

Détermination des pertes de charge des barrages mobiles en rivière et des dimensions de la protection du lit en aval*

Determination of pressure losses of barrages on a river and protection of the downstream bed

J. Bouloc

Laboratoire Central d'Hydraulique de France
Maisons-Alfort

A. Petitjean

Ingénieur des Ponts et Chaussées au
Service Technique Central des Ports Maritimes et Voies navigables
Ministère de la Mer, Compiègne

1. Objet de l'ensemble de l'étude

L'objet de l'étude est de déterminer pour les barrages mobiles de navigation, le dimensionnement optimal de la partie fixe (béton-enrochement) et de la partie mobile (bouchure).

Il est en effet intéressant de réaliser pour ce type d'ouvrage la partie fixe la plus importante possible tout en restant dans une limite acceptable de pertes de charge lors du passage des crues (maximum : 1 m). Pour cela, il est nécessaire de procéder à une analyse fine des pertes de charge provoquées par la partie fixe du barrage (radier) en déterminant l'influence de la hauteur de pelle amont du radier et de la profondeur de la fosse aval.

L'étude devra, en fonction du type de seuil, du débit, de la hauteur de pelle amont du radier et de la hauteur d'eau aval, déboucher sur des abaques donnant la perte de charge correspondante. L'étude portera également sur la définition des caractéristiques minimales d'un tapis d'enrochements permettant de remédier au phénomène d'érosion du lit en aval du barrage mobile.

2. Décomposition de l'étude

L'étude se décompose en deux grandes parties :

- Détermination des pertes de charge
- Dimensionnement des aval-radriers en enrochements.

Pour chacune d'elles, on a réalisé, en premier lieu une recherche bibliographique sur la question, et ensuite des essais sur modèle réduit, dont les résultats ont été comparés aux calculs théoriques de la bibliographie.

* Cette communication est un condensé d'une étude générale réalisée par le LCHF en 1979, pour le compte du Service Technique Central de la Direction des Ports et des Voies Navigables.

3. Première partie : détermination des pertes de charge

3.1. Résultats de la recherche bibliographique

Il n'existe pratiquement pas, dans l'abondante littérature traitant de ce sujet, de méthode de détermination des pertes de charge au passage de seuils ayant les caractéristiques couramment rencontrées sur les voies navigables.

La plupart des études existantes s'attachent à déterminer le coefficient de débit d'un seuil, noté m , qui a la définition suivante :

$$Q = m L \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

avec :

Q : débit de la rivière

L : largeur de déversement

g : intensité de la pesanteur

H_0 : charge à l'amont du barrage, comptée au-dessus du seuil.

Le coefficient m est recherché en fonction de la pelle relative (p/H) et de l'épaisseur relative (C/H) du barrage, ainsi que de la contraction de l'écoulement (L/B) opérée par les culées et les piles.

Les notations précédentes L , H_0 , p (pelle amont), C (épaisseur), H (hauteur d'eau amont) au-dessus du seuil, et B (largeur de la rivière à l'amont) sont portées sur les schémas de la figure 1 ainsi que r (rayon de courbure de l'arrondi amont) et H_n (hauteur d'eau aval sur le seuil).

Les seuils des barrages mobiles des voies navigables sont des seuils épais, ayant en général des pelles et épaisseurs relatives situées dans les domaines suivants⁽¹⁾ :

$$0 \leq \frac{p}{H} \leq 0,5 \qquad 1 \leq \frac{C}{H} \leq 2$$

(1) Vannes ouvertes.

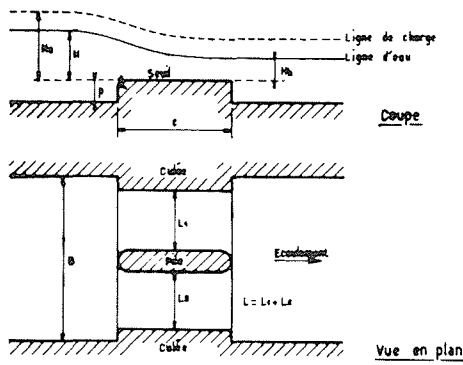


Figure 1 – Coupe et plan schématique des seuils.

3.1.1. Etude de Beresinsky

L'étude dont le domaine de validité se rapproche le plus du nôtre est celle de A.R. Beresinsky [1], qui traite en particulier le cas :

$$\frac{P}{H} < 3$$

et :
$$2,5 < \frac{C}{H} < 10$$

Comme on le voit, l'épaisseur relative est trop forte pour notre domaine ; l'application des graphes et formules de Beresinsky ne pourra donc être tentée qu'en extrapolation, sans garanties de l'auteur.

Beresinsky détermine le coefficient de débit des seuils en trois étapes :

- tout d'abord, on calcule le coefficient m_{nr} d'un seuil dénoyé sans contractions latérales. La formule proposée est la suivante :

• seuil à bord vertical :

$$m_{nr} = 0,32 + 0,01 \frac{3 - p/H}{0,46 + 0,75 p/H}$$

- seuil à bord arrondi ($r/H > 0,2$) :

$$m_{nr} = 0,36 + 0,01 \frac{3 - p/H}{1,2 + 1,5 p/H}$$

- les contractions latérales sont prises en compte sous forme d'un coefficient multiplicateur K :

$$m_1 = K m_{nr}$$

K est donné par la figure 2, en fonction de p/H , de L/B et de la forme des piles .

- enfin, le noyage du seuil par l'aval, qui intervient d'après Beresinsky pour $\frac{H_h}{H_o} \geq 0,80$ ou $\frac{H_h}{h_c} \geq 1,30$, (h_c est la hauteur d'eau critique sur le seuil), est pris en compte par utilisation du coefficient multiplicateur σ_3 , tel que :

$$m_2 = \sigma_3 m_1$$

En conclusion, pour $\frac{p}{H} < 3$ et $2,5 < \frac{C}{H} < 10$,

Beresinsky propose la formule suivante pour le calcul des débits de seuils épais :

$$Q = (\sigma_3 K m_{nr}) L \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

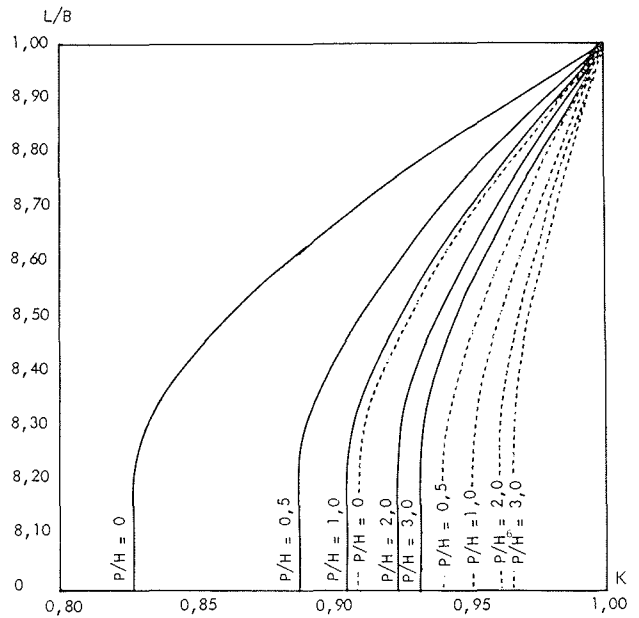


Figure 2 – Coefficient de réduction dû aux piles (d'après Beresinsky)

— piles peu profilées et rebord vif
 ---- piles profilées avec rebord vif ou arrondi

3.1.2. Autres études

Trois autres auteurs proposent des formules qui intéressent certains aspects de notre problème :

- H. J. Tracy [2] indique que l'influence bénéfique de l'arrondissement du bord amont des seuils est maximale pour $r/H = 0,14$; le gain sur le coefficient de débit m , par rapport à un seuil à bord amont vif, serait alors de 9 %.

Pour $r/H > 0,14$, le gain resterait constant.

Pour $r/H < 0,14$, le gain varierait linéairement de 9 % à 0 % lorsque r/H décroît vers 0.

- A.D. Crabbe [3] s'est intéressé aux seuils dénoyés sans contractions latérales ; il a montré que, pour :

$$0,08 < \frac{H}{C} < 0,33 \quad \text{et} \quad 0,18 < \frac{H}{H+p} < 0,36,$$

ce qui équivaut à :

$$3 < \frac{C}{H} < 12,5 \quad \text{et} \quad 1,78 < \frac{p}{H} < 4,56$$

m reste constamment égal à 0,329.

Lorsque $\frac{H}{C}$ et $\frac{H}{H+p}$ croissent (donc $\frac{C}{H}$ et $\frac{p}{H}$ décroissent et entrent dans notre domaine d'étude), m varie ; Crabbe a adopté la notation suivante :

$$m = 0,385 C_b F$$

où $C_b F$ est donné par la figure 3, en fonction de $\frac{H}{p}$,

$$\frac{H}{C} \text{ et } \frac{p}{H}$$

On voit que, dans notre domaine ($0,5 < \frac{H}{C} < 1$),

m reste inférieur à 0,385 ($C_b F < 1$) et décroît lorsque p/H croît.

