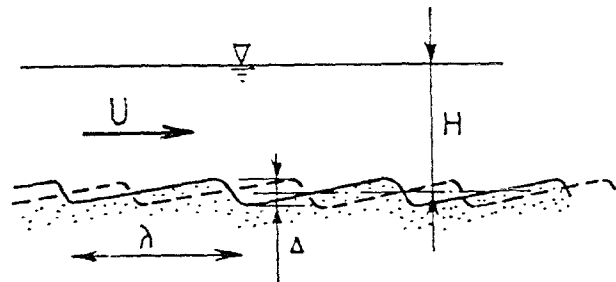


Fig. 2 : Déplacement des sédiments en dunes

- Rides (figure 3)

La progression s'effectue sous forme "d'écailles de poisson". Les rides ont un caractère tri-dimensionnel. Elles ne se forment que lorsque les grains ont un  $d_{90} < 0,6 \text{ mm}$

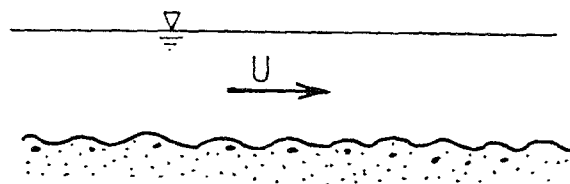


Fig. 3 : Déplacement en "rides"

## 2. Déplacement des grains

Le déplacement des grains est conditionné par la force d'entraînement de l'écoulement ou encore force tractrice ; celle-ci se traduit par l'expression donnant la contrainte exercée :

$$\tau = g \cdot \rho \cdot J \cdot R_H \quad (1)$$

$\rho$	masse volumique du fluide	(t/m <sup>3</sup> )
J	pente de la ligne d'énergie	(sans dimension)
$R_H$	rayon hydraulique pris en général égal à H	(m)

Pour que le grain soit entraîné, il faut que cette contrainte soit supérieure à une valeur critique  $\tau_c$  dépendant de la forme et de la dimension du grain ainsi que de sa position.

### Autres modes de transport du sédiment

#### - Suspension

Le sédiment peut être transporté par suspension dans la masse même du fluide. Cette suspension peut se présenter avec un transport par dunes ou rides dès que les dunes ou les rides atteignent une hauteur suffisante pour engendrer une turbulence importante mettant le sédiment en suspension.

#### - Antidunes

Elles apparaissent pour des écoulements torrentiels. Il semble qu'elles soient directement liées aux ondulations stationnaires de surface libre. Elles tirent leur nom d'une progression apparente de l'onde sableuse en sens inverse du courant.

## 3. Domaines d'apparition des différents modes de transport

Le domaine d'apparition des différents modes de transport du sédiment est défini à partir du paramètre A :

$$A = \frac{HJ}{(\gamma_s - 1) d_{50}} \quad (2)$$

avec  $\gamma_s$  poids volumique des grains (kN/m<sup>3</sup>)

et résumé sur la figure 4.

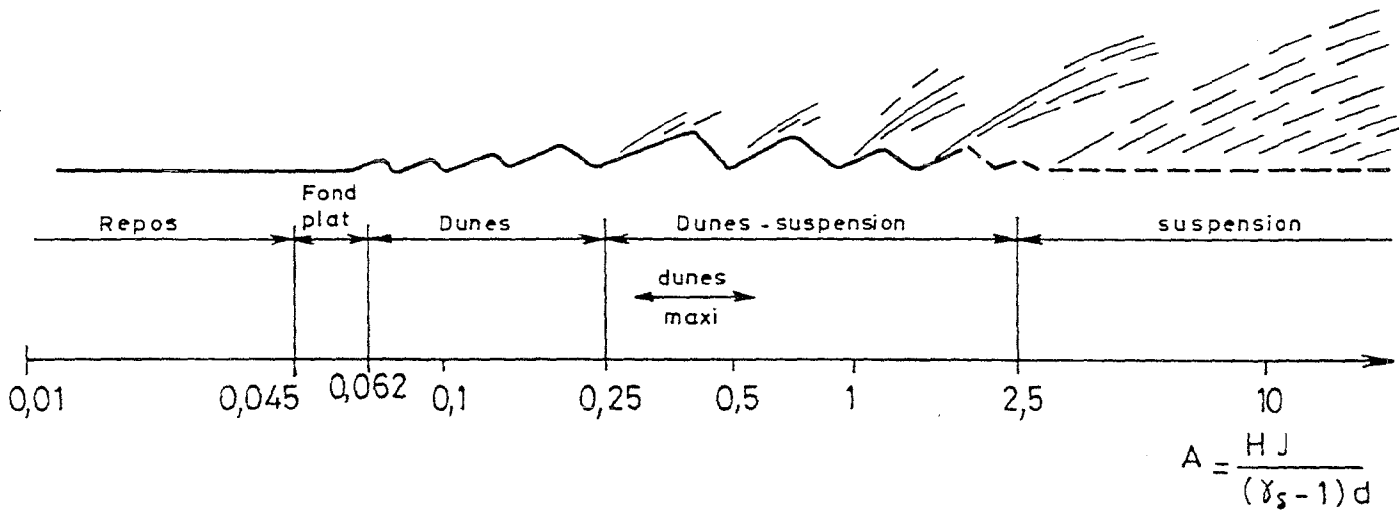


Fig. 4 : Domaines d'apparition des différents modes de transport

Ces modes de transport sont observés en régime fluvial de la rivière. Les antidunes sont observées pour un régime torrentiel, donc pour les valeurs de  $A$  supérieures à 5.

En régime fluvial, qui est celui intéressant la majorité des ouvrages, les sédiments se déplacent selon les modes décrits ci-dessus. Pour les rivières naturelles, ce déplacement intéresse tous les sédiments situés au-dessus de la cote  $y$  définissant la profondeur au-delà de laquelle il n'y a pas mobilisation du sédiment (figure 5).

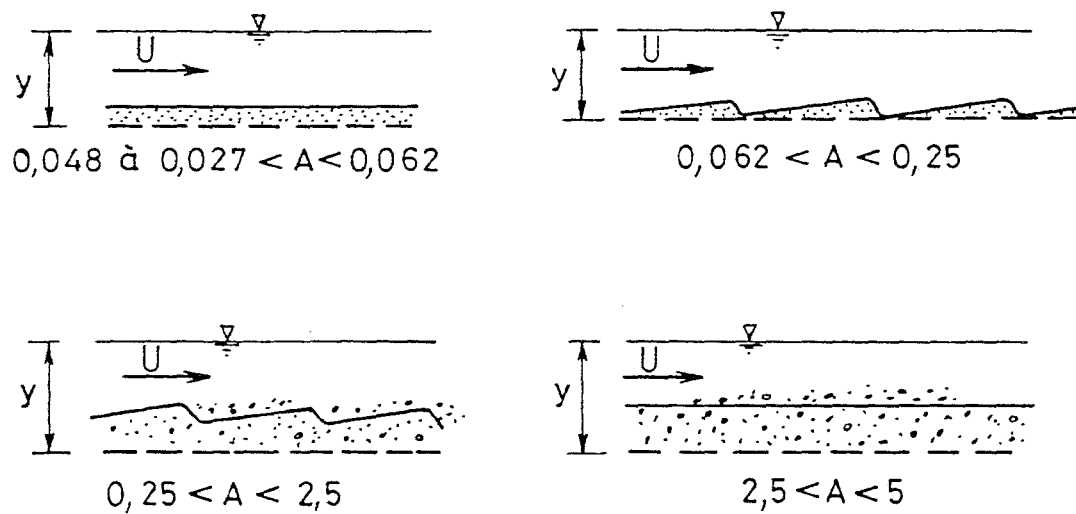


Fig. 5 : Epaisseur du lit en mouvement selon les différents modes de transport

### 3. ESTIMATION DE LA COTE DES FONDS NON PERTURBES LORS DU TRANSPORT DU SEDIMENT

Une étude entreprise par ISARD et BRADLEY en 1958 et citée par RAMETTE (1) sur les affouillements dans des zones rétrécies de rivière et près des culées des ouvrages de franchissement a permis d'établir une relation donnant la cote des fonds non perturbés par l'écoulement.

Modifiée par les travaux de VIGOUROUX et LARAICHI, cité par RAMETTE (1) la relation est :

$$Y = 0,73 \frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \quad (3)$$

où  $q$  est le débit réduit par unité de largeur

$$q = \frac{Q}{L} \quad \text{m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$L$  la largeur au miroir (largeur du plan d'eau)

$d$  est le diamètre moyen du sédiment ( $d_{50}$  en m)

$Y$  est la profondeur des fonds non mobilisés comptée à partir de la surface libre (en m) - figure 6.

Cette formule a été vérifiée au d'Hydraulique de CHATOU par NICOLLET (2)

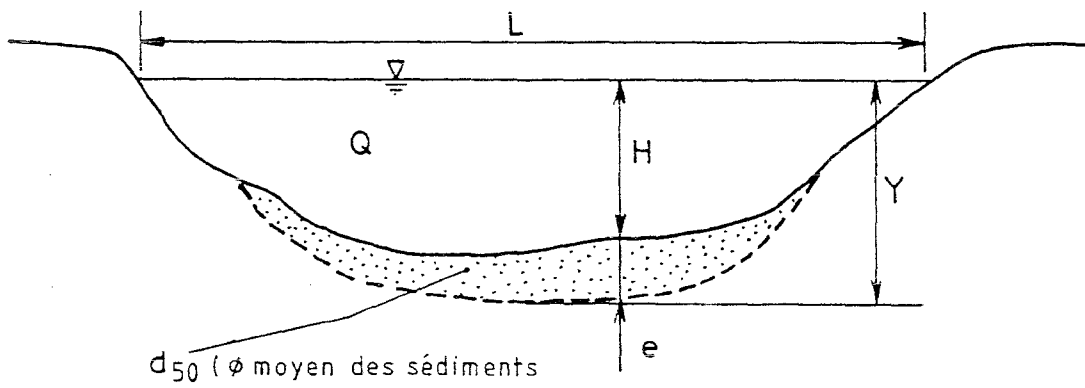


Fig. 6 : Fonds non perturbés en période de crue

A partir d'un certain seuil de débit, les sédiments se mettent en mouvement et leurs déplacements s'effectuent sur la hauteur  $e = Y - H$  selon les divers modes décrits au paragraphe 2 ci-dessus.

