

UNIVERSITÉ DE LIÈGE

Faculté des Sciences Appliquées

Ferdinand CAMPUS

Professeur ordinaire à l'Université de Liège

COURS D'
HYDRAULIQUE APPLIQUÉE
FLUVIALE ET MARITIME

Fascicule III.

Université de Liège
BST - Sciences Appliquées et Mécatronique
1, Chemin des Chevreuils ; B.
B-4000 LIEGE

3^{me} Section : **Cours d'eau naturels**

4^{me} Section : **Notions d'hydrographie et d'hydrométrie**

1962

Copyright 1961 by F. Campus.

Tous droits de reproduction et de traduction réservés.

Reproduction et traduction même partielles ne sont permises qu'avec autorisation écrite de l'auteur.

SOCIÉTÉ COOPÉRATIVE DE L'A. E. E. S.

9, rue Sœurs de Hasque, LIÈGE

3° SECTION

COURS D'EAU NATURELS

CHAPITRE XIV

CRUES DES COURS D'EAU

1.- GENERALITES

Les cours d'eau naturels présentent périodiquement des crues, c'est-à-dire des augmentations considérables et prolongées de débit, suivies de décrues. Il peut y avoir aussi des crues accidentelles, généralement faibles et de courte durée.

Le phénomène est progressif mais, par suite de sa durée, il constitue un véritable régime variable, d'ailleurs très complexe, à cause de la variation continue du débit. Strictement, un cours d'eau naturel est toujours en régime variable, les hauteurs d'eau, les vitesses et les débits changeant plus ou moins constamment. Mais, en dehors des crues, ces variations sont généralement assez lentes et les fluctuations assez faibles pour que l'on puisse toujours admettre que le mouvement permanent est établi, $\frac{du}{dt}$ étant vraiment négligeable. Même lors des fortes crues, les diverses dérivées, telles que $\frac{du}{dt}$, $\frac{dh}{dt}$ etc... sont très faibles par rapport à u et à h , dont on peut d'ailleurs enregistrer l'onde.

Les crues dépendent du régime des cours d'eau et de leur alimentation. Leur production est très complexe. Outre les précipitations, les eaux de fusion et de ruissellement, l'évaporation, l'infiltration et les eaux souterraines exercent aussi une certaine influence. L'étude du régime variable des crues est aussi très compliquée du fait que la loi de variation du débit est inconnue et complexe. Par suite des débordements, la configuration du lit peut se modifier considérablement et des volumes d'eau peuvent être soustraits plus ou moins temporairement du débit. Enfin, il y a les apports latéraux, principalement ceux concentrés dans les affluents, dont les crues peuvent être décalées par rapport à celles du cours d'eau principal et qui peuvent troubler considérablement le phénomène.

Pour une crue donnée, phénomène naturel aléatoire, on ne peut procéder qu'à une analyse à postériori, pour autant que l'on ait procédé à l'enregistrement aussi continu que possible d'un nombre suffisant d'éléments caractéristiques de la crue en un nombre suffisant de points d'observation, pour que cette analyse soit rendue possible.

L'étude théorique très générale qui suit, est essentiellement qualitative et se borne à mettre en évidence les principes de l'analyse et les caractères principaux du phénomène, susceptible de permettre déjà certaines conclusions.

2.- COURBE DES DEBITS DE L'ONDE DE CRUE

Dans un phénomène aussi complexe qu'une crue, l'observation doit nécessairement servir de base au raisonnement.

Les observations limnimétriques, par échelles ou fluviographes, permettent, en un point d'un cours d'eau, de relever la variation des profondeurs en fonction du temps. On peut ainsi connaître la courbe limnimétrique de crue

$$(H + h) = f(t)$$

en ce point.

Par la courbe limnimétrique des débits

$$Q = \varphi(H+h)$$

correspondante, on peut obtenir au point considéré $Q = F(t)$, comme il est indiqué au chapitre suivant, mais d'une manière approximative seulement, car en régime de crue, la fonction $Q(H+h)$ n'est pas strictement applicable en principe, comme il est montré plus loin.

On obtient (fig. 1), une courbe des débits telle que $O_1A_1B_1$ pour le point x_1 , se raccordant à l'horizontale du débit supposé constant avant et après la crue.

Les mêmes observations faites au point x_2 donnent une autre courbe, en sorte que, à vrai dire,

$$Q = F(x,t)$$

Sur le diagramme, pour des mêmes temps t , nous aurons donc plusieurs courbes $O_1A_1B_1$, $O_2A_2B_2$, figurées pour des points x_1 , x_2 , etc...

La propagation de la crue se fait de l'amont vers l'aval, x_2 est à l'aval de x_1 . Il en résulte qu'à l'origine O_2 de la crue en x_2 correspond un temps $t_2 > t_1$ du début de la crue en x_1 , s'il n'existe pas d'affluent entre x_1 et x_2 .

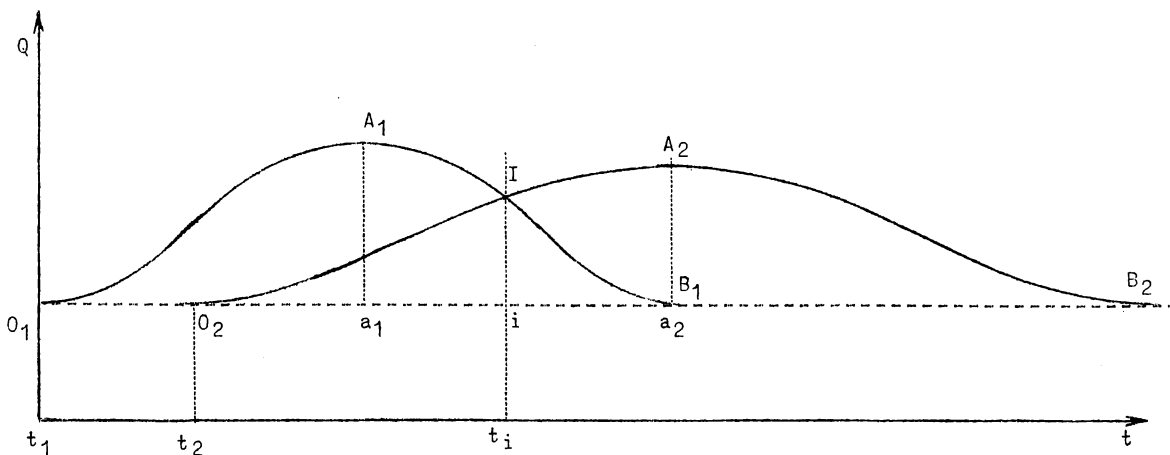


Fig. 1.

En outre, on constate généralement qu'en avançant vers l'aval, l'onde de crue s'allonge ($O_2B_2 > O_1B_1$), mais qu'en même temps son amplitude diminue ($a_2A_2 < a_1B_1$), dans l'hypothèse qu'aucun apport ou départ latéral ne s'effectue entre x_1 et x_2 . La surface de la courbe des débits est alors constante. Cette surface représente en effet le volume total de la crue, car

$$\int Q \cdot dt = \int \omega \cdot u \cdot dt = \int \omega \cdot dx = V .$$

Ce volume est constant, puisqu'il n'y a ni apport ni départ latéral entre x_1 et x_2 .

En réalité, ce sont là des conditions théoriques simplifiées, qui supposent non seulement l'absence de tout apport ou départ latéral, mais encore un lit régulier à section progressivement croissante sans débordement, une crue à croissance et décroissance progressives et à maximum unique, précédée et suivie d'un régime permanent à débit constant.

Les deux courbes de débit se coupent au point I. Il en résulte que :

$$\text{aire } O_1A_1I_1O_2 = \text{aire } I_1A_2I_2B_2B_1$$

Or, $\text{aire } O_1A_1IO_2 = \text{aire } O_1A_1Ii - \text{aire } O_2Ii.$

c'est-à-dire la différence des volumes ayant passé depuis le début de la crue par les sections x_1 et x_2 , c'est donc le cube maximum emmagasiné entre x_1 et x_2 . Ce cube est d'autant plus grand que I est plus bas et plus I est bas, plus a_2A_2 est petit.

Donc l'amplitude de la courbe des débits de crue décroît d'autant plus à l'aval que la capacité d'emmagasinement du cours d'eau est plus grande.

Cette constatation est évidente, elle est cependant essentielle et bien des crues calamiteuses sont dues à la réduction de l'emmagasinement par endiguement.

Il résulte de la figure 1 et de la 1ère égalité que le volume emmagasiné entre deux sections alimente la période descendante de la crue à travers la section d'aval.

3.- FLUCTUATIONS DE LA CRUE ET DES CELERITES.

Les hypothèses du paragraphe précédent sont conservées.

En un point, on a : $Q = Q(x, t)$
 $\omega = \omega(x, t)$

Si u est la vitesse moyenne, on a

$$Q = \omega \cdot u .$$

Enfin, la vitesse de propagation est :

$$\frac{dx}{dt} = V_Q = \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial \omega}{\partial t}} \quad (1)$$

(chapitre XIII, par. 2).

Cette formule dérive de
$$V_Q = - \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial Q}{\partial x}}$$

qui est générale, mais tient compte des hypothèses admises, selon lesquelles l'équation de continuité est

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

[chapitre XIII, par. 1, (151)]

Au point A de la courbe des débits, à tangente horizontale,

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 0 ,$$

il correspond au maximum de débit dans la section envisagée.

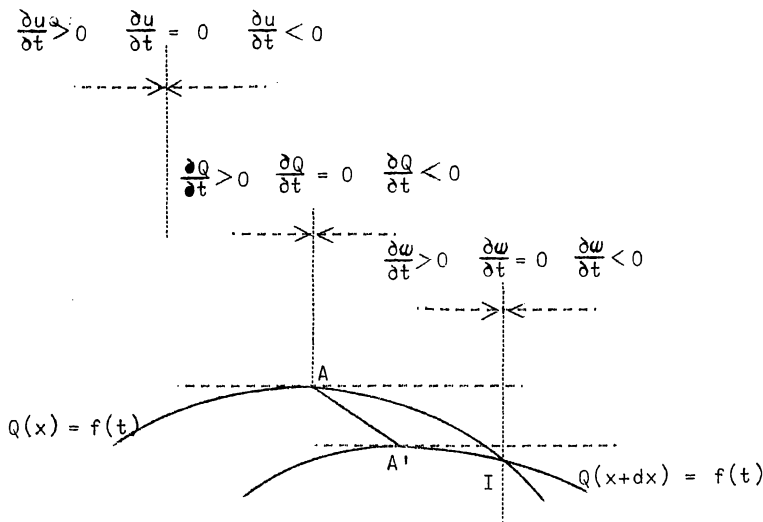


Fig. 2.

Considérons la courbe des débits dans la section infiniment voisine vers l'aval (fig. 2). Le sommet A' est en dessous et à droite de A, AA' est un élément de tangente au lieu des points A et a une inclinaison finie et négative. Les deux courbes se rencontrent donc en I à droite de A et le débit y est commun, donc

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 .$$

En vertu de l'équation de continuité, il en résulte que

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = 0 ;$$

donc I correspond au maximum de la section, c'est-à-dire de la hauteur. Par conséquent, pour le maximum de débit en A, ω est encore croissant.

Donc $\frac{\partial \omega}{\partial t} > 0$ et $\frac{\partial Q_{\max}}{\partial x} < 0$.

Donc le débit maximum décroît bien de l'amont vers l'aval ainsi qu'il est indiqué ci-dessus. C'est une simple conséquence des hypothèses faites et de l'équation de continuité.

$$\text{Enfin} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} = \omega \cdot \frac{\partial u}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial \omega}{\partial t} \quad (3)$$

$$\text{ou} \quad \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{\omega} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{u}{\omega} \frac{\partial \omega}{\partial t} \quad (4)$$

Pour que $\frac{\partial u}{\partial t}$ soit nul, il faut que $\frac{\partial Q}{\partial t}$ et $\frac{\partial \omega}{\partial t}$ soient de même signe, ce qui ne peut se produire qu'avant A ou après I. Or, u décroît de A vers I, puisque le débit décroît alors que ω croît encore.

D'ailleurs, en A : $\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$ et $\frac{\partial \omega}{\partial t} > 0$, donc $\frac{\partial u}{\partial t}$ est négatif, u décroît

déjà. Donc le maximum de u doit précéder A. Les trois maxima de vitesse moyenne, de débit et de hauteur se succèdent dans l'ordre, mais avec un certain décalage.

Donc, en principe, le débit d'un cours d'eau en crue n'est pas le même en période ascendante et en période descendante pour une même hauteur.

La vitesse moyenne décroît déjà alors que le débit croît encore et le débit décroît avant que la hauteur ait atteint son maximum. La vitesse moyenne est donc déjà réduite lors du maximum de hauteur de la crue. Pour une même hauteur aux échelles, le débit a des valeurs différentes suivant que l'eau monte ou descend; la courbe limnimétrique des débits du régime permanent n'est pas applicable rigoureusement en temps de crue. Par exemple, la hauteur correspondant au point A du maximum de débit se reproduit nécessairement après le point I du maximum de montée et donc avec un débit moindre.

Pendant la période ascendante, la vitesse moyenne s'accélère et il en résulte une tendance à l'uniformisation des vitesses. En période descendante, la vitesse moyenne diminue et il en résulte des écarts plus considérables. Les jaugeages ou évaluations des débits en temps de crue sont de ce fait rendus malaisés.

La célérité d'un débit Q de la crue est

$$V_Q = \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial \omega}{\partial t}} = u + \omega \cdot \frac{\frac{\partial u}{\partial t}}{\frac{\partial \omega}{\partial t}} \quad (5)$$

La variation que définit cette formule doit être bien comprise. Il ne s'agit pas d'une variation dans une section déterminée fixe, mais d'une variation qui accompagne un débit constant dans son déplacement de l'amont vers l'aval à travers un grand nombre de sections successives, dans les

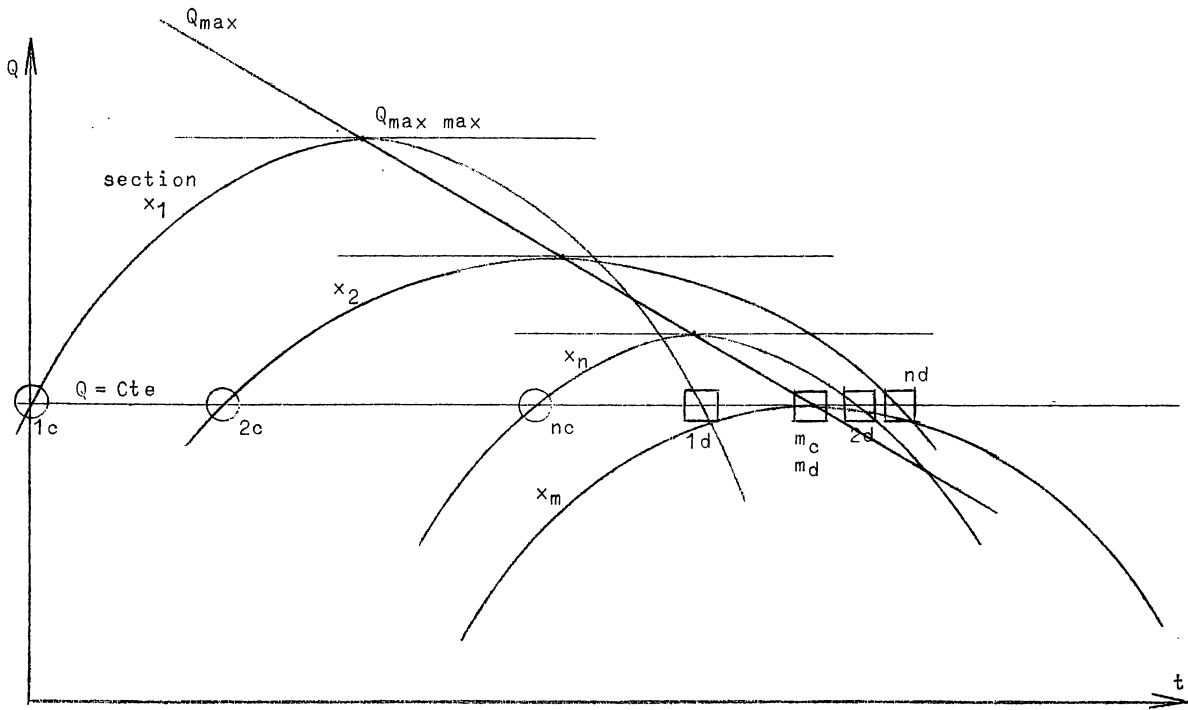


Fig. 3.

circonstances définies par les hypothèses faites et l'équation de continuité correspondante (2). Le débit Q considéré est nécessairement compris entre le débit permanent initial et final Q_0 , avant et après la crue, et le débit $Q_{\max \max}$ maximum maximorum qui se produit dans une certaine section d'abscisse x_1 considérée comme origine du mouvement à volume constant défini au paragraphe 2 (fig. 3).

Ce débit constant Q ne peut se propager plus loin qu'une certaine section d'abscisse x_m dans laquelle le débit Q est précisément le débit maximum. Dans cette section,

$$\left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right)_Q = 0 \quad \text{et} \quad V_Q = 0,$$

ce qui signifie que le débit Q ne se produit plus et donc ne se propage plus en aval. Il faut alors considérer les célérités V_{Q_c} pendant la crue et V_{Q_d} pendant la décrue.

Pendant la crue, $\frac{\partial u}{\partial t}$ et $\frac{\partial w}{\partial t}$ étant positifs, $V_{Q_c} > u$. Cependant, il arrivera dans une certaine section x_u que $\left(\frac{\partial u}{\partial t}\right)_Q = 0$. Dans cette section, $V_{Q_c} = u$. Entre x_u et x_m ,

$$\frac{\partial u}{\partial t} < 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial w}{\partial t} > 0, \quad V_{Q_c} < u$$

et tend vers 0 en x_m .

Pour ce qui est de la célérité V_{Q_d} pendant la décrue, dans les sections assez éloignées de x_m , $\frac{\partial u}{\partial t}$, $\frac{\partial \omega}{\partial t}$ et $\frac{\partial Q}{\partial t}$ sont < 0 , V_Q est positif et même $> u$. Mais dans les sections assez voisines de x_m , V_{Q_d} peut correspondre à une valeur comprise entre les points A et I de la courbe locale (de variation de Q en fonction de t), d'où $\frac{\partial u}{\partial t} < 0$, $\frac{\partial Q}{\partial t} < 0$, $\frac{\partial \omega}{\partial t} > 0$ et

$$V_{Q_d} = \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial \omega}{\partial t}} < 0 ;$$

le débit Q ne s'est pas encore produit à la décrue dans une section en amont, mais s'y produira plus tard (fig. 3).

Plus le débit Q est petit ($Q_0 < Q < Q_{\max \max}$), plus le parcours $x_0 x_m$ est grand. Si $Q = Q_{\max \max}$, $x_m = x_1$ et le parcours est nul. Si $Q = Q_0$, le parcours est maximum et les vitesses de propagation sont mathématiquement indéterminées.

La célérité du débit maximum est celle qui correspond à $\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$. Différentions cette équation.

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial t \cdot \partial x} \cdot \frac{dx}{dt} + \frac{\partial^2 Q}{\partial t^2} = 0$$

d'où

$$V_{Q_m} = \frac{dx}{dt} = \frac{-\frac{\partial^2 Q}{\partial t^2}}{\frac{\partial^2 Q}{\partial t \cdot \partial x}} > 0 \quad (6)$$

Cette célérité n'est pas celle d'un débit donné constant, mais du maximum variable.

Celle du maximum de montée correspond à $\frac{\partial \omega}{\partial t} = 0$ et, d'après le même calcul vaut

$$V_{\omega_m} = -\frac{\frac{\partial^2 Q}{\partial x \cdot \partial t}}{\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}} > 0 \quad (7)$$

En effet,

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = -\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 ,$$

donc

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial x \cdot \partial t} + \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \cdot \frac{dx}{dt} = 0$$

Dans certains cours d'eau, au maximum de montée, on constate que la crue y reste pendant une certaine durée. La crue est stationnaire, il y a étale de hautes eaux. L'onde de crue et les courbes des débits dans les sections où existe l'étale, sont allongées et présentent des paliers. On a donc

$$\frac{\partial h}{\partial t} = 0 , \quad \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0 , \quad \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial u}{\partial t} = 0$$

et, en vertu de l'équation de continuité, $\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$. Le débit maximum se propage vers l'aval sans diminution.

Les équations sont celles du mouvement permanent; on dit que le mouvement est quasi permanent.

La figure 1, paragraphe 2, montre que, par suite des effets de l'emmagasinement, les célérités sont plus grandes avant le maximum, c'est-à-dire avant l'étale, qu'après. Il en résulte et il résulte d'ailleurs des effets de l'emmagasinement que la durée de l'étale doit décroître vers l'aval et qu'il peut disparaître en aval d'un certain point, dans les conditions définies, à savoir

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0$$

4.- CIRCONSTANCES PARTICULIERES DE L'ECOULEMENT DES CRUES

L'écoulement des crues est conditionné principalement par la capacité d'emmagasinement et donc, par l'étendue du lit majeur. En cas d'inondation par débordement, il y a des volumes d'eau qui sont véritablement soustraits à l'écoulement général pendant la crue et qui rentrent dans cet écoulement pendant la décrue. On peut donc considérer que le débordement entraîne un départ ou un apport latéral par le remplissage ou la vidange du lit d'inondation. (Planche 12, fig. 1).

Au lieu du lit majeur, il faudrait dire : le lit apparent d'inondation, car les crues influencent les nappes souterraines qui, avec une moindre puissance spécifique, à cause de la lenteur des phénomènes de filtration, mais avec un effet qui peut être appréciable, emmagasinent, c'est-à-dire absorbent en période ascendante et restituent en période descendante. Ces apports négatifs et positifs concourent à faire diminuer le maximum vers l'aval.

En effet, l'équation de continuité devient

$$\frac{\partial Q}{\partial x} . dx . dt = - \frac{\partial \omega}{\partial t} . dx . dt + Q' . dx . dt$$

ou
$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = Q' \quad (8)$$

Q' étant fonction de x , de t , de la topographie et de la nature du terrain, ainsi que de l'état de la nappe phréatique. Q' représente le débit latéral dans le lit d'inondation augmenté du débit dans la nappe souterraine par unité de longueur du lit, négatif en cas de départ, positif en cas d'apport.

Soient t_m l'époque du maximum de débit ($\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$) et t_i l'époque du maximum de montée ($\frac{\partial \omega}{\partial t} = 0$). Au temps t_m on a donc $\frac{\partial \omega}{\partial t} > 0$.

donc
$$\frac{\partial Q}{\partial x} = Q' - \frac{\partial \omega}{\partial t} < - \frac{\partial \omega}{\partial t} \quad \text{si} \quad Q' < 0 .$$

Donc, le débit maximum décroît plus rapidement s'il y a débordement et absorption souterraines.

Les nappes souterraines comme le lit majeur et le lit d'inondation sont donc favorables à l'écoulement des crues. Mais les apports superficiels et surtout ceux des affluents aggravent généralement la situation et exigent des capacités d'emmagasinement encore plus grandes. Les crues des affluents peuvent perturber sensiblement la crue du fleuve principal. Le maximum de débit en aval du confluent a lieu évidemment en cas de concordance des maxima des deux crues. En cas de déphasage, il peut y avoir plusieurs maxima en aval du confluent. Pour les raisons indiquées, ils s'amortissent vers l'aval pour tendre éventuellement vers une courbure régulière de l'onde à maximum unique ou à étale après un parcours suffisant.

Si la crue de l'affluent est très importante et précède de beaucoup celle du cours d'eau principal, elle peut provoquer un vrai barrage d'eau. Pour écouler ce débit important, la pente doit croître en aval du confluent. Donc le niveau du confluent peut s'élever par rapport à l'amont. Il peut en résulter une onde remontant le cours d'eau principal en amont du confluent et qui est parfois assez puissante pour arrêter le courant ou même en inverser le sens par un contre-courant. (Cfr chapitre XIII, paragraphe 9).

Enfin, surtout en cas de débordement, les profondeurs sont très variables et il se produit des surfaces de discontinuité. Le cours d'eau semble formé de plusieurs courants distincts, marchant à des vitesses très diverses, avec de nombreuses zones tourbillonnaires et même des régions d'eau mortes soustraites au mouvement général d'écoulement. Les courants à vitesse élevée peuvent s'exhausser par rapport aux voisins en période ascendante, le profil transversal de la nappe d'eau est convexe. En période descendante, c'est l'inverse, il peut être concave. Un tel régime d'écoulement échappe évidemment à l'analyse et ne satisfait plus aux formules courantes.

Les circonstances considérées ci-dessus n'altèrent pas fondamentalement les considérations et conclusions du paragraphe 2. Elles les étendent et les précisent dans un certain sens, par la considération des emmagasinevements dans le lit d'inondation et dans les nappes souterraines.

Elles ont plus d'effets éventuels sur ce qui est exposé au paragraphe 3, principalement du fait de la substitution de l'équation de continuité sous la forme (8) à celle sous la forme (2). Il en résulte notamment que pendant la montée, $\frac{\partial w}{\partial t}$ étant positif, si Q' est positif, $\frac{\partial Q}{\partial x}$ peut devenir positif ou nul et, au maximum de débit, $\frac{\partial Q_{\max}}{\partial x} = Q' > 0$ peut être positif, donc le débit maximum croissant.

Comme
$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = Q'$$

et
$$V_Q = - \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial Q}{\partial x}} = \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial w}{\partial t} - Q'}$$

$$V_Q \cdot \left(1 - \frac{Q'}{\frac{\partial \omega}{\partial t}}\right) = \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial \omega}{\partial t}} = u + \omega \cdot \frac{\frac{\partial u}{\partial t}}{\frac{\partial \omega}{\partial t}}$$

et

$$V_Q = \left(u + \omega \cdot \frac{\frac{\partial u}{\partial t}}{\frac{\partial \omega}{\partial t}}\right) \cdot \frac{1}{1 - \frac{Q'}{\frac{\partial \omega}{\partial t}}}$$

Si $\frac{\partial u}{\partial t} = 0$

$$V_Q = \frac{u}{1 - \frac{Q'}{\frac{\partial \omega}{\partial t}}}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad V_Q = 0$$

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = 0 \quad V_Q = - \frac{\omega \cdot \frac{\partial u}{\partial t}}{Q'}$$

Les variations de V_Q sont donc complètement modifiées.

Des apports et des départs sont possibles pendant la crue comme pendant la décrue. Les apports peuvent être discontinus et concentrés, tels ceux des affluents, et obéir à une loi de variation en fonction du temps indépendante plus ou moins de celle à laquelle obéit le débit du cours d'eau principal. Il a été indiqué déjà qu'il peut en résulter plusieurs maxima successifs. Ceci exerce une influence directe sur les fluctuations de la crue et la variation des célérités des débits. On peut les analyser d'après les courbes déduites des observations.

Une succession d'affluents à bassins imperméables et à caractère torrentiel peut donner lieu à des crues soudaines en aval, en avance sur les crues d'amont. Cela se produit notamment pour la Meuse dans la région de Namur. Lors de la grande crue de 1925-1926, le niveau maximum a été atteint à Namur quarante heures avant qu'il se produisit à Mézières, situé à 144 km en amont.

Il peut aussi y avoir des départs latéraux discontinus concentrés. Par exemple des déversoirs organisés et commandés pour décharger les crues en vue de la protection d'une région située en aval. Ou bien des dérivations de crue établies dans le même but et conduisant une partie des débits de crue de l'amont d'une région à protéger jusqu'à l'aval de celle-ci.

Enfin, il peut y avoir des départs accidentels par les ruptures de digues dans les régions endiguées. Lors de la crue de la Meuse de la fin de décembre 1925 et du début de janvier 1926 dans la région liégeoise, une rupture de digue se produisit à Seraing-sur-Meuse le 31 décembre 1925. Un volume considérable d'eau se répandit sur une grande étendue de terrains inondables. Comme conséquence, dans la traversée de Liège en aval de Seraing, immédiatement après la rupture de digue à Seraing, le niveau des eaux de la Meuse resta stationnaire pendant quelques heures dans la tra-

versée de Liège. Le volume de l'inondation de Seraing était voisin de 13 millions de m³. La rupture de la digue suivie du remplissage rapide du bassin d'inondation de Seraing produisit un Q' négatif important, d'où $\frac{\Delta\omega}{\Delta t} < 0$ et $\frac{\Delta Q}{\Delta x} = \sim Q'$.

5.- OBSERVATION DES CRUES

Les observations limnimétriques permettent de relever ou d'enregistrer les variations des niveaux de l'eau pendant la crue et la décrue en divers points d'un cours d'eau. On peut ainsi tracer les courbes de variation de ces niveaux en fonction du temps et, à partir d'elles, les lignes d'eau à diverses époques de la crue. Ce sont là les observations fondamentales, à partir desquelles on peut déterminer certaines célérités, ainsi que les volumes emmagasinés dans certaines régions du cours d'eau en crue. Les lignes d'eau peuvent aussi permettre des estimations de débit, en appliquant les méthodes et formules du mouvement permanent d'une manière appropriée, de manière à se placer dans les meilleures conditions d'approximation. L'erreur deviendra insignifiante en période d'étale, si $\frac{\partial u}{\partial t}$, $\frac{\partial Q}{\partial t}$ et $\frac{\partial \omega}{\partial t}$ sont nuls simultanément, d'où aussi $\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$; on est en régime quasi-permanent.

Par le fait même de la durée de l'étale, il existe généralement à une certaine époque sur une certaine partie du cours, ce qui se détermine au moyen des courbes de variation des niveaux en des sections consécutives en fonction du temps.

Ces courbes permettent aussi le tracé des courbes de propagation, dans certaines circonstances tout au moins, et la détermination de certaines célérités.

Au schéma de la figure 4, on a représenté les courbes suivantes :

1) les courbes de variation des niveaux en fonction du temps $O_A M_A F_A$, $O_B M_B F_B$ et $O_C M_C F_C$ relatives à trois stations A, B et C représentées sur le schéma à leurs distances proportionnelles. Ces courbes donnent donc les hauteurs d'eau h aux mêmes temps t aux trois stations.

2) les courbes de propagation $O_A O_B O_C$, $M_A M_B M_C$ et $F_A F_B F_C$ de l'origine, du maximum (milieu de l'étale) et de la fin de la crue. On remarque en général, d'après l'allure des courbes, que $V_M > V_o > V_F$.

3) les lignes d'eau à différentes époques 0, 1, 2, 3, 4, 5 et 6, numérotées en chiffres romains correspondants. On voit qu'au temps 4, il y a étale partout.