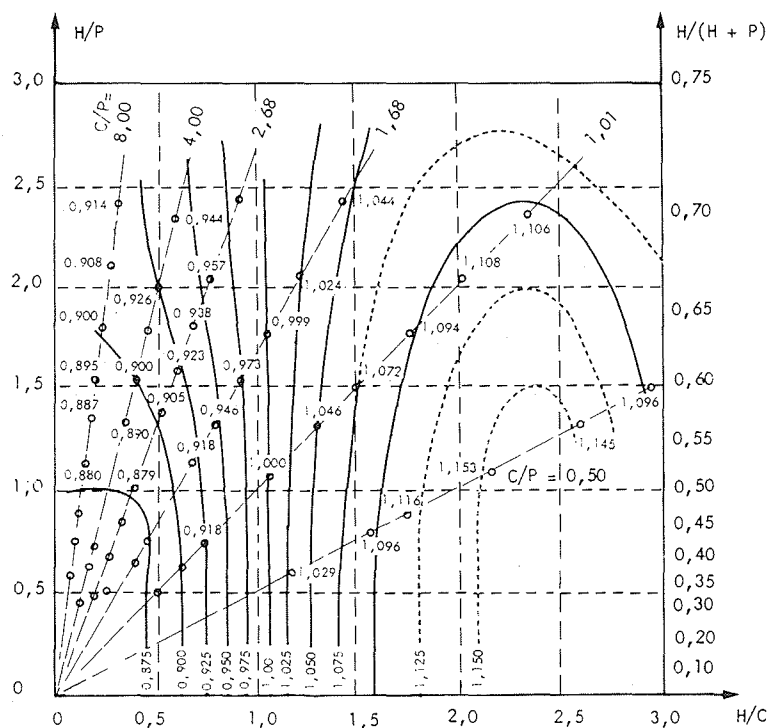


Figure 3 – Valeur du coefficient de débit $C_b F$ en fonction de H/P , H/C et C/P (d'après Crabbe).

– *J. Singer* [4] pour le même problème que Crabbe, avait antérieurement proposé la formulation suivante :

$$m = 0,326 F$$

– 0,326 est la valeur constante de m dans le même domaine que Crabbe (2).

– F est le coefficient correcteur lorsque $\frac{H}{C}$ et $\frac{H}{H+p}$ sortent de ce domaine par valeurs supérieures. F est alors donné par la figure 4.

3.2. Application au calcul de la dénivelée au passage de barrages

Nous retiendrons les formulations de Beresinsky par extrapolation, comme il a été indiqué au paragraphe précédent.

La démarche des calculs consiste à rechercher la dénivelée produite par un seuil de caractéristiques fixées (p , C , épaisseur et forme des piles donnant L), pour un débit Q , sur une rivière de largeur B présentant à l'aval la hauteur H_h .

Pour cela, les étapes sont les suivantes :

- on tire immédiatement des éléments hydrauliques : la hauteur d'eau H_h sur le seuil :

$$H_h = H'_h - p$$

la hauteur critique sur le seuil h_c :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gL^2}}$$

et donc le rapport $\frac{H_h}{h_c}$ qui caractérise le noyage par l'aval.

(2) Contre 0,329 selon Crabbe

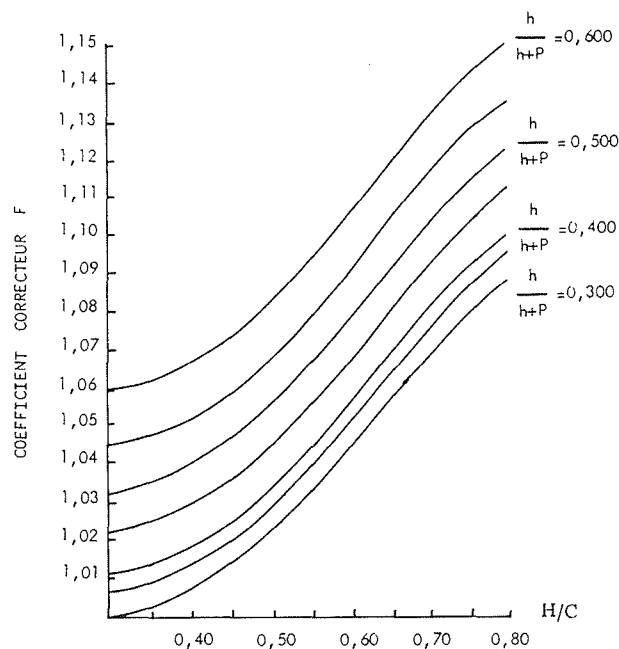


Figure 4 – Coefficient correcteur F en fonction de H/C et de $H/H + P$ (d'après Singer)

- on estime H , hauteur d'eau amont sur le seuil, on en déduit H_0 , charge amont sur le seuil par l'équation :

$$H_0 = H + \frac{Q^2}{2gB^2(H+p)^2}$$

- on a alors tous les éléments pour calculer $(\sigma_3 Km_{nr})$, et donc le débit Q résultant de $H_{estimé}$; en général $Q_{estimé}$ est différent de Q initial.

- on procède alors par approximations successives jusqu'à ce que $H_{estimé}$ conduise au débit Q fixé initialement.

- la dénivelée amont-aval est alors de $H - H_h$.
- la perte de charge au passage du barrage se calculerait au besoin par la formule :

$$H_0 - \left(H_h + \frac{Q^2}{2gB^2(H_h + p)^2} \right)$$

si la largeur et la pelle aval étaient les mêmes qu'à l'amont.

On voit immédiatement que la perte de charge est inférieure à la dénivelée (H_h étant inférieure à H , la vitesse est plus grande à l'aval qu'à l'amont).

Cette démarche a été appliquée à plusieurs seuils dans plusieurs rivières soumises à différents débits. Ces conditions ont ensuite été reproduites sur le modèle réduit dont il va être question au paragraphe suivant.

3.3. Essais sur modèle réduit physique :

3.3.1. Présentation du modèle

Le modèle représentait un tronçon rectiligne de rivière de 500 m de longueur et 60 m de largeur, à l'échelle 1/40 en similitude de Froude sans distorsion, Les berges étaient verticales et très lisses, le fond horizontal et lisse.

Les essais ont porté sur les huit seuils (4 à vannes clapet, 4 à vannes segment) représentés sur la figure 5.

Les essais ont d'abord été réalisés sans piles, puis, pour les seuils 1, 2, 5, 7, et 8, avec 2 piles de 3 m de largeur délimitant 3 pertuis de 18 m ; dans ces derniers cas, le seuil était complété par un aval-radier en enrochements ; les essais des seuils à vannes clapets ont toujours été réalisés avec clapets couchés dans l'encuvement du radier.

Les débits se sont échelonnés de 350 à 2000 m³/s. Pour un seuil donné une fois le débit stabilisé, plusieurs hauteurs d'eau aval ont été réalisées (volet déversant réglable à l'aval du modèle), correspondant à des rivières de lois "hauteur-débit" différentes.

Pour cela, on a retenu quatre classes de rivières (0, I, II, et III) supposées obéir à des lois de Strickler avec $K\sqrt{i}$ valant respectivement 0,63 ; 0,89 ; 1,12 ; 1,57. Les lois "hauteur-débit" qui s'en déduisent sont représentées sur la figure 6.

La rivière 0 est la plus "lente" des quatre, et la rivière III la plus "rapide".

3.3.2. Résultats

Pour chaque seuil, les résultats sont représentés par les figures 7 et 8. Ils peuvent être utilisés pour déterminer si un seuil est acceptable sur une rivière donnée, à conditions d'exploitation fixées (premier débit d'ouverture du barrage), ou à l'inverse pour arrêter les conditions d'exploitation d'un barrage dont le seuil a une hauteur fixée. Pour cela, il faut bien sûr que le ressaut, lorsqu'il se produit, reste localisé dans le bassin du radier.

Remarquons toutefois que l'étude n'avait pas pour objet d'améliorer les formes des seuils, et qu'il est sans doute possible, à pelle amont fixée, d'améliorer l'écoulement en jouant sur la hauteur du bassin et de la pelle aval.

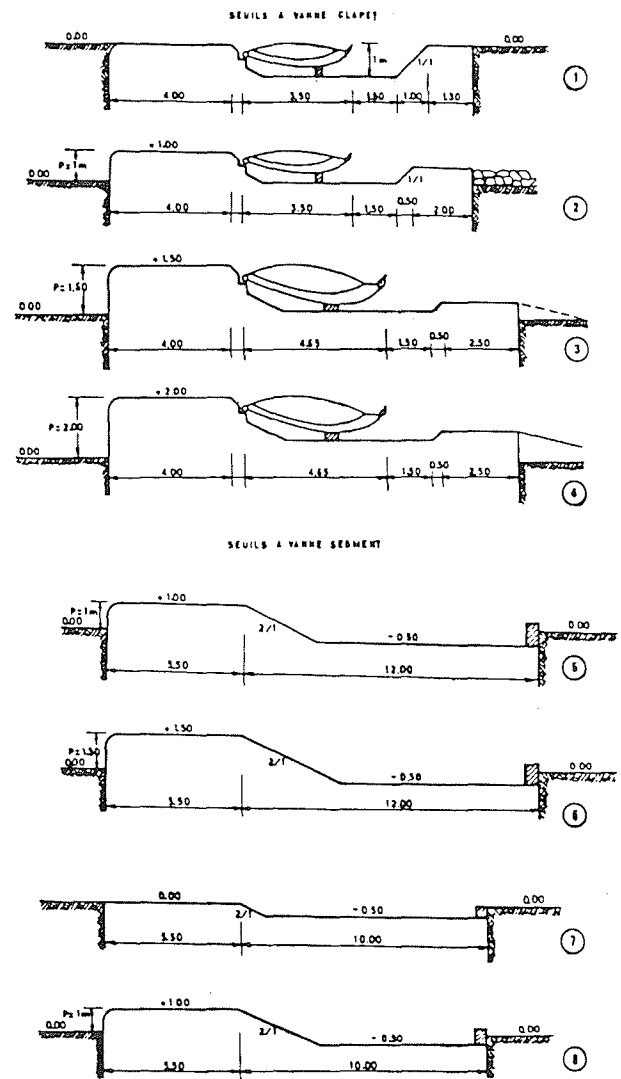


Figure 5 - Divers types de seuils étudiés

Enfin les résultats ont été reportés pour tous les seuils avec pelle non nulle, sur des graphes par type de rivière, sur ces mêmes graphes ont été portés les résultats des calculs décrits au paragraphe précédent.