Cette formule apparemment simple n'est cependant pas indépendante de la pente  $J$  et de la profondeur moyenne  $H$  dans la mesure où pour les cours d'eau naturels, les relations morphologiques lient les paramètres  $d$ ,  $J$ ,  $Q$ ,  $H$ ,  $L$ .

Par exemple on a la relation donnant le débit - relation de MANNING - STRICKLER qui intervient dans la détermination de la cote des fonds non perturbés.

Il faudra se garder d'utiliser cette détermination de la cote des fonds non perturbés pour les cours d'eau dont les aménagements successifs les ont conduits à des états d'équilibre très éloignés de leur état "sauvage initial", et a fortiori pour des canaux artificiels ne répondant pas aux critères de stabilité des cours d'eau naturels.



#### 4. EFFET DU RETRECISSEMENT DU LIT PAR LES CULEES DES PONTS

##### 1. Réduction de section d'écoulement

Par convention un rétrécissement est dit local lorsque sa longueur n'excède pas la largeur du lit. Le "pincement" d'un lit entre les culées d'un pont rentre dans cette catégorie.

Pour un ouvrage dont la largeur est  $L_1$  entre les culées (figure 7) et dont les routes d'accès sont insubmersibles à la crue de débit  $Q$ , tout le débit est concentré sur la largeur  $L_1$ .

Dans une rivière supposée stable en plan et contenue dans des endiguements sans risque d'érosion des berges ni de contournement des culées, ni de variation d'angle d'attaque, il y a différentes perturbations qui se manifestent autour de l'ouvrage :

- le remous
- la variation de niveau de la cote des fonds non perturbés
- les affouillements locaux.

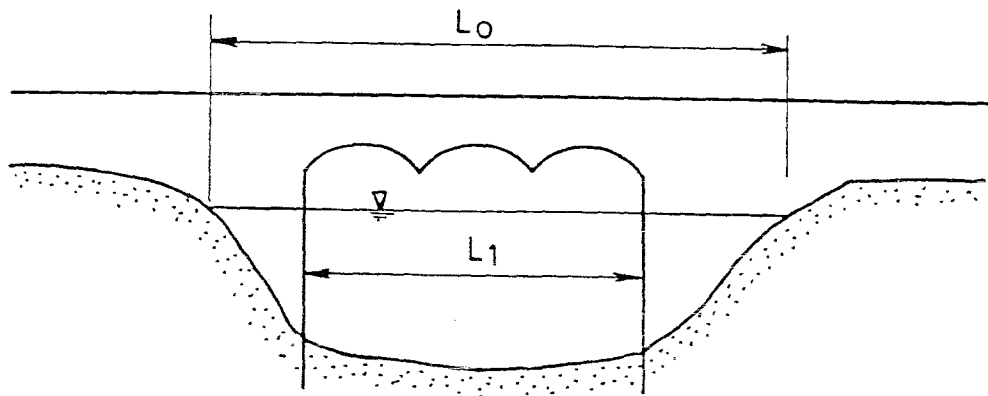


Fig. 7 : Ouvrage de largeur  $L_1$  franchissant une rivière de largeur  $L_0$ .

##### 2. Perturbation d'ordre hydraulique

Le pincement du lit provoque un remous d'exhaussement  $\Delta Z$  en amont mais la cote de l'eau en aval reste sensiblement identique à ce qu'elle était avant la construction du pont (figure 8).

La cote  $Z_0$  du plan d'eau devient  $Z_1$  en amont. La détermination du remous est donnée par l'expression :

$$h_1^* = K^* \frac{U_0^2}{2g} \quad (4)$$

avec  $h_1^*$  remous maximum dûs au rétrécissement (m)

$K^*$  coefficient qui dépend du coefficient d'obstruction, de la forme des culées, de l'excentricité et de l'inclinaison du pont par rapport à l'axe de la rivière.

$U_0$  vitesse moyenne dans la section rétrécie (m/s)

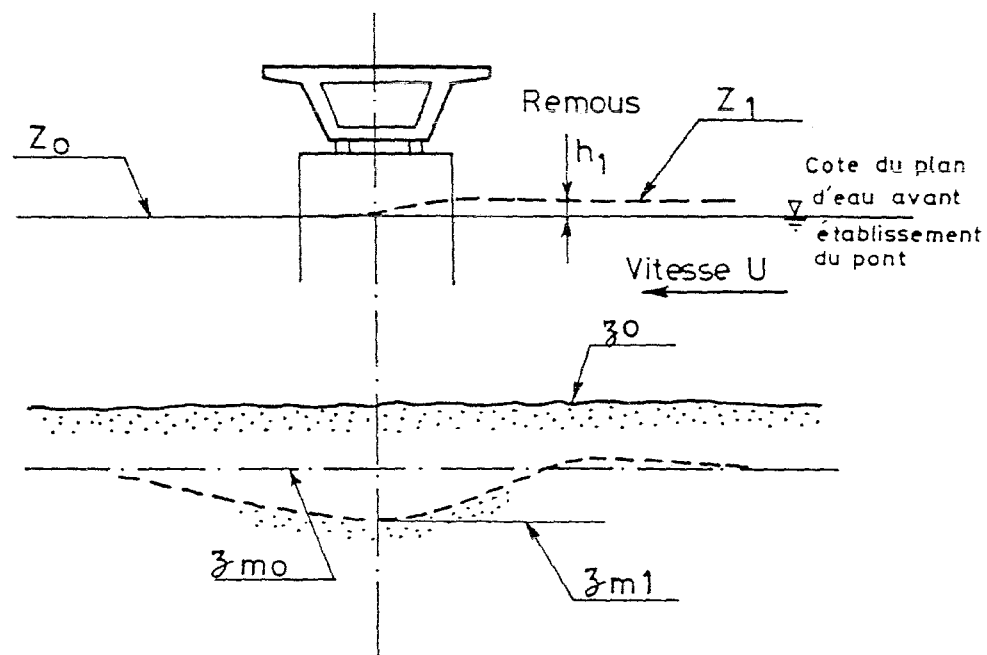


Fig. 8 : Remous d'exhaussement du plan d'eau en amont du pont

### 3. Abaissement de la cote des fonds non perturbés

Le fond du lit dans la situation naturelle du lit de la rivière est à la cote  $z_0$ . En période de crue toujours dans la situation naturelle, les fonds étaient mobilisés jusqu'au niveau  $z_{m0}$  tel que :

$$z_{m0} = z_0 - 0,73 \frac{q_0^{2/3}}{d^{1/6}_{50}} \quad (5)$$

avec  $q_0 = \frac{Q_m}{L_0}$

$Q_m$  débit dans le lit mineur ( $M^3/s$ )

$L_0$  largeur du lit mineur (m)

Après la construction du pont, la nouvelle cote  $z_{m1}$  de mobilisation des fonds aura pour valeur :

$$z_{m1} = z_0 - 0,73 \frac{q_1^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \quad (6)$$

avec  $q_1 = \frac{Q}{L_1}$

$Q$  débit total entre les culées ( $m^3/s$ )

$L_1$  largeur entre culées (m)

$Q > Q_m$  car les remblais d'accès suppriment les écoulements sur les prairies, à moins de prévoir des ouvrages évacuateurs de crue.

Du fait de la concentration du courant entre les culées, il y a abaissement de la cote des fonds non perturbés dont la valeur est donnée par :

$$z_{m1} - z_{m0} = \frac{0,73}{d_{50}^{1/6}} (q_1^{2/3} - q_0^{2/3}) \quad (7)$$

#### 4. Troisième perturbation - Les affouillements locaux dûs au culées

Les affouillements locaux sont dûs à la présence des piles et des culées qui localement vont engendrer une érosion sous la cote  $z_0$ .

Pour les piles, l'affouillement local est étudié au chapitre 5 ci-après.

Au droit des culées, l'affouillement est schématisé sur la figure 9.

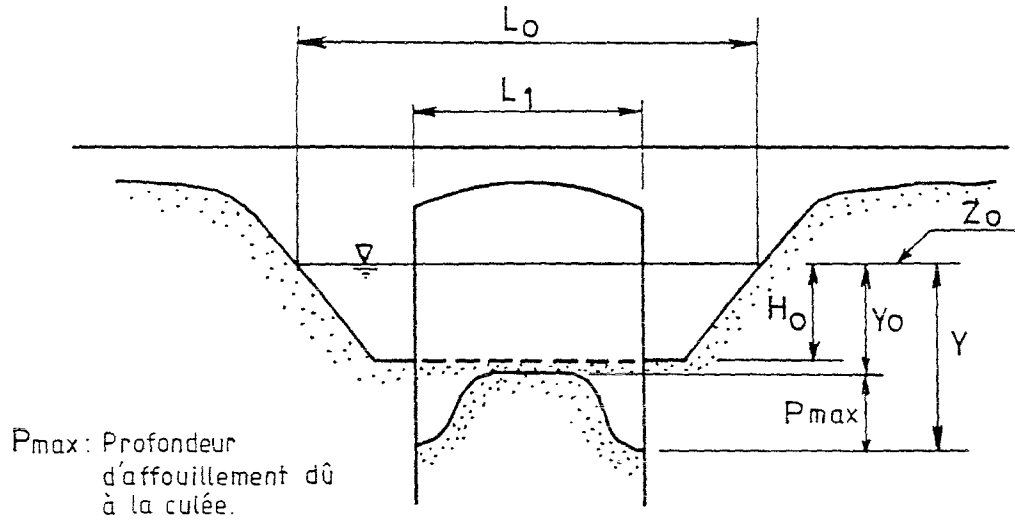


Fig. 9 : Affouillements locaux devant les culées

Au droit des culées apparaît un affouillement local de profondeur maximale  $Y$  sous la cote  $z_0$  du plan d'eau de crue.  $Y$  dépend du diamètre du sédiment, des caractéristiques de l'écoulement, et de la géométrie de la culée. Une arête vive de la culée et une arête arrondie n'auront pas la même influence sur le tourbillon responsable de l'érosion locale.