Les courbes représentées à la figure 4 sont imaginées et simplifiées. Les courbes réelles présentent des irrégularités, éventuellement plusieurs sommets. Il faut admettre aussi que les observations sont entachées d'erreurs, à cause des phénomènes accessoires perturbateurs dont il est question au paragraphe 4.

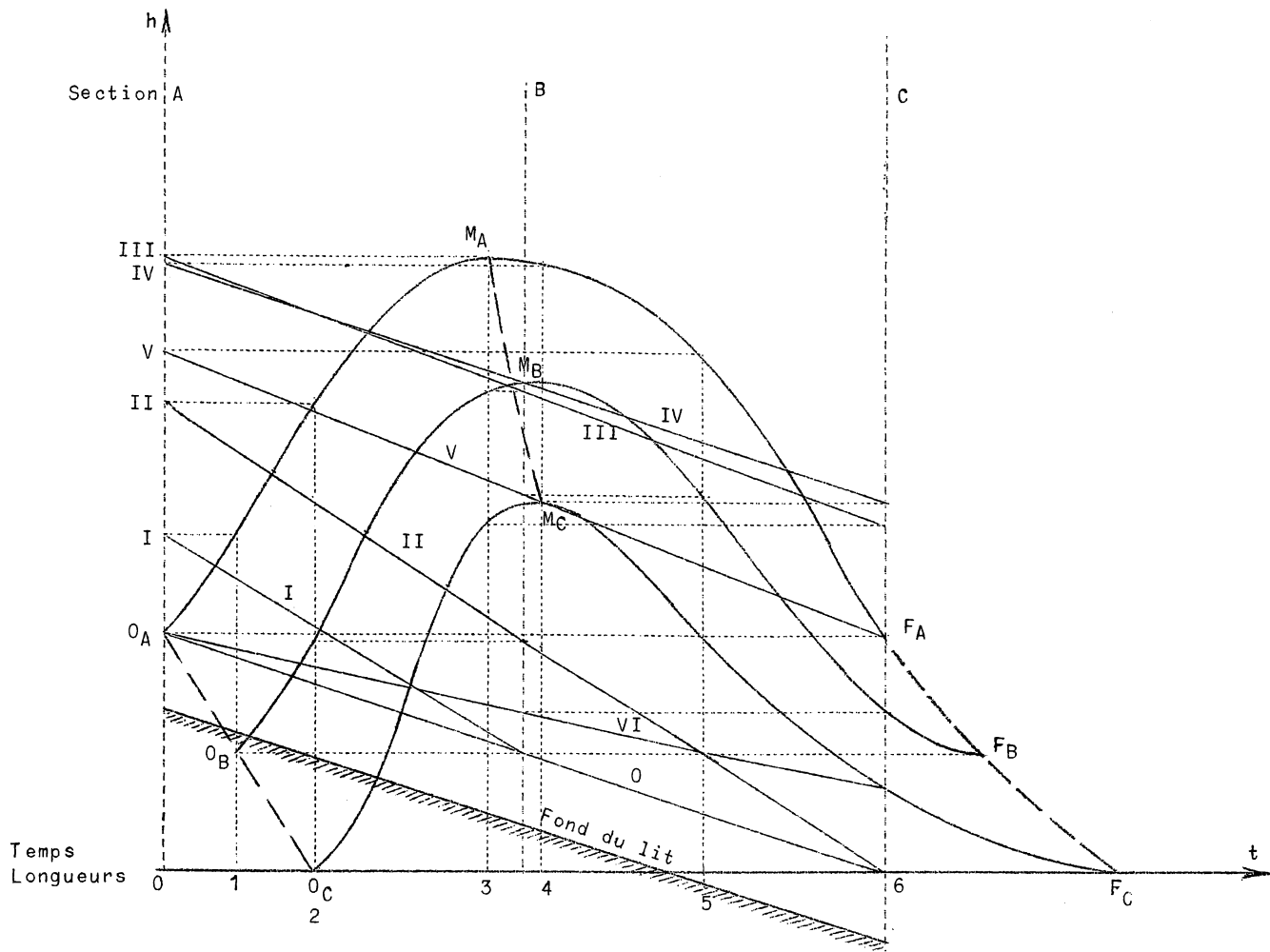


Fig. 4 (voir aussi planche 12, fig. 4).

La plus haute montée, mesurée par rapport au plus bas étiage, constitue l'amplitude des variations de niveau; elle dépasse rarement 6 à 8 m dans nos régions. On a noté 10 m sur la Garonne et 17,30 m sur l'Ardèche. Sur le Mississippi à Cairo, au confluent de l'Ohio, on a noté 16 m et davantage. Loin en aval, à la Nouvelle Orléans, il n'y a guère plus de 6 m.

L'amplitude est donc plus considérable pour les cours d'eau torrentiels que pour les cours d'eau tranquilles et dans un cours d'eau assez important, décroît généralement de l'amont à l'aval, ce qui est une conséquence des observations précédemment présentées.

Les célérités sont variables. Elles sont généralement plus élevées à l'amont qu'à l'aval. Elles sont généralement d'autant plus grandes que la crue est plus forte, mais ces lois n'ont rien d'absolu. Les emmagasinevements jouent un rôle important et modifient sensiblement les célérités.

Ainsi, la célérité du maximum pour le Rhin est :

- de Bâle à Strasbourg 8,2 km/h ou 2,28 m/''
- de Strasbourg à Bingen 3,4 km/h (effet des plaines d'Alsace inondables - env. 1 m/'').

- de Bingen à Cologne 7,0 km/h
- de Cologne à Wesel 6,8 km/h
- de Wesel à Emmerich (f^o holl.) 5,6 km/h. (Planche 12, fig. 2).

Les écarts d'une crue à l'autre ne sont généralement pas considérables. Les grandes célérités se produisent dans les vallées torrentielles, présentant peu de capacité d'emmagasinement; elles se réduisent beaucoup dans les vallées inondables. Il semble bien qu'elles ne dépassent guère 10 km/h. (Rhône, Durance).

Les mesures de célérité de la montée maximum sont d'ailleurs difficiles, car la partie supérieure de l'onde instantanée est très plate (étale) et les observations limnimétriques peuvent être peu précises. (Cfr The improvement of the Lower Mississippi River for flood control and navigation, par T.H. JACKSON et D.O. ELLIOTT, vol. I.- U.S. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1932).

Les célérités, de même que les rapports entre les célérités et les vitesses moyennes sont très variables. D'après la source indiquée ci-dessus, sur le Mississippi :

La célérité du maximum entre Columbus et New-Madrid est en général de 5,8 miles par heure (9,340 km/h = \sim 2,60 m/sec). La vitesse moyenne maximum jamais observée a été de 5,5 m/h (8,860 km/h = \sim 2,46 m/sec). Une crête assez raide passée à Cairo le 1-10-1922 était reproduite à Helena (307 miles en aval) 72 heures plus tard. Célérité moyenne 102 miles/24 h. La vitesse moyenne du courant ne dépassait pas 57 miles/24 h. Mais une autre crête passant à Cairo le 26-3-22 n'atteignait Helena que 192 heures plus tard. La vitesse moyenne à 11 miles en aval d'Helena atteignait environ 2,13 m/sec alors que la célérité correspondante était de 1,6 miles/h = 2,58 km/h = \sim 0,72 m/sec. D'autres exemples de telles différences ont été relevés sur certains tronçons du Mississippi. On a cependant pu définir pour certains tronçons des durées de propagation normales. On indique aussi que sur un certain tronçon assez long (672 miles = 1077 km), le rapport $\frac{v}{u}$ est égal à environ 2 au début de la crue, 1 au niveau moyen (commencement d'inondation) et 0,5 au maximum de la crue. Par suite des débordements, la célérité au maximum est environ la moitié de celle au niveau moyen.

Une donnée sur laquelle on trouve peu de renseignements dans la littérature est la valeur de $\frac{\partial h}{\partial t}$. C'est cependant la plus directement accessible à l'expérience. Elle détermine

$$\frac{\partial w}{\partial t} = 1 \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$$

et par là, la plupart des autres variations.

D'après JASMUND, il semble que sur le Rhin moyen, on ait observé des moyennes pour 24 heures

- 1) sans embâcles, de 0,10 m/h (0,0000278 m/sec),
- 2) avec embâcles, de 0,15 m/h (0,0000417 m/sec).

Pour des rivières plus torrentielles (affluents du Rhin moyen en Allemagne), la moyenne de 24 h pourrait atteindre 0,20 m/h (0,0000576 m/sec).

D'après des renseignements de source française, on pourrait atteindre sur des rivières très torrentielles, tels que des affluents supérieurs de l'Ardèche, 5 m en 12 heures, soit environ 0,40 m/h en moyenne (0,000111 m/sec). Comme la vitesse de montée

$$w = \frac{\partial h}{\partial t}$$

est initialement et finalement nulle, on peut admettre un maximum supérieur à la moyenne. Si l'on admet le double, on aurait

$$w_{\max} \approx \sim 5,5 \text{ à } 11 \cdot 10^{-5} \text{ m/sec.}$$

On se rend compte que la vitesse verticale est toujours négligeable vis-à-vis de la vitesse moyenne longitudinale u du courant.

Pour une largeur au plan d'eau $l = 100 \text{ m}$,

$$\left(\frac{\partial w}{\partial t}\right)_{\max} = \left(\frac{l \cdot \partial h}{\partial t}\right)_{\max} \approx \sim 5,5 \text{ à } 11 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{sec.}$$

Si l'équation de continuité (2) est applicable

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = - \frac{\partial w}{\partial t}$$

est du même ordre de grandeur; de $0,5 \text{ à } 1 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec/m}$, c'est-à-dire de $5 \text{ à } 10 \text{ m}^3/\text{sec/km}$. Par m de largeur de rivière et par km , cela représente de $0,05 \text{ à } 0,1 \text{ m}^3/\text{sec/m/km}$. Or, le débit par m sera dans ces conditions de l'ordre de $5 \text{ à } 15$ (ou davantage) $\text{m}^3/\text{sec/m}$.

6.- METHODES APPROXIMATIVES APPLICABLES AUX CRUES

Ainsi qu'il est montré au paragraphe précédent, même pour les crues les plus rapides

et les plus fortes, $w = \frac{\partial h}{\partial t}$ est pratiquement toujours négligeable. Il en est de même de $\frac{\partial Q}{\partial x}$ en tant que fonction de $\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{l \cdot \partial h}{\partial t}$. En effet, au début et vers le maximum de la crue, $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$. Il atteint sa valeur maximum lorsque la crue est déjà bien établie, c'est-à-dire que l, h, w, u et Q sont déjà relativement élevés. On a alors sensiblement $w = l \cdot h$ et $Q = l \cdot h \cdot u$. Comme l varie peu avec x , on a, lorsque l'équation de continuité (2) s'applique

$$\frac{\partial(hu)}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial t}$$

Mais h varie aussi peu avec x , la pente est en général faible, d'un ordre égal ou inférieur à $1 \cdot 10^{-3}$.

Donc
$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$$

est encore d'un ordre de grandeur inférieur à $v_{\max} = \left(\frac{\partial h}{\partial t}\right)_{\max}$, puisque h est en général de l'ordre de grandeur de plusieurs unités. Donc $\frac{\partial u}{\partial x}$ est en général négligeable. Ceci correspond d'ailleurs aux observations qui montrent que lors des hautes eaux, la pente des cours d'eau s'uniformise, devient indépendante des accidents de pente du fond et sensiblement égale à la pente moyenne du cours d'eau sur des tronçons dans lesquels cette pente moyenne est bien définie.

Au Chapitre XIII, paragraphe 11, on a établi l'équation (163 bis) du mouvement variable dans un canal

$$i_s = \frac{u^2}{C^2 \cdot R} + \frac{1}{2g} \cdot \frac{\partial u^2}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \tag{9}$$

associée à l'équation de continuité

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

mais qui doit être transformée en

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = Q' \quad (8)$$

Comme $\frac{\partial \omega}{\partial t} = \frac{1}{h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$ est généralement négligeable, on n'a qu'à considérer

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = Q' \quad (8 \text{ bis})$$

D'autre part
$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{\omega} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{u}{\omega} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial t} \quad (4)$$

$\frac{\partial \omega}{\omega \cdot \partial t} \approx \frac{\partial h}{h \cdot \partial t}$ est, ainsi qu'il a été indiqué plus haut, d'un ordre de grandeur négligeable.

On peut écrire
$$Q = \int_0^h l \cdot v_{zm} \cdot dz$$

d'où $\frac{\partial Q}{\partial h} = l \cdot v_{hm}$. En effet

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial h} &= \frac{\int_0^{h+dh} l \cdot (v_{zm} + \frac{\partial v_{zm}}{\partial h} dh) \cdot dz - \int_0^h l \cdot v_{zm} \cdot dz}{dh} \\ \frac{\partial Q}{\partial h} &= \frac{\int_h^{h+dh} l \cdot v_{zm} \cdot dz + \int_0^{h+dh} l \cdot \frac{\partial v_{zm}}{\partial h} dh \cdot dz}{dh} = l \cdot v_{hm} \end{aligned} \quad (10)$$

On peut écrire
$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\partial Q}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = l \cdot v_{hm} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial \omega}{\partial t} \cdot v_{hm}$$

Donc
$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left(\frac{v_{hm}}{\omega} - \frac{u}{\omega} \right) \cdot \frac{\partial \omega}{\partial t} = (v_{hm} - u) \cdot \frac{\partial h}{h \cdot \partial t} \quad (4 \text{ bis})$$

v_{hm} est la vitesse moyenne instantanée de surface. Elle est supérieure à u , mais assez peu car lorsque la crue est bien établie, \mathcal{R} est très grand ($\mathcal{R} = \frac{u \cdot R}{\nu}$), le mouvement est très turbulent et les vitesses s'uniformisent. On voit donc que $\frac{\partial u}{\partial t}$ est négligeable d'une manière tout à fait générale, indépendamment de la forme de l'équation de continuité. Dès lors, l'équation (9) peut s'écrire :

$$i_s = \frac{u^2}{C^2 \cdot R} + \frac{1}{g} \cdot u \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \quad (9 \text{ bis})$$

avec
$$\frac{\partial Q}{\partial x} = Q' \quad (8 \text{ bis})$$

Si $Q' = 0$ (ni apport ni départ latéral proportionnel à la longueur du canal), l'équation (9 bis) devient simplement celle du mouvement permanent graduellement varié à débit constant (Chapitre X, paragraphe 4).

Plus précisément encore, puisqu'il a été établi qu'en général $\frac{\partial u}{\partial x}$ est négligeable,

l'équation devient
$$i_s = \frac{u^2}{C^2 \cdot R} \quad (9 \text{ ter}),$$

forme simplifiée de l'équation du mouvement permanent graduellement varié [Chapitre X, paragraphe 10, C)].

Comme, aux hautes eaux, en général la pente de surface i_s du cours d'eau est voisine de la pente moyenne du fond i , l'équation se simplifie encore et devient par approximation celle du mouvement uniforme

$$i = \frac{u^2}{C^2 \cdot R} \quad (9 \text{ quater})$$

(Chapitre IX, par. 5 et 6).

Si $Q' \neq 0$ et non négligeable, l'équation (9 bis) devient celle du mouvement permanent graduellement varié à débit varié (chap. X, par. 17). Mais il sera rare que l'on puisse apprécier

$Q' = \frac{\partial Q}{\partial x}$ (8 bis), le plus souvent il sera négligeable et le débit croîtra tout le long du

cours d'eau, en crue comme en étiage, par l'apport discontinu et concentré des affluents. Dès lors, on appliquera les équations (9 ter) ou (9 quater) aux divers tronçons compris entre les confluent successifs.

Si l'on peut appliquer l'équation du mouvement permanent graduellement varié à débit varié, on pourra généralement en crue négliger la vitesse du débit différentiel par rapport à u (désignée par w au paragraphe 17 du chapitre X) et recourir donc à l'équation (9) du chapitre X, paragraphe 17.

Il y a lieu toutefois d'observer une règle importante, déjà énoncée au chapitre V, relativement aux mouvements de filtration variables des eaux souterraines. Dans ce cas également, on a conclu qu'il est permis de négliger $\frac{\partial u}{\partial t}$ et d'appliquer les équations du mouvement permanent. Mais la condition à respecter dans le cas de l'écoulement des crues comme pour les mouvements de filtration variables est de considérer A CHAQUE INSTANT LE MOUVEMENT PERMANENT CORRESPONDANT, DETERMINE PAR L'EQUATION DE CONTINUITÉ.

Cela revient, dans le cas de l'écoulement des crues, à déterminer à chaque instant laquelle des formes de l'équation (9) convient au cas considéré et d'appliquer l'équation au tronçon considéré pour les valeurs instantanées correspondantes de Q et de Q' et en tenant compte des conditions aux limites correspondantes. Ces conditions varient en général aux diverses époques considérées, séparées par des intervalles suffisants et appropriés.

Très souvent, il s'agit de calculs de vérification, effectués à partir des résultats d'observation définis au paragraphe 5. Cependant, sur la base de données d'observations en nombre suffisant et d'après lesquels on a vérifié la validité des formules précédentes et les coefficients caractéristiques de la rivière à y appliquer (coefficient de rugosité, éventuellement valeurs de α et de η), on peut ensuite recourir aux mêmes formules pour prédéterminer d'une manière suffisamment approchée les effets sur l'écoulement des crues de modifications à apporter au cours d'eau pour favoriser cet écoulement.

L'équation (10) permet d'écrire

$$\Delta Q = \int_h^{h+\Delta h} i \cdot v_{hm} \cdot dh \quad (10 \text{ bis})$$

Cette relation permet, à partir des courbes de variation de h en fonction du temps et de mesures répétées de vitesses superficielles à diverses époques de la crue, d'établir une détermination des débits par sommations.

7.- DETERMINATION APPROXIMATIVE DES CELERITES ET DES VITESSES MOYENNES

Aux périodes terminales de la crue et lors de l'étale, on a $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$ et très approximativement le mouvement permanent. Intermédiairement, dans la plupart des cas, lorsque la crue est bien établie, on peut écrire

$$i = \frac{u^2}{C^2 \cdot R} \quad (9 \text{ quater})$$

A partir de $u = C \cdot \sqrt{R \cdot i}$, on peut établir

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u}{2 \cdot R} \cdot \beta \cdot \frac{\partial R}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$$

avec
$$\beta = 1 + \frac{2 \cdot R}{C} \cdot \frac{dC}{dR} \gg 1$$

Selon certaines formules, β est indépendant du coefficient de rugosité (chapitre IX, par. 6).

1) Si $C = \text{constante}$ $\beta = 1$

2) $C = K \cdot R^n$ (formule de Manning) .

$$\beta = (1 + 2n) \cdot D'après Manning, n = \frac{1}{6}, \text{ d'où } \beta = \frac{4}{3}$$

3) $C = C_1 \cdot (1 + A \cdot \sqrt{R})$ (Koechlin).

$$\beta = 1 + \frac{A \cdot \sqrt{R}}{1 + A \cdot \sqrt{R}}$$

($A = 0,6$ pour $R \ll 3$ m, valeur qui peut être dépassée lors des crues).

4) $C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$ (Bazin).

$$\beta = 1 + \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

D'après cette formule, β varierait donc avec la rugosité. Il en serait de même avec les formules plus complexes, telles que celles de Ganguillet et Kutter, von Mises, Thysse, etc...

On pourrait écrire

$$i = \frac{u^2}{C^2 \cdot R} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u^2}{C^2 \cdot R} + \frac{\beta \cdot u}{2 \cdot R \cdot g} \cdot \frac{\partial R}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$$

d'où
$$u^2 + u \cdot \frac{C^2 \cdot \beta}{2 \cdot g} \cdot \frac{\partial R}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} - R \cdot i \cdot C^2 = 0$$

et
$$u = \sqrt{R \cdot i \cdot C^2 + \frac{C^4 \cdot \beta^2}{16 \cdot g^2} \cdot \left(\frac{\partial R}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t}\right)^2} - \frac{C^2 \cdot \beta}{4 \cdot g} \cdot \frac{\partial R}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = \sim C \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

On a
$$V_Q = u + \omega \cdot \frac{\frac{\partial u}{\partial t}}{\frac{\partial \omega}{\partial t}} = u + \frac{\omega}{1} \cdot \frac{\frac{\partial u}{\partial t}}{\frac{\partial h}{\partial t}} = u \cdot \left[1 + \frac{\beta \cdot \gamma}{2 \cdot l} \cdot \frac{\partial R}{\partial h}\right] \quad (11)$$

Pour un lit très large $\frac{\alpha}{1} = 1$, $\frac{\partial R}{\partial h} = 1$

et $V_Q = \sim u \cdot (1 + \frac{\beta}{2})$

On a $Q = 1 \cdot h \cdot u$ et $h = \frac{u^2}{C^2 \cdot i}$ d'où $Q = \frac{1 \cdot u^3}{C^2 \cdot i}$

$$u = \sqrt[3]{\frac{Q \cdot C^2 \cdot i}{1}}, \text{ donc } V_Q = (1 + \frac{\beta}{2}) \cdot \sqrt[3]{\frac{C^2 \cdot i}{1}} \cdot \sqrt[3]{Q} \quad (12)$$

Donc, normalement et dans les circonstances indiquées, la célérité augmente avec le débit. Cette observation concorde avec les théories générales du mouvement variable dans les canaux découverts (chapitre XIII). La tête et la queue de l'onde de crue marchent moins vite que le maximum de débit. La période descendante s'allonge vers l'aval, la période ascendante se raccourcit. Cette constatation aussi concorde avec ce qui est exposé précédemment, à condition qu'il n'y ait pas d'apport ou de départ latéral important dans le tronçon considéré.

S'il y a des débordements ou des apports très importants, $\frac{\partial Q}{\partial x}$ et $\frac{\partial h}{\partial t}$ peuvent prendre des valeurs non négligeables. Dans ces conditions, par suite de l'emménagement, la célérité peut décroître, même lorsque Q croît. La période ascendante peut alors s'allonger ainsi que la partie descendante; la montée est alors moins forte.

Donc, si le lit et la vallée sont encaissés, et qu'il n'y a pas de débordement, la rapidité de montée de la crue croît de l'amont vers l'aval; les montées sont élevées.

Si le lit majeur est au contraire amplement étalé, la vitesse de montée peut décroître de l'amont vers l'aval. Les montées décroissent alors considérablement et sont relativement faibles.

La formule (12) permet éventuellement de déduire approximativement le débit des célérités observées lorsqu'il n'y a pas de débordement

$$Q = \frac{V_Q^3 \cdot i}{(1 + \frac{\beta}{2})^3 \cdot C^2 \cdot i} \quad (12 \text{ bis})$$

pour un lit très large.

D'après l'équation de continuité du mouvement variable

$$\Delta Q = 1 \cdot \Delta h \cdot V_Q = 1 \cdot \Delta h \cdot v_{hm}$$

donc $v_{hm} = V_Q = u \cdot [1 + \frac{\beta \cdot \alpha}{2 \cdot i} \cdot \frac{\partial R}{\partial h}] \simeq u \cdot (1 + \frac{\beta}{2})$

La vitesse de propagation serait donc sensiblement égale à la vitesse superficielle, en absence d'apport ou de départ latéraux importants, donc pas de débordements ou d'affluents importants.

Pour une section quelconque non rectangulaire très large, on aurait

$$V_Q = [1 + \frac{\beta}{2} \cdot \frac{\alpha}{i} \cdot \frac{\partial R}{\partial h}] \cdot \sqrt[3]{\frac{C^2 \cdot i}{\alpha}} \cdot \sqrt[3]{Q} \quad (13)$$

et $Q = \frac{V_Q^3 \cdot \alpha}{[1 + \frac{\beta}{2} \cdot \frac{\alpha}{i} \cdot \frac{\partial R}{\partial h}]^3 \cdot C^2 \cdot i} \quad (13 \text{ bis}).$

Il est à remarquer que

$$\frac{\partial R}{\partial h} = \frac{\frac{\partial w}{\partial h}}{\chi} = \frac{w}{\chi^2} \frac{\partial \chi}{\partial h} = \frac{1}{\chi} - \frac{R}{\chi} \frac{\partial \chi}{\partial h}$$

et

$$\frac{\chi}{1} \cdot \frac{\partial R}{\partial h} = 1 - \frac{R}{1} \cdot \frac{\partial \chi}{\partial h} = 1 - R \cdot \frac{\partial \chi}{\partial w} = 1 - R \frac{\frac{\partial \chi}{\partial h}}{1}$$

En temps de crue, $\frac{R}{1}$ et $\frac{\partial \chi}{\partial h}$ sont généralement petits, quelle que soit la forme de la section,

donc

$$1 + \frac{\beta \cdot \chi}{2 \cdot 1} \cdot \frac{\partial R}{\partial h} \approx 1 + \frac{\beta}{2}$$

Donc

$$V_Q = u \cdot \left(1 + \frac{\beta}{2}\right) \quad (11)$$

On a aussi

$$V_Q = \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial w}{\partial t}} = \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{1 \cdot \frac{\partial h}{\partial t}} = \frac{\partial Q}{1 \cdot \partial h} = v_{hm} \quad (11 \text{ bis})$$

(Voir plus haut et paragraphe 6).

Dans les conditions envisagées, il n'est pas nécessaire de tenir compte de la variation de la pente superficielle.

En effet, si l'on écrit $u = C \cdot \sqrt{R \cdot i_s}$, on trouve

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u}{2R} \cdot \left[\left(1 + \frac{2R}{C} \frac{\partial C}{\partial R}\right) \cdot \frac{\partial R}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{R}{i_s} \cdot \frac{\partial i_s}{\partial t} \right]$$

Or

$$i_s = i - \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \sqrt{1 - i^2} \approx i - \frac{\partial h}{\partial x}$$

Donc

$$\frac{R}{i_s} \cdot \frac{\partial i_s}{\partial t} = \frac{-R}{i - \frac{\partial h}{\partial x}} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x \cdot \partial t}$$

Or

$$\frac{\partial w}{\partial t} = 1 \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = Q' - \frac{\partial Q}{\partial x} \approx 0$$

Donc

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x \cdot \partial t} \approx 0 \quad \text{et} \quad \frac{R}{i_s} \cdot \frac{\partial i_s}{\partial t} \approx 0$$

8.- FORMATION DES CRUES. - REGLES DE BELGRAND.

BELGRAND a formulé un certain nombre de règles très générales et qui découlent logiquement des considérations suivantes, qui concordent avec les exposés précédents. Les crues proviennent des pluies, elles dépendent de l'intensité, de la durée, de l'étendue et du temps de ruissellement. Dans les terrains imperméables, la crue est donc brusque et rapide et suivie de hautes eaux médiocres, dues à l'assèchement du terrain. Les affluents étant généralement plus torrentiels que le cours d'eau principal, leurs crues arrivent au confluent avant celles du cours d'eau principal. En terrain perméable, les crues sont plus progressives et plus longues, mais moins fortes et sont suivies de longues étales, soutenues par les nappes souterraines; la décroissance est généralement lente.

Les règles de BELGRAND s'énoncent comme suit :

I.- La crue d'un torrent d'étendue médiocre se compose toujours d'une première partie courte et élevée due aux eaux torrentielles et d'une longue crue tranquille d'une élévation médiocre. La crue d'un cours d'eau à versants perméables est toujours longue, elle croît et décroît lentement et régulièrement.

(N.B.- Il faut entendre par torrent, selon le terme de Belgrand, un cours d'eau à bassin imperméable où le ruissellement domine).

II.- En général, la crue d'un torrent, à l'aval de son confluent avec un torrent affluant, aura comme débit maximum le débit dû à la grande crue du torrent principal augmenté du débit de la crue tranquille du torrent affluant.

Il en résulte que la durée de la crue croît vers l'aval s'il y a plusieurs affluents. Cette règle s'applique à fortiori si le cours d'eau principal est tranquille.

III.- Si les versants du cours d'eau principal sont imperméables et ceux de l'affluent perméables, la crue du cours d'eau principal passera la première et seule au confluent, la crue qui la suit sera la somme des deux crues tranquilles.

Il pourra même se succéder en aval du confluent deux crues distinctes.

IV.- Si les deux versants sont perméables, la durée d'étale des deux crues étant très longue, celles-ci se produiront simultanément au confluent. Le débit maximum de la crue à l'aval du confluent sera donc la somme du débit des crues de chacun des cours d'eau.

Il résulte de ces règles que dans un cours d'eau torrentiel, les crues très brusques et violentes en amont tendent à s'atténuer et à s'allonger vers l'aval. Au contraire pour les cours d'eau tranquilles, les crues des divers affluents s'ajoutent à cause de leur longue durée et le débit de la crue augmente vers l'aval.

Dans un bassin imperméable, la crue maximum peut correspondre à une pluie localisée, elle sera simplement plus brève que pour une pluie générale. Dans un bassin perméable, le maximum de crue correspond au contraire à une pluie générale et de longue durée.

Il résulte de tout ceci que la formation des crues et leur caractère dépendent de la nature du bassin, donc du régime du cours d'eau. L'époque des crues dépend notamment du régime d'alimentation des sources : crues de printemps pour le régime alpin ou glacier, crues d'hiver pour les fleuves de plaine. Pour un cours d'eau déterminé, les crues présentent donc certains caractères particuliers, déterminés par l'observation séculaire.

9.- PREVISION DES CRUES

Les crues s'accompagnent très souvent de débordements et d'inondations plus ou moins salameuses. En toutes circonstances, elles influent sur la navigation, qui est rendue impossible à partir d'une certaine intensité de crue, par suite de la violence et la sauvagerie du courant, de l'insuffisance de passage sous les ponts et de la submersion des quais. Il est donc très important au point de vue de l'exploitation des cours d'eau comme aussi de l'activité économique et sociale d'annoncer les crues et de prévoir leur évolution.

L'annonce des crues, plus ou moins perfectionnée selon les régions, consiste à porter à la connaissance du public ou des intéressés, d'une manière accélérée et certaine, la montée des eaux au point considéré et autant que possible en amont et dans les affluents d'amont, et d'y

ajouter des indications sur l'évolution probable de la crue. Ces annonces, comme les prévisions, sont basées sur les observations actuelles et sur les conclusions de l'étude des crues antérieurement observées pendant de nombreuses années.

Les observations doivent s'étendre à tout le bassin. Pour les cours d'eau torrentiels où les observations limnimétriques n'ont pas de sens, on établit des pluviomètres en plusieurs points de leurs bassins. Dans les parties plus basses, on établit des échelles limnimétriques ou fluvlographes. Les observations doivent être bien coordonnées par des instructions ad hoc. Les lectures se font à des heures déterminées et doivent être transmises aussitôt et coordonnées par un service technique spécial.