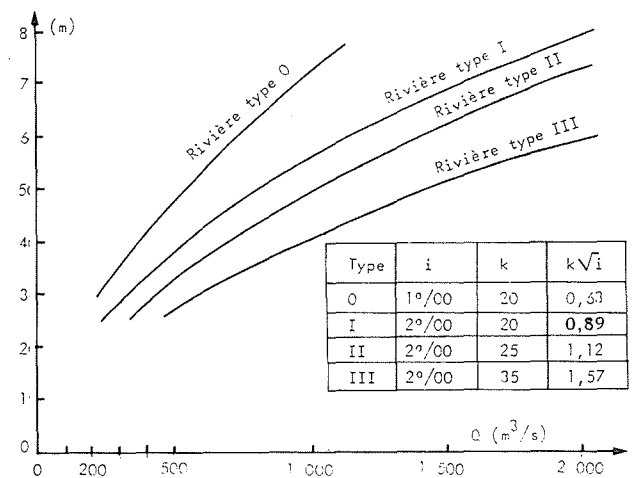


Figure 6 - Courbes Hauteur/Débit pour des rivières de type 0-I-II et III

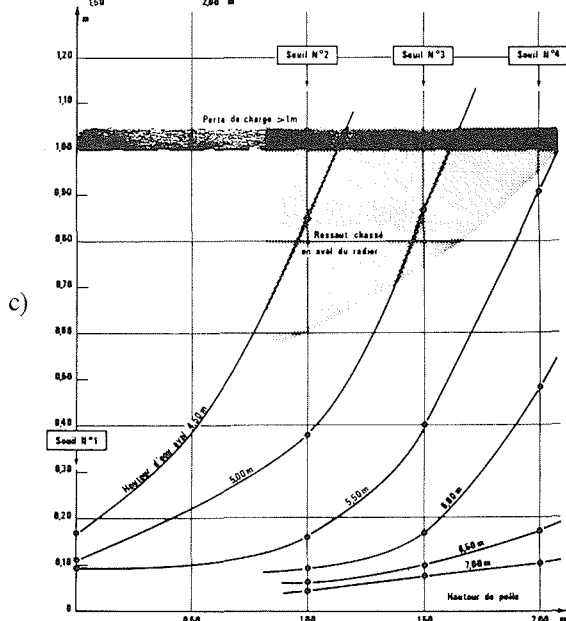
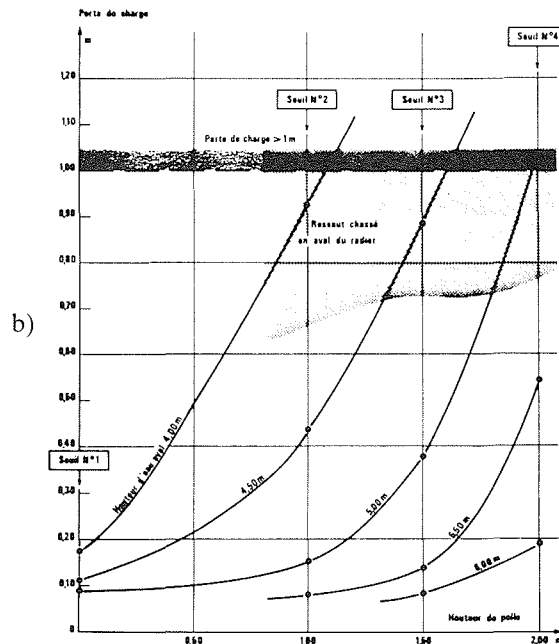
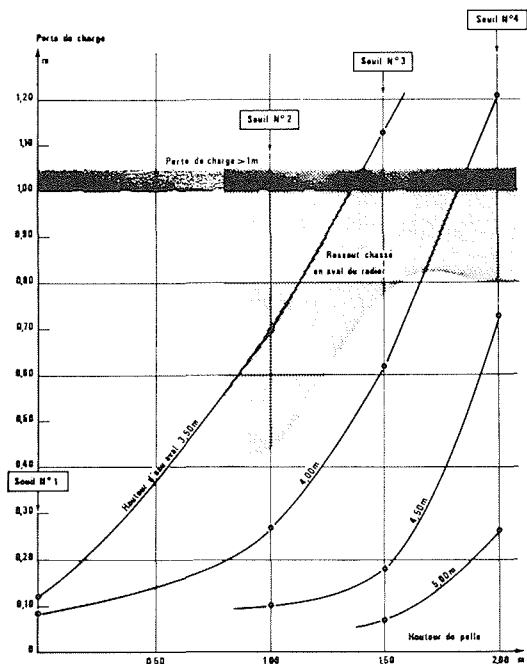
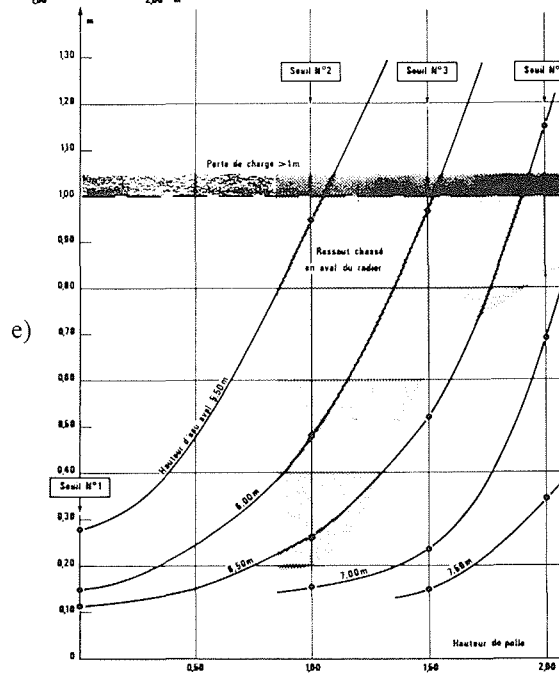
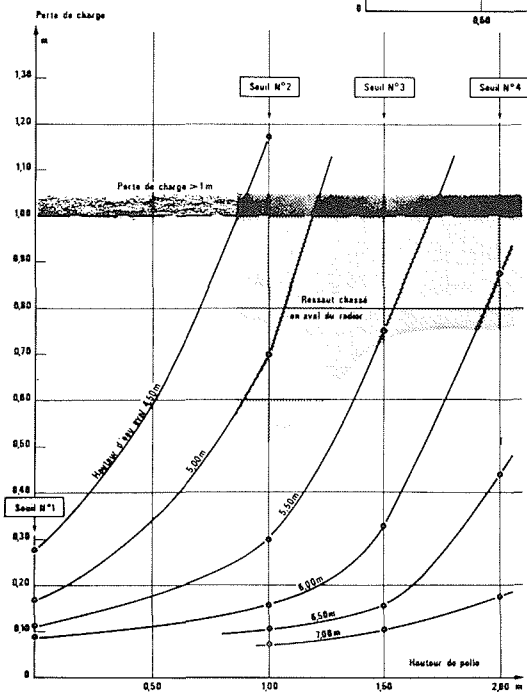
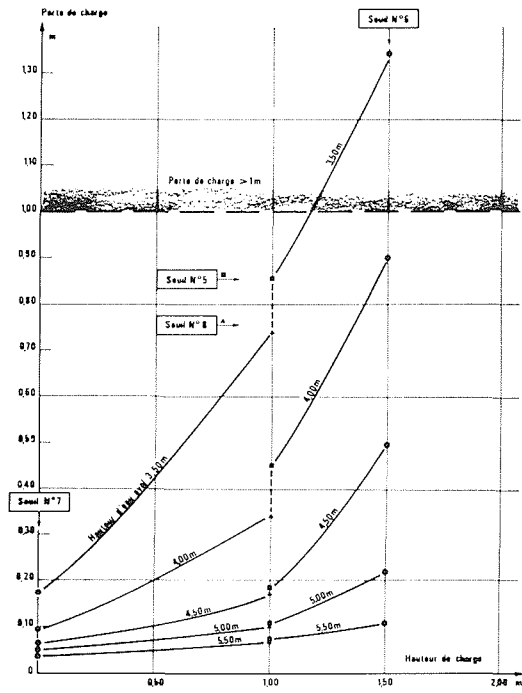
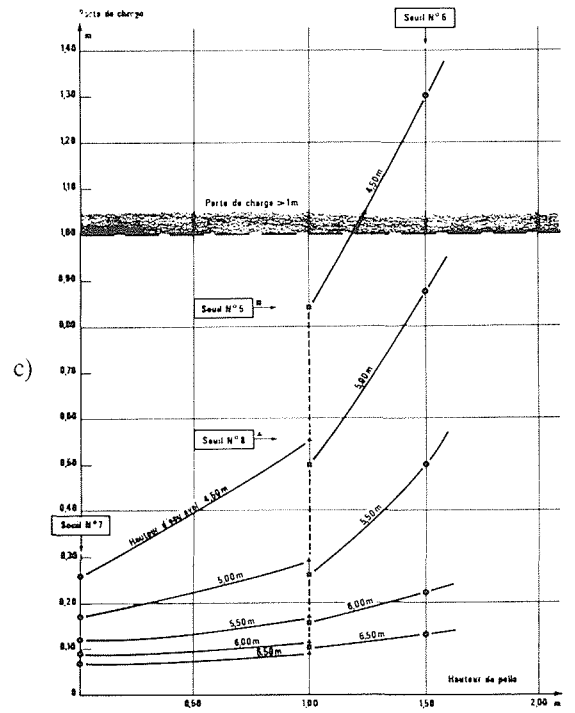