Un ordre de grandeur est donné par :

$$Y = 0,73 \frac{q_1^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \quad (8)$$

avec  $q_1 = \frac{Q}{L_1}$

$Q$  débit en  $m^3/s$

$d_{50}$  diamètre moyen du sédiment (m)

La cote des fonds non perturbés avant construction du pont est donnée par :

$$Y_0 = 0,73 \frac{q_1^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \quad (9)$$

L'affouillement local dû à la présence des culées est donné par :

$$P_{\max} = Y - Y_0 \quad (10)$$

##### 5. Cas de culées implantées dans des sédiments fins

Dans les sédiments fins et pour des culées s'avanciant largement dans l'écoulement on pourra adopter :

$$Y = 2,1 q_f^{2/3} \quad (11)$$

Pour des sédiments dont le  $d_{50} < 1,5$  mm, on pourra majorer la valeur de  $Y$  par 10 à 15 %.

##### 6. Description du phénomène d'affouillement

Chaque culée, formant une sorte d'éperon dans le lit de la rivière, crée un obstacle à l'écoulement. Il se forme une nappe tourbillonnaire responsable de la réalisation d'une fosse d'affouillement de forme approximativement conique et située en amont, au droit de l'arête verticale de la culée (figure 10).

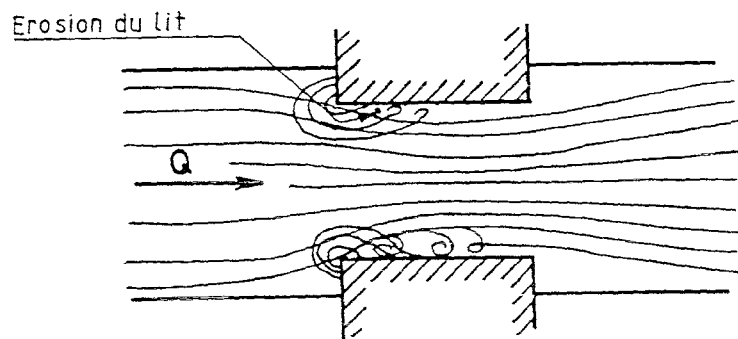


Fig. 10 : Contraction de la veine fluide au passage des culées et affouillement des sols

##### *Equilibre statique*

Lorsque la rivière ne charrie pas en amont de l'ouvrage, l'augmentation des contraintes tangentielles donnera une érosion qui s'arrêtera lorsque l'écoulement sera insuffisant pour arracher les matériaux. Cet équilibre est atteint après un temps qui varie en fonction de la force tractrice développée. Il peut être relativement court.

### Equilibre dynamique

Lorsqu'il y a transport généralisé sur le fond de la rivière, il s'établira un équilibre dynamique lorsque le débit solide sortant de la cavité est égal à celui qui rentre. Cet équilibre est atteint rapidement. En général, les rivières en crue ont un charriage généralisé et on exploitera essentiellement les résultats exposés ci-dessus se rapportant à cet équilibre.

## 5. EROSIONS LOCALES - AFFOUILLEMENTS DUS AUX PILES

### 1. Les recherches sur les affouillements

La détermination des affouillements locaux autour des piles implantées dans les rivières a fait l'objet de très nombreuses études depuis la fin du siècle dernier. Les publications sur ce sujet sont importantes et les auteurs ont bien du mal à s'accorder sur les paramètres à adopter pour rendre compte du phénomène.

C'est en 1956 que le Ministère des Travaux Publics a demandé au L.N.H. de CHATOU une recherche sur le sujet des affouillements des appuis en rivière. Ces travaux sont donnés dans de nombreuses publications, à défaut d'une diffusion dans les services concernés, et il semble bien, en particulier, que les expériences de CHABERT et ENGELDINGER (5) soient une référence mondiale reprise par de très nombreux auteurs encore actuellement.

Ces recherches avaient mis en évidence des faits importants en donnant une explication au mécanisme de formation des affouillements - G. NICOLLET - (3).

Des études ont été reprises au L.N.H. de CHATOU à partir de 1968 en se limitant au cas des piles cylindriques circulaires - G. NICOLLET et M. RAMETTE - (4).

Nous résumons ci-après les travaux les plus marquants de ces dernières années.

### 2. Description schématique du phénomène

L'écoulement dévié par la pile s'apparente à l'écoulement bidimensionnel autour d'un cylindre de longueur infinie tant que les filets liquides restent loin du fond.

Près du fond, le gradient de vitesse dû à la couche limite va donner naissance à un vortex en fer à cheval plus ou moins stable et présentant un maximum d'intensité sur la génératrice amont du cylindre (figure 11).

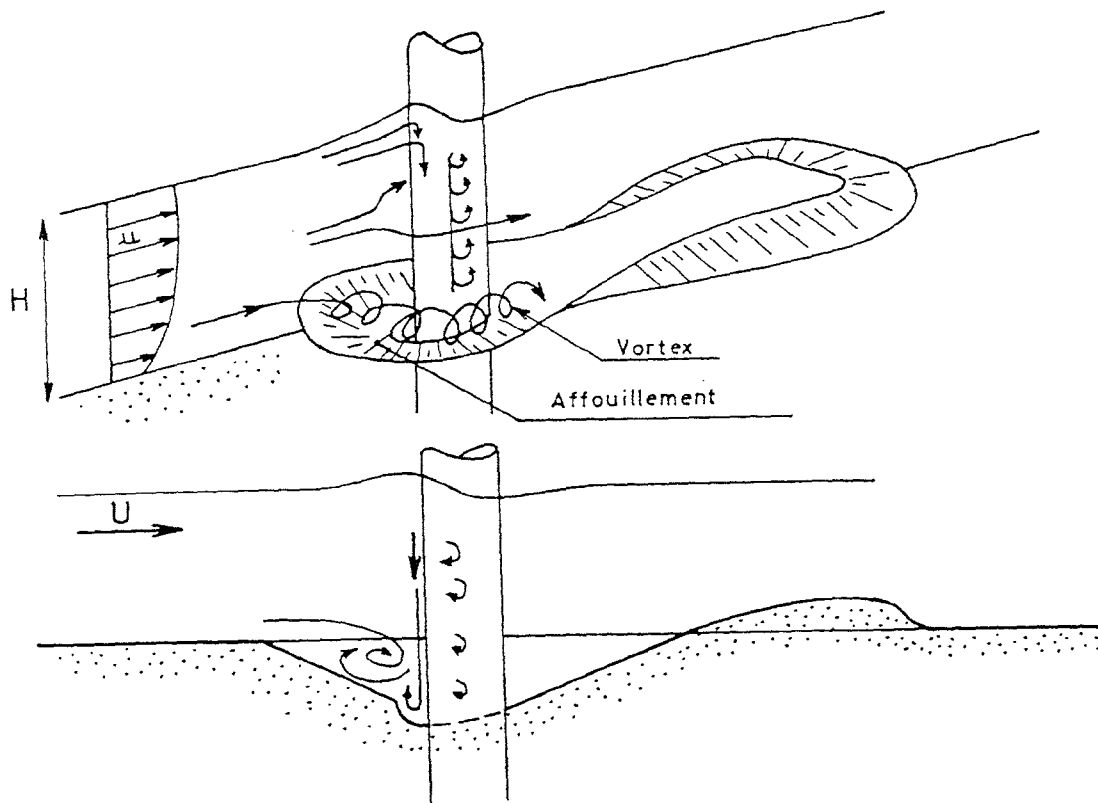


Fig. 11 : Schéma descriptif de l'affouillement local autour d'une pile cylindrique

Le vortex à axe horizontal va entraîner le sédiment et éroder le terrain selon un cône d'affouillement situé sur la partie amont de la pile. L'érosion est maximale au voisinage de la génératrice amont de la pile, là où des vortex d'axes verticaux prennent naissance et viennent amplifier l'érosion provoquée par les courants plongeant de la couche limite.

### 3. Conditions d'apparition des affouillements

#### 3.1 *Les faits importants*

L'étude expérimentale entreprise en 1956 à CHATOU par CHABERT et ENGELDINGER - (5) - a mis en évidence 2 faits importants :

- Pour une pile et un matériau de fond donnés, l'affouillement maximal est obtenu pour des conditions d'écoulement correspondant au début de charriage continu du matériau de fond.
- Le tirant d'eau est sans influence sur la profondeur d'affouillement dans la mesure où il est supérieur au rayon de la pile.