Les observations doivent se faire le plus loin possible en amont, afin que les délais de prévision soient aussi grands que possible. En principe, il y a donc intérêt à observer les quantités de pluie tombées dans le bassin et à en déduire des prévisions de crue. Mais pour des bassins très étendus et partiellement perméables, on ne parvient pas à établir des relations assez constantes entre les précipitations et les débits. La méthode convient surtout aux torrents simples à bassin imperméable. La courbe d'onde de crue n'est pas autre chose que la courbe de ruissellement qui a été définie au chapitre II, paragraphe 2. Il faut donc déterminer les coefficients de ruissellement et les durées de ruissellement. Les observations pluviométriques doivent être faites en des points caractéristiques, convenant pour jouer le rôle d'indicateurs : terrain imperméable, très déclinif, colline exposée au vent amenant les pluies, etc..

A partir des courbes pluviométriques et des courbes de débit relevées pendant plusieurs années, on peut établir des relations entre les maxima respectifs et notamment déterminer la vitesse de ruissellement des pluies et la célérité des maxima. On arrive ainsi, comme cela a été fait pour divers torrents français à établir des relations simples, généralement linéaires, entre la hauteur d'eau en un point d'aval du torrent et les hauteurs de pluie tombées en certaines stations pendant un certain temps. Pour le moins, on peut déterminer l'intensité et la durée de pluie à partir desquelles une forte crue est à craindre.

Ces observations sont très utiles pour les riverains des torrents, dont les crues sont, par leur brusquerie, très dévastatrices. Elles sont particulièrement utiles pour les riverains d'aval qui exploitent souvent des installations mécaniques ou hydrauliques sur la rivière. Les annonces faites à temps épargnent beaucoup de dégâts. Ces prévisions ne sont d'autre part pas sans intérêt pour les prévisions en aval des crues des grands cours d'eau; dont les torrents sont affluents. Nous verrons en effet que les méthodes de prévision comportent généralement un certain empirisme, une certaine part d' "impression". Il est certain que la connaissance des quantités de pluie tombées pendant la crue, surtout dans les régions à ruissellement rapide et complet, sont de nature à préciser ces impressions et à réduire les chances d'erreur de prévision.

Dans son ouvrage "Flood Estimation and Control" (2^e édition, 1950), M. B.D. RICHARDS expose la méthode suivante pour déduire la courbe des débits ou "hydrogramme" d'une crue à partir des intensités de pluie.

Soit H_T la hauteur de pluie totale tombée en un temps T (durée de la pluie) sur un bassin de superficie S , dont le coefficient de ruissellement est ρ . On a

$$H_1 = \frac{H_T}{T} = \frac{H_p}{T + C}$$

T est en heures et C est une constante en heures, que M. RICHARDS considère comme égale en moyenne à 1

$$H_p = H_T \frac{T + 1}{T}$$

serait un facteur caractéristique plus constant que H_1 . Pour l'intensité moyenne de pluie dans l'étendue du bassin, M. Richards pose

$$H_{1m} = H_1 \cdot f(S)$$

Par exemple

$$f(S) = S^{-0,13}$$

si S est en miles carrés. Si t est la durée de ruissellement jusqu'au point considéré du bassin, la hauteur d'eau qui ruisselle est

$$h_{\max} = \rho \cdot H_{1m} \cdot t$$

M. Richards admet

$$u = C \cdot \sqrt{R \cdot i} = C \cdot \sqrt{h \cdot i}$$

D'où

$$u_{\max} = C \cdot \sqrt{\rho \cdot H_{1m} \cdot t \cdot i}$$

Dans l'étendue du bassin,

$$u_{\text{moy}} = \frac{1}{t} \cdot \int_0^t C \cdot \sqrt{\rho \cdot H_{1m} \cdot t \cdot i}$$

$$u_{\text{moy}} = \frac{2}{3} \cdot u_{\max} = \frac{2}{3} \cdot C \cdot \sqrt{\rho \cdot H_{1m} \cdot t \cdot i}$$

Si L est la longueur du bassin

$$t = \frac{L}{u_{\text{moy}}} = \frac{3L}{2C \cdot \sqrt{\rho \cdot H_{1m} \cdot t \cdot i}}$$

d'où $t^3 = \frac{9}{4C^2} \cdot \frac{L^2}{\rho \cdot H_{1m} \cdot i} = \frac{\Gamma \cdot L^2}{\rho \cdot H_{1m} \cdot i}$ avec $\Gamma = \frac{9}{4C^2}$

On aura le maximum si $t = T$, alors

$$H_{1m} = \frac{H_p \cdot f(S)}{t + 1}, \quad \frac{t^3}{t + 1} = \frac{\Gamma \cdot L^2}{\rho \cdot i \cdot H_p \cdot f(S)}$$

$$Q_{\max} = \rho \cdot H_{1m} \cdot S$$

Pendant la montée, pour un temps $t_x < t$, la distance de ruissellement est x , telle que

$$t_x = t \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{x}{L}\right)^2}$$

et

$$Q_{t_x} = \rho \cdot H_{1m} \cdot S_x = Q_{\max} \cdot \frac{S_x}{S}$$

A la décrue, un temps t'_x après la fin de la pluie, la distance asséchée depuis l'extrémité amont du bassin est x' , telle que

$$t'_x = t \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{x'}{L}\right)^2} \quad \text{et} \quad Q_{t'_x} = Q_m \cdot \left(1 - \frac{S_x t'}{S}\right)$$

L'exposé qui précède n'est qu'un résumé des principes. On se référera à l'ouvrage cité. La connaissance des débits par l'hydrogramme permet d'établir les hauteurs d'eau en un point du cours d'eau drainant le bassin.

Cette méthode semble plutôt destinée aux bassins de faible étendue. Même dans ce cas, il est utile d'en confronter les résultats aux observations. Pour des bassins de cours d'eau natu-

rels assez étendus, il est indispensable de procéder à partir des observations. Aux Etats-Unis, on se réfère notamment aux hydrogrammes unitaires (Studies of relations of rainfall and run-off in the United States, par W.G. HOYTT et consorts, United States Government Printing Office, Washington 1936). On part du principe qu'un hydrogramme déterminé pour une rivière donnée, même pour une crue ordinaire, peut servir de base pour l'estimation de l'écoulement d'une crue plus forte, en raison du fait que la base de l'hydrogramme de crue ou durée de la crue semble approximativement constante pour diverses crues. L.K. SHERMAN a présenté en 1932 le principe que l'hydrogramme relatif à des précipitations d'une certaine durée, telle que 1 jour ou 1 heure, a des ordonnées proportionnelles à la hauteur d'écoulement. On en a déduit les définitions :

a) de l'hydrogramme unitaire correspondant, pour un bassin donné, à une pluie de durée unitaire (1 jour ou 1 heure);

b) le diagramme de distribution, hydrogramme modifié de manière que ses ordonnées représentent les pourcentages de l'écoulement total par unité de temps.

Ces diagrammes unitaires sont déduits de l'analyse des observations. Ils peuvent servir ensuite à des prévisions par superposition d'effets de diverses pluies.

Pour les grands cours d'eau, les prévisions sont basées sur l'étude de la propagation des crues d'amont en aval, donc sur des observations limnimétriques. Théoriquement on peut opérer comme suit : On simplifie les calculs en admettant que la crue constitue un régime quasi permanent (paragraphes 6 et 7). A toute hauteur correspond donc un débit déterminé, une certaine vitesse moyenne u et une certaine célérité que l'on peut déduire des formules approximatives du paragraphe 7 ou de la courbe limnimétrique des débits.

En effet
$$V_Q = \frac{\partial Q}{\partial w} = \frac{1}{l} \cdot \frac{dQ}{dh} \quad (11 \text{ bis})$$

Les observations faites en une station d'amont permettent de tracer d'une manière continue la courbe des débits de crue. D'autre part, connaissant les surfaces d'inondation pour différents niveaux, leur produit par Δh donne le volume emmagasiné entre le point amont et le point aval pour lequel on désire les prévisions. On peut établir d'avance des tables de ces volumes d'après les hauteurs. Si aux temps t_1 et t_2 les débits sont représentés par P_1 et P_2 sur la courbe des débits observés en fonction du temps au point amont (fig. 5), l'élé-

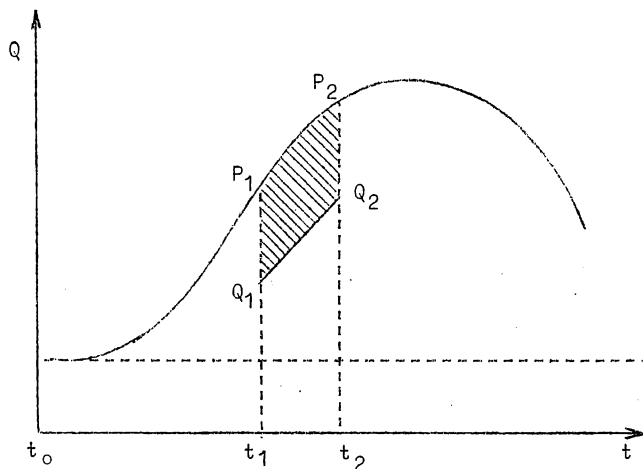


Fig. 5.

ment correspondant Q_1 , Q_2 de la courbe des débits au point aval est tel que l'aire $P_1Q_1Q_2P_2$ représente le cube emmagasiné entre les deux sections pendant le temps $t_2 - t_1$, déduit des tables précédentes de cubatures.

On peut donc ainsi d'une courbe de débits déterminée en amont à partir d'observations limnimétriques établir les éléments contemporains de la courbe des débits d'un point en aval et en déduire les hauteurs.

D'autre part, l'évaluation des célérités des débits ou des hauteurs d'eau permet de prolonger en avant la courbe des débits au point aval et par

le tracé de cette courbe, assez approximatif, de prévoir quelques temps à l'avance les montées en ce point aval.

Cette méthode, dont le principe est assez simple, est la plus rigoureuse. Elle est applicable sans trop de complication dans des cas simples, notamment lorsqu'il y a peu d'affluents échelonnés, que les crues sont assez régulières, etc...

C'est, par exemple, le cas de l'Elbe qui, en amont d'Aussig, est divisée en trois cours d'eau secondaires : la petite Elbe, la Moldau et l'Eger. On a déterminé sur ces trois cours d'eau des points à partir desquels les crues mettent le même temps pour se propager jusqu'à Tetschen en aval (24 heures). On y observe les profondeurs et on en déduit les débits. Leur somme augmentée d'une certaine fraction (1/10^e) pour le ruissellement du bassin indique le débit à Tetschen. 24 heures plus tard, on en déduit la hauteur probable des eaux avec 24 heures d'avance à Tetschen, 36 heures à Dresde.

Il n'est d'ailleurs pas nécessaire que les durées de propagation soient les mêmes : elles peuvent être légèrement différentes, mais les observations doivent alors être faites en des temps différents, de telle sorte que les débits observés en amont arrivent simultanément au point en aval pour lequel on fait les prévisions.

La méthode par tables de cubatures et détermination approximative des célérités a été appliquée à des crues du Rhône en aval de Lyon il y a plus d'un siècle déjà (1857 et 1858). Elle permet de tenir compte des crues des affluents et de toutes autres circonstances de la crue, évidemment au prix de quelques complications.

Pour les cours d'eau très torrentiels, à très forte pente, dans le 2^e membre de l'équation (9), le premier terme est beaucoup plus grand que les deux autres. Sur l'Ardèche, selon M. DELEMER (Annales des Ponts et Chaussées, 1904), le premier terme vaut 0,0041, le deuxième 0,0000176 et le troisième 0,0000285. On peut donc écrire, comme au paragraphe 7 :

$$i = \frac{\chi_v}{\omega} \cdot \frac{u^2}{C^2} = \frac{\chi_v \cdot Q^2}{\omega^3 \cdot C^2} \quad (9 \text{ quater})$$

avec
$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

On déduit de (9 quater)
$$\omega = f(Q, x)$$

(2) peut s'écrire
$$\frac{\partial f}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

d'où
$$Q = F\left(t - \int_0^x \frac{\partial f}{\partial Q} dx\right)$$

Pour Q = constante,
$$t_1 - \int_0^{x_1} f'_Q \cdot dx = t_2 - \int_0^{x_2} f'_Q(Q) \cdot dx ,$$

donc
$$t_2 - t_1 = \int_{x_1}^{x_2} f'_Q(Q) \cdot dx$$

Donc, la célérité moyenne du débit Q entre x₁ et x₂ est

$$V_Q = \frac{x_2 - x_1}{(t_2 - t_1)} = \frac{x_2 - x_1}{\int_{x_1}^{x_2} f'_Q(Q) \cdot dx}$$

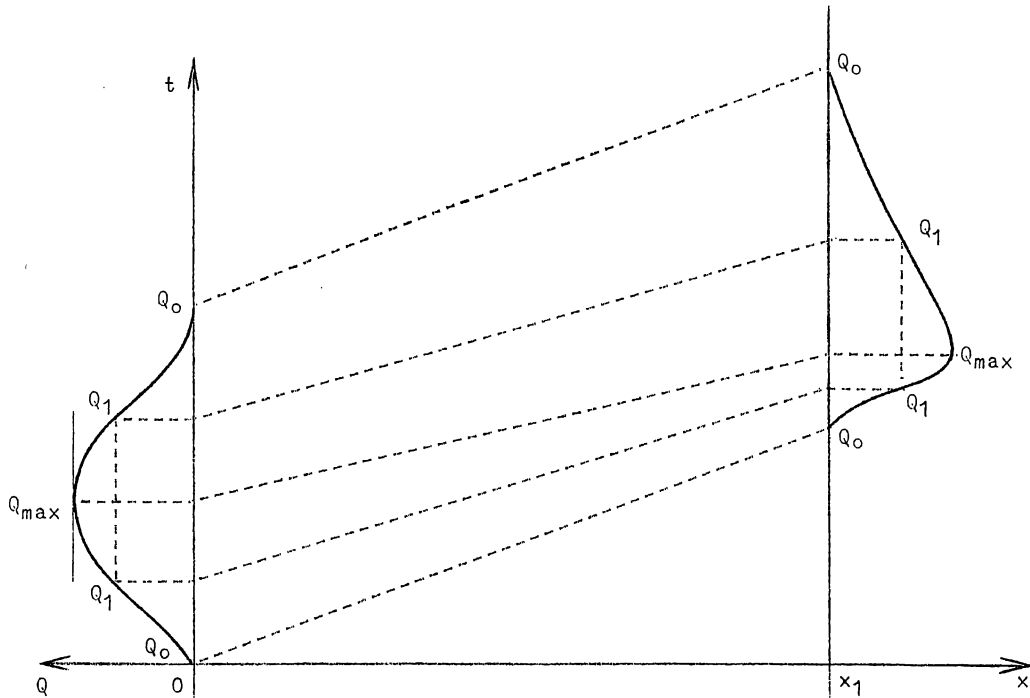


Fig. 6.

La forme de la fonction F est déterminée par la courbe de crue dans la section origine $x = 0$

$$Q = F(t)$$

A la figure 6, on représente x en fonction de t et, dans la section origine

$$x = 0, \quad Q = F(t).$$

Les divers débits parviennent dans la section d'abscisse x , aux temps θ_Q de la section d'origine augmentés de $\int_0^{x_1} f'(Q).dx$. Donc, l'intervalle de temps entre la reproduction de deux débits égaux tels que Q_0 ou Q_1 , lors de la montée et de la décrue des eaux, est le même dans toutes les sections. Mais comme $f'(Q)$ diminue en général lorsque Q augmente, la célérité augmente en raison inverse de $\int_0^{x_1} f'(Q).dx$. Donc la crue se raccourcit en progressant de l'amont vers l'aval, la décrue s'allonge.

Très souvent, les conditions complexes ou encore le défaut de données hydrographiques systématiques ne permettent pas l'emploi de la méthode rationnelle, mais seulement d'une forme empirique qui en dérive comme suit.

On note en diverses stations caractéristiques en amont : cours supérieur, affluents, etc..., les hauteurs d'eau h_1 en des temps correspondants, c'est-à-dire tels que les débits correspondants arrivent simultanément au point pour lequel il faut établir les prévisions. A la suite

d'observations assez longues, on établit une relation empirique, généralement linéaire, entre ces hauteurs et la hauteur qui se produira en aval.

Donc

$$h_{av} = \sum k_i \cdot h_i$$

k_i est un facteur caractéristique pour chaque station et qui est, dans une certaine mesure, proportionnel au bassin alimentant cette station, s'il est imperméable, ou à l'étendue des parties imperméables de ce bassin. Il est cependant certain que ces coefficients, qui sont des moyennes, peuvent présenter des variations assez sensibles suivant la forme des crues, la rapidité de montée etc... On peut donc soit établir plusieurs formules, ou avoir des correctifs pour une formule unique, que l'on applique d'après les renseignements d'amont sur les pluies, la rapidité de montée, etc... et d'après le jugement personnel.

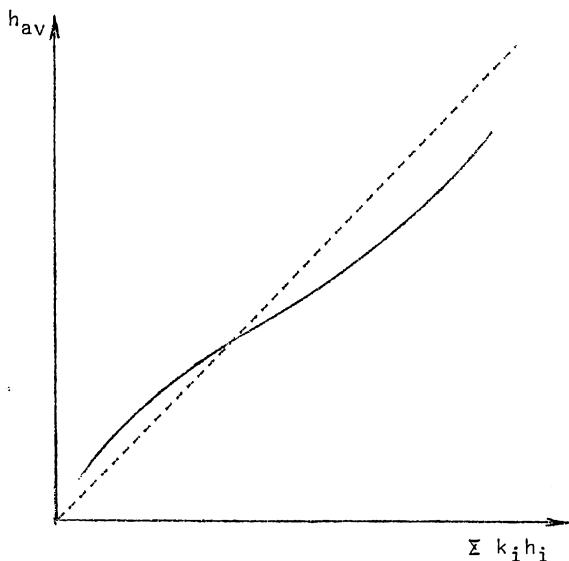


Fig. 7.

Observons que si l'on porte $\sum k_i \cdot h_i$ en abscisse et h_{av} en ordonnée, l'équation ci-dessus représente une droite à 45° passant par l'origine. Si, comme l'a proposé M. ALLARD, on observe les valeurs réelles de h_{av} pendant un grand nombre d'années et qu'on reporte les points représentatifs sur le diagramme en h_{av} et $\sum k_i \cdot h_i$ on obtient une courbe moyenne s'écartant légèrement de la droite. La formule sera d'autant meilleure que les écarts seront moindres. Lorsque la courbe moyenne est établie, on substitue l'emploi de cette courbe

$$h_{av} = f(\sum k_i \cdot h_i)$$

à la relation linéaire précédente.

Au lieu d'employer une formule en fonction des hauteurs h_i , on peut préférer une formule en fonction des

montées Δh_i ; il semble que ce soit plus précis, car la relation avec l'augmentation de débit peut être considérée comme approximativement linéaire

$$\Delta Q_i = (1 + \frac{\beta}{2}) \cdot l \cdot u \cdot \Delta h_i \quad (11)$$

Les mêmes modalités que ci-dessus peuvent être apportées et il semble que l'on puisse tenir compte assez aisément, au moyen d'abaques ou tables, des vitesses de montée, ce qui perfectionne la prévision. Lorsque la hauteur ou la montée au point aval ne dépend que des indications de deux stations d'amont, on peut selon la méthode de M. MAZOYER (Loire) établir une fonction

$$h_{av} = f(h_1, h_2)$$

et la représenter par un abaque (h_1, h_2) côté en valeurs de h_{av} .

Il arrive que la durée de propagation d'un des points amont jusqu'à l'aval est trop faible pour permettre la prévision suffisamment à l'avance. Pour ce point, on substitue alors aux éléments observés des éléments calculés d'après des observations faites dans le cours ou le bassin d'amont de ce point.

Ces manières d'opérer ne diffèrent pas, dans leur principe, de l'ancienne méthode établie par BELGRAND en 1854 pour la prévision des crues du bassin de la Seine, principalement à Paris, et qui dérive des règles empiriques de cet ingénieur données plus haut (paragraphe 8). Belgrand part du principe que les maxima des crues sont déterminés surtout par les crues des affluents ou des parties à versants imperméables du bassin, et dépendent donc des crues aux points amont de ces bassins imperméables. Des échelles placées en ces points sont considérées comme des indicateurs ou témoins essentiels. On place des échelles en tous les points indicateurs d'amont situés assez loin pour permettre une prévision à échéance suffisante. La montée au point aval se déduit par une règle empirique simple, généralement linéaire, des montées aux points témoins. Des coefficients divers tiennent compte de circonstances particulières : saturation de certains terrains perméables, reprise d'une crue, etc...

Comme les lits des cours d'eau se modifient progressivement (chapitre IV), principalement d'ailleurs sous les effets des crues, il en résulte que les méthodes ou formules employées pour la prévision des crues ne sont pas invariables et qu'elles doivent subir des corrections avec le temps, tant pour corriger les imperfections d'établissement que pour tenir compte des modifications séculaires. Il en résulte que les observations des crues doivent toujours continuer.

Il faut tenir compte de cette remarque dans l'exploitation des statistiques de crues. Des ajustements tels que ceux schématisés à la figure 7 relèvent en somme des méthodes de la corrélation statistique. Mais cette théorie implique que les variables aléatoires soient homogènes, c'est-à-dire toutes comparables, exemptes de changements systématiques. Or, à la longue, les circonstances des crues de chaque cours d'eau changent : modifications au bassin versant, déboisement, imperméabilisation du sol, modifications naturelles et artificielles au lit, etc...

En général, pour un cours d'eau stabilisé, on peut admettre que ces modifications sont assez lentes pour être peu sensibles. Le recours aux méthodes statistiques se rapportant à des phénomènes tels que les crues est donc possible avec discernement, de préférence par la voie de la corrélation, mais il y a lieu de la revoir périodiquement.

On a tenté, en Belgique notamment pour la Meuse (STORRER, HENRARD et STERLING, Rapport au 18^e Congrès International de navigation, Rome 1953, Section 1, Question 1), de procéder à des prévisions à longue échéance par la méthode d'analyse harmonique de M. et M^e LABROUSTE (Analyse des graphiques résultant de la superposition de sinusoides.- Presses universitaires de France, 1943). Cette méthode opère par l'analyse harmonique (décomposition en sinusoides) des courbes d'observation de variation des niveaux de l'eau en fonction du temps. Cette analyse peut être faite assez simplement par des machines. Mais on se propose en fait d'extrapoler ces courbes et donc de prévoir des phénomènes naturels, tels que des hauteurs périodiques de pluie, des crues, des pressions barométriques. C'est ainsi que l'on procède dans des instituts spéciaux, tels que le Tidal Institute de Glasgow à la prévision des marées. Mais il s'agit là de phénomènes dont les causes varient très peu et connus depuis très longtemps. La prédiction de crues par extrapolation d'analyse harmonique est très sujette à caution parce que les causes en sont beaucoup plus aléatoires et aberrantes.

On consultera avec intérêt le rapport général et les rapports particuliers traitant de la prévision des crues présentés au 18^e Congrès International de navigation à Rome en 1953 (Section 1, Question 1).

Les annonces et les prévisions ne doivent être faites à l'extérieur qu'en tant qu'elles sont utiles. A la batellerie pour autant qu'elles concernent l'arrêt ou la reprise de la navigation, qui dépend des vitesses et hauteurs ou, autrement dit, des plus hautes eaux de navigation, niveau défini au chapitre XV. Pour les riverains, elles sont conditionnées par les hauteurs de submersion, qui doivent être déterminées avec soin.

10.- EFFETS DES CRUES

Les effets des crues ressortent à suffisance des chapitres précédents. En résumé, on peut dire que par suite de la sauvagerie des crues, ce sont leurs eaux qui provoquent les plus grands affouillements aux lits : éboulements de berges, approfondissements en certains endroits, affouillements aux pieds des obstacles : piles de ponts, murs, etc... Le débit solide est le plus grand pendant les crues, tant en quantité absolue que relative.

Pendant la crue, dans les zones d'eau morte (plaines inondées), et lors de la décrue, dans les endroits à faible vitesse (seuils, rives convexes), les matériaux charriés ou suspendus s'arrêtent, les crues produisent donc aussi les atterrissements et envasements.

Les crues importantes exigent généralement des travaux de réfection aux rives, chenaux et ouvrages des cours d'eau; elles entraînent donc en général des dépenses pour ces travaux. Lorsqu'il se produit de grandes inondations, il en résulte en général des dommages énormes. H.K. BARROWS (Floods, their hydrology and control.- New-York, 1948) indique que de 1918 à 1948, il y a eu aux Etats-Unis plus de 2 milliards de dollars de dommages, dont plus de 500 millions de dollars en 1937, principalement pour le Mississippi et l'Ohio. En outre, il y a eu beaucoup de pertes de vies humaines.

CHAPITRE XV

REGIMES DES COURS D'EAU

1.- NIVEAUX DES COURS D'EAU.- OBSERVATION STATISTIQUE.

Le régime des cours d'eau est essentiellement caractérisé par la variation du débit en fonction du temps, variation d'ailleurs périodique, car les mêmes états se reproduisent annuellement, au moins en ce qui concerne l'allure générale de variation. Les courbes annuelles des débits sont d'ailleurs soumises à des influences séculaires, corrélatives aux périodes de pluie.

Le régime d'un cours d'eau peut s'étudier d'après une courbe annuelle de variation des débits ou, mieux encore, à l'aide d'une courbe moyenne annuelle de variation des débits, établie au moyen des observations d'un nombre suffisant d'années.

Les débits se déduisent, de la manière indiquée plus loin, des hauteurs d'eau mesurées à l'aide d'échelles hydrométriques ou limnimètres. En sorte que l'on peut aussi définir le régime d'un cours d'eau par la courbe annuelle limnimétrique, obtenue en portant en abscisses les jours dans l'ordre chronologique et en ordonnées les cotes moyennes journalières des échelles.

En temps de crue, les cotes varient sensiblement dans l'intervalle d'un jour; il faut alors des observations plus fréquentes ou un enregistrement continu. Ces courbes sont relatives à un limnimètre déterminé et varient d'un point à l'autre du fleuve. On peut d'ailleurs remarquer parfois un changement de régime. Ainsi (voir planche 5, figure 2), à Constance, le Rhin a nettement les caractéristiques d'un cours d'eau à régime alpin : crue d'été et étiage (bas débit) d'hiver. A Emmerich, à la frontière germano-hollandaise, l'apport des affluents de plaine a modifié ce régime en régime prédominant de plaine : crue d'hiver, étiage de printemps et d'automne. Une légère augmentation de débit en été marque ce qui reste de l'influence alpine. A Bingen, les deux régimes ont une influence à peu près équivalente; il en résulte une rare constance de niveau.

Autre exemple, le Rhône présente à sa sortie du lac Léman un régime tranquille qui, dans son cours inférieur, se transforme en régime torrentiel sous l'influence des apports des affluents torrentiels : Isère, Durance etc...

Un autre exemple important de succession et de superposition de régimes divers est fourni par le bassin du Congo. Il s'étend sur des surfaces à peu près égales au N. et au S. de l'Équateur. Le fleuve lui-même décrit une large boucle de part et d'autre de l'équateur. Le régime du fleuve est surtout conditionné par celui de ses nombreux grands affluents qui sont aussi répartis de part et d'autre de l'équateur. Le régime sud a un étiage de juillet à septembre; le régime nord a un étiage de février à avril.

Dans la partie supérieure du Congo, jusqu'à Kindu, le régime est caractéristiquement sud. En aval de Kindu, il y a une zone de transition jusqu'à Stanleyville. En aval de Stanleyville, des alternances d'affluents nord et sud modifient et régularisent progressivement le régime. Tout-à-fait en aval, entre Kwamouth (confluent du Kasai) et la mer, il n'y a plus d'affluents importants.

Le diagramme mensuel de répartition des pluies chevauche de part et d'autre de l'équateur, ce qui explique la différence signalée ci-dessus entre les régimes nord et sud. Il en résulte un régime particulièrement régulier du Bas-Congo.

| | |
|---------------|----------------------------------------------------|
| + B.E. : env. | 23.000 m ³ /sec |
| B.E. moyennes | 26.000 m ³ /sec (étiage conventionnel). |
| + H.E. : env. | 75.000 m ³ /sec. |
| Débit moyen : | environ 40.000 à 45.000 m ³ /sec. |

Les courbes limnimétriques sont peu utilisées sous cette forme. (fig. 8).

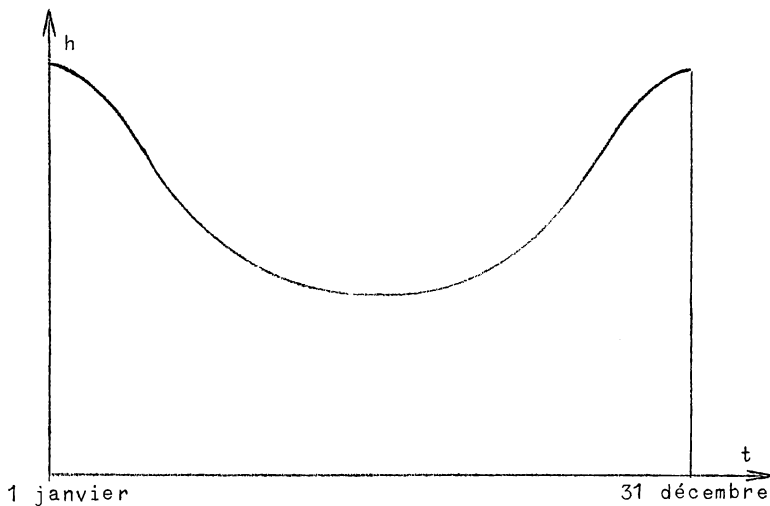


Fig. 8.- Courbe annuelle limnimétrique (statistique chronologique).

On en déduit les courbes de fréquence et de durée (fig. 9) des niveaux de l'eau (Planche 6, figure 2). La courbe de fréquence s'obtient en portant en ordonnées les cotes, en abscisses les nombres annuels de jours consécutifs ou non pendant lesquels ces cotes sont effectivement atteintes ou, plus exactement, comprises entre deux limites assez rapprochées.

Cette courbe présente généralement une allure caractéristique, partant de l'abscisse 0 aux plus hautes eaux pour y revenir aux plus basses eaux après avoir passé par un maximum. Ce maximum correspond au niveau le plus fréquent, donc aussi le plus probable.

La courbe des durées (ou des niveaux classés par durées) s'obtient en portant en ordonnées les cotes, en abscisses les nombres totaux de jours annuels, consécutifs ou non, pendant lesquels ces cotes sont atteintes ou dépassées. Cette courbe des durées est donc l'intégrale de la courbe des fréquences; elle part de l'abscisse nulle aux plus hautes eaux pour terminer à l'abscisse maximum (365 jours ou 100 %) aux plus basses eaux, en présentant un point d'inflexion correspondant au niveau le plus fréquent.

La relation précitée entre la courbe des fréquences (ou des temps partiels) et des durées (ou des temps) est exacte à la limite, mais doit être comprise pratiquement comme suit.