Figure 7 – Relation “Perte de charge/ Hauteur de pelle/Hauteur d'eau aval” – Seuil avec vanne clapet
 a) débit $600 \text{ m}^3/\text{s}$
 b) débit $850 \text{ m}^3/\text{s}$
 c) débit $1000 \text{ m}^3/\text{s}$
 d) débit $1150 \text{ m}^3/\text{s}$
 e) débit $1500 \text{ m}^3/\text{s}$

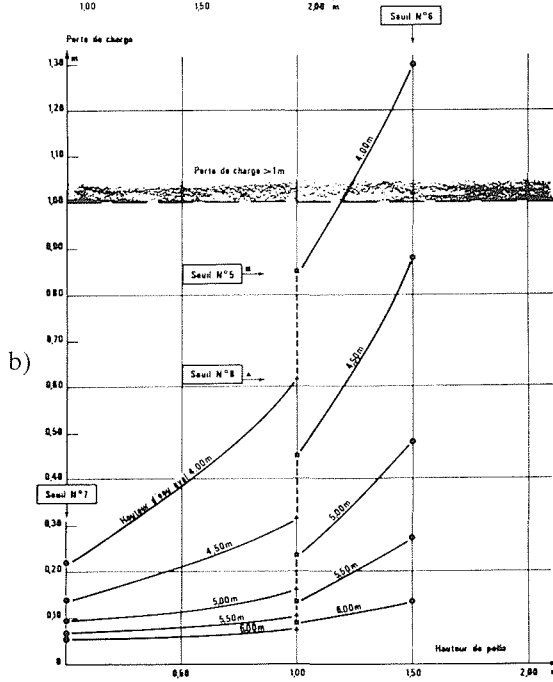




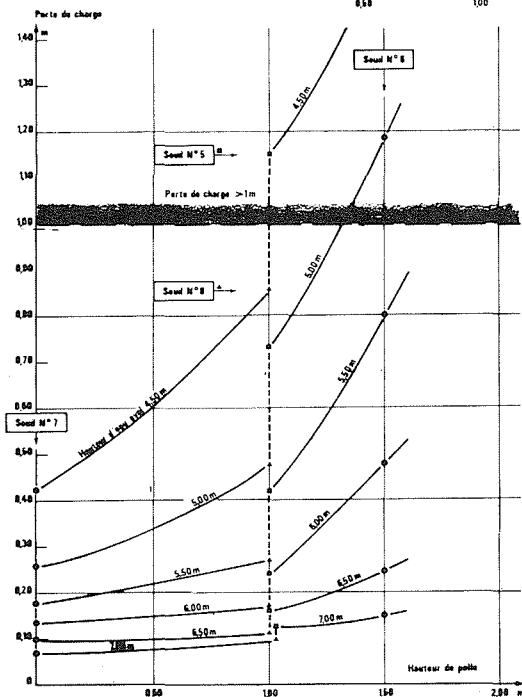
a)



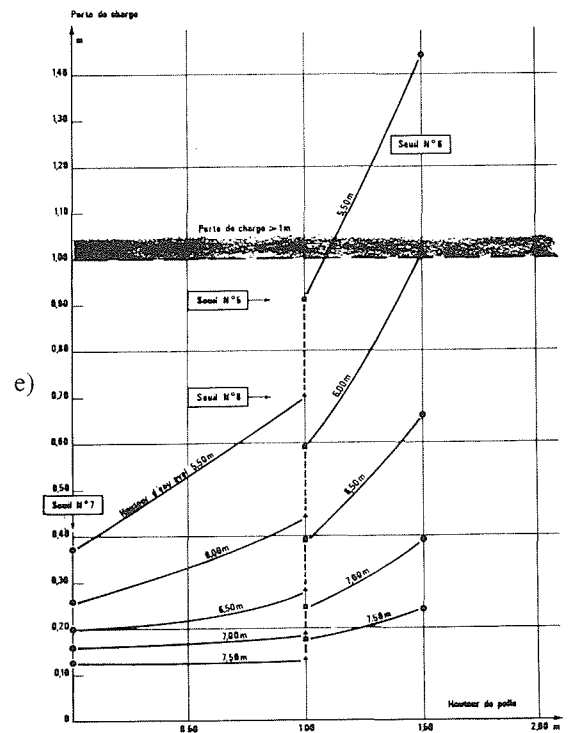
c)



b)



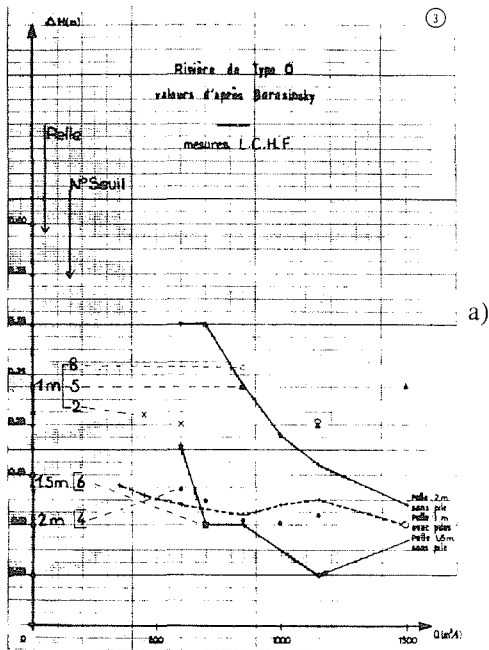
d)



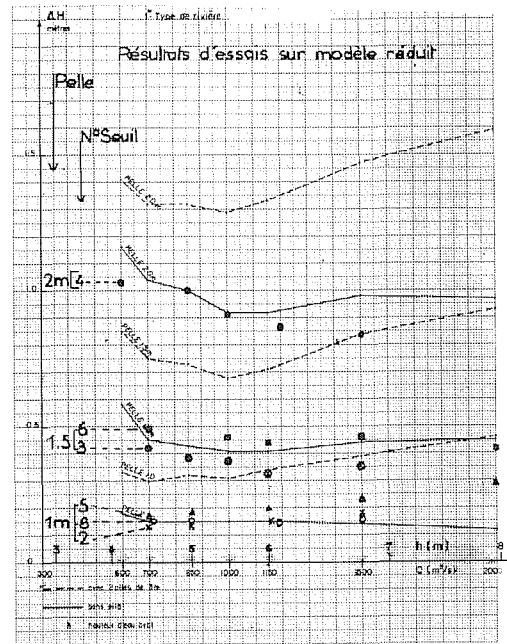
e)

Figure 8 – Relation “Perte de charge/ Hauteur de pelle/Hauteur d'eau aval” – Seuil avec vanne segment

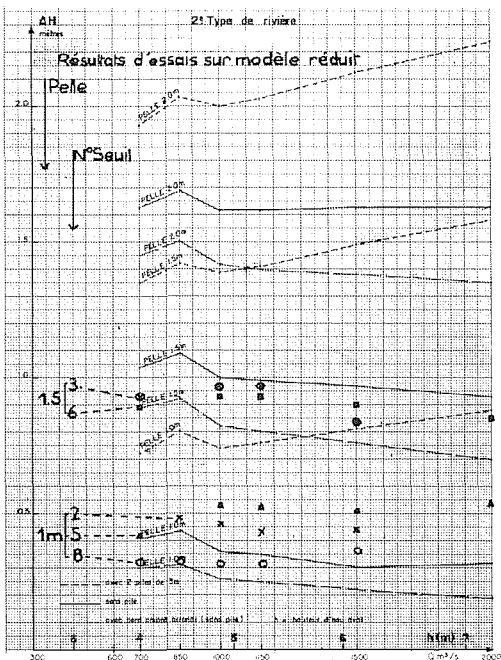
- a) débit $600 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) débit $850 \text{ m}^3/\text{s}$
- c) débit $1000 \text{ m}^3/\text{s}$
- d) débit $1150 \text{ m}^3/\text{s}$
- e) débit $1500 \text{ m}^3/\text{s}$