## 3.2 Influence de la durée sur l'affouillement

D'un point de vue qualitatif, l'influence du temps sur l'érosion, est représentée sur la figure 12 :

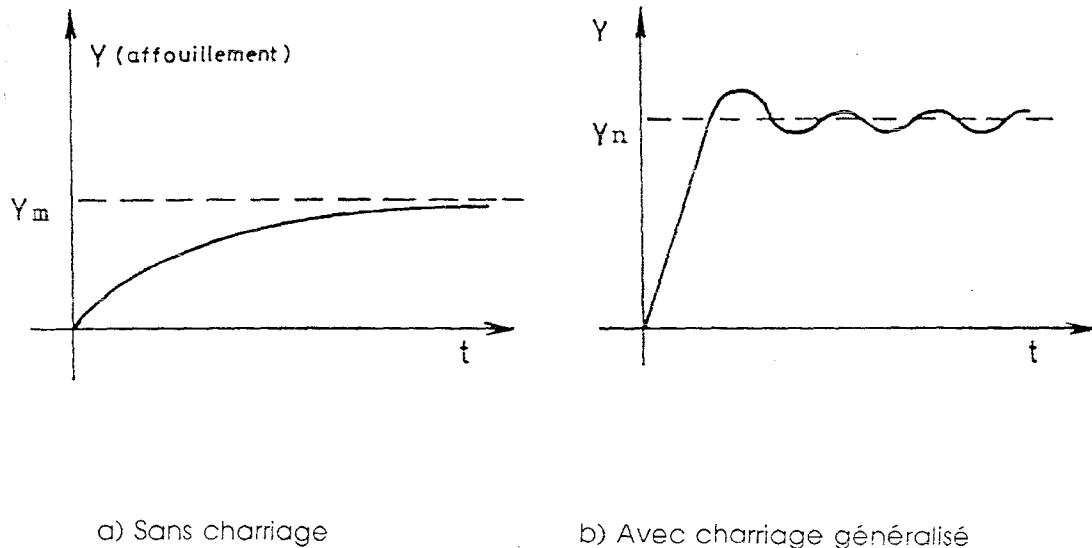


Fig. 12 : Influence du temps sur l'érosion

a) Sans charriage

L'affouillement croît lentement et tend vers la valeur asymptotique  $Y_m$ . Ce phénomène est lent.

b) Avec charriage généralisé

La fosse d'affouillement se creuse très rapidement et oscille autour d'une valeur moyenne  $Y_n$ . Ce seuil est une profondeur extrême dans tous les cas des écoulements possibles ; il apparaît pour le début du transport solide par charriage lorsque les contraintes, de traction  $\tau$  sur les grains de sol sont supérieures à la contrainte critique d'arrachement  $\tau_c$ .

Au-delà de  $\tau = \tau_c$ , la profondeur d'affouillement varie selon les apports solides et peut fluctuer au gré des dunes passant au droit de la pile.



## 3.3 Influence de la vitesse d'écoulement

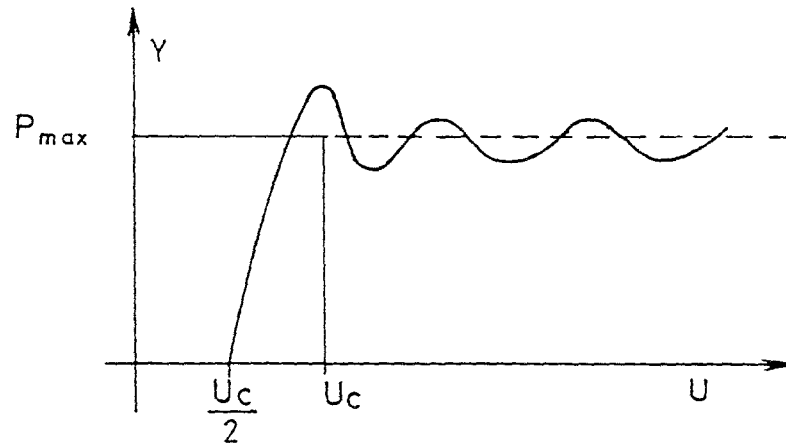


Fig. 13 : Profondeur de l'affouillement en fonction de U

L'action érosive du tourbillon se fait sentir même si les sédiments du lit ne sont pas entraînés par l'écoulement général. Le début de l'action érosive commence quand la vitesse générale moyenne de l'écoulement est d'environ la moitié de la vitesse critique d'entraînement des sédiments.

Cette action érosive est maximale lorsque la vitesse atteint la vitesse critique  $U_c$  d'entraînement des sédiments. Pour des vitesses supérieures à  $U_c$ , la profondeur de la fosse d'affouillement oscille autour de la valeur moyenne  $P_{max}$  (figure 13).

## 3.4 Vitesse critique d'entraînement des sédiments

La profondeur maximale de l'érosion est obtenue lorsque la vitesse d'écoulement atteint la vitesse critique de début de charriage continu du sédiment.

La vitesse critique de début d'entraînement du sédiment est donnée par :

$$U_c = 1,54 d_{50}^{0,3} H^{0,2} g^{0,5} \quad (12)$$

- où  $d_{50}$  diamètre moyen du sédiment (m)  
 $H$  la profondeur du lit sous le plan d'eau (m)  
 $g$  la pesanteur ( $m/s^2$ )

4. Profondeur maximale d'affouillement - résultats expérimentaux

## 4.1 Travaux du L.N.H.

Nous donnons les résultats des travaux effectués au L.N.H. de CHATOU depuis 1956 par CHABERT et ENGELDINGER (5) déjà cités et par NICOLLET et RAMELLE. (4).

L'étude expérimentale a été conduite dans un canal inclinable du L.N.H. de CHATOU de 0,80 m de largeur puis dans le grand canal de BANLEVE appartenant à l'Institut de Mécanique des Fluides de TOULOUSE (largeur 4 m, tirant d'eau jusqu'à 1,50 m et débits pouvant atteindre 20 m<sup>3</sup>/s).

La figure 4 donne  $P_M/D$  en fonction de  $Ud_{50}/\nu$  (nombre de REYNOLDS) pour différentes valeurs de  $D/d_{50}$ .

$P_M$	est l'affouillement maximum sous le lit moyen	(m)
$D$	diamètre de la pile	(m)
$d_{50}$	diamètre moyen du sédiment	(m)
$U$	vitesse moyenne	(m/s)
$\nu$	viscosité cinématique de l'eau.	(m <sup>2</sup> /s)

Une autre présentation de l'abaque est donnée figure 15 où  $P_M/D$  est représenté en fonction de  $D/d_{50}$  pour différentes valeurs du diamètre du sédiment.

On notera que sur la figure 14, la double échelle en abscisse  $Ud_{50}/\nu$  et  $d_{50}$  est possible du fait qu'il y a une bonne corrélation mise en évidence par NICOLLET et RAMELLE entre le nombre de REYNOLDS et le diamètre moyen des grains.

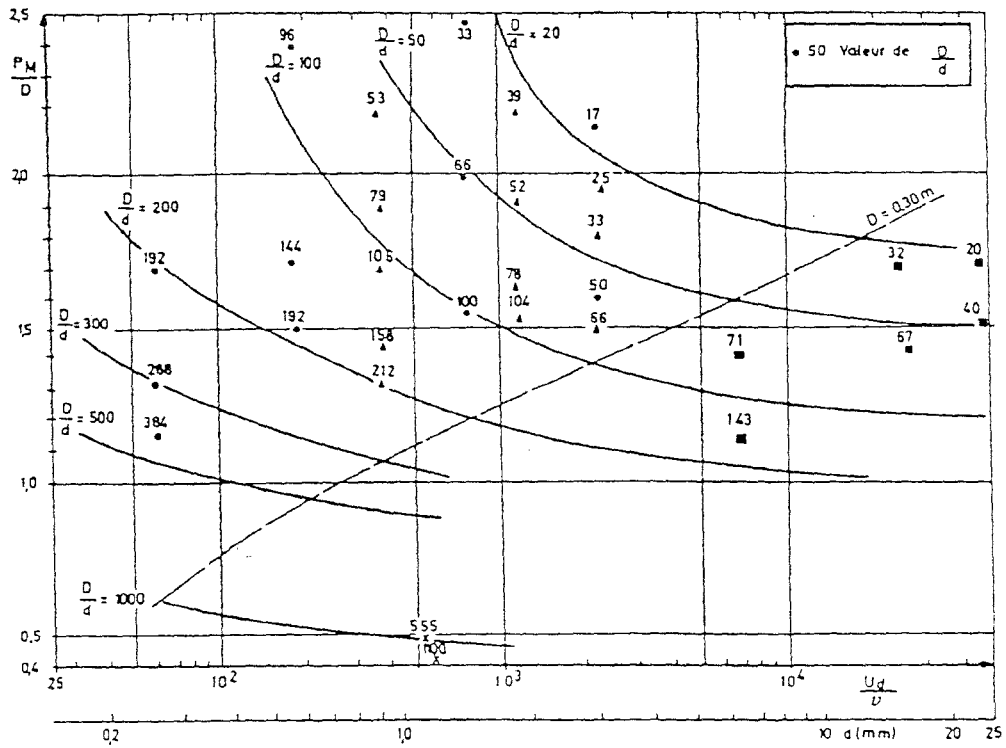


Fig. 14 : Piles cylindriques - Affouillement maximal relatif en fonction du nombre de REYNOLDS (sable de granulométrie peu étendue)  
d'après CHABERT et ENGELDINGER (5)