On ne peut pas effectuer une représentation continue de la variation des niveaux d'eau. On doit nécessairement envisager des hauteurs croissant par unités finies Δh . La courbe des fréquences reproduit alors les temps partiels t_h pendant lesquels le niveau est compris entre h et $h + \Delta h$. L'ordonnée correspondante de la courbe des durées est

$$T_h = \sum_{h_0}^h t_h = \frac{1}{\Delta h} \cdot \sum_{h_0}^h t_h \cdot \Delta h = \frac{S_h}{\Delta h},$$

S_h désignant la surface correspondante de la courbe des fréquences. Δh intervient comme une constante, qui ne fixe que l'échelle, d'ailleurs arbitraire. Il est d'ailleurs évident que si l'on fait changer Δh , t_h varie, mais non T_h , dont la valeur totale finale est toujours 365 jours (ou 100 %). On peut donc éliminer Δh en écrivant

$$\frac{T_h}{365} = \frac{S_h}{S_{tot}} \quad T_h = \sum_{h_0}^h t_h = \frac{365}{S_{tot}} \cdot S_h$$

$$t_h = \Delta T_h = \frac{365}{S_{tot}} t_h \cdot \Delta h$$

$$t_h = \frac{S_{tot}}{365} \cdot \frac{\Delta T_h}{\Delta h}$$

En passant à la limite, t_h est proportionnel à $\frac{dT}{dh}$. Le rapport $\frac{S_{tot}}{365}$ ne fait que fixer une échelle, car S_{tot} doit précisément représenter 365 jours.

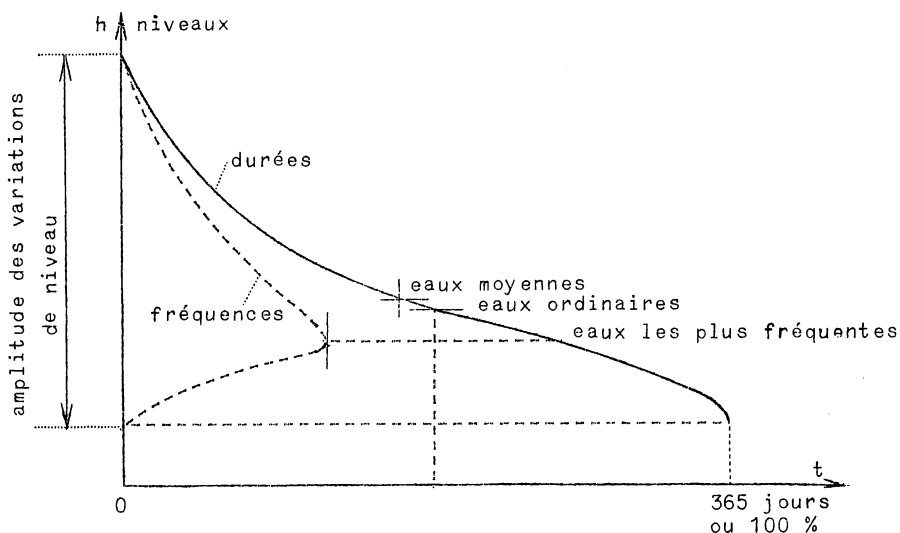


Fig. 9.- Courbes de fréquence et des durées des niveaux (ou des niveaux classés par durées) (statistique analytique) (Voir Pl. 6, fig. 2).

Ces courbes définissent d'une manière précise tous les éléments du régime. De la courbe limnimétrique annuelle on peut déduire les niveaux moyens pour diverses périodes, savoir les moyennes des différents mois

(moyennes mensuelles), celles des années (moyennes annuelles), les moyennes décennales, etc...

Les courbes limnimétriques des moyennes journalières, qui sont par exemple les moyennes des courbes limnimétriques journalières des appareils enregistreurs, sont très irrégulières. Aussi les courbes de régime sont-elles généralement tracées en portant en ordonnées les moyennes hebdomadaires ou mensuelles, qui donnent des courbes à allure régulière (planche 5, figure 2).

Quoiqu'il en soit, les niveaux moyens pour une période déterminée quelconque (par exemple des basses eaux d'été, etc...) ne peuvent être définies avec précision qu'au moyen des courbes limnimétriques annuelles. Pour les études, on opère sur les courbes limnimétriques moyennes ou enveloppes d'un certain nombre d'années, déduites d'un nombre suffisant de courbes d'observations annuelles, selon qu'il s'agit de déterminer des niveaux moyens ou des plus hautes ou plus basses eaux.

On peut de même pour les courbes de fréquence ou de durée envisager des courbes moyennes et enveloppes relatives à une certaine période d'années.

On déduit des courbes de durée (fig. 9) le niveau des eaux ordinaires ou minimum semi-permanent, qui est aussi souvent dépassé que pas atteint dans l'année; il correspond à l'abscisse 182,5 jours ou 50 %. Il est généralement inférieur aux eaux moyennes annuelles, qui correspondent à l'ordonnée moyenne de la courbe des durées et de la courbe annuelle limnimétrique, qui ont même surface et même abscisse maximum.

En effet, les abscisses de la courbe des durées ne sont autre chose que les sommes des cordes intérieures de la courbe limnimétrique annuelle.

Enfin, on considère encore le niveau le plus fréquent ou le plus probable, généralement inférieur aux deux précédents. (Planche 6, figure 2).

L'ancienne notion d'étiage, qui correspond, d'après M. de MAS, au niveau des basses eaux normales, qui se produisent généralement chaque année et que les précédents font considérer comme probables en moyenne, serait mieux définie comme la moyenne des plus basses eaux annuelles. C'est le niveau que l'on doit considérer comme celui en-dessous duquel il est peu probable que les eaux descendront, notion qui a de l'importance pour l'implantation des ouvrages et l'exécution des travaux. Cette cote est généralement fixée pour les cours d'eau administrés et constitue l'étiage conventionnel. Le plus bas étiage correspond aux plus basses eaux connues. A l'opposé se trouvent les notions correspondantes de plus hautes eaux moyennes ou ordinaires et de plus hautes eaux connues.

Enfin on considère aussi parfois des niveaux dont la définition est imprécise et qui dépendent de circonstances locales, tel que celui des plus hautes eaux de navigation, au-delà duquel la navigation n'est plus possible sans danger. Les plus hautes eaux navigables peuvent être déterminées :

- 1°) par la vitesse excessive du courant,
- 2°) par l'insuffisance du tirant d'air sous les ponts,
- 3°) par la submersion des chemins de halage, ports et débarcadères.

Ces niveaux sont donc conventionnels.

Les notions précédentes montrent l'importance d'un service d'observation limnimétrique bien organisé. Aux points importants du fleuve (confluents, seuils, etc...) ou aux endroits où le service d'observation est aisé (localités), on dispose des échelles fluviales ou limnimètres, à divisions métriques analogues à celles des mires de nivellement. Les observations se font à heure fixe, journallement ou un certain nombre de fois par jour, notamment en temps de crue. Pour l'étude du régime, l'observation continue des variations du niveau en des points bien choisis est importante et se fait à l'aide de fluviographes enregistreurs, pour la description desquels on se réfèrera aux ouvrages spéciaux. (Voir aussi le chapitre XVII).

Une question importante est celle de la correction du zéro, d'après l'affouillement ou l'exhaussement du lit.

L'emplacement des stations limnimétriques doit être non seulement caractéristique, mais en outre, il doit satisfaire à des conditions spéciales, de manière qu'il existe une relation univoque en régime permanent entre le niveau de l'eau et le débit. Le lit doit donc être régulier et dépourvu d'obstacles sur une longueur suffisante en aval, de manière que l'on ait toujours un axe d'aval à débit indépendant.

2.- LIGNES D'EAU OU AXES HYDRAULIQUES

On a, au chapitre IV, défini le profil en long du lit. En y reportant les hauteurs d'eau, d'après les limnimètres, on obtient le profil en long de la surface du cours d'eau, qui représente la ligne d'eau ou l'axe hydraulique à un instant déterminé, auquel ont été effectuées les observations limnimétriques, qui doivent donc être simultanées.

Cette ligne suit, en règle générale, la pente générale du fond. Elle est d'autant plus influencée par les accidents du fond que le débit est plus faible (planche 2, figure II). La ligne d'eau présente des ruptures de pente aux seuils qui font en quelque sorte office de déversoir. Les fosses, en général, ne s'accusent que par une atténuation de pente. Pratiquement, les contrepentes sont improbables dans un cours d'eau libre à mouvement tranquille et uniforme. Aux hautes eaux, les effets des accidents locaux de pente de fond s'atténuent.

Des perturbations de la ligne d'eau peuvent résulter des ouvrages créant des résistances particulières à l'écoulement : ponts, pertuis rétrécis, barrages. Au chapitre XI, on a examiné certains des effets de ces ouvrages. Des perturbations se produisent également en régime troublé : période de crue ou de décrue, du fait des ondes de régime variable. Elles ont été étudiées au chapitre XIV.

3.- DEBITS DES COURS D'EAU

Les débits des cours d'eau sont variables avec le niveau de l'eau et, en un point déterminé d'une rivière, en supposant le lit fixe, à un niveau déterminé correspond un débit déterminé, lorsque les fluctuations sont assez lentes pour qu'on puisse considérer le régime comme permanent. On peut

donc exprimer la relation entre ces deux éléments par une formule, ou mieux, par une courbe appelée courbe limnimétrique des débits. A titre d'exemple, on trouve à la planche 6, figure 1, la courbe limnimétrique des débits du Rhin à Bâle, d'après M.M. KOECHLIN. On y remarque l'effet de la correction du zéro de l'échelle de 1910 à 1920, due à l'affouillement du lit. Les courbes ont presque toujours cette forme caractéristique.

Pour un lit régulier, la relation est en effet de la forme

$$Q = c.(h + z)^n$$

z étant la cote variable de l'échelle, c et h des constantes pour une échelle.

En effet, si nous admettons que la section de la rivière est parabolique

$$\omega = \frac{2}{3} l.(h + z)_{\max}$$

mais

$$l = k.\sqrt{(h + z)_{\max}}$$

donc

$$\omega = \frac{2}{3} .k.(h + z)_{\max}^{3/2}$$

k étant un facteur > 1.

D'autre part, en mouvement uniforme $u = C.\sqrt{R.i}$

Si la pente est constante, comme le rayon moyen est approximativement proportionnel à $(h + z)_{\max}$, on voit que, en fin de compte

$$Q = \omega.u = D.(h + z)_{\max}^2 .$$

Donc, dans ce cas, n = 2 environ.

Pour une section rectangulaire de largeur indéfinie, on aurait n = 1,5 environ; pour une section triangulaire n = 2,5. L'exposant 1,5 est le plus répandu. (*)

En fait, la formule parabolique ne semble convenir théoriquement qu'aux profils réguliers. Sous l'effet des irrégularités du profil et des autres circonstances pratiques, on obtient par observation des formules polynômes, telles que

$$Q = a + b.z + c.z^2 + d.z^3$$

Par exemple, la formule de FARGUE pour le débit de la Garonne au pont de Langon était :

$$Q = 87 + 120 z + 42 z^2$$

(Cfr L. FARGUE, La forme du lit des rivières à fond mobile, 1908).(**)

Si la pente subit des fluctuations sensibles avec le niveau, la formule parabolique devrait être plutôt

$$Q = C.(h + z)_{\max}^n \sqrt{i} \quad (n \text{ étant voisin de } 2),$$

c'est-à-dire que le coefficient D varierait alors avec la valeur de z. (***)

(*), (**), (***) Voir page suivante.

Pour pouvoir établir une courbe limnimétrique des débits, il faut que l'on ait affaire à un axe hydraulique donnant lieu à une relation univoque entre la hauteur d'eau et le débit dans la section considérée. Par exemple, un axe simple d'aval dont les circonstances d'aval sont invariables (réservoir indéfini à niveau constant) ou ne varient qu'en fonction univoque du débit (Déversoir à crête fixe). Ou encore, un axe simple d'amont dont les circonstances terminales d'amont sont invariables (réservoir indéfini à niveau constant) ou ne varient qu'avec le débit (déversoir à crête fixe ou mobile, orifice de fond). Les conditions d'amont doivent fixer le débit d'une manière telle et les circonstances d'aval doivent être telles que à un débit donné corresponde toujours le même niveau.

On ne peut, par exemple, déterminer une courbe limnimétrique des débits dans une section en amont d'un confluent, ni dans le cours d'eau principal ni dans l'affluent, dans l'étendue de la zone influencée par le confluent. En cas de crue dans l'un ou l'autre des cours d'eau, le niveau au confluent est exhaussé. Un relèvement doit donc se produire en amont du confluent dans le cours d'eau qui n'est pas en crue et le niveau s'élève quelque le débit n'ait pas changé.

Toutes les circonstances qui déterminent des conditions d'aval qui soient fonctions seulement du débit, sont favorables à l'établissement d'une courbe limnimétrique en amont, par exemple un déversoir naturel (rapides et cataractes) ou artificiel non influencé par l'aval, un ressaut parfait, etc... Les emplacements convenables pour l'établissement d'une courbe limnimétrique des débits doivent donc être déterminés à bon escient d'après les observations effectuées sur le cours d'eau.

L'établissement d'une courbe limnimétrique des débits relève en somme de la corrélation statistique. Ce qui précède revient à dire qu'une courbe limnimétrique des débits ne peut être établie que s'il y a une corrélation très forte entre le niveau de l'eau et le débit dans la section.

Connaissant la courbe limnimétrique des débits et les courbes de fréquence et de durée des hauteurs d'eau, on peut tracer les courbes de fréquence et de durée des débits (Planche 7). Ces courbes ont les mêmes définitions et les mêmes allures caractéristiques pour les débits que pour les hauteurs. Pratiquement, la courbe des durées est la plus intéressante.

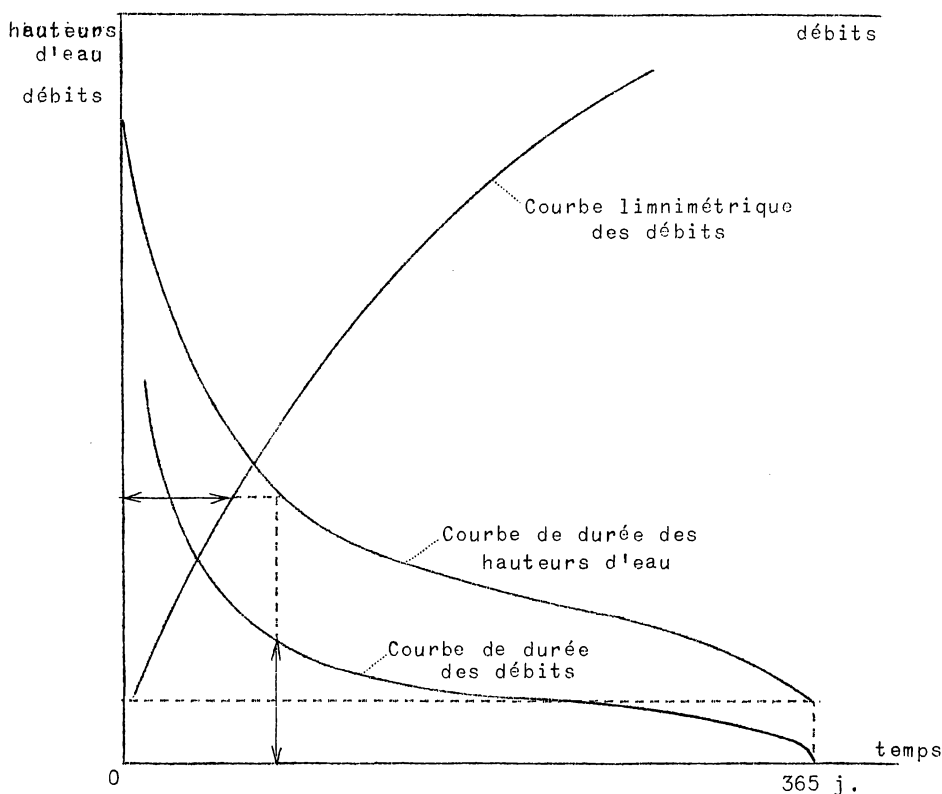
La figure 10 indique comment la courbe de durée des débits se déduit de la courbe de durée des niveaux et de la courbe limnimétrique des débits. (Voir aussi planche 7, figure 2).

On déduit de cette courbe de durée des débits, appelée en France courbe des débits classés (par durée) :

- le débit moyen ou module, qui correspond à l'ordonnée moyenne;
- le débit ordinaire (Allemagne) ou minimum semi-permanent (France), qui est autant de fois dépassé que pas atteint, donc dépassé pendant la moitié de l'année. C'est l'ordonnée correspondant au milieu de l'abscisse totale.

(Notes se rapportant à la page 38).)

- (*) Débit de la Loire au pont de Roanne : $Q = 180 (z + 0,25)^{1,5}$ (d'après Graëff).
- .. Débit de la Seine au pont de Mantes : $Q = 95 (z + 0,75)^{1,5}$ (d'après Cuvinot).
- (**) Débit du Rhône à Valence : $Q = 325 + 365 z + 40 z^2 + 14 z^3$ (d'après du Boys).
- (***) Débit de l'Adda à Côme : $Q = (100 - 3,20 z) \cdot z^{1,5}$ (d'après Lombardini).



On considère aussi le plus petit débit d'étiage et le plus grand débit de crue.

Pour l'étiage, on distingue pour les applications de force motrice hydroélectrique, le débit caractéristique d'étiage, en dessous duquel le cours d'eau ne descend pas plus de 10 jours par an, et les débits caractéristiques de 9, 6 ou 3 mois, qui sont dépassés pendant 9, 6 ou 3 mois par an.

On peut aussi déduire de la courbe limnimétrique annuelle la courbe annuelle des débits ou courbe de régime, moins employée que la courbe des durées, mais qui permet d'établir des moyennes périodiques, par exemple mensuelles.

Comme le traitement des observations des niveaux des cours d'eau en une section, celui des déterminations des débits dans cette section, déduits des observations des niveaux, relève de l'analyse statistique. La base en est fournie par les courbes annuelles d'observations statistiques chronologiques, qui définissent le régime. Ces observations doivent être poursuivies sans trêve. On dispose alors des courbes annuelles d'un grand nombre d'années. On en déduit les courbes moyennes par périodes et pour toute la période d'observation et les courbes enveloppes extrêmes. (Planche 7, figure 1).

Par l'analyse statistique, on en déduit les courbes de fréquence annuelles, moyenne et enveloppes. Elles correspondent aux histogrammes de l'analyse statistique. On en déduit aussi les courbes des durées ou des événements (ou variables aléatoires) classés par durée, annuelles, moyenne et enveloppes. Elles correspondent aux courbes monotones de l'analyse statistique.

Selon les termes usités en statistique :

- le débit moyen correspond à la moyenne,
- le débit minimum semi-permanent correspond au débit médian,
- le débit le plus fréquent ou le plus probable est le mode,
- les débits caractéristiques de 3, 6 et 9 mois sont les quartils;
- on peut aussi envisager les débits aux dixièmes, qui sont les décils.

Ces éléments de statistique sont surtout utilisés dans les questions du régime des cours d'eau en rapport avec l'exploitation des aménagements hydroélectriques.
(Cfr R. GIBRAT : Aménagement hydroélectrique des cours d'eau. Statistique mathématique et calcul des probabilités. Revue générale de l'électricité, 15 et 22 octobre 1932).

Les courbes statistiques sont déduites de l'observation; elles n'ont pas de signification théorique. Elles ne correspondent pas à une distribution normale de Gauss-Laplace. Des lois théoriques de distribution ne peuvent être considérées qu'à défaut de résultats suffisants d'observation. M. GIBRAT préconise la loi de Galton, de répartition normale des logarithmes des débits.

4.- DEBITS SPECIFIQUES (Planche 8).

Lorsque les débits sont, notamment pour les applications hydroélectriques, rapportés à la superficie du bassin, on obtient les débits spécifiques en litres/km²/sec, qui sont proportionnels aux débits totaux ci-dessus. On peut donc, pour les débits spécifiques, tracer des courbes analogues et établir des formules analogues et des valeurs caractéristiques analogues à celles considérées au paragraphe 3.

Ces débits spécifiques ont l'avantage de permettre d'établir une relation avec les caractères hydrologiques du bassin : hauteur des pluies, nature du sol, coefficient de ruissellement, etc... On constate que ces débits spécifiques, bien que variant dans des limites assez étendues, peuvent cependant, en l'absence d'observations suffisantes, se laisser estimer grossièrement par comparaison avec des bassins voisins ou analogues.

Ceci permet de faire des études préliminaires, notamment d'aménagements hydroélectriques, sans attendre que le régime du cours d'eau soit complètement défini, ce qui demande de nombreuses années d'observation et est rendu parfois très difficile par les circonstances géographiques (pays neufs, hautes montagnes, etc...).

Le tableau ci-après donne, à titre d'exemples, les valeurs des débits spécifiques pour quelques cours d'eau en litres/sec/km².

On constate pour les fleuves de la plaine germanique des débits spécifiques de 1 à 2 litres/km²/sec en basses eaux, et 5 à 8 l en eaux moyennes. Les fleuves belges semblent devoir être dans des conditions supérieures.

Pour les fleuves alpins : Rhin, Rhône, Danube, c'est 4 à 7 l en basses eaux; 12 à 19 litres en eaux moyennes. Le chiffre très élevé de 10 litres en basses eaux pour le Rhône à Genève est dû à l'effet régulateur du lac Léman; le lac de Constance exerce sur le Rhin à Bâle un effet analogue.

DEBITS SPECIFIQUES DE QUELQUES COURS D'EAU EN $l/km^2/sec$

| Cours d'eau | Bassin (km^2) | Débit spécifique | | |
|----------------------------|----------------------|------------------|------|----------------------|
| | | B.E. | E.M. | H.E. ord. |
| Elbe à Melnik | 41810 | 0,9 | 6,1 | 103 |
| " à Teschen | 51000 | 0,9 | 5,6 | 92 |
| " à Magdebourg | 94944 | 1,0 | 5,3 | 45 |
| " à Artlenbourg | 134944 | 1,1 | 4,8 | 27 |
| Rhin à Hanz | 776 | | 41,7 | 96 |
| " à Bâle | 35929 | 10 | 30 | 65 |
| " à Linz | 140039 | 4,3 | 13,4 | 78 |
| " à Cologne | 144612 | 4,6 | 14,4 | 71 |
| " à Rees | 159683 | 4,9 | 12,4 | 58 |
| Rhône à Genève | 6901 | 10,1 | | 83 |
| " à l'amont de Lyon | 19267 | 6,8 | | 291 |
| " au confluent de la Saone | 447815 | 3,1 | | 146 |
| " de l'Isère | 63584 | 3,9 | | 151 |
| " de la Durance | 91150 | 4,1 | 18,8 | 152 |
| Danube à Vienne | 101600 | | 18,6 | 103 |
| Meuse à Visé | 22341 | | | 130 |
| Ourthe à Engreux | 713 | | 15,8 | 310 |
| " à Chênée | 3530 | | - | 280 |
| Vesdre à Chênée | 699 | 3,09 | 15 | 320 (except. 750) |
| Amblève à Targnon | 957 | 2,09 | 16,7 | - |
| Hoegne | 223 | | | 590 |
| Hoyoux | 225 | | | 680 |
| Warche à Robertville | 120 | | 37,5 | 420 |
| Vesdre à Eupen | 65,5 | | | 1530 |
| Ruisseau de Dison | 22,2 | | | 2390 |

Pour les rivières de plus faible longueur à altitude élevée, telles que les rivières suisses, on trouve jusque 30 litres en eaux moyennes; ce débit spécifique moyen s'élève parfois jusqu'à 70 en Suisse (maximum pour de petits bassins).

Aux hautes eaux ordinaires, les débits spécifiques décroissent pour les grands fleuves des sources à l'embouchure, en moyenne de 200 à 50 litres.

Pour des petits cours d'eau non régularisés par des lacs, on peut envisager 300 litres en plaine, 500 litres en montagne, avec un maximum pratique de 1000 litres, d'ailleurs exceptionnellement dépassé, mais pour de petits bassins et dans les conditions exposées dans le chapitre II. Les figures 1, 2 et 3 de la planche 8 corroborent ces indications.

Le tableau ci-après des débits spécifiques, établi par FRANZINS, peut être utile; il correspond aux conditions de l'Europe centrale. Il peut donner des indications par analogie et il met en relief des facteurs déterminants du régime.

VALEURS MOYENNES DES DEBITS SPECIFIQUES (1/km²/sec)

| | B.E. | H.E. | Rapport B/H | Observations |
|--------------------------------------------------------------|---------|---------|-------------|--------------------------------------------------------|
| A proximité des sources, en pays de montagnes, sans glaciers | 2-4 | 350-600 | 1 : 150 | forte précipitation, ruissellement rapide et complet |
| En région montagneuse ou accidentée escarpée | 2 | 180-230 | 1 : 90 | Précipitation moyenne, ruissellement rapide. |
| En région vallonné | 1,8 | 120-180 | 1 : 75 | précipitation moyenne, ruissellement lent et incomplet |
| Pays de plaine | 1,6 | 60-120 | 1 : 50 | idem. |
| Pays plats sablonneux ou marécageux | 1,2-1,5 | 35-60 | 1 : 35 | Précipitation modérée, en majeure partie absorbée. |

5.- CARACTERISTIQUES D'ECOULEMENT

L'aire de la courbe annuelle de régime ou de la courbe annuelle des débits classés donne le volume total d'eau écoulée par an à travers la section considérée :

$$\int Q \cdot dt = Q_{\text{moy}} \cdot T$$

Cette quantité divisée par l'étendue du bassin donne la hauteur d'écoulement annuelle correspondante

$$H_e = \frac{\int Q \cdot dt}{S} = \frac{Q_{\text{moy}} \cdot T}{S}$$

D'après M.M. KOECHLIN

| | | |
|-----------------------|------------------------------------------------|---------------------------|
| H _e = 1,01 | pour le Rhin à Bâle. | (35 929 km ²) |
| 2,155 | pour l'Aar à Innertskirchen. | (276 km ²) |
| 1,028 | pour l'Aar à Brugg (sortie du lac de Biemme) . | (8317 km ²) |
| 1,882 | pour le Rhône à Beckingen. | (215 km ²) |
| 1,125 | pour le Rhône à la Plaine. | (10 284 km ²) |

| | | |
|-----------------------|---------------------------------------------------|---------------------------------------|
| H _e = 1,45 | pour le Flamisell à la sortie du lac Estangento : | S = 32 km ² alt. 2029. |
| 1,82 | pour la Noguera Pallaresa à Esterri.. | S = 248 km ² . |
| 0,65 | pour la Noguera Pallaresa à Trepmp . | S = 2090 km ² alt. 540 m. |
| 0,26 | pour l'Ebre à Fayon | S = 82 200 km ² alt. 50 m. |

Le Flamisell et la Noguera Pallaresa sont des cours d'eau des Pyrénées espagnoles, le dernier est un affluent du Segre qui se jette dans l'Ebre.

Les hauteurs d'écoulement précédentes sont relatives à des cours d'eau d'altitude élevée et à forte pente (planche 8, figures 2 et 3). On trouve des chiffres analogues en Ardennes. Par exemple pour la Warche à Robertville, H_e = 1,19 m environ.

Les hauteurs d'écoulement des fleuves de plaine sont moindres. Ainsi, celle de la Meuse près de la frontière hollandaise doit être voisine de 0,30 m.

Les limites de variation de H_e sont donc assez définies en rapport avec les conditions hydrographiques et climatériques. Le coefficient de ruissellement annuel est le rapport :

$$\varphi = \frac{H_e}{H_a} ,$$

H_a étant la hauteur totale annuelle de pluie. La hauteur des pertes est $H_a - H_e$. Si l'on peut connaître ou estimer H_a et φ , on en déduit H_e , d'où le débit spécifique moyen qui est égal à $31,66 H_e$ l/km²/sec, H_e étant en m.

TABLEAU DES COEFFICIENTS ANNUELS D'ÉCOULEMENT DE QUELQUES COURS D'EAU

| | | | |
|--------------------------------|-------|--------------------|-------|
| Meuse (f ^l e holl.) | 0,42 | Vesdre | 0,48 |
| Escaut | 0,307 | Aar (près d'Aarâu) | 0,820 |
| Seine | 0,278 | Inn (à Kufstein) | 0,760 |
| Loire | 0,336 | Inn (à Innsbruck) | 0,830 |
| Garonne | 0,553 | Mississippi | 0,235 |
| Rhône | 0,364 | St Laurent | 0,381 |
| Saône | 0,500 | Amazone | 0,277 |
| Ebre | 0,066 | La Plata | 0,359 |
| Rhin | 0,442 | Magdaléna | 0,663 |
| Danube | 0,325 | Gange | 0,394 |
| Moselle | 0,437 | Pei Ho | 0,073 |
| Sarre | 0,432 | Nil | 0,043 |
| Pô | 0,659 | Niger | 0,373 |
| Tibre | 0,543 | Congo | 0,384 |
| Néva | 0,703 | | |
| Volga | 0,316 | | |
| Amblève | 0,50 | | |
| Ourthe supérieure | 0,50 | | |

La figure 11, extraite de "Studies of relations of rainfall and runoff in the United States" par W.G. HOYTT (United States Government Printing Office, Washington 1936) représente un diagramme des hauteurs d'écoulement moyennes annuelles décennales progressives (en abscisses), rapportées aux précipitations moyennes annuelles décennales progressives (en ordonnées), exprimées toutes deux en pouces.

6.- ALIMENTATION DES COURS D'EAU PAR RUISSELLEMENT

Le régime des cours d'eau est caractérisé par les variations de son débit; celles-ci dépendent uniquement de l'hydrologie et du climat du bassin, qui déterminent l'alimentation du cours d'eau.

Il est donc directement dépendant de l'abondance et de la répartition des pluies, mais la manière dont la pluie arrive au cours d'eau exerce aussi une grande influence.