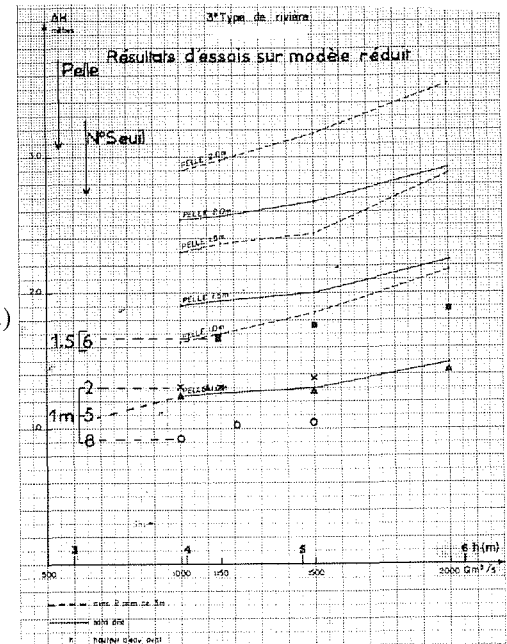
a)



b)



c)



d)

Figure 9 – Dénivelée de la ligne d'eau entre l'amont et l'aval – Seuils épais (d'après Beresinsky)
Les points représentent les résultats d'essais,

3.3.3. Conclusions et commentaires

Il est possible, à l'issue de cette 1^{ère} tranche d'étude, de faire certaines remarques et de formuler des informations importantes sur les caractéristiques des seuils étudiés.

a) Homogénéité des résultats

Les courbes Pertes de charge – Niveau aval – Débit sont établies pour un type de seuil donné et, de ce fait, sont homogènes.

Par contre, les courbes Pertes de charge – Hauteur de pelle – Niveau aval, pour un débit donné, ne sont pas tout à fait homogènes et comparables, car la hauteur de pelle n'est pas le seul paramètre variable du seuil. Les

profondeurs de bassins, longueurs des seuils, calages du bassin en altitude varient d'un seuil à l'autre.

Par suite, sur la figure 7, les valeurs correspondant à chaque type de seuil sont seules rigoureusement exactes, les courbes donnant des valeurs moyennes. Sur la figure 8 (seuils avec vannes-segment), on observe en plus deux familles de courbes décalées, le décalage étant dû à la différence de longueur de seuil entre les seuils 5 et 8, qui possèdent la même hauteur de pelle (1 m).

b) Comparaison avec les résultats de l'étude bibliographique

L'étude bibliographique a conduit à l'établissement des courbes représentées par la figure 9 sur lesquelles

les principaux résultats des essais sur modèle ont été reportés.

La comparaison de ces valeurs permet de faire les remarques suivantes :

- les résultats des calculs et des essais présentent des tendances assez cohérentes, malgré la dispersion constatée,
- pour les rivières “lentes” (1^{er} type), les écarts sont assez réduits, bien que pour les faibles pelles (1 m) et les débits élevés les calculs soient assez optimistes, c'est-à-dire donnent des pertes de charges plus faibles que celles déduites des essais,
- pour les rivières “rapides” (3^e type), les calculs fournissent au contraire des valeurs de perte de charge légèrement plus élevées que celles des essais,
- on ne distingue pas de différence bien nette entre les pertes de charges dues aux seuils à vannes-clapets et celles dues aux seuils à vannes-segment, dont les caractéristiques se rapprochent pourtant davantage des hypothèses de calcul.

c) Suggestions sur les dimensions à donner aux seuils

En examinant l'ensemble de ces résultats d'essais, il est possible de formuler les suggestions suivantes :

- les seuils n° 1 et n° 7, dont la hauteur de pelle est nulle, ont naturellement des pertes de charge très faibles et leurs dimensions (longueur, profondeur, peuvent être réduites aux valeurs minimales compatibles avec les caractéristiques des vannes ;
- les 3 autres seuils à vannes-clapets (n° 2, 3, 4), engendrent une perte de charge inférieure à 0,80 m pour tous les débits testés, à condition que les conditions de niveaux aval ne chassent pas le ressaut à l'aval du radier (fonctionnement à éviter) ;
- le seuil n° 2 (hauteur de pelle de 1 m, vanne-clapet), qui possède un radier très court, n'est acceptable que sur les rivières très “lentes” pour que le ressaut soit maintenu sur le radier. Pour les autres rivières ce radier est trop court ;
- le seuil à clapet n° 4, qui présente une hauteur de pelle élevée (2 m), n'engendre une perte inférieure à 1 m avec un écoulement correct, que s'il est situé sur une rivière à niveau aval très élevé, c'est-à-dire une rivière nettement plus “lente” que le type 1 ;
- les 4 seuils à vannes-segments (n° 5, 6, 7, 8) ont, avec les hypothèses d'essais, un fonctionnement hydraulique assez régulier, qui localise bien le ressaut dans le bassin de dissipation ;
- il est très intéressant de noter qu'entre les 2 seuils n° 5 et 8, qui ont la même hauteur de pelle (1 m), la perte de charge due au n° 8 est toujours nettement inférieure à celle du n° 5 qui présente un bassin plus long, toutes choses égales par ailleurs. Cela veut dire que, dans les conditions d'essais, c'est-à-dire avec les vannes totalement effacées, la longueur du radier n° 8 est tout à fait suffisante pour assurer un fonctionnement hydraulique correct ;
- le seuil n° 6 à forte hauteur de pelle (1,50 m) n'est pas à implanter sur les rivières à écoulement rapide engendrant un faible niveau aval ;
- il est à noter que les conditions d'essais choisies pour les seuils testés ne font pas apparaître clairement l'in-

fluence sur la perte de charge de l'enfoncement et de la profondeur du bassin. Par exemple, il est probable qu'une des raisons de la faible marge de fonctionnement correct du seuil n° 4 provienne du fait que son bassin aval est situé trop haut par rapport au lit de la rivière en aval.

- les enseignements fournis par ces essais seront certainement complétés et peut-être modifiés légèrement par les essais de la 2^e tranche de cette étude.

4. Deuxième partie. — Dimensionnement des aval-radiers en enrochements

4.1. Résultats de la recherche bibliographique

La recherche bibliographique a porté sur l'analyse du phénomène de la turbulence au niveau de l'aval-radier d'un seuil déversant [5] et sur les caractéristiques géométriques de l'affouillement qui en résulte [6], ainsi que sur la vitesse critique d'arrachement en lignes d'eau parallèles [7].

Nous ne retiendrons de cette recherche que la théorie de S.V. Isbach, et les travaux qui lui ont fait suite, pour les écoulements en lignes d'eau parallèles, et l'ensemble des études expérimentales sur les aval-radiers en enrochements.

4.1.1. Ecoulements en lignes d'eau parallèles

La théorie d'Isbach s'applique aux barrages en enrochements exécutés par lancement dans le courant. Isbach distingue deux vitesses critiques d'arrachement d'un enrochement de diamètre D sur un talus incliné de α sur l'horizontale :

- une vitesse minimale, V_{\min} , relative au glissement d'un enrochement sur le talus d'enrochements :

$$V_{\min} = k_c \pi \sqrt{D} \sqrt{\cos \alpha}$$

- une vitesse maximale, V_{\max} , relative au basculement hors de son logement d'un enrochement encastré dans le talus d'enrochement :

$$V_{\max} = k_b \pi \sqrt{D} \sqrt{\cos \alpha}$$

Dans ces formules,

- $\pi = \sqrt{2g \frac{\gamma^1 - \gamma}{\gamma}}$ est un coefficient caractéristique des propriétés du liquide et du matériau d'enrochement,
- g , l'intensité de la pesanteur,
- γ^1 et γ les masses volumiques respectivement de l'enrochement et de l'eau,
- k_c et k_b des coefficients fixes.

Les essais en laboratoire, effectués pour des enrochements de 5 à 35 kg ($V_{\min} < 2,65$ m/s et $V_{\max} < 3,60$ m/s), ont conduit Isbach à adopter pour k_c et k_b les valeurs suivantes :

$$k_c = 0,86$$

$$k_b = 1,20$$

En 1971, la S.G.T.E. a fait réaliser au Laboratoire National d'Hydraulique de Chatou des essais analogues à ceux d'Isbach, mais relatifs à des enrochements de tailles nettement supérieures (0,40 m à 1,60 m de diamètre, soit 87 kg à 5,55 t/bloc ; $\gamma = 2,6$ t/m³), triés et soigneusement disposés sur le talus.

Tableau I – Structure granulométrique pour les carapaces d’enrochement en fonction de la vitesse d’écoulement (d’après Neill).

Vitesse d’écoulement	Granulométrie conseillée
$V \leq 3$ m/s	avec $D_{100} < 450$ mm (135 kg) $D_{20} > 350$ mm (70 kg) $D_{50} > 300$ mm (35 kg) $D_{80} > 200$ mm (10 kg)
$V \leq 4$ m/s	avec $D_{100} < 750$ mm (700 kg) $D_{20} > 600$ mm (320 kg) $D_{50} > 500$ mm (180 kg) $D_{80} > 300$ mm (35 kg)
$V \leq 4,5$ m/s	avec $D_{100} < 1\ 200$ mm (2 300 kg) $D_{20} > 900$ mm (1 150 kg) $D_{50} > 750$ mm (680 kg) $D_{80} > 500$ mm (180 kg)

Les valeurs de k_c et k_b ainsi trouvées sont les suivantes :

$$k_c = 1,20$$

$$k_b = 1,55$$

Elles sont nettement supérieures à celles proposées par Isbach.