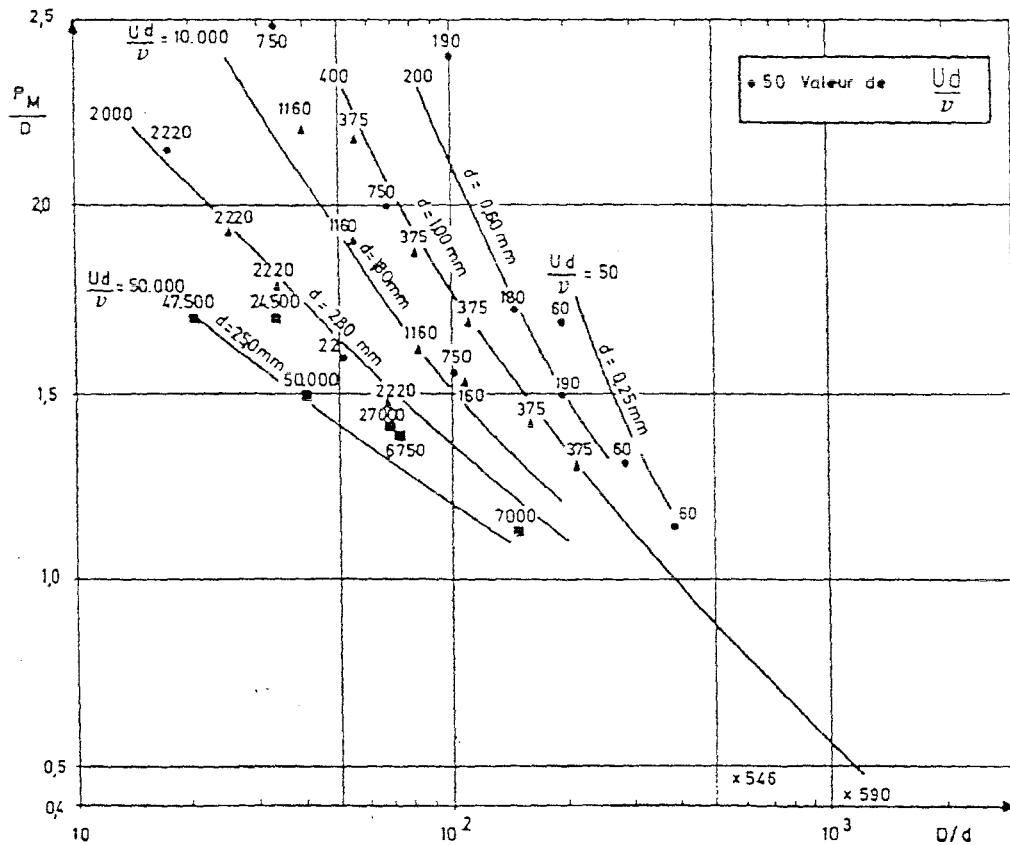


Fig. 15 : Piles cylindriques - Affouillement maximal relatif en fonction du diamètre de la pile au diamètre du grain (sable de granulométrie peu étendue)  
d'après CHABERT et ENGELDINGER (5)

Influence de l'étendue granulométrique

Des séries d'essais complémentaires ont été effectuées avec les mêmes conditions hydrauliques, les mêmes piles, mais avec des mélanges de sable.

Ils ont mis en évidence que les valeurs limites trouvées au voisinage du début de charriage pour un matériau de granulométrie peu étendue constituent des extréma qui ne sont pas dépassés lorsque une certaine étendue granulométrique existe autour du d<sub>moyen</sub> et ce, quelles que soient les conditions d'écoulement.

Influence de l'allongement de la pile

Des essais rapides effectués avec différentes piles de largeur donnée mais de longueur variable ont montré :

- à incidence nulle, l'érosion maximale est la même que pour une pile circulaire de même épaisseur.
- l'influence de la forme des piles les plus couramment utilisées (rectangulaires avec avant et arrière becs circulaires hémicylindriques...) n'a pu être dégagée de façon précise.

Pour des piles rectangulaires pour lesquelles on ne possède pas de résultats il faudrait majorer la valeur de P<sub>m</sub> par 1,15.

*4.2 Etudes expérimentales - influence de la vitesse du courant*

L'affouillement maximal local, se produit lorsque la vitesse moyenne du courant U<sub>0</sub> atteint la vitesse critique de début de charriage continu U<sub>c</sub> comme indiqué sur la figure 13 et sur la figure 16.

La vitesse critique de charriage correspond à la vitesse du courant pour laquelle la force tractrice  $\tau = \gamma_w \cdot d \cdot J$  est égale à la valeur critique de charriage : cette dernière peut être évaluée par :

$$\tau_0 = 0,047 \gamma_w d \quad (13)$$

Nous avons examiné au paragraphe 2.3 les formes du fond du lit en fonction du diamètre moyen du sédiment et de l'écoulement (H, J) à partir du paramètre A, relation (2)

Le bilan dynamique de l'écoulement d'une rivière comporte un terme de dissipation d'énergie par frottement sur le fond. La formulation classique est celle du MANNING-STRICKLER:

$$J = \frac{Q^2}{K_S^2 S^2 R_H^{4/3}} \quad (14)$$

avec	$K_S$	rugosité de STRICKLER	$(m^{1/3}/s)$
	$S$	section offerte à l'écoulement	$(m^2)$
	$R_H$	rayon hydraulique	$(m)$
	$Q$	débit	$m^3/s$
	$J$	pente de l'écoulement	sans dimension

$$J = \frac{U^2}{K_S^2 R^{4/3}}$$

La rugosité  $K_S$  n'est pas constante dans la mesure où le charriage modifie la géométrie des fonds et ajoute une résistance de forme variable selon le régime de l'écoulement.

On conçoit donc que selon les caractéristiques du fond du lit et par conséquent de la vitesse du courant, le charriage du sédiment en provenance de l'amont sera différent. Ceci peut avoir des conséquences sur l'évolution de la fosse d'érosion locale en fonction de la vitesse du courant pour  $U > U_c$ .

L'influence du sédiment et de la vitesse moyenne d'écoulement sont données sur les figures 16 et 17 provenant des publications de MELVILLE (6) et de RAUDKIVI (7) basées elles-même sur les études de ETTEMA (8).

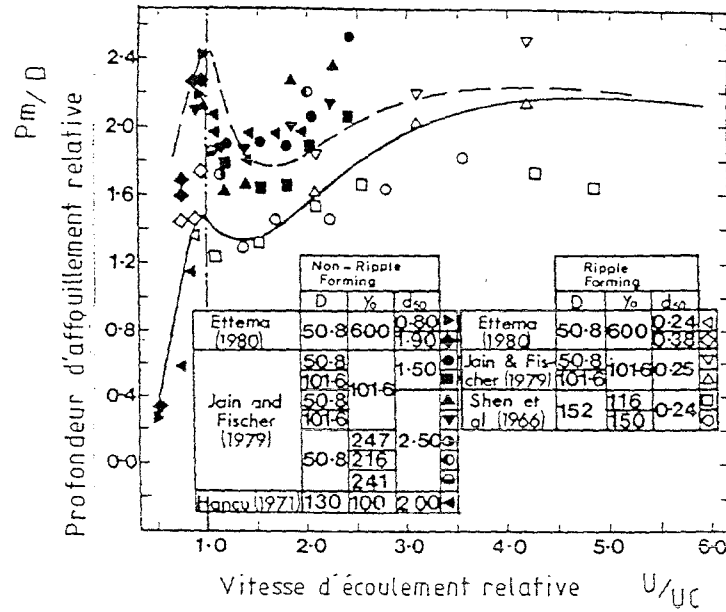


Fig. 16 : Affouillement maximum en fonction de la vitesse relative du courant, pour un écoulement de hauteur importante - comparaison avec d'autres essais - (MELVILLE, (6))

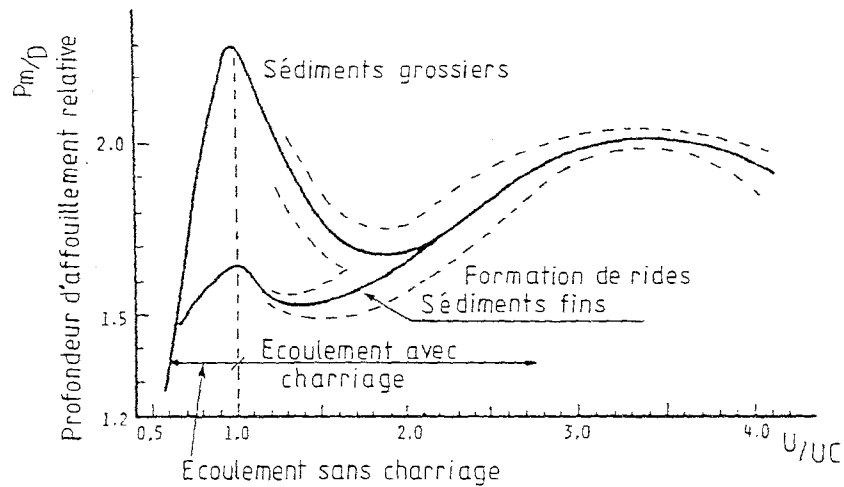


Fig. 17 : Variation de la profondeur d'affouillement devant une pile cylindrique dans un sédiment uniforme, en fonction de la vitesse relative du courant (RAUDKIVI, (7))

Ces figures montrent de façon explicite que pour des matériaux grossiers ( $d > 0.8 \text{ mm}$ ) pour lesquels il ne se forme pas de rides, l'affouillement maximum se produit pour  $U = U_c$ .

L'affouillement maximum atteint alors la valeur  $P_{\max} = 2,3 D$ .

Dans le cas des matériaux fins, il existe un premier maximum où l'affouillement  $P_{\max} = 1,6 \text{ à } 1,7 D$ , le lit comporte des rides. Mais lorsque le lit redevient plat pour des valeurs élevées de la vitesse ( $U = 3 \text{ à } 4 U_c$ ), on observe un deuxième maximum sensiblement plus important que le premier :  $P_{\max} = 2D$ .