Le ruissellement est un facteur important du régime, prépondérant dans les parties supérieures des bassins et, en général, dans les bassins imper-

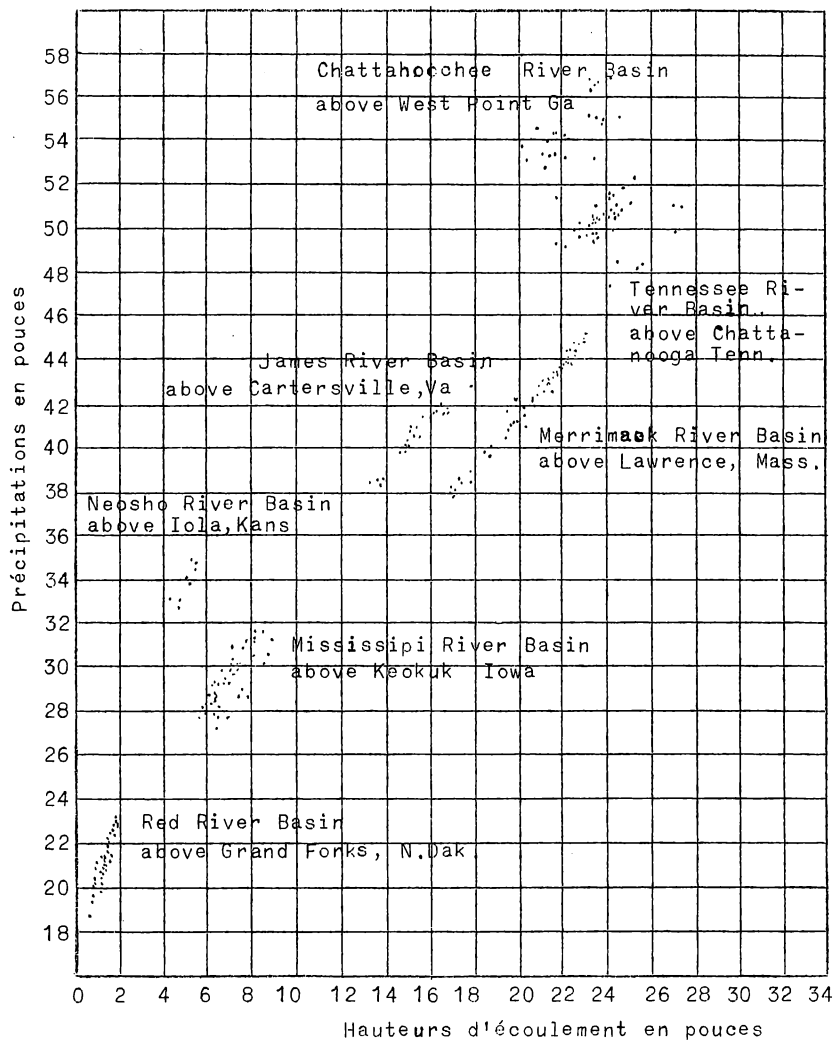


Fig. 11.

méables, où les cours d'eau ont plus ou moins un caractère torrentiel, ainsi que dans les crues, dues surtout aux pluies et à la fusion des neiges.

Dans les bassins supérieurs des grands cours d'eau, les pluies sont généralement abondantes en raison de l'altitude élevée. Les terrains généralement moins perméables qu'en plaine et les fortes déclivités produisent un ruissellement très complet et rapide. Il en résulte des valeurs élevées du débit spécifique, dues aux grandes valeurs de H_a et de q (voir le tableau de FRANZIUS, paragraphe 4).

A mesure que le cours s'étend, le bassin s'élargit généralement, les déclivités deviennent moindres ainsi que le ruissellement, les pertes augmentent, surtout par infiltration mais également par évaporation, enfin

les pluies diminuent. Aussi, le débit spécifique diminue-t-il régulièrement de l'amont vers l'aval pour les circonstances qui dépendent principalement du ruissellement, c'est-à-dire les eaux moyennes et surtout pour les hautes eaux, comme le montrent les chiffres cités pour les débits spécifiques de l'Elbe, du Rhin et du Rhône dans les tableaux précédents (paragraphe 4), ainsi que les hauteurs annuelles d'écoulement H_0 de l'Aar, du Rhône et du groupe Noguera Pallaresa - Segre - Ebre. (Planche 8, figures 2 et 3). C'est généralement l'inverse pour les basses eaux, pour les raisons exposées plus loin.

Le temps que met l'eau de pluie à arriver au cours d'eau joue un rôle important dans l'influence du ruissellement sur le régime. Une longue durée de parcours constitue déjà une cause atténuante de la rapidité et de l'amplitude des crues; elle en augmente la durée et en diminue donc la hauteur. Un régime est donc d'autant plus torrentiel que H_0 et que φ sont plus grands, mais aussi que t (voir chapitre II, paragraphe 2) est plus petit. La répartition discontinue des pluies produit nécessairement des variations fréquentes et accusées du débit.

Pour atténuer le caractère torrentiel d'un tel cours d'eau, il faut diminuer φ , c'est-à-dire augmenter les pertes, et augmenter t . Ces deux objets sont réalisés par des plantations, surtout le boisement. Les boisements exercent une influence très favorable et les déboisements sont par contre défavorables pour les cours d'eau à régime torrentiel, donc généralement dans les bassins supérieurs et imperméables. Cependant, aux reboisements très coûteux on peut substituer des gazonnements ou des plantations basses.

Tout ce qui précède suppose qu'aucune influence régulatrice ne s'exerce sur les cours d'eau. Comme telles agissent surtout les glaciers et les lacs dans les cours supérieurs, beaucoup moins les eaux souterraines dans les cours inférieurs.

Ce que nous avons dit des glaciers, immenses réservoirs d'eau à marche très lente, met suffisamment en relief leur rôle régulateur. Les effets des fortes précipitations alpines sont retardés de plusieurs années. Le régime des fleuves alpins est très régulier : crue d'été et étiage d'hiver. Il faut des chaleurs exceptionnelles et persistantes ou des froids rigoureux et durables pour que les valeurs extrêmes moyennes soient dépassées. Cependant, la différence des extrêmes reste assez sensible, c'est-à-dire qu'un glacier uniformise peu le débit; il réduit cependant beaucoup les débits spécifiques maxima. Les lacs ont une action régulatrice beaucoup plus marquée, ils forment des tampons de débit, c'est-à-dire absorbent les crues d'amont et atténuent celles d'aval en augmentant les basses eaux.

C'est ainsi que le Rhône à Genève, à la sortie du lac Léman, a le plus grand débit d'étiage de tout son cours, beaucoup plus élevé que dans le bassin inférieur, et un débit de crue beaucoup inférieur (voir tableau paragraphe 4). On constate la même influence sur le Rhin à la sortie du lac de Constance. M.M. KOECHLIN citent un cours d'eau finlandais, le Vuoksen qui, pour un bassin de 60.205 km², mesuré aux chutes du Petit Imatra, traverse une étendue de 7.760 km² de lacs (13 fois plus que le Léman). Il a un débit spécifique moyen de 10 litres par km²/sec, qui est presque constant pendant toute l'année. Les variations ne dépassent pas 15 %. (Pl.8, fig.1).

D'autre part $H_e = 0,30$. Par leur grande surface d'évaporation et la grande surface de contact avec le sol, les lacs réduisent H_e .

La fréquence des pluies exerce naturellement une influence d'uniformisation sur le régime des cours d'eau. Les neiges constituent un facteur important des crues, par leur abondance et la rapidité possible du dégel. Une fonte brusque des neiges, surtout dans le bassin supérieur, accompagnée de pluies abondantes dans tout le bassin, peut donner lieu à des crues calamiteuses (Meuse, décembre 1925 - janvier 1926).

7.- INFLUENCE DES EAUX SOUTERRAINES SUR L'ALIMENTATION DES COURS D'EAU.

Elle est très différente de celle du ruissellement, qui domine en période de crue. Les eaux souterraines exercent sur le débit une influence importante en période d'étiage; elles soutiennent le débit des basses eaux. C'est la raison pour laquelle (voir tableaux paragraphe 4) le débit spécifique des basses eaux croît de l'amont vers l'aval, en dehors de l'influence de régulateurs tels que les lacs. C'est-à-dire que les nappes souterraines constituent elles-mêmes des régulateurs de débit assez puissants, mais dont les effets sont différés et moins intenses que ceux des lacs, à cause de l'extrême lenteur des débits souterrains. Le mécanisme est le suivant. Les pluies d'hiver et les fontes des neiges alimentent les nappes souterraines, qui sont alors en crue. En été, la surface du sol est desséchée et les eaux des pluies n'arrivent généralement pas (sauf cas d'été très pluvieux) jusqu'à la nappe; elles sont absorbées et retenues par capillarité et réévaporées, directement ou par les plantes. On dit que les pluies d'été ne profitent pas aux nappes souterraines (DAUSSE). Les nappes souterraines et les sources sont dites alors en régime propre ou non influencé. (Voir chapitre VII). Les masses d'eau qu'elles contiennent débitent lentement par la gravité dans les cours d'eau qu'elles alimentent, en décroissant nécessairement de volume avec le temps.

En hiver, la nappe souterraine en étiage reconstitue ses réserves. Lorsque le sol est très humide, en cas de précipitations très intenses et persistantes, l'infiltration lente ne peut absorber qu'une faible partie des eaux. L'évaporation est faible aussi, donc le ruissellement domine et donne lieu aux crues. Les eaux des cours d'eau s'élèvent, le lit s'étend, mais par le fait même il se produit un relèvement de la surface des nappes souterraines; le fleuve débite dans la nappe. Donc, plus le sol est perméable, plus les mouvements de filtration sont rapides, plus la zone d'influence du fleuve est grande et plus les nappes souterraines amortissent l'amplitude des crues. C'est un second aspect de leur rôle régulateur.

L'influence des nappes souterraines prédomine dans les cours d'eau de plaine à régime tranquille. Le coefficient de ruissellement est faible et relativement constant, H_e est faible, mais le débit spécifique moyen est peu inférieur à celui du cours amont; le débit spécifique minimum est sensiblement augmenté. Les cultures et les irrigations accentuent ce caractère, mais les forêts étendues, qui exercent une influence déprimante sur les nappes souterraines, ne sont donc pas particulièrement favorables dans les bassins des cours d'eau tranquilles. Il faut éviter également le colmatage des terrains, qui se caractérise par la présence de marécages au

voisinage du cours d'eau. Il faut dans ce cas drainer, dans l'intérêt des terrains comme du cours d'eau.

M. MAILLET a conclu de l'étude du régime propre (chapitre VII) et de la lenteur des mouvements de filtration, que le débit des nappes souterraines en régime propre, donc en période d'étiage pour les cours d'eau à étiage d'été, et par conséquent le niveau d'étiage même, dépendent des totaux de pluies et d'évaporation d'un grand nombre de saisons chaudes et froides antérieures, d'autant plus grand que le bassin est plus étendu. Les saisons chaudes influent moins que les saisons froides et toutes d'autant moins qu'elles sont plus antérieures; la décroissance d'influence est d'autant plus rapide que le bassin est moins étendu. La répartition des pluies dans ces saisons est d'autant plus indifférente que le terrain est plus perméable et le bassin plus étendu. Cependant, les pluies exceptionnelles et de longue durée de la saison froide précédente ou d'un printemps et d'un été pluvieux, ou une période de sécheresse exceptionnelle, peuvent constituer des éléments perturbateurs de l'étiage. Les pluies ordinaires des saisons chaudes sont par contre négligeables dans un bassin très perméable.

Il en résulte que dans un bassin presque entièrement perméable, le niveau d'étiage varie très peu d'une année à l'autre et présente des différences très faibles avec une moyenne séculaire. Il faut une suite de plusieurs années ou saisons froides pluvieuses ou sèches pour amener des modifications d'ailleurs progressives. L'étiage d'une année est sensiblement fonction de celui de l'année précédente et des pluies tombées dans l'intervalle, si elles ont été très abondantes ou très rares. Toute variation sensible de l'étiage qui ne correspond pas à ces influences est due à d'autres causes que des causes météoriques (par ex. le colmatage du lit).

M. MAILLET a aussi établi des conclusions pour le régime influencé des sources, c'est-à-dire alimenté. On se référera à ce sujet au chapitre VII, paragraphe 8. Il en résulte notamment que le débit des nappes souterraines alimentées dépend non seulement de cette alimentation, mais aussi de l'état et de l'étendue, ainsi que de la forme de la nappe, notamment de son fond.

Les mêmes conclusions s'appliquent aux sources tant en régime influencé qu'en régime non influencé.

8.- DIVERS REGIMES DES COURS D'EAU

D'après les paragraphes précédents, on peut préciser la signification des divers régimes des cours d'eau. Les qualifications ne correspondent pas à des limites nettes. La diversité des circonstances ne le permet pas. D'ailleurs, on a vu (paragraphe 1) qu'un cours d'eau peut changer de régime dans l'étendue de son cours, principalement sous l'effet des lacs régulateurs et des affluents.

Ainsi, le régime alpin du Rhin est atténué par le lac de Constance et presque complètement masqué dans le cours moyen et inférieur par les affluents de plaine, surtout par la Moselle.

Par contre, le Rhône, qui possède un régime tranquille à la sortie du lac Léman, prend en aval un régime torrentiel sous l'effet des affluents torrentiels : Isère, Durance, etc...

On a défini déjà les torrents, qui sont des cours d'eau exceptionnels et intermittents (chapitre IV).

Les cours d'eau à régime torrentiel présentent de fortes pentes, sans guère dépasser cependant, 0,02 comme maximum. Leur bassin n'est généralement pas très étendu et les terrains imperméables y dominent. Le rapport des débits extrêmes est élevé, il peut être supérieur à 200. Le lit est mobile, les crues sont violentes.

Les cours d'eau à régime tranquille sont à faible pente, inférieure généralement à 0,0003; ils ont un lit fixe, un bassin généralement étendu ou moyen et en majeure partie perméable. Les crues sont longues et lentes; le rapport des débits extrêmes est généralement inférieur à 50 (Rhin en Hollande 12, Seine 45).

Les cours d'eau à régime mixte présentent des caractères moyens. Ils ont généralement un bassin étendu, accidenté, en partie perméable. Ils présentent des pentes atteignant parfois 0,001, le rapport des débits extrêmes est élevé; les crues sont violentes et occupent un lit majeur très large, dans l'étendue duquel le fleuve suit un cours sinueux en étiage. La Loire est un type de cours d'eau de ce genre. La Meuse a sensiblement ce caractère dans son cours supérieur et même moyen.

Mais dans ces catégories générales, les distinctions sont encore très importantes. Ainsi, les fleuves allemands sont généralement plus tranquilles que les fleuves français; les pentes ne dépassent pas 0,0005, sauf sur le Rhin, et sont dans la majeure partie du cours inférieurs à 0,0003.

On considère aussi le régime alpin, caractérisé par les crues d'été, dues à la fusion des glaciers, et le régime de plaine, caractérisé par les crues d'hiver, dues aux pluies et à la fusion des neiges.

9.- PUISSANCE HYDRAULIQUE D'UN COURS D'EAU

La différence d'altitude entre deux points d'un cours d'eau représente l'énergie potentielle de l'unité de poids du courant liquide. La pente kilométrique représente donc l'énergie disponible par kg de débit et kilomètre. Le produit du débit entre deux points par la différence de niveau correspondante et par le poids spécifique de l'eau représente la puissance totale instantanée. La puissance totale est donc : $\gamma_e \cdot \int Q \cdot dh$.

Mais en chaque point, le débit est variable et les dénivellations entre deux points se modifient dans une certaine mesure avec le débit. Le problème ne peut donc s'étudier sous cette forme, sauf l'utilisation de chutes naturelles (Niagara).

Pour produire l'énergie hydraulique, il faut créer des chutes artificielles, dont on règle le débit et la hauteur dans certaines limites. Dès lors, le problème ne dépend plus que des variations de débit et de hauteur en un point. Son étude est exposée dans le cours de constructions du génie civil. Observons simplement que la puissance disponible dans les cours d'eau est grande, mais souvent difficile à capter et encore relativement peu exploitée. Les cours d'eau

à forte pente s'y prêtent le mieux, mais encore ne parvient-on à y capter qu'une fraction, parfois notable, de la puissance disponible. Il ne paraît pas douteux que l'avenir verra se développer la captation des forces hydrauliques partout où ce sera possible économiquement. On peut estimer que l'on laisse perdre à l'heure actuelle d'énormes quantités d'énergie au fil de l'eau.

D'après les statistiques de 1950 et 1951, les aménagements hydroélectriques ne représenteraient que 1,12 % de la capacité totale d'énergie hydraulique du globe et seulement 4,35 % en moyenne de celle qui est exploitable, en Afrique seulement 0,05 % .

10.- CLASSIFICATION DES COURS D'EAU

Les hydrauliciens ont, au cours des derniers lustres, tenté d'établir une classification des cours d'eau d'après leurs caractères essentiels. Ces caractères sont :

1) l'importance du débit moyen, qui dépend principalement de l'étendue du bassin;

2) la région climatique, qui détermine la précipitation moyenne et la hauteur d'écoulement moyenne, entre lesquelles, pour chaque région, existe une relation telle que

$$H_{em} = k.(H_{am} - K), \quad (14)$$

k et K étant des constantes;

3) les fluctuations du débit, caractérisées par exemple par un coefficient de fluctuation égal au rapport du débit moyen mensuel maximum au débit moyen mensuel minimum.

Dans une étude récente, M. G. BRENNEN (Versuch einer Klassifikation der Flüsse und Ströme der Erde nach wasserwirtschaftlichen Gesichtspunkten - Düsseldorf, mai 1960), a réuni des données hydrologiques et hydrométriques sur la base desquelles il a tenté une classification basée sur les divisions suivantes.

I.- IMPORTANCE DU COURS D'EAU

| Catégorie | Débit moyen annuel (m ³ /sec) |
|-------------|------------------------------------------|
| A | > 10.000 |
| B | entre 1000 et 10.000 |
| C | < 1000 |

II.- ZONE CLIMATIQUE

L'auteur distingue 11 zones climatiques.

| Zone | Climat | Formule (14) | Types |
|------|-----------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|
| 1 | z. tropicales | $H_{em} = 0,336.(H_{am} - 533)_{min}$ | Amazone, Congo |
| 2 | z. des moussons | $H_{em} = 0,963.(H_{am} - 655)$ | Gange, Mékong, Yangs-tsé. |
| 3 | z. subtropicale | $H_{em} = 0,373.(H_{am} - 127)$ | La Plata, Niger. |
| 4 | z. aride | $H_{em} = 0,0555.(H_{am} + 1000)$ | (Volga), Nil, Missouri, Paraguay. |
| 5 | z. des pluies d'hiver | $H_{em} = 0,86.(H_{am} - 473)$ | Pô, Tibre, Ebro, Tage, Guadalquivir. |
| 6 | z. des pluies pérennes à hiver tempéré. | $H_{em} = 0,963.(H_{am} - 472)$ | Loire, Seine, Tamise. |

- 7 z. des pluies pérennes
à hiver froid :
- a) Europe centrale $H_{em} = 0,942.(H_{am} - 430)$ Rhin, Vistule, Danube.
- b) Amérique du Nord $H_{em} = 0,942.(H_{am} - 600)$ Mississippi, Saint-Laurent.
- 8 z. continentale aux
latitudes moyennes $H_{em} = H_{am} - 360$ Volga, Don, Dniepr, Duna, Amour.
- 9 z. continentale aux
latitudes septentrionales
- a) Russie du Nord, Sibérie, Canada. $H_{em} = 0,84.(H_{am} - 105)$ Obi, Iénisseï, Yukon.
- b) Russie du Nord-Ouest, Scandinavie. $H_{em} = 0,84.(H_{am} - 250)$ Vuoksen, Néva.
- 10 z. des hautes montagnes $H_{em} = 0,852.(H_{am} - 175)$ Rhin supérieur, Rhône supérieur, Isar, Tessin.
- 11 z. des neiges perpétuelles
et des glaces. - -

III.- FLUCTUATIONS DU DEBIT

| Catégorie | Quotient de fluctuation |
|-----------|-------------------------|
| I | 0 à 5 |
| II | 5 à 15 |
| III | > 15 |

On ajoute à ce dernier élément caractéristique un indice h, p, e ou a pour spécifier la saison de crue (hiver, printemps, été ou automne).

Par exemple, le Congo est : A 1 I_a
le Gange est : A 2 II_e
le Rhin est : B 7_a I_h
l'Inn est : C 10 II_p
la Loire est : C 6 II_h
le Nil est : B 4 III_a

M. BRENKEN indique que l'on peut, à partir de cette classification, juger de l'appropriation du cours d'eau à l'irrigation (zones climatiques 2, 3, 4, 5 et 8, groupes II et III), à la production d'énergie hydroélectrique, à la navigation, à l'alimentation en eau ou à des usages combinés.

Par contre, elle ne fournit pas d'indications au sujet de la nécessité de mesures à prendre pour la protection contre les inondations.

Cette tentative de classification est intéressante, mais on peut lui faire le reproche d'être trop exclusivement fondée sur des critères hydrologiques, déterminés entièrement par les caractères climatologiques. En effet, les classements de fluctuation résultent principalement de l'influence climatique. L'influence du relief y est très atténuée à cause de l'étalement des variations de débit dans les moyennes mensuelles. Un élément de classement relatif à la pente moyenne serait un complément utile.

CHAPITRE XVI

FORMES DES COURS D'EAU NATURELS
ET LEURS VARIATIONS

1.- TRANSPORT SOLIDE

On a exposé d'une manière générale aux chapitres III et IV le mouvement des matières solides et la formation des cours d'eau. Sous l'effet des vitesses des filets liquides, les cours d'eau transportent des matériaux solides, dont les quantités dépendent des débits et des vitesses, de la nature des terrains traversés, cohérents ou pulvérulents et, dans ce dernier cas, des dimensions, de la dureté et de l'enchevêtrement des grains.

On a indiqué déjà que les phénomènes sont très complexes, en raison du grand nombre de paramètres qui interviennent et aussi des aspects multiples et divers des phénomènes. Ils comportent plusieurs phases, notamment l'arrachement, l'entraînement, le soulèvement, la suspension, le transport, le dépôt, la remise en mouvement, la saltation, etc... Le transport, surtout l'entraînement, s'accompagne d'usure, c'est-à-dire d'un véritable broyage. Certains auteurs envisagent des transports discontinus accidentels, par grains en quelque sorte isolés, dans les bords desquels peuvent intervenir les effets de chocs sur d'autres grains du fond. Ceci est un aspect des phénomènes appelés saltation.

Sans doute doit-on considérer comme une manifestation plus importante les remises en mouvement et les dépôts successifs massifs par suite des grandes augmentations de débit que constituent les crues, qui sont aussi des crues de matières solides et qui provoquent des déplacements discontinus de grande importance.

Les phénomènes d'érosion, de transport et de dépôt produisent des modifications de formes du fond et des rives, c'est-à-dire du profil en long (moyen et local), des profils en travers et du tracé en plan. Les caractères généraux de la formation du profil en long moyen ont été exposés au chapitre IV.

L'arrachement de grains reposant sur le fond peut être expliqué par la différence des pressions sous et au-dessus des grains, les pressions au-dessus étant plus faibles à cause des plus grandes vitesses des filets liquides qu'en-dessous, où les vitesses sont faibles. Le grain étant soulevé, les chocs et frottements l'entraînent, sa vitesse se rapproche de celle des filets liquides et sa portance s'annule; il retombe donc, pour être ensuite éventuellement remis en mouvement. Ce processus est cependant non caractéristique; les phénomènes sont beaucoup plus compliqués que cet aspect particulier. Ils sont fortement influencés par la formation éventuelle de rides (ripples, donnant lieu aux ripple-marks de la géologie).

Ce sont des successions de crêtes et de creux, qui sont eux-mêmes en mouvement. Les matériaux aux crêtes subissent les déplacements maxima, dans les creux ils sont presque nuls. Il se produit en même temps une ségrégation, les grains les plus gros étant transportés le plus loin des crêtes. Il en résulte que les crêtes avancent lentement dans le sens du courant, comme par une sorte de déferlement, tenant du roulement et de la reptation. Les grains du fond sont successivement découverts et recouverts.

Le mouvement des filets liquides près du fond est perturbé par les rides; ils sont incurvés et forment des petits tourbillons (fig. 12).

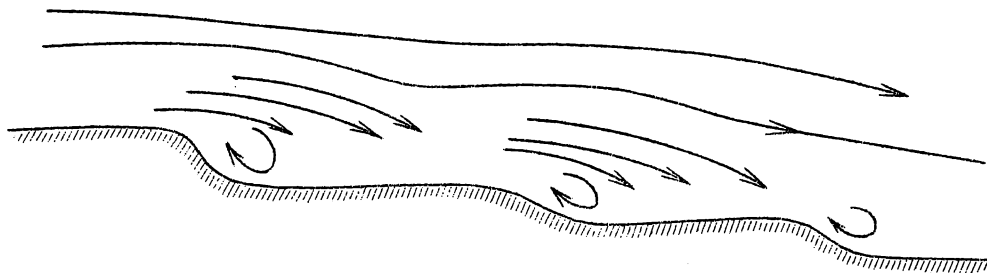


Fig. 12.

Les rides se développent progressivement avec la vitesse en écoulement lent pour une nature de fond donnée. Elles atteignent un maximum aux environs de la vitesse critique pour la profondeur correspondante. La surface libre présente alors des ondulations correspondant aux rides du fond. La vitesse augmentant encore, les rides disparaissent; le fond devient plan et la surface de l'eau lisse. Aux vitesses ultra-rapides, des rides se reforment, mais elles sont plus allongées et moins profondes et se déplacent de l'aval vers l'amont.

Des rides peuvent être superposées à des ondulations plus importantes : bancs, barres, fosses, etc... qui sont elles-mêmes mobiles. Elles augmentent la résistance de frottement à l'écoulement. Ces phénomènes très complexes sont donc en relation avec la résistance à l'écoulement, c'est-à-dire avec la force de traction (voir plus loin), le poids spécifique des grains dans l'eau, leurs dimensions et le rapport de celles-ci à l'épaisseur de la couche limite. Ces phénomènes satisfont assez mal aux règles de la similitude.

Bien qu'ils aient fait l'objet d'études qualitatives assez intéressantes, de caractère mathématique (cfr S. LELIAVSKY, Introduction to fluvial hydraulics, 1959), ils relèvent plutôt de l'observation. LECHALAS (cfr Ann. des Ponts et Chaussées 1871) a observé comme célérité des bancs de la Loire

$$v_r = 0,0013 (v_s^2 - 0,11) \text{ m/sec.}$$

v_s étant la vitesse de l'eau à la surface ($v_s \cong 0,50$ à 1 m/sec, profondeur moyenne $0,50$ à 1 m).

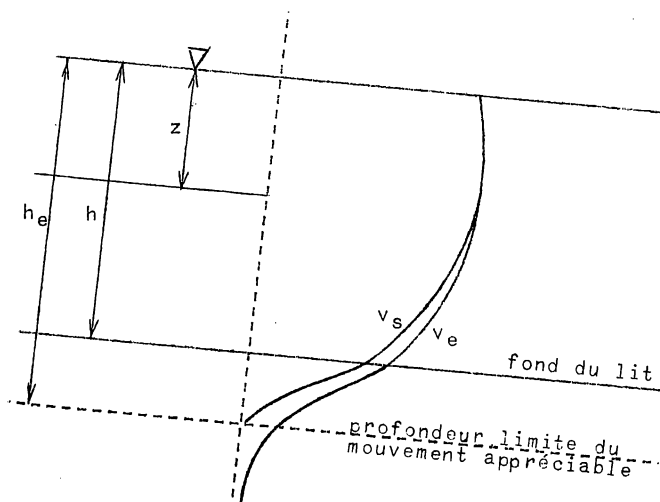


Fig. 13.

Si l'on considère le mouvement général combiné de l'eau et des matières solides, on peut le représenter comme à la figure 13. Au-dessus du fond, l'eau tient en suspension des matières solides, qui au voisinage de la surface ont sensiblement la vitesse de l'eau. Le poids spécifique du mélange peut être tant soit peu variable.

A partir d'une certaine profondeur, la teneur des éléments en suspension devient suffisante pour que les

particules puissent exercer l'une sur l'autre des chocs et des frottements; leur vitesse peut devenir inférieure à celle de l'eau. Sur le fond, les deux vitesses ne sont pas nulles. Le mouvement des matières solides s'annule à une profondeur sous la surface de l'eau $h_e > h$, c'est-à-dire à une profondeur $(h_e - h)$ sous le fond. La vitesse v_s du solide s'annule à la profondeur h_e , mais à profondeur $> h_e$, dans le fond perméable, la vitesse de l'eau n'est pas nulle; le mouvement de l'eau peut continuer par filtration. Donc, dans un cours d'eau à fond mobile, on se trouve en présence d'un écoulement d'un liquide boueux, de densité variable et croissante avec la profondeur. La profondeur réelle du lit d'écoulement est $h_e > h$ et le mouvement du liquide se poursuit même souterrainement à profondeur plus grande, dans un sol immobile dans l'ensemble.

Cette image de la figure 13 est en réalité une image synthétique idéalisée et simplifiée. De même, la plupart des théories, souvent intéressantes en elles-mêmes, sont idéalisées et ne concernent qu'un aspect particulier des phénomènes. Elles réussissent souvent à rendre compte qualitativement des observations faites et aussi du caractère variable des phénomènes. Cependant, si elles donnent des explications satisfaisantes pour l'esprit et de caractère certes scientifique, elles ne peuvent suppléer aux observations accompagnées de mesures. Or, celles-ci sont très difficiles et devraient être très nombreuses et répétées. Il est certain que ces mesures relèvent de la corrélation statistique. Pour une exploration systématique, il faudrait diviser une section transversale idéalement en surfaces partielles d'aires approximativement égales, par exemple par un quadrillage à mailles assez larges. Pour les matières en suspension, des prises d'essais pourraient être prélevées aux centres de gravité de ces aires, en admettant que les teneurs à ces niveaux puissent être considérées comme moyennes pour la surface partielle considérée. Il serait probablement plus précis, mais beaucoup plus compliqué, de se guider d'après le tracé des courbes isodromes (voir chapitre XVII). Les mesures de la teneur des matières en suspension sont plus ou moins perturbées par les instruments utilisés, selon leur nature. Il est plus difficile encore de faire des mesures sur les quantités de matières en mouvement au voisinage immédiat du fond. Quant aux mouvements du fond même, sur la hauteur $h_e - h$,

elle est encore beaucoup plus difficile, d'autant plus qu'ils procèdent par la voie de déplacement des rides indiquée plus haut. La méthode la plus sûre, mais qui ne donne que des moyennes et des différences, consiste à faire des levés périodiques de profils en travers du lit et d'en déduire des cubatures de volumes compris entre le fond du lit et un plan de référence invariable.

Les levés permettent de mettre en évidence les modifications de forme du lit et les mouvements des bancs, les cubatures permettent d'établir les différences des volumes des matières solides entrant et sortant sur le fond entre profils successifs et de noter ainsi les régions d'érosion, les régions de dépôts et leurs mouvements. Il est nécessaire de rapporter ces observations à l'état des eaux : niveaux et débits correspondants. Ceci implique une organisation perfectionnée de mesures hydrographiques et hydrométriques (voir chapitre XVII). Elle est rarement poussée à ce point.