En 1946, Blanchet a proposé une théorie conduisant à une formule identique à celle d’Isbach (avec les mêmes valeurs des coefficients k_c et k_b), mais dans laquelle le coefficient π vaut :

$$\pi = \sqrt{2g \frac{\gamma^1}{\gamma}} \quad \left(\text{au lieu de } \pi = \sqrt{2g \frac{\gamma^1 - \gamma}{\gamma}} \text{ pour Isbach} \right)$$

ce qui fait jouer un rôle moins grand à la densité des enrochements.

4.1.2. Etudes expérimentales sur les aval-radriers en enrochements

En 1973, à l’issue de nombreux essais, Neill a proposé un graphe (Fig 10) donnant le diamètre équivalent des enrochements résistant à un courant de vitesse V_0 (au contact des enrochements) comprise entre 2 et 5 m/s.

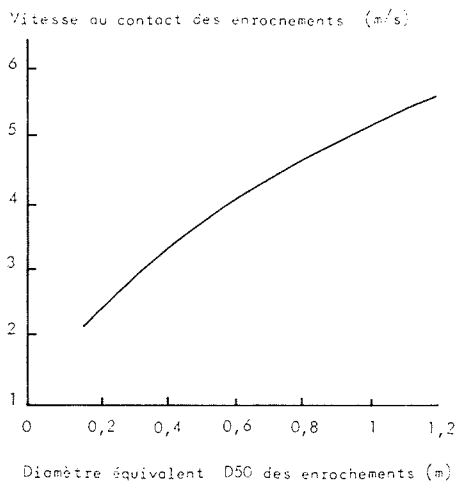


Figure 10 – Recommandations de Neill pour le dimensionnement des enrochements

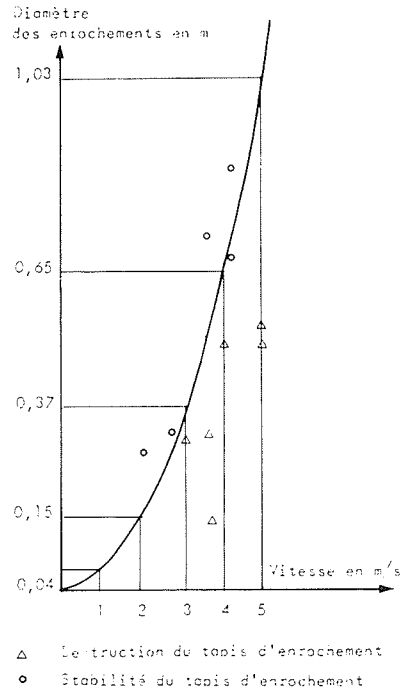


Figure 11 – Dimensionnement des enrochements en aval d’un radier (d’après Bureau of Reclamation 1963)

Neill propose aussi la structure granulométrique du Tableau I pour les carapaces d’enrochements.

En 1963, le U.S. Bureau of Reclamation a procédé à la compilation de mesures en nature relatives à la stabilité où à l’instabilité d’aval-radriers d’ouvrages existants. Le résultat est la courbe de la figure 11 qui donne le diamètre des enrochements ($\gamma_1 = 2,65$ t/m³) en fonction de la vitesse V_0 (au contact des enrochements).

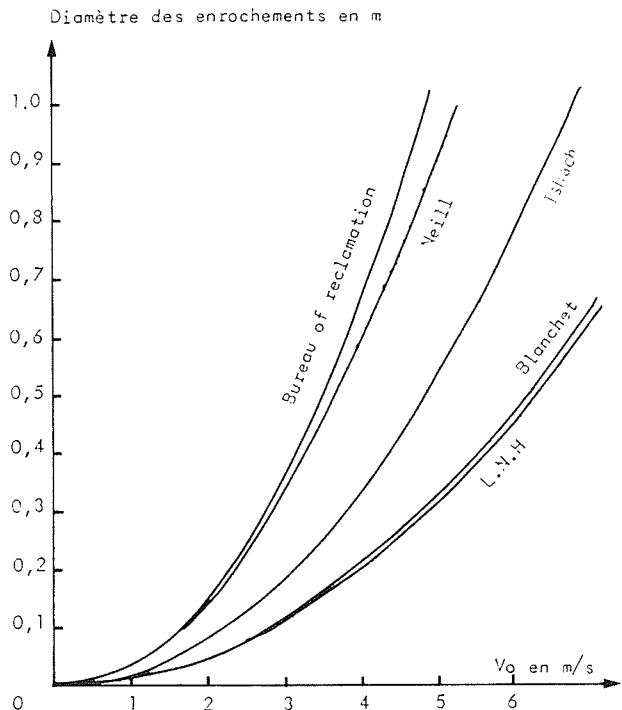


Figure 12 – Courbes de stabilité du tapis d’enrochement (relatif à des blocs encastrés de $\gamma = 2,65$ t/m³)

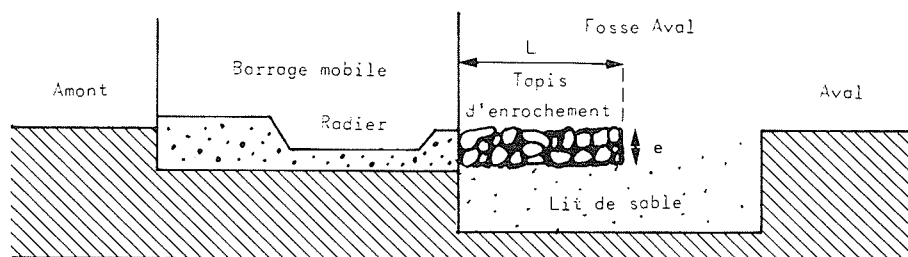


Figure 13 – Dispositif expérimental pour tester la stabilité des tapis d'enrochement

4.1.3. Conclusion

Aucune des études du paragraphe 4.1.1. ne correspond véritablement au domaine qui nous intéresse ici ; nous les avons cependant conservées, et avons joint leurs résultats à ceux des études du paragraphe 4.1.2. sur les courbes de stabilité (relatif à des blocs encastrés, de $\gamma_1 = 2,65 \text{ t/m}^3$) (Fig. 12).

On constate que les courbes de Neill et du Bureau of Reclamation coïncident à peu près, de même que les courbes LNH et de Blanchet ; d'autre part, on passe des unes aux autres par une homothétie sur les vitesses, de rapport 1,76 (ou $\frac{1}{1,76} = 0,57$) ; cette homothétie revient à considérer que les courbes LNH et de Blanchet sont relatives à des écoulements en lignes d'eau parallèles, où la vitesse reste voisine de la vitesse moyenne, tandis que sur un aval-radier, la vitesse peut atteindre 1,76 fois la vitesse moyenne en aval⁽³⁾. En effet, comme on rentre dans les graphes avec la vitesse moyenne en aval, il importe que le diamètre des blocs retenus corresponde à une vitesse qui à leur contact est égale à 1,76 fois la vitesse aval.

Par contre, la courbe d'Isbach, relative à des enrochements lancés dans le courant, paraît moins intéressante pour notre domaine d'étude (où les blocs sont soigneusement disposés) ; elle conduit à des enrochements nettement plus importants que les courbes LNH et de Blanchet.

4.2. Essais sur modèle réduit

4.2.1. Présentation des essais

Le modèle est celui décrit dans la première partie de cette étude.

Seuls les seuils à vannes-clapets n° 1 et 2 (pelles 0 et 1 m) et les seuils à vannes-segments 5, 7 et 8 (pelles 1 m, 0 m et 1 m) ont été essayés et ce pour des débits variant de 100 à 1 500 m³/s.

Les clapets des seuils 1 et 2 ont été manoeuvrés de manière à maintenir le plus longtemps possible à l'amont une hauteur d'eau de 3 m sur le fond de la rivière ; pour les vannes-segments des seuils 7 et 8, la hauteur d'eau à tenir à l'amont était de 5 m ; le seuil 5 a été équipé d'une vanne-segment avec clapet-déversant, et devait retenir une hauteur d'eau de 6 m.

(3) Cette démarche est analogue à celle retenue pour les projections de piles de pont, où il est habituel de retenir la formule d'Isbach (enrochements lancés dans le courant), avec une vitesse double de la vitesse moyenne du courant.

Tant qu'une perte de charge créée par les vannes était nécessaire au maintien de ces cotes d'exploitation, les ouvertures des vannes n'ont été que partielles ; les ouvertures étaient symétriques sur les trois passes, sauf pour certains essais avec les seuils 2, 5 et 8. Lorsque le niveau amont au passage du seuil dépassait ces cotes, les vannes étaient totalement effacées.

Trois types de tapis d'enrochements ont été testés :

- $L = 5 \text{ m}$ $e = 1 \text{ m}$ $D = 30 \text{ à } 40 \text{ cm}$ $P = 60 \text{ kg}$
- $L = 10 \text{ m}$ $e = 1 \text{ m}$ $D = 40 \text{ à } 50 \text{ cm}$ $P = 120 \text{ kg}$
- $L = 10 \text{ m}$ $e = 1,5 \text{ m}$ $D = 60 \text{ à } 80 \text{ cm}$ $P = 400 \text{ kg}$

Le massif était constitué de silex ($\gamma_1 = 2,65 \text{ t/m}^3$) ; le dispositif expérimental se présentait comme indiqué par la figure 13.