Ces résultats correspondent à des valeurs élevées de  $H/D$  c'est-à-dire des profondeurs d'écoulement à partir desquelles le paramètre  $H/D$  n'a plus d'influence. On notera que dans tous les cas, l'affouillement maximum n'excède pas :

$$P_{\max} \leq 2,3 \text{ à } 2,4 D \quad (15)$$

#### 4.3 Influence de la profondeur de l'écoulement

Les travaux de nombreux auteurs sont résumés dans un état des connaissances de BREUSERS - NICOLLET et SHEN (9) (figure 18).

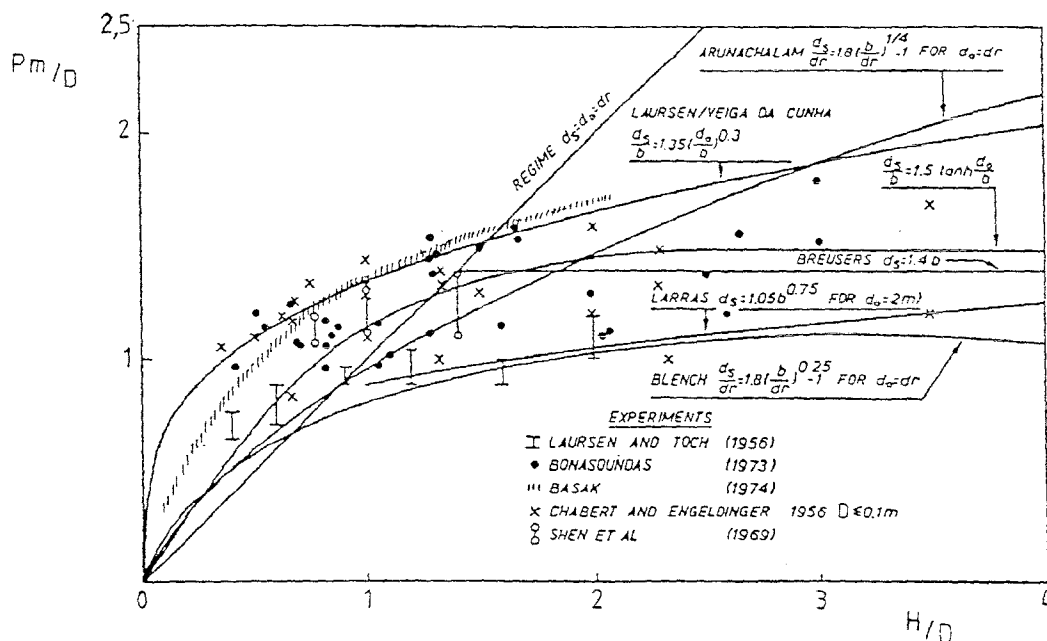


Fig. 18 : Affouillement maximum relatif  $P_m/D$  en fonction de la profondeur de l'écoulement  $H/D$

L'influence du facteur H/D (H profondeur - D diamètre de la pile) sur l'affouillement maximum n'est pas clairement établie. Les auteurs proposent de retenir les règles empiriques suivantes :

- pour  $H/D > 3$   $P_m/D$  ne varie pas
- pour  $H/D < 3$   $P_m/D = 1,5$

Cependant, pour être du côté de la sécurité, les auteurs proposent de conserver  $P_m = 2D$ .

La figure 19 est extraite des travaux de RAUDKIVI (7). Elle en donne une synthèse de travaux expérimentaux. L'affouillement relatif porté en abscisse est le rapport de l'affouillement maximum obtenu pour une hauteur d'eau H au maximum obtenu pour  $H = 0,6$  m et  $D = 0,24$  m ( $H/D = 2,5$ ).

Cette figure montre que la valeur limite de H/D à partir de laquelle l'affouillement n'évolue plus, augmente lorsque D/d<sub>50</sub> diminue.

- H = profondeur
- D = diamètre de la pile
- d<sub>50</sub> = diamètre moyen du sédiment
- P<sub>m</sub> = profondeur de l'affouillement

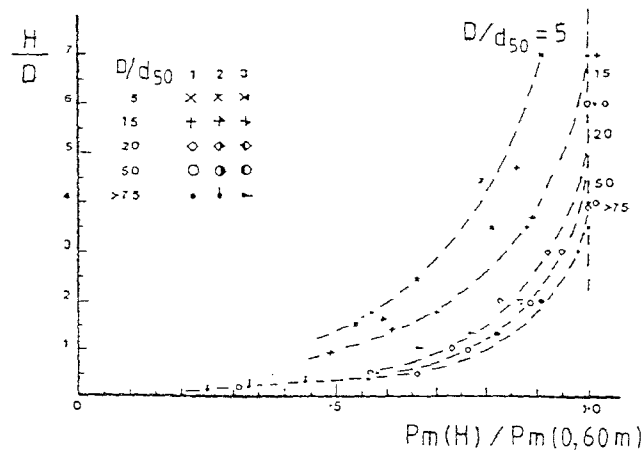


Fig. 19 : Affouillement relatif d'équilibre  $P_m(H)/P_m(0,60m)$  en fonction de la profondeur relative  $H/D$  pour  $U/U_c = 0,9$



On remarquera que pour les ouvrages de franchissement, les dimensions sont les suivantes :

$$\begin{array}{ll} H & = 4 \text{ à } 8 \text{ m} & H/D & = 4 \text{ à } 10 \\ D & = 1 \text{ à } 2 \text{ m} & & \\ d_{50} & = 1 \text{ à } 10 \text{ mm} & D/d_{50} & = 1000 \text{ à } 100 \end{array}$$

En conséquence, on trouve que  $P_m(H) = P_m(0,60)$  et la valeur maximale de l'affouillement est pratiquement toujours obtenue.

Pour avoir  $P_m = 0,8 P_{max}$  il faudrait  $H < D$

Ces résultats ne sont valables que pour une vitesse d'écoulement proche de la vitesse critique.

Notons cependant que pour les matériaux fins susceptibles de former des rides ( $d_{50} < 0,8 \text{ mm}$ ), l'affouillement maximum peut être obtenu pour  $U = 4 \text{ à } 5 U_c$ .

#### 4.4 Influence de la non uniformité du matériau

RAUDKIVI et ETTEMA (10) ont montré que l'affouillement local est influencé par la non uniformité granulométrique du matériau.

Cette influence est donnée sur la figure 20 en fonction de la déviation standard  $\sigma_g$  définie par :

$$\sigma_g = (d_{84} / d_{16})^{0,5}$$

$$\sigma_g \approx d_{85} / d_{50}$$

$$\sigma_g \approx d_{50} / d_{15}$$

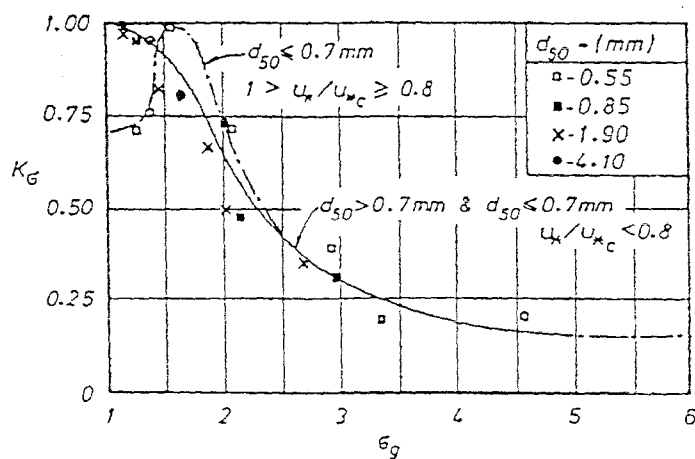


Fig. 20 : Variation du coefficient d'équilibre  $K_G$  d'affouillement en fonction de la déviation standard  $\sigma_g$  de distribution granulométrique (RAUDKIVI et ETTEMA)

On constate que pour une distribution non uniforme, l'affouillement local est réduit ( $K_G < 1$ ). Ces résultats ne sont valables que pour une vitesse d'écoulement inférieure à la vitesse critique de charriage ( $0,8 U_C \leq U \leq U_C$ ). Pour des vitesses d'écoulement supérieures à  $U_C$ , la profondeur maximale d'affouillement augmente à nouveau pour atteindre la valeur maximale de  $2,3 D$ .

En conséquence, il faudra être prudent sur l'utilisation de la courbe de la figure 20 valable pour une valeur de la vitesse d'écoulement. C'est ce que montre la courbe donnée par RAUDKIVI sur la figure 21.

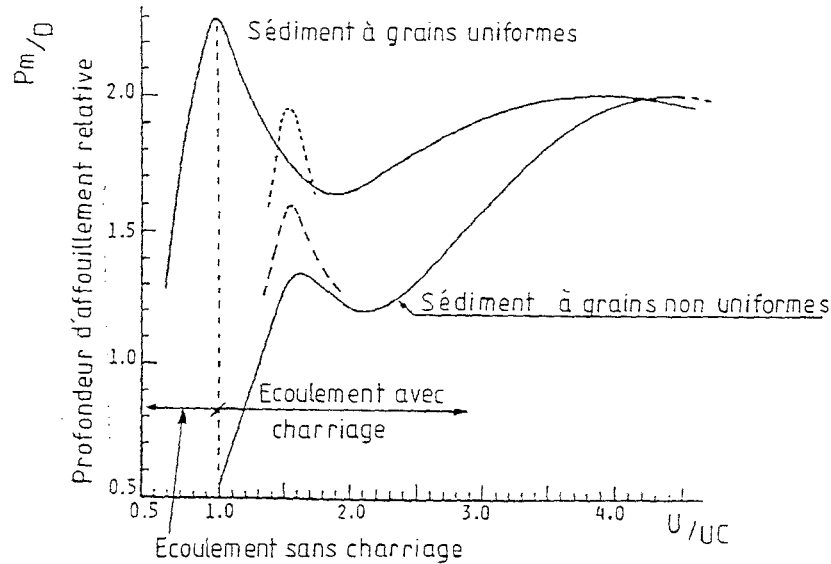


Fig. 21 : Variation de la profondeur d'affouillement devant une pile cylindrique en fonction de la vitesse relative du courant (RAUDKIVI (7))

#### 4.5 Affouillement d'un lit revêtu d'enrochements

Cette étude est due à RAUDKIVI et ETTEMA (10). Le fond du lit d'une rivière est souvent constitué d'une forte épaisseur de sédiments fins caractérisés par un diamètre moyen  $d_{50}$  et eux-mêmes recouverts par des matériaux plus gros constituant un pavage caractérisé par  $d_{50p}$ .