En ce qui concerne la nature des matières solides transportées et du fond, lorsqu'il est granulaire, on procède à des analyses de nature géotechnique : poids spécifique absolu, granulométrie, forme des grains, nature minéralogique, etc... On caractérise parfois les fonds granulaires par le "coefficient de fixité de Lokhtine". Si la dimension des grains est d , leur résistance au mouvement est caractérisée par d^3 , leur tendance au mouvement par $d^2.i$.

Ils seront d'autant plus fixes que $\frac{d^3}{d^2.i} = \frac{d}{i}$ sera plus grand.

| | | | | |
|-----------------|------------------|--------|---------|----|
| $\frac{d}{i} =$ | Danube, Dniester | Pô | Vistule | |
| | 166 | 3,3 | 3,1 | cm |
| chenal | stable | mobile | | |

Les valeurs indiquées ci-dessus de $\frac{d}{i}$ seraient des extrêmes.

On a indiqué que le transport des matériaux doit entraîner leur usure. D'après STERNBERG, si p est le poids d'une particule et dp la perte de poids après un parcours dL , on admet

$$dp = -\beta.p.dL$$

β dépendant des caractéristiques des grains et du lit. D'où

$$\log p = -\beta.L + c$$

Si pour $L = 0$, $p = p_0$, on a $p = p_0.e^{-\beta L}$ (15)

Cette formule serait corroborée par des observations sur diverses rivières, telles par exemple que le Rhin, sur des parcours de l'ordre de 100 à 200 km.

2.- FORCES DE TRACTION ET D'ENTRAINEMENT, PUISSANCE D'ENTRAINEMENT.

Dans un lit d'assez grande largeur, sensiblement prismatique, de profondeur h et de pente i , on peut écrire par m^2 de fond du lit projeté horizontalement, pour l'équilibre des composantes des forces motrice et résistantes parallèles au fond du lit

$$\gamma_e.h.i = T + T_v$$

T résultant du frottement sur le fond,
 T_v des forces de viscosité et de turbulence.

Donc $T = \varepsilon.\gamma_e.h.i$ (16)

ε étant inférieur ou supérieur à l'unité selon l'endroit.

T est la force de traction ou de cisaillement (ou tangentielle) par unité de surface.

Pour un profil en travers déterminé du lit, par mètre de longueur, la force d'entraînement est

$$F_e = \int^1 \varepsilon \cdot \gamma_e \cdot h \cdot i \cdot dl = \gamma_e \cdot \omega \cdot i \quad (17)$$

car les forces de viscosité et de turbulence se compensent dans l'étendue de la section transversale. (Chapitre IX, paragraphe 5).

La puissance d'entraînement, travail exercé par la force d'entraînement, est donnée par la formule

$$\begin{aligned} \int^x \frac{v_f^3}{2g} \cdot f \cdot d\chi &= \frac{\gamma_e \cdot \omega \cdot i}{\gamma_e \cdot f \cdot \frac{v_{fm}^2}{2g} \cdot \chi} \cdot \int^x \frac{\gamma_e \cdot v_f^3}{2g} \cdot f \cdot d\chi \\ &= \frac{\gamma_e \cdot \omega \cdot i}{v_{fm}^2 \cdot \chi} \cdot \int^x v_f^3 \cdot d\chi = \gamma_e \cdot \omega \cdot i \cdot v_{fm} \cdot \frac{(1 + 3\varphi + \varphi')}{1 + \varphi} \end{aligned}$$

avec $v_{fm}^2 = \int^x \frac{v_f^2 \cdot d\chi}{\chi}$, $v_{fm} = \int^x \frac{v_f \cdot d\chi}{\chi}$, $v_f = v_{fm} + \delta v_f$

$$\int^x \delta v_f \cdot d\chi = 0, \quad \varphi = \frac{\int^x (\delta v_f)^2 \cdot d\chi}{v_{fm}^2 \cdot \chi}, \quad \varphi' = \frac{\int \delta v_f^3 \cdot d\chi}{\chi \cdot v_{fm}^3}$$

(chapitre IX, paragraphes 5 et 10).

Donc $P_e = \gamma_e \cdot \omega \cdot i \cdot u \cdot \frac{v_{fm}}{u} \cdot \frac{1 + 3\varphi + \varphi'}{1 + \varphi}$

$$P_e = \theta \cdot \gamma_e \cdot Q \cdot i \quad (18), \quad Q = \omega \cdot u$$

et $\theta = \frac{1 + 3\varphi + \varphi'}{1 + \varphi} \cdot \frac{v_{fm}}{u} = \psi \cdot \frac{1 + 3\varphi + \varphi'}{1 + \varphi} \quad (18 \text{ bis})$

$$\theta = \frac{C_1}{C} \cdot \frac{1 + 3\varphi + \varphi'}{(1 + \varphi)^{3/2}} \quad (18 \text{ ter})$$

(chapitre IX, paragraphe 10).

θ est < 1 . La puissance totale du cours d'eau est en effet

$$P_t = \int^w \gamma_e \cdot d\omega \cdot i \cdot v = \gamma_e \cdot i \cdot \int^w v \cdot d\omega$$

$$P_t = \gamma_e \cdot i \cdot \omega \cdot u = \gamma_e \cdot i \cdot Q \quad (19)$$

et $\theta = \frac{P_t}{P_e} \quad (19 \text{ bis})$

Pour un lit rectangulaire infiniment large, $\varepsilon = 1$,

$$v_f = v_{fm} = v_{fm2}, \quad \varphi = \varphi' = 0, \quad \theta = \Psi = \frac{C_1}{C}.$$

Dans un tel lit, la force de traction est donc $T_e = \gamma_e \cdot h \cdot i$ par unité de surface du fond du lit. La tension tangentielle ou de cisaillement à une profondeur quelconque $(h - z)$ sous la surface est

$$T = \gamma_e \cdot (h - z) \cdot i$$

Mais si l'on se réfère à l'image de la figure 13, les dernières formules demandent quelques modifications. Au-dessus du fond ($z > 0$), il faut remplacer γ_e par $\gamma_m > \gamma_e$ pour tenir compte des matières solides en suspension. Théoriquement γ_m varie avec z , mais cette variation doit être peu sensible, sauf au voisinage immédiat du fond. D'autre part, la partie supérieure du fond ($h - h_e < z < 0$) est en mouvement; il s'y exerce donc une force tangentielle. Il faut y remplacer γ_m par γ_f . Par exemple, si n est la porosité en volume du fond

$$\gamma_f = (1 - n) \cdot \gamma_s + n \cdot \gamma_e$$

γ_s étant le poids spécifique des matières solides. Ce γ_f doit être légèrement variable sur l'épaisseur $(h_e - h)$. Sous la profondeur h_e , le mouvement de filtration éventuel exerce sur le terrain dans le sens du courant, une force $\gamma_e \cdot n \cdot i$ par unité de volume. (cfr chapitre VI, paragraphe 3). Le diagramme de T en fonction de z , théoriquement formé de deux droites, comportera en fait un raccordement courbe dans l'angle des deux droites (fig. 14).

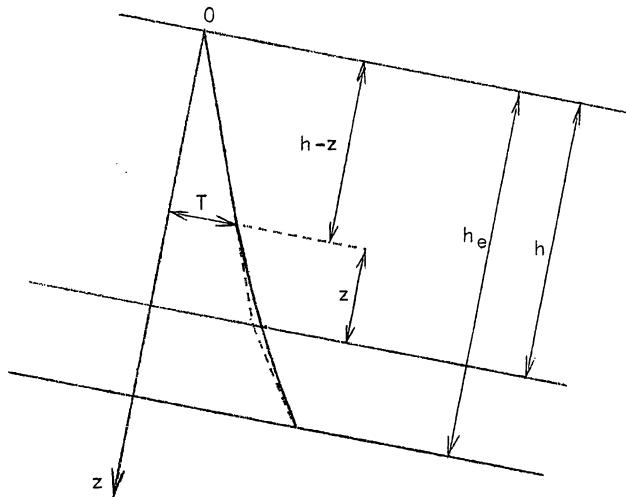


Fig. 14.

Ce qui précède est toujours une vue assez idéalisée et qui comporte quelque paradoxe. En effet, la force et la puissance d'entraînement proviennent du mouvement de l'eau. C'est celui-ci qui provoque le mouvement des matières solides; il semble en résulter une augmentation de la force d'entraînement. Comme l'équilibre doit toujours exister, cette force correspond à une augmentation de la résistance. Il en résulte nécessairement une diminution de la vitesse, de telle sorte que la puissance ne peut croître sans limite. Évidemment, l'écoulement solide produit aussi un travail par la descente de matériaux solides de l'amont vers l'aval.

Mais une grande partie de ce travail est dissipée par les frottements.

Dans une section non rectangulaire infiniment large, la force de traction moyenne est

$$T_m = \frac{F_e}{\chi} = \frac{\gamma_e \cdot \omega \cdot i}{\chi} = \gamma_e \cdot R \cdot i \quad (20)$$

en supposant d'ailleurs la rugosité de la paroi uniforme.

Lorsque le mouvement n'est pas uniforme, on doit remplacer i par la pente de la ligne d'énergie

$$i_e = i - \frac{d\mathcal{E}}{ds} = i - \frac{dh}{ds} - \frac{d \frac{u^2}{2g}}{ds}$$

$$i_e = i - \frac{dh}{ds} + \frac{Q^2 \cdot l}{g \cdot \omega} \cdot \frac{dh}{ds} = i - \frac{dh}{ds} \cdot \left(1 - \frac{Q^2 \cdot l}{g \cdot \omega}\right)$$

(pour un lit prismatique).

Or, en mouvement permanent non uniforme dans un lit prismatique

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - i'}{1 - \frac{Q^2 \cdot l}{g \cdot \omega}},$$

donc

$$i_e = i - (i - i') = i'$$

i' est la pente du mouvement uniforme correspondant à l'écoulement du débit Q sous la hauteur h (ou le rayon hydraulique moyen R) dans le lit considéré. Donc i_e est indépendant de la pente du fond, qui peut être nulle ou même négative.

Si la rugosité des parois est variable, on peut suivant le raisonnement d'EINSTEIN (chapitre X, paragraphe 15), écrire :

$$\frac{u}{\sqrt{i}} = C_i \sqrt{R_i}, \quad \chi = \sum \Delta X_i, \quad \omega = \sum R_i \cdot \Delta X_i$$

$$\text{d'où} \quad u = \sqrt{i} \cdot \sqrt{\frac{\omega}{\sum \frac{\Delta X_i}{C_i^2}}} \quad \text{et} \quad C_m = \sqrt{\frac{\chi}{\sum \frac{\Delta X_i}{C_i^2}}}, \quad R_m = \frac{\omega}{\chi}$$

$$\text{On a} \quad T_m = \gamma_e \cdot i \cdot R_m \quad \text{et} \quad T_l = \gamma_e \cdot i \cdot R_l$$

Si on a recours à la valeur de C de la formule de MANNING, on a

$$\frac{u}{\sqrt{i}} = K_i \cdot R_i^{2/3}, \quad u = \sqrt{i} \cdot \frac{\omega^{2/3}}{\left(\sum \frac{\Delta X_i}{K_i^{3/2}}\right)^{2/3}}$$

$$\text{et} \quad K_m = \left(\frac{\chi}{\sum \frac{\Delta X_i}{K_i^{3/2}}}\right)^{2/3}$$

$$\text{Comme ci-dessus} \quad T_m = \gamma_e \cdot i \cdot R_m \quad \text{et} \quad T_l = \gamma_e \cdot i \cdot R_l$$

3.- FORCE CRITIQUE DE TRACTION

Nous avons défini au chapitre III la vitesse critique d'entraînement. Certains auteurs définissent la force critique de traction T_e , qui correspond à la vitesse critique d'entraînement ou d'érosion v_e . La formule de T_e est du type :

$$T_e = \frac{2}{3} \cdot d \cdot (\gamma_s - \gamma_e) \cdot A \quad (21)$$

pour des grains de diamètre d et de poids spécifique dans l'eau $(\gamma_s - \gamma_e)$. A est un facteur sans dimensions dépendant de la forme des grains et de leur dimension.

La formule est rendue plus compliquée par la dimension variable des grains. KRAMER écrit

$$T_e = \frac{d_{\text{moy}} \cdot (\gamma_s - \gamma_e)}{60 M} \quad (\text{kg/m}^2) \quad (22)$$

d_{moy} est le diamètre moyen pondéral et M le coefficient d'uniformité, défini comme suit. On trace la courbe granulométrique des proportions % en poids des grains de diamètre d (fig. 15)

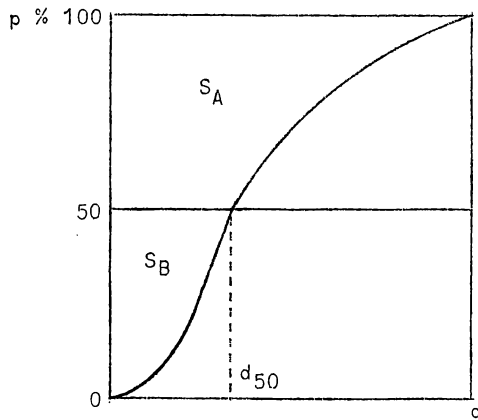


Fig. 15.

$$d_{\text{moy}} = \frac{\sum_0^{100} (\Delta p) \cdot d}{\sum_0^{100} (\Delta p)} = \frac{S_{\text{tot}}}{\sum (\Delta p)}$$

$$\text{et } M = \frac{\sum_0^{50} (\Delta p) \cdot d}{\sum_{50}^{100} (\Delta p) \cdot d} = \frac{S_B}{S_A}$$

D'autres formules plus complexes ont été données.

Selon STRAUB :

(Les chiffres entre parenthèses sont peu concordants).

| d_{moy} (mm). | Nomenclature. | T_e (kg/m ²). |
|------------------------|---------------------|-----------------------------|
| 0,125 | sable fin | 0,079 |
| 0,25 | sable moyen | 0,084 |
| 0,50 | sable grossier | 0,105 |
| 1 | | 0,154 |
| (1,3) | sable très grossier | (0,134) |
| 2 | fin gravier | 0,251 |
| 4 | | 0,434 |
| 6,5 | gravier | (0,562) |

La notion de force de traction critique T_0 n'est pas fondamentalement différente de celle de vitesse critique d'entraînement ou d'érosion v_e , puisque T_e est proportionnel à $(h.l)_e$ ou $(R.l)_e$, c'est-à-dire à u_e ou vitesse moyenne critique d'érosion. Celle-ci est en relation avec v_e , complexe il est vrai. Il a été montré au chapitre III que l'on ne fait pas toujours un départ suffisant entre v_e et u_e .

On peut admettre (chapitre IX, paragraphe 7)

$$v_e = 1,25 v_{fm2} = 1,25 \psi \sqrt{1 + \psi} u_e$$

On peut écrire $u_e = C_e \sqrt{(R.l)_e} = C_e \sqrt{\frac{T_e}{\gamma_e}}$

d'où
$$v_e = 1,25 \sqrt[3]{1 + \varphi} \cdot C_e \cdot \sqrt{\frac{T_e}{\gamma_e}}$$

Or
$$\sqrt[3]{1 + \varphi} = \frac{C_1}{C} \quad (\text{chapitre IX, paragraphe 5})$$

donc
$$v_e = 1,25 C_1 \cdot \sqrt{\frac{T_e}{\gamma_e}} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot T_e}{f \cdot \gamma_e}} = 1,25 \sqrt{\frac{2 T_e}{f \cdot \gamma_e}}$$

ou encore (chapitre IX, paragraphe 8)
$$v_e = 1,25 \sqrt{\frac{T_e}{0,04 k^{1/3} \cdot \gamma_e}}$$

On peut encore écrire

$$T_e = \frac{0,04 k^{1/3} \cdot \gamma_e \cdot v_e^2}{(1,25)^2} = \frac{f \cdot \gamma_e}{3,125} \cdot v_e^2$$

D'après la formule (21)
$$T_e = \frac{2}{3} \cdot A \cdot d \cdot (\gamma_s - \gamma_e)$$

d'où
$$v_e^2 = (2,0833 A) \cdot \frac{d \cdot g}{f} \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_e} - 1\right) \quad (23)$$

Cette formule est de même nature que celles de la vitesse critique d'entraînement ou d'érosion exposées au chapitre III. On pourrait aussi écrire

$$v_e^2 = A' \cdot \frac{d \cdot g}{k^{1/3}} \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_e} - 1\right)$$

mais A' n'est pas un coefficient sans dimension : il a comme dimensions $(l^{1/3})$

Si l'on se réfère à la valeur moyenne de T_e selon sa définition

$$T_e = \gamma_e \cdot (R \cdot i)_e = \left(\frac{f \cdot \gamma_e}{3,125}\right) \cdot v_e^2$$

ou
$$(R \cdot i)_e = \frac{f}{3,125 g} \cdot (v_e)^2$$

On peut par là rattacher la force critique de traction à la théorie des écoulements turbulents. On a défini au chapitre IX, paragraphe 3,

la vitesse de cisaillement
$$v^* = \sqrt{\frac{\mathcal{C}_o}{\gamma_e}}$$

et sa valeur moyenne
$$v_m^* = \sqrt{g \cdot R \cdot i} = \sqrt{\frac{\mathcal{C}_{om}}{\gamma_e}}$$

On a
$$\mathcal{C}_{om} = \gamma_e \cdot g \cdot R \cdot i = \gamma_e \cdot R \cdot i = T$$

On peut donc écrire
$$T_e = (\mathcal{C}_{om})_e = \gamma_e \cdot (v_m^*)_e^2$$

On a vu que la loi des vitesses près des parois rugueuses est donnée par

$$\frac{v}{v^*} = 2,50 \log \frac{33 z}{k} \quad (\text{chapitre IX, paragraphe 3})$$

Si on y remplace k par d, on a

$$\frac{v}{v^*} = 2,50 \log \frac{33 z}{d}$$

Près d'une paroi lisse

$$\frac{v}{v^*} = \frac{1}{\kappa} \cdot \log \frac{117 z}{\delta} = 2,50 \log \frac{117 z}{\delta}$$

On a $\kappa = 0,40$ et l'épaisseur δ de la couche limite est donnée par

$$\frac{v^* \cdot \delta}{v} = 11,6 \quad (\text{chapitre IX, paragraphe 3})$$

Si la dimension des grains est plus petite que celle de la couche limite, le mouvement laminaire au voisinage de la paroi exerce une influence sur le mouvement et l'entraînement des particules auxquels s'opposent les forces de viscosité. On peut alors écrire .

$$\frac{(C_{om})_e}{(\gamma_s - \gamma_e) \cdot d} = \psi \left[\frac{(v_m^*)_e \cdot d}{v} \right] = \psi \left(\frac{d}{\delta} \right) \quad (24)$$

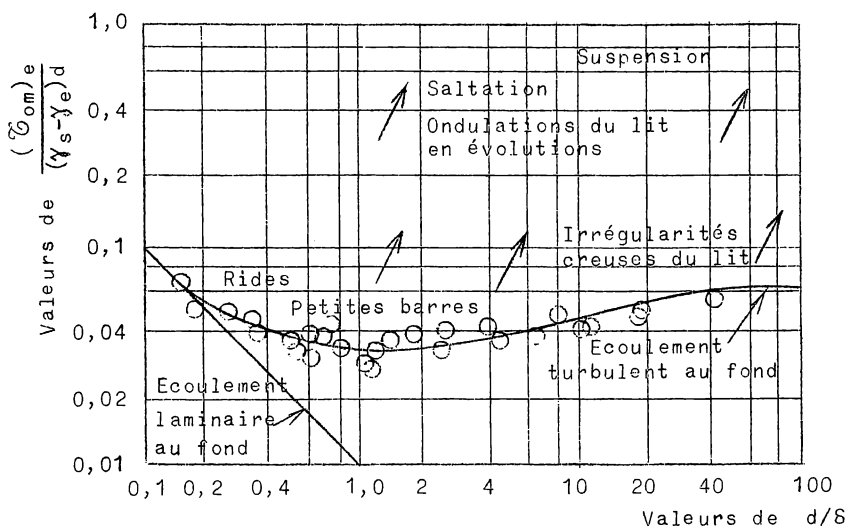


Fig. 16.

La figure 15 reproduit un diagramme de Shields représentant $\frac{(C_{om})_e}{(\gamma_s - \gamma_e) \cdot d}$ en fonction de $\frac{d}{\delta}$. D'après ce diagramme, sauf pour les grains très fins ($d \leq 0,2 \delta$), la fonction

$\psi \left(\frac{d}{\delta} \right)$ varie peu autour d'une valeur moyenne 0,04. Donc

$$\frac{(C_{om})_e}{(\gamma_s - \gamma_e) \cdot d} = \frac{(R.l)_e}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_e} - 1 \right) \cdot d} = \sim 0,04$$

Cette constatation n'est vraie toutefois que dans les conditions des expériences qui l'ont établie, c'est-à-dire des grains de dimensions uniformes. Mais $\psi \left(\frac{d}{\delta} \right)$ est plus élevé pour des matériaux composés de grains moins uniformes, cohérents et floculants. Pour des sables fins non uniformes, $\psi \left(\frac{d}{\delta} \right) = 0,04$ lorsque le sable commence à se mouvoir dans un canal lisse expérimental, mais atteint jusqu'à 0,10 à 0,25 lorsque des rides sont formées dans le

même sable. Les flèches de la figure 16 indiquent la tendance à la croissance de $\psi\left(\frac{d}{s}\right)$. On remarquera que, au total, la couche limite ne semble pas exercer une grande influence sur le phénomène de l'entraînement, sauf pour les grains très fins, qui ne sont qu'exceptionnellement sur le fond. On observera aussi l'importance de l'augmentation de la résistance du fait de la formation des rides et des ondulations du fond provenant de la mobilité du lit, déjà signalée au paragraphe 1.

Si l'on confronte les formules (21) et (24), on trouve

$$\psi\left(\frac{d}{s}\right) = \frac{2}{3} A \quad \text{ou} \quad A = \frac{3}{2} \cdot \psi\left(\frac{d}{s}\right) \quad (25)$$

D'après KREY-EISNER, on aurait $\frac{2}{3} A = 0,045$ à $0,074$, ce qui est compatible avec ce qui est indiqué ci-dessus, la limite inférieure devant être abaissée toutefois un peu en-dessous de $0,04$.

4.- TRANSPORT DES MATERIAUX SOLIDES PAR ENTRAINEMENT SUR LE FOND

La première tentative d'établir une formule rationnelle du transport des matériaux solides sur le fond par entraînement semble due à DU BOYS (Annales des Ponts et Chaussées, 1879). Il considère le fond du lit en mouvement sur l'épaisseur $h_e - h$ divisé en n couches superposées,

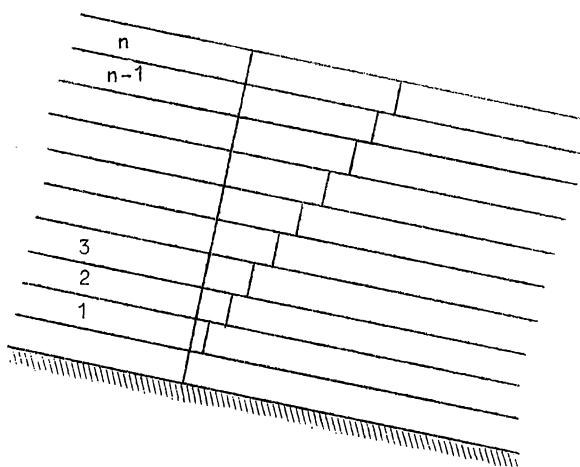


Fig. 17.

d'une épaisseur d' sensiblement égale à celle des grains (fig. 17). Il suppose que la vitesse varie linéairement par sauts Δv de la couche 1 à la couche n , enfin que le coefficient de frottement f_s entre couches est constant.

La vitesse de la couche supérieure est alors $n \cdot \Delta v$. Le débit solide par unité de largeur du lit est alors

$$g_s = \gamma_s \cdot n \cdot d' \cdot \frac{(n+1) \cdot \Delta v}{2}$$

D'après DU BOYS, la force de traction $T = \gamma_e \cdot h \cdot i$ doit équilibrer la force de frottement des matériaux en mouvement

$$f_s \cdot (\gamma_s - \gamma_e) \cdot (n+1) \cdot d'$$

La force de traction critique est, pour $n = 0$

$$T_e = f_s \cdot (\gamma_s - \gamma_e) \cdot d'$$

d'où

$$T = (n+1) \cdot T_e$$

et

$$g_s = \frac{\gamma_s \cdot \Delta v \cdot d'}{2 T_e^2} \cdot T \cdot (T - T_e) = \psi \cdot T \cdot (T - T_e) \quad (26)$$

Ψ étant un facteur ne dépendant que des sédiments.

On objecte à cette formule la constance de f_s , la variation linéaire de la vitesse et la négligence de la composante du poids des matériaux solides en mouvement dans de la force de traction. En admettant une variation exponentielle de f_s et de la vitesse, on obtient

$$g_s = \Psi' \cdot (T - T_e)^m, \quad (27)$$

mise aux Etats-Unis sous la forme

$$g_s = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{T - T_e}{K} \right)^m \quad (27 \text{ bis})$$

n étant le coefficient de la formule de GANGUILLET et KUTTER exprimé en pieds^{1/6}.

$$\text{Comme } T = \gamma_e \cdot h \cdot i \quad \text{et} \quad T_e = \gamma_e \cdot (h \cdot i)_e,$$

$$\text{on peut écrire } g_s = \Psi' \cdot h \cdot i \cdot (h \cdot i - h_e \cdot i_e) \quad (26 \text{ bis})$$

et, en admettant avec DU BOYS $i_e = i$

$$g_s = \Psi' \cdot h \cdot (h - h_e) \cdot i^2 \quad (26 \text{ ter})$$

Pour une section rectangulaire très large, de largeur l , on aurait

$$G_s = \Psi' \cdot l \cdot h \cdot (h - h_e) \cdot i^2 \quad (28)$$

Pour une section non rectangulaire

$$g_s \text{ moy} = \Psi' \cdot R \cdot i \cdot (R \cdot i - R_e \cdot i_e) \quad (29)$$

$$\text{ou } g_s \text{ moy} = \Psi' \cdot R \cdot (R - R_e) i^2 \quad (29 \text{ bis})$$

$$\text{et } G_s = \Psi' \cdot \chi \cdot R \cdot (R - R_e) \cdot i^2 = \Psi' \cdot \omega \cdot (R - R_e) \cdot i^2 \quad (30)$$

M.M. SCHIJF et THYSSE (De Ingenieur, 1941, n° 28, Metingen van zandtransport) écrivent la formule (26 bis) sous la forme

$$g_s = \mathfrak{I} \cdot d^{-3/4} \cdot h \cdot i \cdot \left(h \cdot i - \frac{T_e}{\gamma_e} \right) \quad (31)$$

avec $\mathfrak{I} = 10^4$ d'après STRAUB et, pour les rivières néerlandaises, d'après SCHIJF et THYSSE, environ 2200 ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-9/4} \cdot \text{seo}^{-1}$).

D'autres auteurs ont rattaché le transport solide à la puissance d'entraînement $\vartheta \cdot \gamma_e \cdot q \cdot i$ et écrit

$$g_s = \vartheta \cdot \gamma_e \cdot i \cdot (q - q_e) \quad (32)$$

q_e étant le débit critique par unité de longueur.

SCHOKLITSCH écrit la formule sous la forme

$$g_s = 212 d^{-1/2} \cdot i^{3/2} \cdot (q - 0,01944 d \cdot i^{-4/3}) \quad (33)$$

MEYER-PETER (Zurich) a mis la formule sous la forme

$$g_s = \mathfrak{I} \cdot [q^{2/3} \cdot i \cdot (\gamma_s - \gamma_e)^{-1/3} - \Psi \cdot d \cdot (\gamma_s - \gamma_e)^{7/9}]^{3/2} \quad (34)$$

Ψ et \mathfrak{I} dépendant de la nature du fond.

D'après la formule de STRICKLER (chapitre IX, paragraphe 3)

$$u = k' \cdot (\zeta)^{1/6} \cdot \sqrt{h \cdot i}, \quad \zeta = \frac{R}{k} = \frac{h}{k} \quad \text{d'où} \quad h \cdot i = \frac{u^2}{k^2 \cdot \zeta^{1/3}}$$

En introduisant cette expression de $h.i$ dans les formules (31), (33) et (34), M.M. SCHIJF et THYSSE obtiennent les formules suivantes (op. cit)

$$g_s = \bar{\varphi}.d^{-3/4}.\zeta^{-2/3}u^2.(u^2 - \psi.\zeta^{1/3}) \quad (35)$$

$$g_s = \bar{\varphi}.d^{-1/2}.h^{-1/2}.\zeta^{-1/2}.u^{1/3}.(u^{11/3} - \psi.d.h^{1/3}.\zeta^{4/9}) \quad (36)$$

et

$$g_s = \bar{\varphi}.\gamma_e - \gamma_s)^{-1/2}.h^{-1/2}.\zeta^{-1/2}.\left[u^{8/3} - \psi.\gamma_e - \gamma_s)^{16/9}.d.h^{1/3}.\zeta^{1/3}\right]^{3/2} \quad (37)$$

M.M. SCHIJF et THYSSE font remarquer que ces trois formules peuvent sensiblement se mettre sous la forme

$$g_s = \Gamma.(u - u_e)^4 \quad (38)$$

et, si la vitesse est assez grande

$$g_s = \sim \Gamma.u^4 \quad (38 \text{ bis})$$

Finalement, M.M. SCHIJF et THYSSE proposent, d'après leurs expériences et observations, la formule de DU BOYS sous l'une ou l'autre des formes

$$g_s = 42 d^{-3/4}.h.i.(h.i - \psi_1) \quad (\text{cm, gr, sec}) \quad (39)$$

$$\text{ou} \quad g_s = 2,6.10^{-8}.d^{-3/4}.u^2.\zeta^{-1/3}.(u^2.\zeta^{-1/3} - \psi_2) \quad (39 \text{ bis})$$

Les valeurs de ψ_1 et ψ_2 sont données au tableau ci-après.

| | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| d (cm) | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,08 | 0,10 | 0,15 | 0,2 | 0,4 |
| ψ_1 (cm) | 0,008 | 0,008 | 0,009 | 0,010 | 0,011 | 0,012 | 0,013 | 0,015 | 0,020 | 0,025 | 0,043 |
| ψ_2 (cm ² /sec ²) | 320 | 320 | 360 | 400 | 440 | 480 | 520 | 600 | 800 | 1000 | 1720 |

Si le sable n'est pas de grosseur uniforme, d est le diamètre médian (50 % de la courbe granulométrique en poids).