Chaque type d'écoulement a été testé pendant une demi-heure modèle⁽⁴⁾ ; la durée a été portée à 1 h ou 1 h 30 mn modèle⁽⁵⁾ pour les cas critiques (limite de stabilité). En cas d'instabilité du tapis testé, l'essai a été repris avec un tapis de caractéristiques immédiatement supérieures.

4.2.2. Résultats

En premier lieu les résultats des essais ont été reportés sur le graphe de stabilité résultant de l'étude bibliographique en retenant pour V la vitesse moyenne à l'aval du modèle (et non au contact du tapis d'enrochements). (Fig. 14).

Pour chaque seuil, les résultats complets figurent sous forme des abaques de stabilité (Fig. 15).

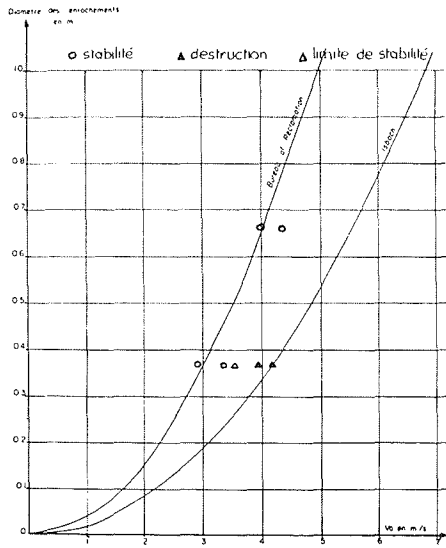
Les abaques de stabilité ont été gradués en débit, hauteur d'eau aval et coefficient $K\sqrt{i}$ de la rivière considérée ; bien entendu, deux quelconques de ces trois paramètres seulement sont nécessaires pour rentrer dans l'abaque (le 3^e s'en déduit), qui indique alors celui des 3 tapis testés qui s'est avéré stable. Pour cela, l'abaque a été divisé en zones par des traits pleins gras ; les zones délimitées par des traits pointillés correspondent au dimensionnement nécessaire de l'aval-radier en cas d'ouvertures dissymétriques des vannes.

4.2.3. Comparaison des essais et des résultats de la recherche bibliographique

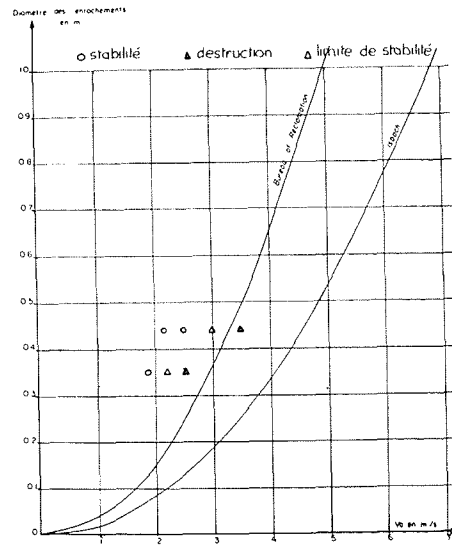
On constate sur les courbes de stabilité (Fig. 14) que :
a) les essais recoupent de façon assez satisfaisante les résultats de Neill et du Bureau of Reclamation ainsi que

(4) Soit 3 h nature environ

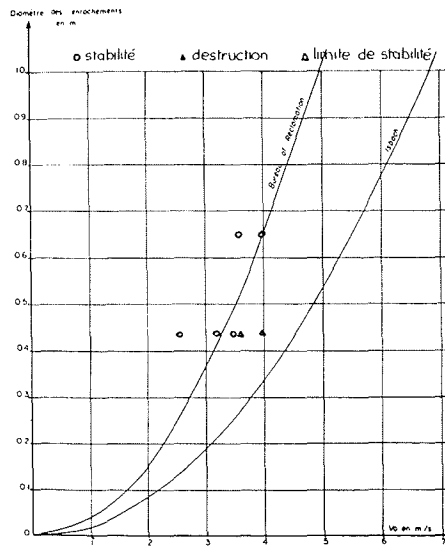
(5) Soit 6 à 9 h nature environ



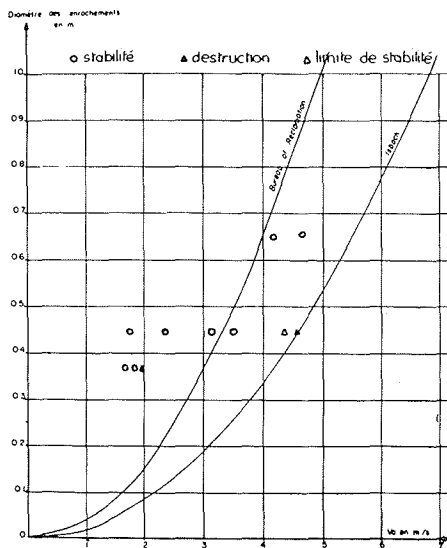
a) seuil n° 1 – Pelle de 0 m



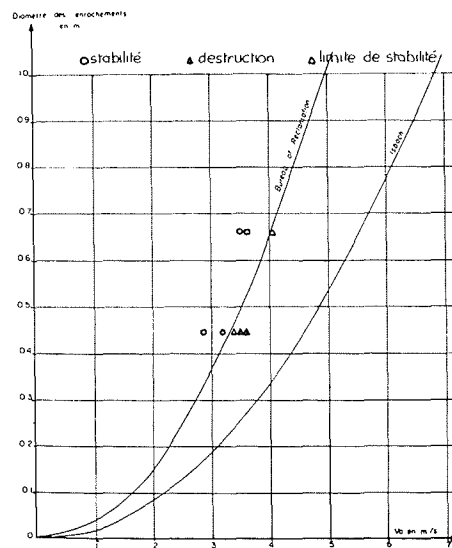
b) seuil n° 2 – Pelle de 1 m



c) seuil n° 5 – Pelle de 1 m



d) seuil n° 7 – Pelle de 0 m



e) seuil n° 8 – Pelle de 1 m

Les points représentent les résultats d'essais

Figure 14 – Courbes de stabilité

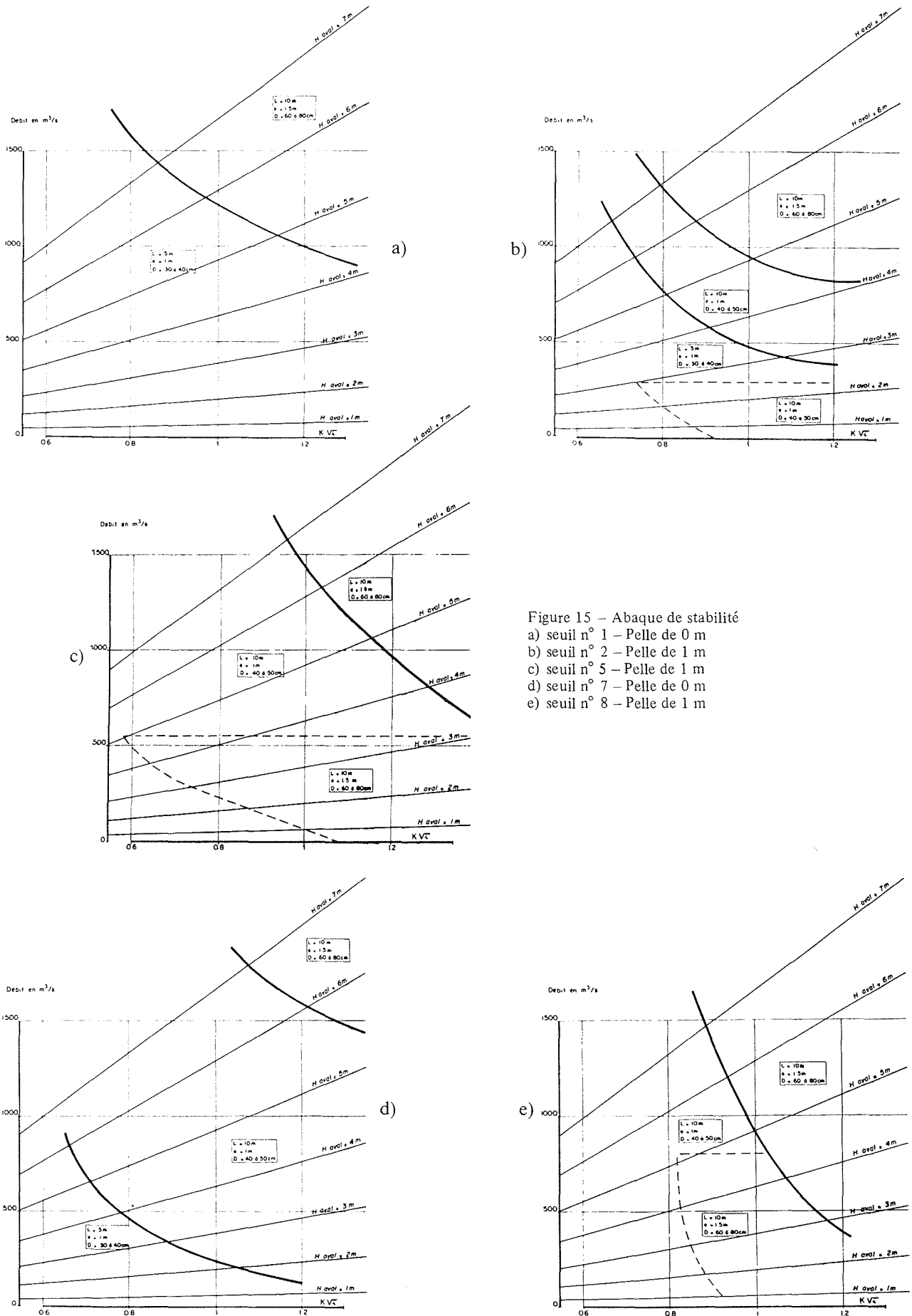


Figure 15 - Abaque de stabilité
 a) seuil n° 1 - Pelle de 0 m
 b) seuil n° 2 - Pelle de 1 m
 c) seuil n° 5 - Pelle de 1 m
 d) seuil n° 7 - Pelle de 0 m
 e) seuil n° 8 - Pelle de 1 m

ceux de LNH et de Blanchet par une homothétie des vitesses dans le rapport 0,57.