Dans cette configuration l'affouillement local peut être plus important que si le pavage n'existait pas. Les différentes configurations possibles sont données sur la figure 22.

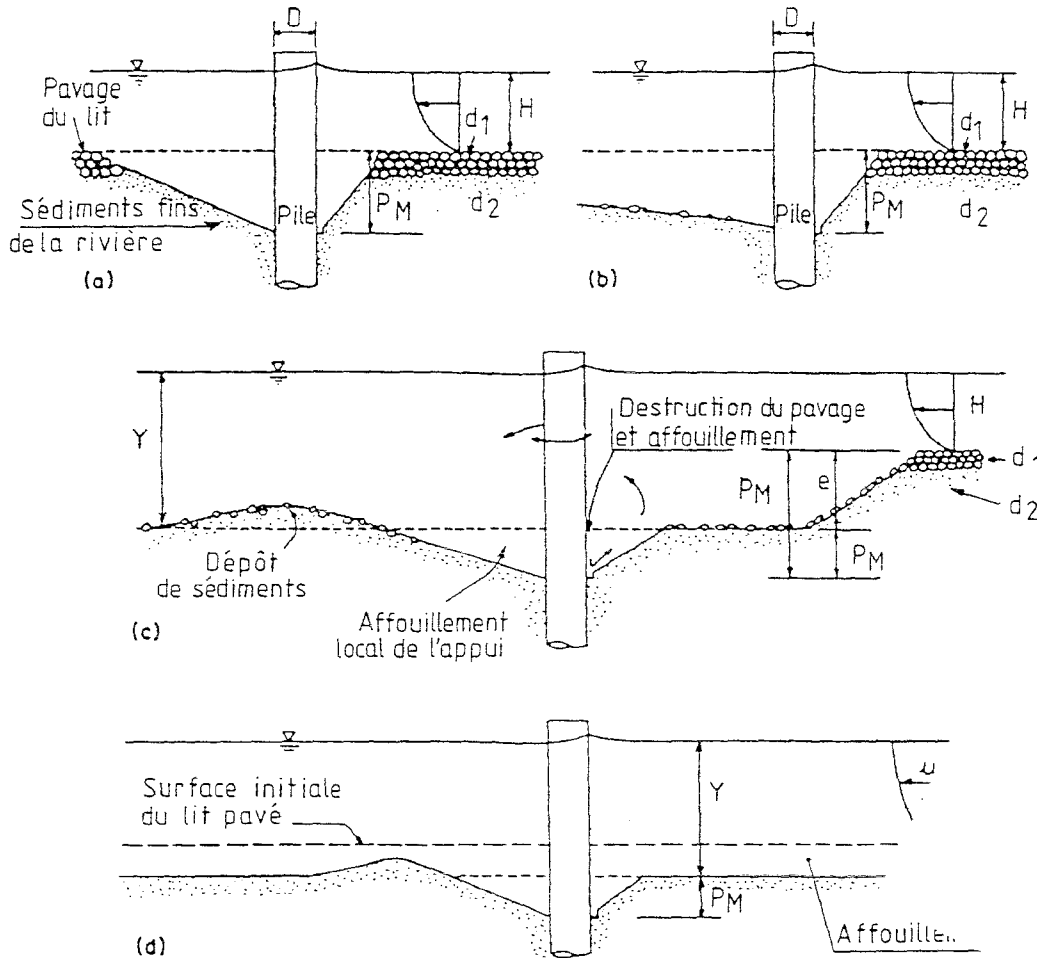


Fig. 22 : Quatre cas d'affouillement dans un lit revêtu d'enrochements (10).

En l'absence de pavage, l'affouillement maximal est obtenu en général lorsque la vitesse  $U$  est égale à la vitesse critique de début de charriage  $U_c$  qui correspond à la force tractrice  $\tau_c$ .

A cause du pavage, le charriage en provenance de l'amont ne va compenser l'affouillement local qu'à partir d'une vitesse supérieure  $U = U_{cp}$  telle qu'elle entraîne les matériaux du pavage, d'où le risque d'un affouillement plus grand.

Les auteurs, à partir de leurs essais, proposent :

$$P_m \text{ maxi} = \alpha \cdot 2,3D \quad (16)$$

avec  $\alpha = 1,3$  d'où

$$P_{m2} = 3D \quad (17)$$

ou encore

$$P_m = e + 1,5D$$

avec  $D$  = diamètre de la pile et

$e = Y_2 - Y_1$  différence de profondeur de l'affouillement généralisé en sol de sédiment fins (2) et en sol pavé (1)

$P_{m2}$  profondeur de l'affouillement maximum sous le lit

$Y_p$  profondeur maximale de l'affouillement du pavage

## 6. CALCUL DE L'AFFOUILLEMENT LOCAL AUTOUR D'UN APPUI : CAS DES SOLS FROTTANTS

### 1. Ordre de grandeur du surcreusement maximal

Nous avons examiné au paragraphe précédent l'influence des divers paramètres sur la valeur de l'affouillement maximum.

L'ensemble des auteurs s'accorde pour constater qu'au-delà d'une valeur de l'ordre de 2 du paramètre  $H/D$  (profondeur moyenne au diamètre de l'appui), ce dernier n'a plus d'influence.

NICOLLET et RAMETTE conseillent donc d'adopter dans tous les cas de détermination de la profondeur extrême de l'affouillement local sur un projet :

$$P_m = 2 D \quad (18)$$

$P_m$  profondeur maximale d'affouillement (m)

$D$  diamètre de l'appui ou maître couple de l'appui (figure 23)  
pour des sédiments fins et non cohésifs de  $d_{50}$  inférieur à quelques centimètres

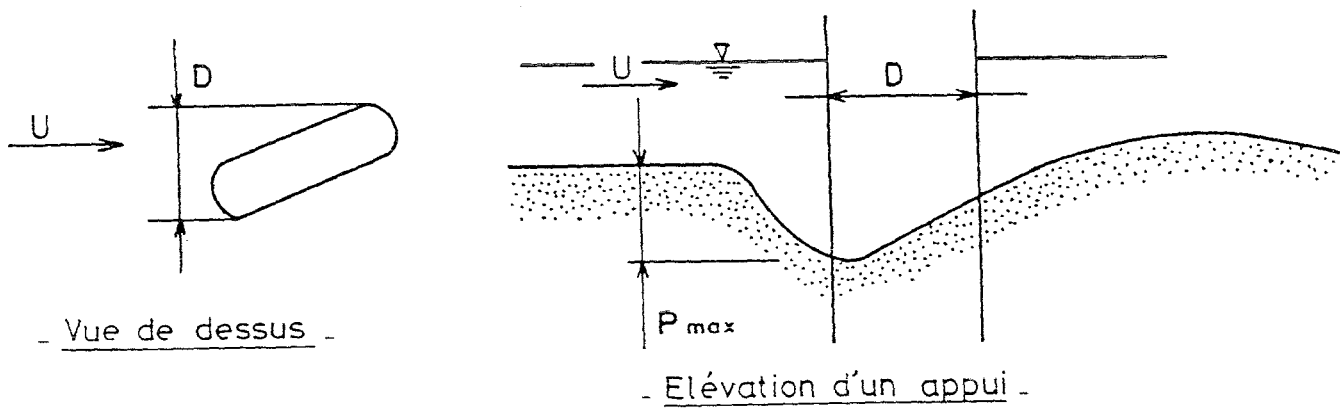


Fig. 23 : Ordre de grandeur de l'affouillement localisé

Cette valeur de l'affouillement maximum n'a de sens et d'intérêt que si l'épaisseur de sédiments mobilisés par une crue  $e = Y - H$  est inférieure à  $P_{max}$ .

Si les conditions d'écoulement conduisent à :

$$e = 0,73 \frac{q^{2/3}}{d^{1/6}} - H > 2D \quad (19)$$

C'est le niveau d'affouillement défini par cette valeur qui va prévaloir (figure 24).