Dans le cas d'une section non rectangulaire, on peut écrire :

$$R.i = \frac{u^2}{k^2.\zeta^{1/3}}$$

et, d'après la formule (29) combinée avec (31)

$$g_s = \bar{\varphi}.d^{-3/4}.u^2.\zeta^{-2/3}.(u^2 - \psi.\zeta^{1/3}) \quad (40)$$

$$\text{et} \quad G_s = \bar{\varphi}.d^{-3/4}.\chi.u^2.\zeta^{-2/3}.(u^2 - \psi.\zeta^{1/3}) \quad (40 \text{ bis})$$

ou, d'après (29 bis) et (30)

$$g_s = \bar{\varphi}.d^{-3/4}.\zeta^{-2/3}.u^4.\left(1 - \frac{R_e}{R}\right) \quad (41)$$

$$\text{et} \quad G_s = \bar{\varphi}.d^{-3/4}.\zeta^{-2/3}.\chi.u^4.\left(1 - \frac{R_e}{R}\right) \quad (41 \text{ bis})$$

On a écrit aussi

$$G_s = \frac{(Q - Q_e).\gamma_e.i}{(\gamma_s - \gamma_e).f_s}$$

f_s étant analogue à un coefficient de frottement et proportionnel au poids moyen des grains.

On a aussi proposé la formule

$$V_{sta} = \alpha \cdot \bar{C}_{ta}$$

où V_{sta} est le volume annuel total du transport solide à travers une section en m^3 .

\bar{C}_{ta} le travail annuel total du cours d'eau à travers cette section =

$$\int_0^T P \cdot dt = \gamma_e \cdot i \cdot \int_0^T Q \cdot dt$$

α un coefficient constant pour une section déterminée d'une rivière (dimension l^{-1}).

5.- TRANSPORT DE MATIERES SOLIDES EN SUSPENSION

Au chapitre III, paragraphe 2, il a été indiqué que le phénomène de la suspension des matières solides dans l'eau courante provient de la turbulence, qui produit des fluctuations de la vitesse, de caractère statistique et qui ont des composantes élévatoires verticales.

Alors que dans le mouvement laminaire, la tension tangentielle est $\mu \cdot \frac{dv}{dz}$ (chapitre IX, paragraphe 2), dans le mouvement turbulent s'ajoute un cisaillement de turbulence

$$\bar{C}' = \eta_m \cdot \frac{dv}{dz} = \gamma_e \cdot \varepsilon_m \cdot \frac{dv}{dz} \quad (42)$$

D'après les hypothèses de la turbulence,

$$\eta_m = \beta \cdot l \cdot \bar{u} \quad ,$$

formule dans laquelle l est la longueur moyenne de mélange ou le déplacement transversal, \bar{u} la vitesse moyenne de déplacement transversal, β un coefficient.

Si la concentration des sédiments à profondeur $h - z$ est c et varie d'une manière continue, les sédiments doivent être entraînés avec les particules liquides dans leur parcours de mélange transversal, c'est-à-dire proportionnellement au mélange $\beta \cdot l \cdot \bar{u}$. Donc, le gradient de transfert est $-\varepsilon_s \cdot \frac{dc}{dz}$; ce gradient est d'ailleurs positif, la concentration augmente lorsque $(h - z)$ croît (à partir de la surface libre, cfr. fig. 14). Ceci n'est valable qu'à une hauteur suffisante au-dessus du fond, pour ne pas participer aux phénomènes secondaires de l'entraînement (saltation). Donc $z \gg z_a$. Si d'autre part w est la vitesse de sédimentation, pour qu'un état d'équilibre statistique existe, il faut que

$$w \cdot c = -\varepsilon_s \cdot \frac{dc}{dz} \quad ; \quad (43)$$

on en déduit
$$\log \frac{C}{C_a} = -w \cdot \int_{z_a}^z \frac{dz}{\varepsilon_s} \quad (44)$$

On admet
$$\varepsilon_s = \varepsilon_m = \frac{\bar{C}'}{\gamma_e \cdot \frac{dv}{dz}} = \frac{\bar{C}}{\gamma_e \cdot \frac{dv}{dz}}$$

car le cisaillement de viscosité est négligeable devant celui de turbulence.

Dès lors
$$\log \frac{C}{C_a} = -\gamma_e \cdot w \cdot \int_{z_a}^z \frac{\frac{dv}{dz}}{\bar{C}} \cdot dz \quad (45)$$

Selon le paragraphe 2 (fig. 14), on a : $\mathcal{C} = \mathcal{C}_0 \cdot \frac{h-z}{h}$
 et, selon la loi universelle de répartition des vitesses, (chapitre IX, paragraphe 3)

$$\frac{v}{v^*} = C_1 + \frac{1}{\kappa} \cdot \log \left(\frac{v^* z}{\nu} \right)$$

d'où

$$\frac{v - v_{\max}}{v^*} = \frac{1}{\kappa} \cdot \log \frac{z}{h}$$

Donc on a

$$\frac{dv}{dz} = \frac{1}{\kappa} \cdot \frac{v^*}{z} = \frac{1}{\kappa} \cdot \frac{\sqrt{\frac{\mathcal{C}_0}{\rho_s}}}{z}$$

Dès lors

$$\log \frac{C}{C_a} = \frac{-w \cdot h}{\kappa \cdot \sqrt{\mathcal{C}_0 / \rho_s}} \cdot \int_{z_a}^z \frac{dz}{z \cdot (h-z)} \quad (46)$$

L'intégration de cette expression donne

$$\log \frac{C}{C_a} = \frac{w \cdot h}{\kappa \cdot \sqrt{\mathcal{C}_0 / \rho_s}} \cdot \left[\log \left(\frac{h-z}{z} \right) \right]_{z_a}^z$$

$$\frac{C}{C_a} = \left[\frac{(h-z) \cdot z_a}{z \cdot (h-z_a)} \right]^{\frac{w \cdot h}{\kappa \cdot \sqrt{\mathcal{C}_0 / \rho_s}}} = \left[\frac{(h-z) \cdot z_a}{z \cdot (h-z_a)} \right]^{\frac{w \cdot C}{\kappa \cdot u}} \quad (47)$$

Cette équation représenterait la loi de la concentration dans le cas de mouvement uniforme plan avec une distribution assez uniforme de la turbulence dans la section transversale. Elle implique un lit rectiligne assez large sans courants de circulation transversaux, tels qu'il s'en produit dans les lits étroits et dans les courbes. Elle est valable entre une hauteur inférieure z_a suffisante au-dessus du fond du lit et la surface libre. En fait, C_a n'est pas connu et la formule ne peut déterminer le transport total par suspension. Elle implique aussi que γ_m (paragraphe 2) diffère peu de γ_0 et ne varie guère. Si l'eau était très boueuse, la formule (42) deviendrait

$$\mathcal{C} = \varepsilon \cdot \frac{d(\rho_m v)}{dz}$$

$$\mathcal{C} = \varepsilon_m \cdot \left(\rho_m \cdot \frac{dv}{dz} + v \cdot \frac{d\rho_m}{dz} \right)$$

pendant que $\varepsilon_m \cdot \rho_m = \eta_m$ ne serait plus seulement fonction de i et de \bar{u} .

En outre, la vitesse w de sédimentation est fonction de la dimension des particules, donc variable. Il faudrait donc décomposer la courbe de distribution des sédiments en suspension suivant les vitesses de sédimentation des particules des diverses dimensions. Ceci conduit à constater que la concentration des plus grosses particules croît très rapidement au voisinage du fond, celle des très fines particules est grande au voisinage de la surface et décroît très rapidement en profondeur.

La figure 17 représente la variation de $\frac{C}{C_a}$ en fonction de $\frac{z}{h-z_a}$ pour diverses valeurs de l'exposant $\frac{w}{\kappa \sqrt{\mathcal{C}_0 / \rho_s}}$ d'après la formule (47).

On remarque que

$$\frac{w}{\kappa \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_e}}} = \frac{w \cdot C}{\kappa \cdot u}$$

avec $\kappa = 0,40$ (chapitre IX, par. 3),
est d'autant plus petit que C est plus petit et u est plus grand. Donc plus la rugosité est grande et plus la vitesse est grande (donc la pente) et plus la tension tangentielle $\tau_0 = \gamma_e \cdot h \cdot i$ est grande, plus la suspension est active.

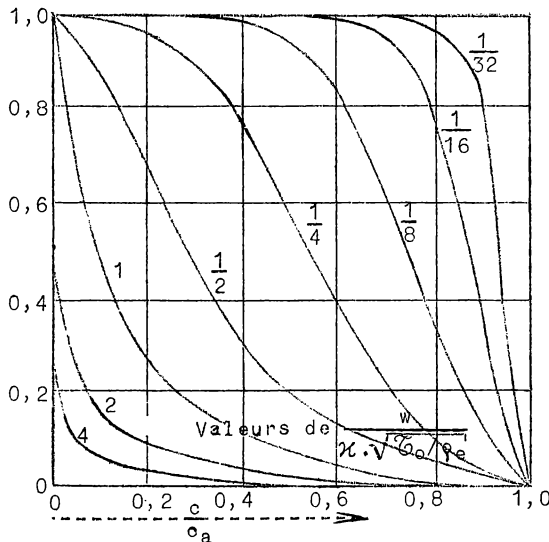


Fig. 18.

posant, donc de $\frac{C}{C_a}$ et de la répartition des sédiments en suspension. Ceci entraîne soit la sédimentation, soit la remise en suspension. La vitesse de sédimentation dépend non seulement de la dimension des particules, mais aussi de la viscosité μ . On sait que celle-ci diminue lorsque la température augmente. Une élévation de température peut donc favoriser la sédimentation des eaux boueuses.

La formule 47 ne permet pas de déterminer le débit solide par suspension, En effet C_a est arbitraire. On a

$$C = C_a \cdot \psi(z)$$

C et C_a sont des concentrations de volume solide en suspension par unité de volume du liquide, donc sans dimensions. La concentration moyenne est

$$C_m = \frac{C_a}{(h - z_a)} \cdot \int_{z_a}^h \psi(z) \cdot dz$$

et le débit solide par suspension par unité de largeur est $q \cdot C_m$.

6.- ARRACHEMENT ET PORTANCE

Ainsi qu'il a été indiqué au paragraphe 1, on doit considérer que, dans certaines circonstances, les grains du fond peuvent être arrachés et soulevés et se déplacer parallèlement au fond, d'une manière qui ne constitue pas véritablement de la suspension, mais se résout en entraînement dans lequel intervient, en plus de la perte de poids par la poussée d'Archimède, une force de soulèvement verticale ou portance, qui facilite l'entraînement, mais qui n'empêche pas que les grains restent en contact plus ou moins permanent avec le fond. L'effet est hydrodynamique.

Si on considère avec JEFFREYS un écoulement plan normal à un cylindre de rayon r à grande profondeur par rapport au rayon, il y a un potentiel de courant

$$\delta = \pi \cdot r \cdot v \cdot \operatorname{cotgh} \frac{\pi r}{z}$$

avec $z = x + i \cdot y$ ($i = \sqrt{-1}$),

formule dans laquelle v est la vitesse horizontale uniforme du courant perpendiculaire au cylindre, x et y les coordonnées horizontales et verticales des déplacements de la ligne de contact; y est nul sur le fond horizontal sur lequel repose le cylindre. La portance est, selon JEFFREYS :

$$\pi \cdot \varrho_e \cdot r \cdot v^2 \cdot \left(\frac{1}{3} + \frac{\pi^2}{9} \right)$$

Elle est supérieure au poids $\pi \cdot r^2 \cdot (\varrho_s - \varrho_e) \cdot g$ lorsque

$$v^2 \cdot \left(\frac{1}{3} + \frac{\pi^2}{9} \right) > \frac{\varrho_s - \varrho_e}{\varrho_e} \cdot r \cdot g$$

Pour $\frac{\varrho_s}{\varrho_e} = 2$, et $r = 0,01$ cm et $0,1$ cm, on trouve $v > 2,62$ cm/sec et $> 8,3$ cm/sec.

Pour des sphères, la vitesse critique de soulèvement doit être plus grande; néanmoins les valeurs sont voisines des vitesses critiques d'érosion observées.

La notion d'arrachement est considérée parfois comme une troisième conception du processus d'érosion, la première étant celle du choc des filets liquides (chapitre III), la seconde celle de la force de traction critique (ou traînée) (chapitre XVI, paragraphe 3). En réalité, ces trois effets ne sont pas distincts et isolés, mais concomittants et simultanés, combinés d'une manière aléatoire selon ce qui a été indiqué au paragraphe 1. Tenant compte d'autre part des dimensions diverses des grains en mouvement, il semble que la notion de la vitesse critique d'entraînement, telle qu'elle est considérée au chapitre III, se rapporte surtout aux grains de gros diamètre, dont le rayon $r = \frac{d}{2}$ est supérieur à l'épaisseur limite S , cependant que pour les particules plus petites, la force de traction ou tension tangentielle limite $T_e = \tau_{(om)} e$, proportionnelle à $h \cdot i$, et la portance correspondante, exerceraient une influence prédominante. C'est en somme ce que traduit la figure 16, qui met en évidence les effets différents de l'état laminaire et de l'état turbulent. Il faut cependant souligner la complication extrême du problème qui résulte de la simultanéité de ces états. Par exemple, la suspension des particules solides résulte de l'effet des composantes verticales des fluctuations de turbulence de la vitesse, cependant que la vitesse de sédimentation des fines particules correspond plutôt à un état laminaire.

Ceci incite aussi à attirer l'attention sur un facteur non négligeable et peu considéré dans ce qui précède, celui de la forme des grains. Par commodité, on raisonne le plus souvent sur des grains sphériques. Mais même les grains roulés par le transport fluvial sont loin d'être sphériques. On trouve, par exemple, dans les graviers de Meuse beaucoup de grains lenticulaires ou ellipsoïdaux. Ceci a un effet sur les actions de l'eau courante sur les grains et qui varie avec l'orientation, cette orientation ayant elle-même une tendance à se faire suivant des directions privilégiées, en fonction de la forme et du mouvement. HUNTER-ROUSE a, pour cette raison, proposé de caractériser les grains par leur vitesse de sédimentation en eau immobile plutôt que par leurs dimensions et leur poids spécifique. La vitesse de sédimentation intègre ces caractéristiques, de même que celles de forme. Mais celles-ci sans doute suivant une direction privilégiée, cependant que, dans certaines circonstances d'enchevêtrement ou instantanées, l'orientation peut être différente.

H.A. EINSTEIN a déduit d'expériences idéalisées la formule suivante pour la valeur de la pression de soulèvement :

$$\Delta p = 0,178 \frac{\rho_e \cdot v^2}{2} ,$$

v étant la vitesse mesurée légèrement en-dessous du sommet de grains sphériques (au 1/5 de leur rayon). A.E.BRETTING (Stable channels, 1958 - University of Florida), applique cette formule à des sables non homogènes et désigne par v la vitesse mesurée à la distance 0,35 d₃₅ du fond théorique, d₃₅ étant le diamètre des grains tel qu'il y ait 35 % de plus fins.

BRETTING écrit

$$v = v^* \cdot 5,75 \cdot \log_{10} \frac{30,2 z}{k}$$

(au lieu du coefficient numérique 33) et pose $z = 0,35 \times 0,77 k$ d'où $v = 5,24 v^*$

$$\text{et } \Delta p = 0,178 \frac{\rho_e}{2} \cdot (5,24 v^*)^2 \quad \sigma = \Delta p = 2,45 \cdot \rho_e \cdot v^{*2} = 2,45 \text{ } \mathcal{C}_0$$

C'est la valeur moyenne de Δp , qui fluctue selon les expérimentateurs suivant une loi gaussienne, de telle sorte qu'il y a seulement une probabilité de 6 % que la pression de soulèvement dépasse

$$2 \Delta p_{\text{moy}} = 4,9 \text{ } \mathcal{C}_0$$

Ces valeurs paraissent considérables et sont contestées par certains expérimentateurs, qui nient même les forces de soulèvement. S'il semble bien que l'existence de pressions différentielles en-dessous et au-dessus des particules soit certaine, elles doivent être cependant **aléatoires**, et certains expérimentateurs ont même établi qu'elles peuvent être négatives, c'est-à-dire dirigées vers le bas. Si donc la force de traction critique et la force de soulèvement peuvent être interdépendantes, ce n'est probablement pas d'une manière invariable, mais aléatoire.

7.- DEBIT SOLIDE

Malgré les travaux des expérimentateurs et des observateurs, les formules des deux paragraphes précédents doivent être considérées comme purement qualitatives, même plutôt explicatives. Le débit solide est certes l'élément le plus complexe de l'hydraulique fluviale. Les remarques générales déjà faites précédemment au sujet du caractère souvent aléatoire de cette science s'appliquent particulièrement bien au transport des matières solides. Il est utile toutefois, dans une matière aussi compliquée, de disposer de certaines explications théoriques du phénomène, même si aucune n'est entièrement satisfaisante. Les explications de l'entraînement sur le fond par le choc des filets liquides sur les grains, provoquant leur roulement, ou par la force de traction ou tension tangentielle ne sont pas essentiellement différentes. Ainsi qu'il a été exposé au chapitre III, un effet de "portance", force de soulèvement hydrodynamique (s'ajoutant à la poussée d'Archimède), doit s'exercer sur les grains de la tranche d'alluvions d'épaisseur ($h_e - h$) en mouvement sur le fond (fig. 13 et 14). Elle doit s'exercer en outre sur la hauteur z_a au-dessus du fond, au delà de laquelle (paragraphe 5) agit caractéristiquement la suspension. La zone de transition entre les alluvions en entraînement sur le fond et la suspension franche est difficilement analysable par la théorie.

L'observation n'est pas commode non plus. Les appareils perturbent souvent les conditions d'écoulement et, par conséquent, le transport des matériaux. Il semble que les mesures les plus sûres soient celles des matériaux fins transportés par sédimentation, prélevés à des niveaux bien définis et dans des conditions déterminées de débit et de vitesse au moyen de divers instruments, dont les plus appropriés semblent être du type des sondes quasi ponctuelles ou pipettes.

Près du fond, les matériaux sont plus gros et les prélèvements plus difficiles. On emploie généralement des sortes de pièges ou trappes étanches à clapets de fermeture instantanée et simultanée.

Quant au mouvement du fond, il peut être observé et même mesuré dans les canaux expérimentaux de laboratoires, mais difficilement dans les rivières naturelles. On peut, par des prises d'essai, déterminer la nature du fond. Par des cubatures, assez fastidieuses, on peut déterminer le déplacement des bancs et les volumes totaux déplacés dans une durée déterminée.

Mais ces mesures et observations sont elles-mêmes troublées par toutes sortes de perturbations. On observe que même dans des lits assez larges, le transport sur le fond est concentré dans la partie centrale. Ce qui est probablement le résultat de courants hélicoïdaux symétriques de circulation. En outre, même à débit constant ou peu variable, le débit solide n'est pas constant mais varie suivant des pulsations de fréquences diverses. Les périodes peuvent varier de dix minutes à plusieurs heures. Les formations de rides, d'ondulations du fond ou de bancs peuvent influencer ces phénomènes, comme aussi des pulsations tourbillonnaires du courant.

Au total, le débit solide est lié au débit, aux vitesses, à la pente, à la forme et à la nature du lit.

Des formules les plus élémentaires définissant la vitesse critique comme proportionnelle à la racine carrée du diamètre des grains, on avait déduit que le débit solide, proportionnel au volume de ces grains, était en raison de la puissance 6 du débit. L'exposé du paragraphe 4 a conduit à abaisser cette puissance à 4. En toute hypothèse, le débit solide semble donc varier en raison d'une puissance assez élevée du débit. Pour un débit liquide donné, il y a donc un débit solide de saturation. Lors d'une crue, le débit solide va augmenter. Il y aura une érosion intense, d'anciens dépôts seront remis en mouvement et transportés. Lors de la décrue, il y aura sursaturation, sédimentation et formation de nouveaux dépôts, qui auront donc été déplacés.

La part du transport par entraînement et par suspension est variable selon les cours d'eau et les circonstances. En général, lorsque le fond est très mobile, le transport par entraînement l'emporte sur celui par suspension. Il semble n'en être pas de même dans le Bas-Congo, mais les eaux du fleuve se sont décantées dans le Stanley-Pool et le fond est plutôt solide.

A Léopoldville, la teneur moyenne varie de 25 g/m³ à 30 g/m³ depuis la surface jusque près du fond. Elle change peu avec le débit, d'ailleurs peu variable. A Inga, où les vitesses sont plus grandes, ces teneurs sont respectivement d'environ 32 et 50 g/m³. Les dimensions

des grains s'étagent de 300 μ près de la surface à 400-500 μ près du fond, à moins de 10 μ , mais plus de 90 % des matières en suspension semble inférieur à 75-50 μ . Le fond même semble composé pour 90 % de grains de 1 à 0,15 mm, avec environ 4 % de grains de 1 à 2,5 mm. Les sédiments sont composés pour plus de 80 % de sable quartzeux.

M. SPRONCK a trouvé en 1938-1939 dans l'estuaire, 35 à 100 g/m³ de matériaux en suspension, soit 400 à 1950 kg/sec. Les transports de fond correspondants seraient de 10 et 150 kg/sec. En moyenne, au total, 40 g/m³. Cela correspondrait à 50.10⁶ tonnes de transport annuel total à l'embouchure, dont 6 % seulement proviendraient du charriage sur le fond.

Cependant, le rapport entre le volume des matériaux entraînés sur le fond et celui des matériaux en suspension est très aléatoire, en raison de la difficulté de mesure de l'entraînement. Très souvent, on ne mesure en fait que les matériaux suspendus.

D'autre part, selon les terrains traversés, la quantité de matières dissoutes peut être élevée. Il est difficile de se rendre compte de l'importance des apports de l'activité sociale et industrielle humaine au débit solide entraîné, suspendu et en solution, mais il est certain qu'il est important dans les cours d'eau qui traversent des régions très industrialisées. Des dépôts de sédiments industriels (par exemple de schlamms, résidus de lavage des charbons, ou de boues de débouillage de minerais) peuvent se former dans les rivières.

Pour la Meuse, on dispose des renseignements suivants, d'après une étude des Professeurs W.S. SPRING et E. PROST (Etude sur les eaux de la Meuse. Détermination des quantités de matières diverses roulées par les eaux de ce fleuve dans l'espace d'une année - Liège 1884). Les mesures ont été effectuées du 13 novembre 1882 au 13 novembre 1883.

- Volume total d'eau passé à Liège 6.645.823.110 m³
- Volume total de pluie tombée sur le bassin. 17.299.249.971 m³
- Coefficient d'écoulement annuel environ 37,88 %
- Bassin versant. environ 20.157 km²

- Variation du coefficient d'écoulement selon les mois de l'année.

| | Nov. | Déc. | Janv. | Fév. | Mars | Avril | Mai | Juin | Juil. | Août | Sept. | Oct. | Nov. |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| % | 66,98 | 48,73 | 84,16 | 76,82 | 75,54 | 74,28 | 24,35 | 14,50 | 5,74 | 17,98 | 7,13 | 65,68 | 43,41 |

| Mois | Pluie tombée 10 ⁶ m ³ | Débit mensuel 10 ⁶ m ³ | Débit moyen m ³ /sec. |
|----------------|------------------------------------------------|-------------------------------------------------|-------------------------------------|
| 1882. Novembre | 2.211 | 1.482 | 572 |
| Décembre | 2.448 | 1.194 | 445 |
| 1883. Janvier | 925 | 778 | 290 |
| Février | 713 | 547 | 226 |
| Mars | 590 | 445 | 166 |
| Avril | 371 | 276 | 106,5 |
| Mai | 853 | 208 | 78 |
| Juin | 1.131 | 165 | 63,5 |
| Juillet | 2.579 | 148 | 55 |
| Août | 1.223 | 150 | 56,5 |
| Septembre | 1.824 | 130 | 50 |
| Octobre | 1.445 | 947 | 353 |
| Novembre | 986 | 417 | 161 |

- Matières entraînées en un an par la Meuse :
 - en suspension : 238.191 tonnes,
 - dissoutes : 1.081.848 tonnes,
 - organiques : 21.844 tonnes.
- Erosion moyenne correspondante du bassin par an : 0,05 mm.
- Débit maximum : 800 m³/sec (25.11.1882).
- Débit minimum : 18,3 m³/sec (3.9.1883).
- (Débit maximum de la crue 1925-1926 : 3000 m³/sec).
- La quantité de matériaux suspendus a varié de 1,79 g/m³ d'eau à 416,98 g/m³.
- Les matières dissoutes ont varié de 86,2 g/m³ à 279 g/m³, les matières organiques de 0,338 g/m³ à 13,392 g/m³.

Les matières en suspension sont maxima lors de la première crue de 1882 et de la première crue de septembre 1883. Les crues suivantes de décembre 1882, janvier et février 1883 et octobre-novembre 1883 ont donné moins. Le maximum a précédé les plus hautes eaux de novembre 1882 de 3 jours, les plus hautes eaux de septembre 1883 de 1 jour (cette dernière crue étant assez faible). Pour les autres crues, les maxima ont coïncidé. La diminution de la quantité de matières suspendues est plus rapide que l'abaissement du niveau des eaux lors de la décrue.

Ces observations de MM. SPRING et PROST semblent indiquer que la Meuse n'était pas saturée. Les sédiments reposent en majeure partie sur le fond pendant les périodes de basses eaux et sont principalement emportées lors de la première crue ultérieure. De plus, les eaux du fleuve, qui sont relativement troublées les premiers jours d'une crue, se décantent assez rapidement bien que leur niveau reste encore élevé. Il en résulte que la saturation étudiée théoriquement en fonction du débit demande encore pour être réalisée une quantité suffisante de sédiments qui n'est pas toujours présente. Ceci confirme que l'étude du débit solide et de la sédimentation ne peut guère être faite par voie théorique et relève plutôt de l'observation, d'ailleurs difficile.

(N.B. Les mesures des débits du travail de MM. SPRING et PROST sont assez sujettes à caution, ainsi que tous les résultats qu'ils en ont déduit).

Les teneurs en matières organiques augmentent avec le débit comme les matières en suspension, mais d'une manière moins marquée et avec un retard sur les maxima de suspension. Les matières organiques proviennent donc, comme celles en suspension, de l'érosion, mais probablement aussi du ruissellement sur le bassin.

Les teneurs en matières dissoutes, les plus importantes, varient en sens inverse du débit et relativement beaucoup moins que les teneurs en matières suspendues et organiques. Il semble donc probable que les matières dissoutes proviennent en grande partie de déversements industriels, indépendants de l'état du fleuve.

On peut déduire de ce qui précède que la puissance d'entraînement est limitée et qu'au delà d'une certaine quantité relative, les cours d'eau n'entraînent plus de nouveaux matériaux. On dit qu'il y a saturation. Mais cet état d'équilibre est éminemment instable. Toute réduction de vitesse provoque des précipitations, toute augmentation des affouillements. La forme du lit d'une rivière à fond mobile est donc instable, d'autant plus que la puissance d'entraînement, donc le point de saturation, varie constamment avec la vitesse et la profondeur du cours d'eau.

Elle est considérable en temps de crue, l'affouillement est intense, mais lors de la décrue, il y a des atterrissements.

Les mouvements les plus importants des matériaux solides se font donc par bonds successifs; la saturation n'est pas permanente. D'autre part, la pente des fleuves décroît généralement, il en résulte que la force spécifique d'entraînement diminue vers l'aval et que les dimensions des matières charriées deviennent de plus en plus petites. Les matériaux se déposent par ordre de grandeur décroissante vers l'aval; leur transport ne se poursuit qu'en vertu de la réduction de leurs dimensions par l'usage due au charriage.

On a vu au paragraphe 1 que les poids des grains décroissent suivant la loi $p = p_0 \cdot e^{-\beta L}$, selon STERNBERG.

Or
$$u = \varphi \cdot d^{1/2} = \psi \cdot p^{1/6} = \psi \cdot p_0^{1/6} \cdot e^{-\frac{\beta L}{6}}$$

En admettant avec STERNBERG $\frac{Q}{l} = q = \text{constante}$ et

$$u_e = C \cdot \sqrt{h \cdot l} = C \cdot \sqrt{\frac{q}{u_e}} \cdot \left(-\frac{dZ}{dL}\right),$$

d'où
$$-\frac{dZ}{dL} = \frac{u_e^3}{C^2 \cdot q} = \frac{\psi^3 \cdot p_0^{1/2} \cdot e^{-\frac{\beta L}{2}}}{C^2 \cdot q},$$

$$-dZ = \psi' \cdot e^{-\frac{\beta L}{2}} \cdot dL, \quad \psi' = \frac{\psi^3 \cdot p_0^{1/2}}{C^2 \cdot q}$$

$$Z_0 - Z = \frac{2 \psi'}{\beta} \cdot (1 - e^{-\frac{\beta L}{2}}) \tag{48}$$

L'importance du débit solide dépend donc du régime du fleuve, elle est faible pour les cours d'eau tranquilles et considérable pour les cours d'eau torrentiels. Le Var, qui est en somme un torrent, amène à la mer 21 millions de m³ solides par an, le Rhône 26 millions, le Danube 60 millions.

La Durance seule amène au Rhône 8 à 10 millions de m³ par an.

On trouve en moyenne par m³ d'eau :

| | | |
|------------------|---------------|----------------|
| 0,040 à 0,626 kg | de limon dans | la Seine |
| 0,096 à 0,184 kg | " " " | la Saône |
| 0,111 kg | " " " | le Rhin |
| 0,444 kg | " " " | le Nil |
| 0,330 kg | " " " | le Gange |
| 0,553 à 1,748 kg | " " " | le Mississippi |
| 0,250 à 0,400 kg | " " " | la Garonne |
| 0,482 à 1,758 kg | " " " | la Durance |
| 3,577 kg | " " " | le Var. |

Mais en cas de crues exceptionnelles, on a trouvé 2,75 kg environ dans la Seine et 36,5 kg dans le Var, jusqu'à 25 kg dans la Durance.

La composition du limon dépend de la nature des terrains traversés. Dans le cours supérieur, ce sont surtout des sables et graviers, dans le cours inférieur des sables et des vases d'argile fine. La détermination échappe à des règles absolues et ne peut se faire que par l'analyse, ainsi que l'ont fait MM. SPRING et PROST dans leur ouvrage précité.

8.- PROFIL TRANSVERSAL D'EQUILIBRE DANS UN TERRAIN DONNE

a) Lemme I.- Détermination de la vitesse limite d'équilibre sur un talus.

On a défini dans le chapitre III, la vitesse critique d'entraînement v_e en terrain horizontal pour diverses natures du sol. Les vitesses se réduisent lorsque le terrain présente des pentes sensibles.

Considérons d'abord les pentes transversales et supposons qu'il s'agisse d'un terrain meuble, défini par l'angle de talus naturel $tg \varphi$ sous eau.