b) De plus, il faut rappeler que, dans le cas de seuils munis de cavalier aval, l'écoulement à la sortie de la partie bétonnée n'est pas parallèle au tapis, mais décolle vers le haut. Il en résulte donc que les blocs situés sous ce décollement sont soumis à une sous-pression tendant à les soulever. Pour obtenir un tapis stable à cet endroit il est nécessaire d'avoir des blocs plus gros que ceux correspondant à la même vitesse d'écoulement.

c) Pour une longueur du massif $L = 5$ m les résultats américains ne sont plus fiables. Ce qui démontre bien la nécessité de tenir compte de ce paramètre "longueur".

4.2.4. Règles de prédimensionnement

Les abaques de stabilité fournissent une réponse immédiate au projecteur quant au prédimensionnement (diamètre des enrochements, mais aussi épaisseur et surtout longueur du tapis) des tapis stables à l'aval d'un radier donné.

Il faut toutefois remarquer que des tapis de caractéristiques plus faibles auraient peut-être pu être retenus lorsque la stabilité obtenue lors des essais a été très bonne ; mais comme le tapis doit résister à toute une plage de débits, il doit résister en particulier aux plus agressifs d'entre eux, pour lesquels la stabilité peut être limite.

Ainsi, pour le seuil n° 8, sur une rivière de $K\sqrt{i}$ inférieur à 0,8 et des débits n'excédant pas 1 500 m³/s, le tapis (10 m, 1 m, 40-50 cm) convient, et on peut se demander si le tapis (5 m, 1 m, 30-40 cm) n'aurait pas lui aussi convenu.

Pour ce même seuil, soumis aux mêmes débits, mais avec $K\sqrt{i}$ supérieur à 0,8, le tapis (10 m, 1 m, 40-50 cm) ne convient plus (instabilité à partir de 300 à 1 500 m³/s, selon $K\sqrt{i}$), et il faut passer au tapis (10 m, 1,5 m, 60-80 cm).

En résumé, il faut rentrer dans les abaques de stabilité avec la crue la plus agressive (c'est-à-dire la plus forte) à prendre en compte, ou "crue de projet" (crue centenaire sur les voies navigables). Lorsqu'on se situe alors assez loin de la limite de stabilité du tapis préconisé par l'abaque, on peut admettre une légère réduction des caractéristiques de ce tapis. Lorsque des écoulements dissymétriques sont prévus aux faibles débits (par exemple en cas de batardage d'une passe), ils doivent être pris en compte, car ils peuvent être plus agressifs que la crue de projet. Enfin, les formes de radiers et les conditions d'exploitation des barrages projetés pouvant différer sensiblement de celles retenues ici, les abaques ne peuvent guère fournir qu'un prédimensionnement-

un modèle réduit de l'ouvrage est le plus souvent indispensable pour arrêter précisément les caractéristiques de l'aval-radier.

4.2.5. Conclusions pratiques générales

L'examen des divers résultats des essais permet de préciser certaines informations pratiques quant à la mise en place d'un barrage mobile en rivières navigables.

– Pour chacun des seuils, le dimensionnement du tapis de protection de l'arrière radier se fera à partir des abaques en tenant compte du type de rivière et de la crue de projet de l'ouvrage.

– Les seuils n° 1 et 7 de hauteur de pelle nulle sont acceptables pour les différents types de rivière envisagés, les pertes de charge occasionnées par ces seuils avec piles étant toujours inférieures à 1 m. Ces seuils occasionnent les pertes de charge les plus faibles.

– Les seuils n° 5 et 8 ayant une hauteur de 1 m ne sont acceptables que pour les rivières les plus lentes à savoir types 0, 1 et pour une rivière de type 2 dans le cas où le débit ne dépasse pas 1 000 m³/s. Dans le cas de crue supérieure à ces 1 000 m³/s pour un type 2 de rivière, les pertes de charge causées par l'ouvrage hydraulique sont supérieures à 1 m.

– Le seuil n° 2 d'une hauteur de pelle de 1 m n'est acceptable que pour les types 0 et 1 de rivière. Pour le type 2 le ressaut est rejeté en aval du radier (fonctionnement inacceptable) à partir de 450 m³/s.

– L'ouverture dissymétrique des vannes, clapets (seuils n° 1 et 2) est acceptable moyennant notamment pour le seuil n° 2 une modification du tapis d'enrochements aval. Cette même manœuvre dissymétrique entraîne au niveau des seuils n° 5, 7 et 8 (vannes segments) et cela à partir d'un certain débit, un écoulement peu satisfaisant – formation d'un double ressaut – le deuxième ressaut étant rejeté à l'aval du radier. Cependant ce type de fonctionnement ne cause pas forcément la destruction du massif aval dans la mesure où celui-ci a été dimensionné en conséquence.

– Les essais ont été effectués avec des blocs d'une granulométrie assez serrée. Dans la pratique, on peut accepter un rapport des poids, entre le plus gros et le plus petit, de 3 ou 4, c'est-à-dire un rapport des diamètres de 1,4 à 1,6. Le D_{50} doit naturellement correspondre à la valeur moyenne.

– Le plus souvent, le tapis d'enrochements devra être posé sur une couche de petits galets d'une granulométrie intermédiaire avec le matériau constitutif du lit, afin que les gros blocs ne s'enfoncent pas ou que les éléments très fins ne soient pas arrachés.

Bibliographie

- [1] BERESINSKY A.R. – *Débit des déversoirs à seuil épais*. Moscou, 1950.
 [2] Discharge characteristics of broad crested weirs – Circular 397 – Geological Survey – U.S. Department of Interior – Washington 1957.
 [3] Some hydraulic features on the square edged broad crested weir – Water services – pages 354-358 – Octobre 1974.

- [4] SINGER J. – *Square edged broad crested weir as a flow measurement device-water and water engineering*. 28 – n° 820, pages 229 à 235, Juin 1964.
 [5] Etudes de GRUAT et PICHON. – AIRH, 1971.
 [6] Formules de MEYER-PETER (1949), SCHOKLITSCH (1951), COLARIC, PICHON et SANANES (1967).
 [7] Formules de BRAHMS (1753) et AIRY (1834), VELIKANOV (1955), LEVI (1948), DURAND et CANDOLIOS (1953), HJUSTROM (1939).

Discussion

Président : M. C. BOCQUILLON

M. le Président. — Merci M. BOULOC. Avez-vous des questions à poser à M. BOULOC sur ces résultats ?

M. SELMI. — Je voudrais savoir où était mesuré le niveau qui donne la hauteur aval ?

M. BOULOC. — Le niveau aval était mesuré sur le modèle à environ 1 mètre à l'aval de l'extrémité du radier, soit nettement à l'aval de toute la turbulence qui pouvait avoir lieu dans le ressaut.

M. UAN. — La stabilité du tapis d'encrochements que vous mettez à l'aval dépend en particulier du redan qui se trouve à l'aval de votre bassin de dissipation. Votre schéma n° 2 ne donne aucune indication sur la hauteur de ce redan. Pensez-vous que les abaques que vous donnez sont valables pour n'importe quelle hauteur ?

M. BOULOC. — Non. Il est bien évident que ces résultats ne sont valables que pour les 8 types de seuils qui ont été essayés. Il est clair qu'il existe un certain nombre de paramètres, que nous n'avons pas fait varier puisqu'ils constituent les caractéristiques fixes des 8 types d'ouvrages à étudier, qui pourraient faire l'objet d'un complément d'étude. Le redan en particulier et toutes ses caractéristiques (pente, hauteur par rapport à la rivière et, corrélativement, profondeur de la fosse associée) influencent très fortement la taille des blocs, qui peuvent être pris dans des phénomènes d'aspiration et de sous-pression. Ces phénomènes parfois peuvent conduire à doubler la taille des blocs.

M. le Président. — Pas d'autre question ? Merci M. BOULOC. Nous allons maintenant passer au dernier sujet qui concerne donc les problèmes de dévasage des ouvrages de prise et de rejet dans l'estuaire de la Gironde. MM. LAURENT, RICCO, DAVESNE. Vous avez la parole.