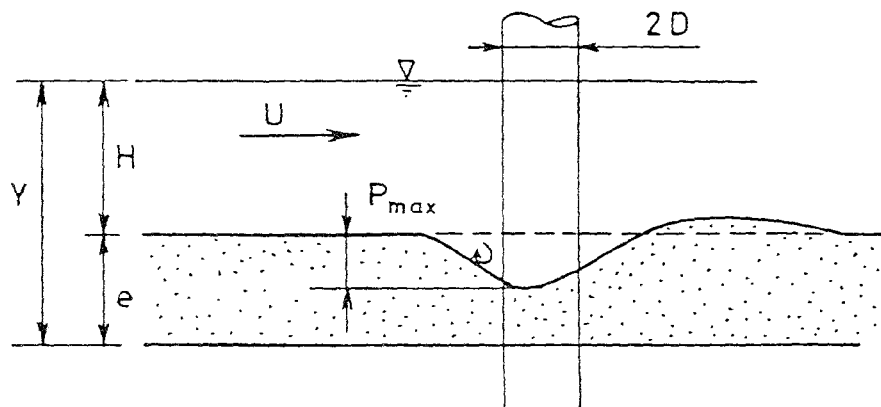


Fig.24 : Validité de la relation  $P = 2D$

2. Affouillement local maximal

Parmi les travaux de synthèse effectués par différents auteurs, la publication de H.N.C. BREUSERS et AL (9) propose une relation qui prend en compte les divers paramètres :

$$\frac{P_m}{D} = f_1\left(\frac{U}{U_c}\right) \times \left(2,0 \operatorname{th}\left(\frac{H}{D}\right)\right) \times f_2(\text{forme}) \times f_3\left(\alpha, \frac{l}{D}\right) \quad (20)$$

avec :

- $P_m$  profondeur de l'érosion sous le lit moyen
- $D$  largeur de la pile
- $U$  vitesse moyenne du courant
- $U_c$  vitesse critique de charriage
- $H$  hauteur d'eau
- $\alpha$  angle d'attaque du courant
- $l$  longueur de la pile

Les divers paramètres prennent les valeurs suivantes :

$$f_1\left(\frac{U}{U_c}\right) = 0 \text{ si } U \leq 0,5 U_c$$

$$f_1\left(\frac{U}{U_c}\right) = \left(2 \frac{U}{U_c} - 1\right) \text{ pour } 0,5 U_c \leq U \leq U_c$$

$$f_1\left(\frac{U}{U_c}\right) = 1 \text{ si } U \geq U_c$$

$f_2$  est une fonction de la forme de la pile

$f_2 = 1$  pour une pile circulaire

$f_2 = 0,75$  pour une pile profilée

$f_2 = 1,3$  pour une pile rectangulaire

$f_3\left(\alpha, \frac{l}{D}\right)$  est une fonction de l'angle d'attaque du courant, (figure 25).

Le facteur multiplicateur K est donné sur l'abaque ci-dessous, figure

25.

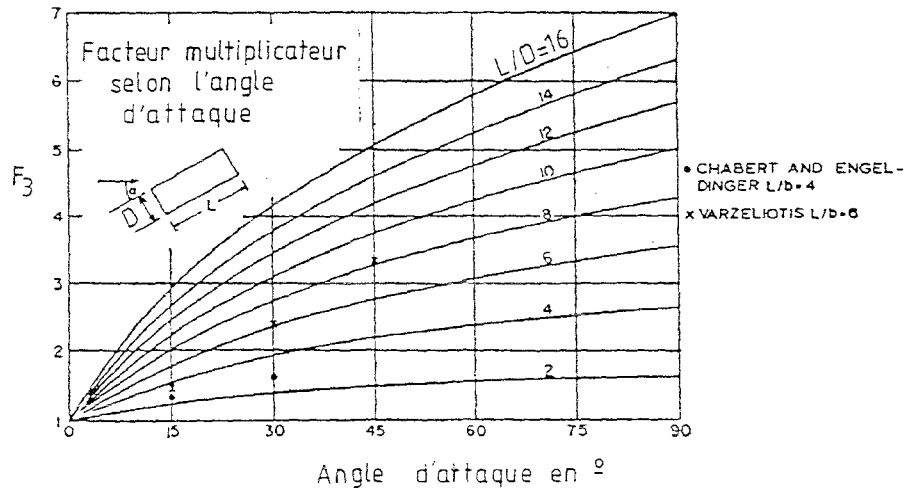


Fig. 25 : Influence de l'angle d'attaque du courant sur l'affouillement local

Pour une pile oblongue avec avant et arrière becs profilés, une incidence nulle dans le courant et une vitesse d'écoulement supérieure à la vitesse critique, la formule se simplifie et devient :

pour 
$$\frac{P_m}{D} = 2 \operatorname{th} \frac{H}{D}$$

pour 
$$\frac{H}{D} = 2 \quad , \quad \operatorname{th} 2 = 0,964$$

pour

$$\frac{H}{D} = 2,5 \quad , \quad \operatorname{th} 2,5 = 0,9865 \approx 1$$

d'où

$$P_m = 2D \tag{18}$$

qui est la valeur approchée donnée ci-dessus.



3. Effet de l'entraxe des appuis

ELLIOTT et BAKER (11) proposent d'ajouter un quatrième facteur  $f_4$  à la formule précédente de BREUSERS et AL :

pour tenir compte de l'effet d'entraxe des appuis (figure 26)

$$f_4 \left( \frac{x}{D} \right)$$

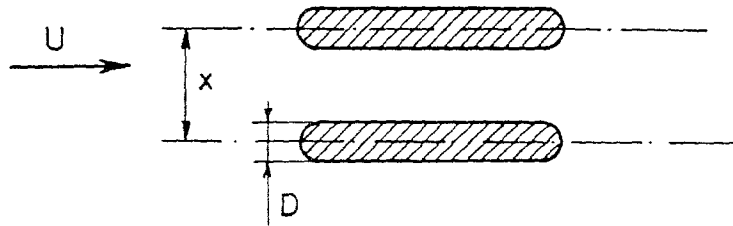


FIG. 26 : Influence de l'entraxe des appuis

La fonction  $f_4$  prend les valeurs suivantes :

$x/D$	$f_4 \left( \frac{x}{D} \right)$
$< 4$	$1 + \frac{1,79}{\left( \frac{x}{D} - 1 \right)^{0,695}}$
$4 << 7$	$4,34 - 0,62 \left( \frac{x}{D} \right)$
$> 7$	1

## 7. AFFOUILLEMENT DANS LES SOLS COHERENTS

Peu d'études ont été effectuées sur les affouillements en milieu cohérent. Nous ne citerons que l'étude de NICOLLET (12) limitée à de la vase naturelle et à quelques essais sur des argiles sans une exploration systématique des divers paramètres.

Néanmoins, cette étude fait apparaître :

- en milieu cohésif, le début d'affouillement est brutal
- la fosse d'érosion est très étendue sur l'aval
- la profondeur limite est de l'ordre de grandeur du diamètre de la pile

$$P_{\max} = D$$

Ces essais ne doivent pas être extrapolés sans précaution sachant qu'ils ont été effectués avec un matériau cohérent constitué d'illite et de montmorillonite ( $d_{50} = 2,2 \mu$ , 99,5 % des particules  $< 40 \mu$ ), la concentration a varié de 600 à 745 g/l au cours des différents essais.

Pour être conservatoire et à défaut d'essais, RAMETTE recommande d'adopter:

$$P_{\max} = 2 D \quad (18)$$

## 8. MATERIAUX AFFOUILLABLES

Les expressions de  $P_{\max}$  données précédemment sont valables dans des milieux sédimentaires pulvérulents. De même les milieux cohérents ne sont pas à l'abri des affouillements.

Contrairement à bien des idées reçues des milieux rocheux, type : schiste, micaschiste, gneiss altérés, calcaires ... ne sont pas à l'abri des érosions (J.P. LEVILLAIN (13)).

On conçoit cependant qu'il soit difficile de caractériser de tels milieux. Faute de mieux on pourra adopter une valeur de  $P_m = 2 D$  pour estimer la profondeur possible de l'érosion locale ; mais bien souvent pour ces matériaux intervient également le temps car le mécanisme est différent et dû souvent à l'abrasion par les matériaux charriés. Une érosion de 1 à 1,5 cm par an a été observée sur

un ouvrage fondé sur le schiste (pont de REGEREAU sur le VICOIN) et l'affouillement local a atteint des profondeurs de 0,80 m à 1,50m moins d'un siècle après la construction de cet ouvrage fondé directement sur le substratum de schiste.

Pour les ouvrages établis sur un rocher altérable, l'affouillement local se produit, c'est une question de temps. Il importe alors de réaliser une protection qui résiste à l'érosion et à l'abrasion.

#### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- (1) M. RAMETTE, Guide d'hydraulique fluviale Rapport L.N.H. - HE 40/81/04 (CHATOU)
- (2) G. NICOLLET, Hydraulique des ouvrages de franchissement des vallées fluviales - Rapport L.N.H. CHATOU n° E43.80.20
- (3) G. NICOLLET, Déformation des lits alluvionnaires. Affouillement autour des piles de ponts cylindriques - rapport L.N.H. n° HC/043/689 du 30.11.1971.
- (4) G. NICOLLET, M. RAMETTE, Affouillements au voisinage de piles de pont cylindriques - A.I.R.H. 14è congrès - PARIS 1971
- (5) CHABERT, ENGELDINGER, Etude des affouillements autour des piles de ponts, L.N.H. CHATOU, Série A 1956
- (6) B. W. MELVILLE, Live-bed scour at bridge piers, Journal of Hydraulic Engineering, Vol 110, n° 9 Septembre 1984
- (7) A. J. RAUDKIVI, Functional trends of scour at bridge piers, Journal of Hydraulic Engineering, Vol 112, n° 1, January 1986
- (8) R. ETTEMA, Scour at bridges piers, Thèse de docteur ingénieur, Université d'AUCKLAND, 1986.
- (9) H.N.C. BREUSERS, G. NICOLLET, H.W. SHEN, Local scour around cylindrical piers, Journal of Hydraulic Research, Vol 15 - 1977
- (10) A. J. RAUDKIVI, R. ETTEMA, Scour at cylindrical bridge piers in armored beds. Journal of Hydraulic Engineering, Vol 111 n° 4 - Avril 1985

- (11) K.R. ELLIOTT, C.J. BAKER Effect of pier spacing on scour around bridge piers  
Journal of Hydraulic Engineering Vol 111 n° 7 - Juillet 1985
  
- (12) G. NICOLLET, Affouillement au pied des piles de pont en milieu cohésif  
A.I.R.H. 15è congrès 1971
  
- (13) J.P. LEVILLAIN, Affouillement des appuis du pont de REGEREAU sur le VICOIN,  
Bulletin Liaison P et C n° 99, Janvier - Février 1979