Soit β l'inclinaison du talus. Un corpuscule en équilibre limite est soumis à son poids P , dont la composante tangentielle est $P \cdot \sin \beta$, la composante normale $P \cdot \cos \beta$. L'effort d'entraînement est $\frac{k}{2g} \cdot s \cdot v_{e\beta}^2$, normal à $P \cdot \sin \beta$, mais situé également dans le plan du talus. La résultante des 2 forces tangentielle est $\sqrt{P^2 \cdot \sin^2 \beta + \frac{k^2}{4g^2} \cdot s^2 \cdot v_{e\beta}^4}$; elle doit équilibrer la résistance de frottement (fig. 19),

$$P \cdot \cos \beta \cdot tg \varphi, \quad \text{donc} \quad P^2 \cdot \cos^2 \beta \cdot tg^2 \varphi = P^2 \cdot \sin^2 \beta + \frac{k^2}{4g^2} \cdot s^2 \cdot v_{e\beta}^4$$

$$\text{Pour } \beta = 0 \quad P^2 \cdot tg^2 \varphi = \frac{k^2}{4g^2} \cdot s^2 \cdot v_e^4$$

D'où :

$$\begin{aligned} v_{e\beta}^4 - v_e^4 &= \frac{-P^2 \cdot 4g^2}{k^2 \cdot s^2} \cdot \sin^2 \beta \cdot (1 + tg^2 \varphi) \\ &= \frac{-P^2 \cdot tg^2 \varphi \cdot 4g^2}{k^2 \cdot s^2} \cdot \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi} \\ &= -v_e^4 \cdot \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi} \end{aligned}$$

Donc :

$$v_{e\beta}^4 = v_e^4 \cdot \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}\right) \quad (49)$$

$v_{e\beta} = 0$ lorsque $\beta = \varphi$, ce qui est évident.

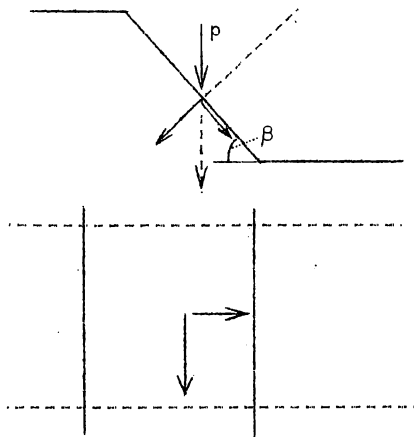


Fig. 19.

Si l'on se réfère à la force critique de traction plutôt qu'à la vitesse

critique d'entraînement, on a

$$P \cdot \cos \beta \cdot \operatorname{tg} \varphi = \sqrt{T_{e\beta}^2 + P^2 \cdot \sin^2 \beta} \quad (\text{fig. 18})$$

$$P^2 \cdot \cos^2 \beta \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi = T_{e\beta}^2 + P^2 \cdot \sin^2 \beta$$

Sur terrain horizontal

$$P \cdot \operatorname{tg} \varphi = T_e, \quad \text{d'où} \quad P^2 = \frac{T_e^2}{\operatorname{tg}^2 \varphi}$$

$$T_e^2 \cdot \left(\cos^2 \beta - \frac{\sin^2 \beta}{\operatorname{tg}^2 \varphi} \right) = T_{e\beta}^2$$

$$T_{e\beta}^2 = T_e^2 \cdot \left[1 - \sin^2 \beta \cdot \left(1 + \frac{1}{\operatorname{tg}^2 \varphi} \right) \right] = T_e^2 \cdot \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi} \right) \quad (50)$$

Le parallélisme entre les formules (49) et (50) n'a rien de surprenant. On a vu, aux paragraphes 3 et 4 que T_e est fonction de v_e^2 . $T_{e\beta}$ est nul lorsque $\beta = \varphi$.

b) LEMME II.- Détermination de la force de traction critique suivant un lit en pente longitudinale.

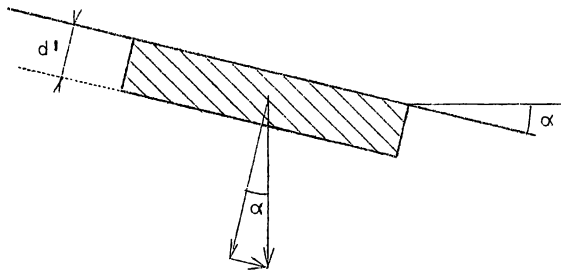


Fig. 20.

Soit α l'angle de pente longitudinale, $\operatorname{tg} \alpha = i$

En suivant le raisonnement de DU BOYS, du paragraphe 4, sur fond horizontal

$$\begin{aligned} T_e &= (\gamma_s - \gamma_e) \cdot d' \cdot f_s \\ &= (\gamma_s - \gamma_e) \cdot d' \cdot \operatorname{tg} \varphi \end{aligned}$$

Si le fond est incliné de α (fig. 20)

$$\begin{aligned} T_{e\alpha} &= (\gamma_s - \gamma_e) \cdot d' \cdot \cos i \cdot \operatorname{tg} \varphi \\ &\quad - (\gamma_s - \gamma_e) \cdot d' \cdot \sin \alpha \end{aligned}$$

$$T_{e\alpha} = (\gamma_s - \gamma_e) \cdot d' \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \cos i \cdot \left(1 - \frac{\operatorname{tg} i}{\operatorname{tg} \varphi} \right)$$

$$T_{e\alpha} = T_e \cdot \cos i \cdot \left(1 - \operatorname{tg} i \cdot \operatorname{cotg} \varphi \right) \quad (51)$$

En général, α est très faible et $T_{e\alpha} \approx T_e$.

c) LEMME III.- Détermination de la force de traction critique sur un talus en tenant compte de la force d'arrachement (voir paragraphe 6).

BRETTING (op. cit) suppose la force d'arrachement perpendiculaire au talus et écrit donc l'équation d'équilibre limite

$$(P \cdot \cos \beta - d)^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \psi = T_{e\beta}^2 + P^2 \cdot \sin^2 \beta$$

d'où
$$P^2 \cdot \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}\right) - 2 P \cdot \delta \cdot \cos \beta + \left(\delta^2 + \frac{T_{e\beta}^2}{\operatorname{tg}^2 \varphi}\right) = 0$$

En posant

$$\delta = a \cdot T_{e\beta}$$

$$T_{e\beta} = \frac{P}{a^2 - \frac{1}{\operatorname{tg}^2 \varphi}} \cdot \left[C \cdot \cos \beta - \sqrt{C^2 \cdot \cos^2 \beta - \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}\right) \cdot \left(a^2 - \frac{1}{\operatorname{tg}^2 \varphi}\right)} \right]$$

Pour $\beta = 0$

$$T_e = \frac{P}{a + \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}}$$

Donc
$$T_{e\beta} = T_e \cdot \frac{C \cdot \cos \beta - \sqrt{C^2 \cdot \cos^2 \beta - \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}\right) \cdot \left(a^2 - \frac{1}{\operatorname{tg}^2 \varphi}\right)}}{a - \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}} \quad (52)$$

On peut objecter à cette formule que si δ atteignait $P \cdot \cos \beta$, la particule n'exercerait plus de pression sur le talus, sans modifier $P \cdot \sin \beta$, d'où

$$T_{e\beta}^2 + P^2 \cdot \sin^2 \beta = 0,$$

ce qui est une absurdité, même si $T_{e\beta} = 0$.

Il paraît donc plus opportun de considérer la force d'arrachement comme verticale, alors

$$(P - \delta)^2 \cdot \cos^2 \beta \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi = T_{e\beta} + (P - \delta) \cdot \sin^2 \beta$$

d'où
$$(P - \delta)^2 \cdot \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}\right) \cdot \frac{T_{e\beta}}{\operatorname{tg}^2 \varphi}$$

Si on pose $\delta = a \cdot T_{e\beta}$

$$(P - a \cdot T_{e\beta}) \cdot \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}} = \frac{T_{e\beta}}{\operatorname{tg} \varphi}$$

d'où

$$T_{e\beta} = \frac{P}{a + \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi \cdot \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}}}}$$

Si on avait $\delta = P$, on aurait $T_{e\beta} = 0$.

En réalité, δ ne pourrait dépasser $P - \frac{T_{e\beta}}{\operatorname{tg} \varphi \cdot \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}}}$

si $T_{e\beta}$ n'est pas nul.

Pour $\beta = 0$,

$$T_e = \frac{P}{a + \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}}$$

d'où
$$T_{e\beta} = T_e \cdot \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}} \cdot \left(\frac{1 + a \cdot \operatorname{tg} \varphi}{1 + a \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}}} \right) \quad (53)$$

formule à comparer à la formule (50).

d) Profil d'équilibre de la section transversale

Dans un tel profil, les vitesses de fond sont partout égales aux vitesses critiques ou la force de traction égale à sa valeur critique. Il résulte de la formule de la force unitaire de traction sur un talus [(50), (52) ou (53)] que lorsque la pente transversale augmente, la profondeur doit diminuer, puisque la force de traction lui est proportionnelle et diminue. Le profil d'équilibre est donc une courbe concave.

M.M. KOEHLIN établissent, par l'application des formules (49) ou (50) que c'est un arc de sinusofde. En effet, soit un tel arc de sinusofde (fig. 21), de largeur l au plan d'eau et de profondeur h . Son équation, rapportée au système d'axes YOZ est :

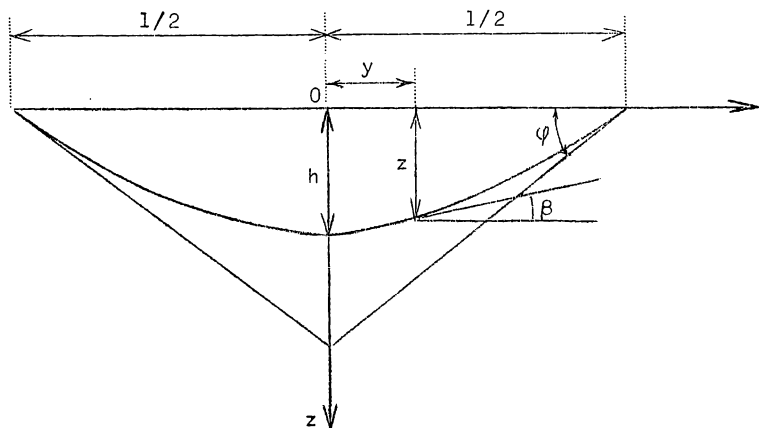


Fig. 21.

$$z = h \cdot \cos \frac{\pi y}{l}$$

En un point quelconque, de coordonnées y et z

$$\operatorname{tg} \beta = - \frac{dz}{dy} = \frac{\pi \cdot h}{l} \cdot \sin \frac{\pi y}{l}$$

Au plan d'eau

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\pi \cdot h}{l} \quad (54)$$

Selon la formule (49)

$$v_{e\beta}^4 = v_e^4 \cdot \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}\right) = v_e^4 \cdot \left[1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \beta \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)}{(1 + \operatorname{tg}^2 \beta) \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi}\right]$$

$$v_{e\beta}^4 = v_e^4 \cdot \frac{\operatorname{tg}^2 \varphi \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \beta) - \operatorname{tg}^2 \beta \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)}{(1 + \operatorname{tg}^2 \beta) \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi}$$

$$v_{e\beta}^4 = v_e^4 \cdot \left\{ \frac{\frac{\pi^2 \cdot h^2}{l^2} \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot h^2}{l^2} \cdot \sin^2 \frac{\pi y}{l}\right) - \frac{\pi^2 \cdot h^2}{l^2} \cdot \sin^2 \frac{\pi y}{l} \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot h^2}{l^2}\right)}{\frac{\pi^2 \cdot h^2}{l^2} \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot h^2}{l^2} \cdot \sin^2 \frac{\pi y}{l}\right)} \right\}$$

$$v_{e\beta}^4 = v_e^4 \cdot \frac{1 - \sin^2 \frac{\pi y}{l}}{1 + \frac{\pi^2 \cdot h^2}{l^2} \cdot \sin^2 \frac{\pi y}{l}} = \frac{\cos^2 \frac{\pi y}{l}}{1 + \frac{\pi^2 \cdot h^2}{l^2} \cdot \sin^2 \frac{\pi y}{l}}$$

Or, au point (y, z) , on a

$$\varepsilon_\beta \cdot \gamma_e \cdot z \cdot dy \cdot i = \gamma_e \cdot f \cdot \frac{v_f^2}{2g} \cdot \frac{dy}{\cos \beta}$$

$$v_f^2 = \frac{2g \cdot \varepsilon_\beta \cdot z \cdot i \cdot \cos \beta}{f} = \frac{2g \cdot \varepsilon_\beta \cdot z \cdot i}{f \cdot \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}}$$

Pour $y = 0$ et $z = h$, $v_e^2 = \frac{2 g \cdot \epsilon_0 \cdot h \cdot i}{f}$

D'où $v_f^2 = v_e^2 \cdot \frac{\epsilon_\beta}{\epsilon_0} \cdot \frac{z}{h \sqrt{1 + \text{tg}^2 \beta}}$

On admet $\frac{\epsilon_\beta}{\epsilon_0} = 1$

$$v_f^4 = v_e^4 \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^2 \cdot \frac{1}{(1 + \text{tg}^2 \beta)} = v_e^4 \cdot \frac{\cos^2 \frac{\pi \cdot y}{l}}{1 + \frac{\pi^2 \cdot h^2}{l^2} \cdot \sin^2 \frac{\pi \cdot y}{l}} = v_{e\beta}^4$$

Donc, la vitesse de fond atteint en tous points la vitesse d'équilibre et l'arc de sinusofde satisfait donc en tous points à la définition du profil d'équilibre.

On a donc $\text{tg } \varphi = \frac{\pi \cdot h}{l}$, $h = \frac{f \cdot v_e^2}{2 g \cdot i}$ (55)

$$x = 2 \cdot \int_0^{1/2} z \cdot dy = 2 \cdot \int_0^{1/2} h \cdot \cos \frac{\pi \cdot y}{l} = \frac{2 h \cdot l}{\pi} \cdot \left[\sin \frac{\pi \cdot y}{l} \right]_0^{1/2} = \frac{2 h \cdot l}{\pi}$$
 (56)

M.M. KOECHLIN remarquent que pour les valeurs habituellement faibles

de $\frac{h}{l}$, l'arc de sinusofde est très voisin d'un arc de parabole. On peut vérifier aisément qu'un profil parabolique est très voisin du profil d'équilibre.

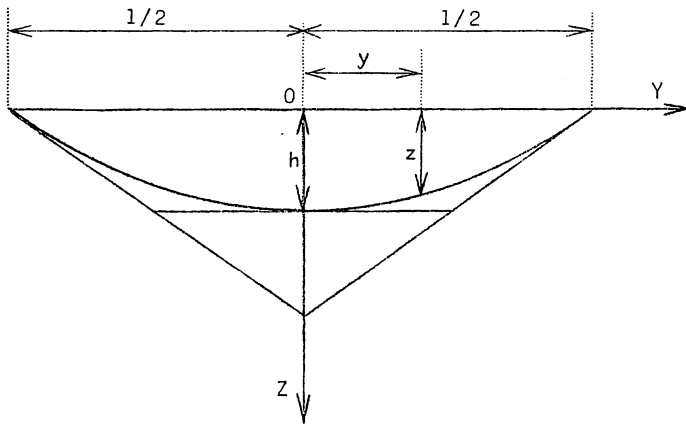


Fig. 22.

Soit (fig. 22) un tel profil parabolique à axe vertical rapporté à son axe principal OZ et au plan d'eau horizontal OY. La profondeur maximum sur l'axe est h, la largeur est l. L'équation de la parabole est :

$$z = h \cdot \left(1 - \frac{4 y^2}{l^2}\right)$$
 (57)

En un point de coordonnées (y, z), la pente transversale est

$$\text{tg } \beta = - \frac{dz}{dy} = \frac{8 y \cdot h}{l^2}$$

Au plan d'eau $\beta = \varphi$, donc $\text{tg } \varphi = \frac{4 h}{l}$ (58)

La vitesse d'équilibre en un point quelconque est :

$$v_{e\beta}^4 = v_e^4 \cdot \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}\right) = v_e^4 \cdot \left[1 - \frac{\text{tg}^2 \beta \cdot (1 + \text{tg}^2 \varphi)}{\text{tg}^2 \varphi \cdot (1 + \text{tg}^2 \beta)}\right] = v_e^4 \cdot \frac{l^4 - 4 y^2 \cdot l^2}{l^4 + 64 y^2 \cdot h^2}$$

L'équilibre entre la force d'entraînement et la force de frottement sur le fond pour une longueur égale à l'unité s'écrit, en négligeant les frottements internes :

$$\gamma_e \cdot z \cdot dy \cdot i = \gamma_e \cdot f \cdot \frac{v_f^2}{2g} \cdot \frac{dy}{\cos \beta}$$

d'où
$$\frac{v_f^2}{2g} = \frac{z \cdot i \cdot \cos \beta}{f} = \frac{z \cdot i \cdot l^2}{f \cdot \sqrt{1^4 + 64 y^2 \cdot h^2}}$$

Pour $y = 0$, $v_f = v_e$, donc
$$\frac{v_e^2}{2g} = \frac{h \cdot i}{f}$$

et
$$v_f^2 = \frac{z}{h} \cdot v_e^2 \cdot \cos \beta = v_e^2 \cdot \frac{z \cdot l^2}{h \cdot \sqrt{1^4 + 64 y^2 \cdot h^2}}$$

d'où
$$v_f^4 = v_e^4 \cdot \frac{\frac{z^2}{h^2} \cdot l^4}{(1^4 + 64 y^2 \cdot h^2)} = v_e^4 \cdot \frac{l^4 \cdot (1 - \frac{4 y^2}{l^2})^2}{1^4 + 64 y^2 \cdot h^2} = v_{e\beta}^4 \cdot (1 - \frac{4 y^2}{l^2}) = v_{e\beta}^4 \cdot \frac{z}{h}$$
 (59)

Donc
$$v_f = v_{e\beta} \sqrt[4]{\frac{z}{h}} < v_{e\beta}$$

Pour $y = 0$, $v_f = v_{e\beta} = v_e$.

Lorsque $y > 0$, l'erreur relative par rapport au profil d'équilibre augmente de 0 jusque 1 lorsque $y = \frac{1}{2}$. Seulement, en même temps que l'erreur relative croît, les vitesses décroissent et l'erreur absolue, nulle pour $y = 0$, passe par un maximum et redevient nulle pour $y = \frac{1}{2}$, car $v_f = v_{e\beta} = 0$ pour cette valeur. L'erreur est toujours faible; en un point quelconque elle est

$$v_{e\beta} \cdot (1 - \sqrt[4]{1 - \frac{4 y^2}{l^2}}) = v_{e\beta} \cdot (1 - \sqrt[4]{\frac{z}{h}})$$

Cette erreur est d'ailleurs par défaut, c'est-à-dire que le profil parabolique est un profil plus stable que le profil sinusoïdal d'équilibre strict.

Donc, le profil parabolique est sensiblement un profil d'équilibre, défini par

$$\text{tg } \varphi = \frac{4h}{l} \quad \text{et} \quad \frac{v_e^2}{2g} = \frac{h \cdot i}{f} \quad (56)$$

Donc
$$h = \frac{f}{2g} \cdot \frac{v_e^2}{i} = \frac{v_e^2}{C_1^2 \cdot i} = \frac{v_e^2 \cdot k^{1/3}}{25 g \cdot i} \quad (60)$$

et
$$l = \frac{4h}{\text{tg } \varphi}, \quad (60 \text{ bis})$$

largeur supérieure à celle du profil sinusoïdal de plus de 25 % .

La section
$$\omega = \frac{2}{3} \cdot h \cdot l \quad (61)$$

Le périmètre mouillé est

$$\chi = \sqrt{4 h^2 + \left(\frac{1}{2}\right)^2} + \frac{\left(\frac{1}{2}\right)^2}{2 h} \cdot \log \frac{2 h + \sqrt{4 h^2 + \left(\frac{1}{2}\right)^2}}{\frac{1}{2}} \quad \left. \vphantom{\chi} \right\} (62)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi} + \frac{1}{2 \operatorname{tg} \varphi} \cdot \log [\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}]$$

Comme expression approximative, on peut employer.

$$\chi = 1 \cdot \left[1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{h^2}{1^2} - \frac{32}{5} \cdot \frac{h^4}{1^4} \dots \right] = 1 \cdot \left[1 + \frac{\operatorname{tg}^2 \varphi}{6} - \frac{\operatorname{tg}^4 \varphi}{40} + \dots \right]$$

Comme $\frac{h}{1}$ est généralement petit, on ne doit considérer que les premiers termes

$$\left(\frac{h}{1} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{4} \ll 0,125 \right)$$

On déduit de ces formules deux observations importantes :

1°) h est d'autant plus grand, toutes autres choses égales, que v_e est plus grand et que i est plus petit,

2°) le rapport $\frac{h}{1}$ est d'autant plus petit que $\operatorname{tg} \varphi$ est plus petit.

Donc, en terrain très meuble, les cours d'eau sont larges et peu profonds. En terrain dur et cohérent, ils sont profonds et relativement moins larges.

Il en résulte que la forme et les dimensions du profil en travers d'équilibre ne dépendent que de la pente et de la nature du terrain, car f dépend du terrain, dont il détermine le coefficient de rugosité. (Chapitre IX, paragraphes 5, 6 et 8).

On a établi au chapitre IX que les cours d'eau naturels obéissent à la loi

$$u = C \cdot \sqrt{R \cdot I}, \quad R = \frac{\omega}{\chi}.$$

C est un coefficient dépendant du terrain et de la section (chapitre IX, paragraphes 5 et 6).

Le débit $Q = \omega \cdot u$ est donc conditionné complètement par la pente et la nature du terrain.

Inversement un débit Q tend dans un terrain déterminé à former un lit d'équilibre bien défini, caractérisé par un profil et une pente d'équilibre. Le lit d'un cours d'eau est donc entièrement et uniquement déterminé par le débit à écouler et la nature du terrain, comme on peut le schématiser de la façon sommaire ci-après.

$$\text{On déduit des formules précédentes que } Q = \omega \cdot u = \frac{2}{3} C \cdot h \cdot 1 \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

On a approximativement $R = \frac{2}{3} h$.

D'autre part : $i = \frac{f \cdot v_e^2}{2 g \cdot h}$,

donc finalement $Q = \frac{2}{3} \cdot \mathfrak{B} \cdot h \cdot l \cdot v_e$

avec $\mathfrak{B} = C \cdot \sqrt{\frac{f}{3g}} = \frac{C}{C_1} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}}$ (chapitre IX, par. 5).

Comme $f = 0,08 k^{1/3}$ (chap. IX, par. 8) et $C = 20 \cdot \left(\frac{R}{k}\right)^{1/6}$ (chap. IX, par. 6)

$$C_1 = \sqrt{\frac{2g}{f}} = \frac{5\sqrt{g}}{k^{1/6}} \quad \text{et} \quad \mathfrak{B} = \sqrt{\frac{10,67}{g}} R^{1/6} \simeq 1,04 R^{1/6}$$

On a donc approximativement

$$Q = 1,04 \cdot \left(\frac{2}{3} h\right)^{7/6} \cdot l \cdot v_e \quad (64)$$

en admettant $R = \frac{2h}{3}$.

On a donc $h^{13/6} = \left(\frac{3}{2}\right)^{7/6} \cdot \frac{Q \cdot \operatorname{tg} \varphi}{4,16 v_e}$ (65)

Cette équation détermine h . On en déduit l par la relation $l = \frac{4h}{\operatorname{tg} \varphi}$ et

$$i = \frac{f \cdot v_e^2}{2g \cdot h} = \frac{f}{2g} \cdot \frac{v_e^{32/13}}{(Q \cdot \operatorname{tg} \varphi)^{6/13}} \times 4,16^{6/13} \times \left(\frac{2}{3}\right)^{7/13} \quad (66)$$

Donc, dans un terrain donné, le profil et la pente d'équilibre sont complètement déterminés par Q .

Quand Q augmente, toutes autres choses égales, la section augmente, tant h que l . En même temps, i diminue puisque

$$h \cdot i = \frac{f \cdot v_e^2}{2g} = \text{constante.}$$

Enfin, comme $Q = \frac{2}{3} \cdot h \cdot l \cdot u$, on voit que

$$u = 1,04 \left(\frac{2}{3} \cdot h\right)^{1/6} \cdot v_e \quad (67)$$

v_e étant une constante, on voit que u varie comme h ; c'est-à-dire augmente avec la profondeur pour un même terrain, mais l'influence est relativement plus faible que celle de v_e .

Un fleuve coule dans sa partie aval sur ses propres alluvions, v_e et $\operatorname{tg} \varphi$ diminuent; le lit s'étale, le rapport $\frac{h}{l}$ diminue. Mais par suite des influences antagonistes de $\operatorname{tg} \varphi$ et de v_e , les variations de h seraient insensibles, si l'augmentation constante du débit Q ne faisait croître la valeur de h . Pour ce qui est de la vitesse moyenne, l'influence de v_e l'emporte et elle diminue donc de l'amont à l'aval. En même temps la pente diminue parce qu'elle varie comme le carré de v_e , qui diminue.

9.- REMARQUES AU SUJET DU PARAGRAPHE PRECEDENT

La théorie exposée au paragraphe 8 est évidemment très idéalisée et plus qualitative que quantitative. Comme dans cet exposé culminent à peu près tous les éléments exposés dans maints chapitres précédents, les remarques répétées antérieures relatives à la limitation des théories mathématiques en hydraulique fluviale sont particulièrement en situation dans cette question complexe. Il faut les avoir à l'esprit et pour apprécier la signification de cette théorie et celle des objections que l'on peut lui faire.

a) Effet de la force d'arrachement.

On peut objecter à la théorie du profil d'équilibre suivant le paragraphe 8, d) qu'elle ne tient pas compte de la force d'arrachement. Pour en tenir compte, il faudrait se référer au lemme III [paragraphe 8, c)] . Celui-ci a été utilisé par M. BRETTING de la manière indiquée (op. cit).

Il considère en outre $T_{e\beta} = \frac{\gamma_e \cdot z \cdot i}{\cos \beta}$ et considère la loi de répartition des vitesses normalement au fond

$$v = v^* \cdot 5,75 \log_{10} \frac{30,2 z}{k}$$

(par. 6) et la valeur de σ de EINSTEIN $\sigma = 4,9 \sigma_0$ (par. 6). Ceci conduit à une équation différentielle d'ordre supérieur non intégrable, qui est résolue numériquement.

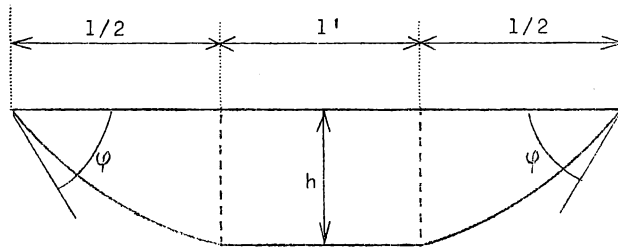


Fig. 23.

La solution a cette particularité de comporter une partie centrale à profondeur constante h et deux rives courbes symétriques (fig. 23). La comparaison que fait M. BRETTING avec des profils déterminés expérimentalement au laboratoire d'hydraulique de Vienne par SCHAFFERNAK ne corrobore pas la discontinuité des profils calculés par M. BRETTING. Les profils expérimentaux ont une courbure continue et sont moins larges au plan d'eau que les profils calculés par M. BRETTING.

La complication des calculs par la méthode de M. BRETTING est hors de proportion avec celle du paragraphe 8, d). Comme les valeurs de σ semblent tout de même assez aléatoires, on peut se référer à la théorie du paragraphe 8, d) d'un point de vue qualitatif. Cependant, la théorie très simple du paragraphe 8 n'est pas en grande discordance dans ses résultats avec celle de BRETTING. On trouve en effet, d'après le paragraphe 8, d) :

$$\omega = \frac{2,08 h^2}{3 \operatorname{tg} \varphi} \tag{68}$$

et
$$h = \left(\frac{3}{2}\right)^{7/13} \cdot \frac{(Q \operatorname{tg} \varphi)^{6/13}}{(4,16 v_e)^{6/13}} \tag{65 bis}$$

d'où
$$\omega = \left(\frac{3}{1,04}\right)^{1/13} \cdot \frac{Q^{12/13} \cdot \operatorname{cotg} \varphi^{1/13}}{2 v_e^{12/13}} \tag{69}$$

Or, d'après BRETTING, ω est proportionnel à $\left(\frac{Q}{v_e}\right)^{0,9} = \left(\frac{Q}{v_e}\right)^{11,7/13}$ et à $\cotg \varphi^{0,0766} \simeq \cotg \varphi^{1/13}$.

Cette correspondance des résultats de deux théories dont les détails, les hypothèses, les voies et les difficultés sont très dissemblables, est assez significative. On peut donc croire qu'il est permis d'accorder quelque confiance à la théorie très simple du paragraphe 8, d), pourvu que l'on y introduise la valeur correcte de v_e (ou de T_e), qui tient compte globalement somme toute des effets éventuels d'arrachement. BRETTING trouve aussi que le profil d'équilibre est pratiquement indépendant de la valeur de k (ou de f). Selon les formules (60 bis), (65) du paragraphe 8, d) et les formules (68), (65 bis) et (69) ci-dessus, le profil parabolique en est indépendant. Seule la pente longitudinale d'équilibre en dépend, selon la formule (66) ou

$$i = \frac{0,04}{g} \cdot k^{1/3} \times 4,16^{6/13} \times \left(\frac{2}{3}\right)^{7/13} \frac{v_e^{32/13}}{(Q \operatorname{tg} \varphi)^{6/13}} \quad (66 \text{ bis})$$

b) Profil d'équilibre élargi

La solution de M. BRETTING conduit à considérer un profil d'équilibre élargi comme celui de la figure 22. La largeur au plan d'eau serait

$$1 + 1' = 1 \cdot (1 + a), \quad a = \frac{1'}{1}$$

On aurait
$$\frac{1}{2} = \frac{2h}{\operatorname{tg} \varphi}, \quad h = \frac{f \cdot v_e^2}{2g \cdot i} = \frac{0,04 k^{1/3} \cdot v_e^2}{g \cdot i}$$

$$\omega = \left(\frac{2}{3} \cdot 1 + 1'\right) \cdot h = \left(\frac{2}{3} + a\right) \cdot 1 \cdot h$$

$$\% = \sim 1 + 1' = 1 \cdot (1 + a)$$

$$R = \frac{\omega}{\%} = \frac{\frac{2}{3} + a}{1 + a} \cdot h$$

$$u = C \cdot \sqrt{R \cdot i} = 20 k^{-1/6} \cdot i^{1/2} \cdot R^{2/3}$$

$$u = 20 \cdot \left(\frac{\frac{2}{3} + a}{1 + a}\right)^{2/3} \cdot k^{-1/6} \cdot i^{1/2} \cdot h^{2/3}$$

$$u = 20 \cdot \left(\frac{\frac{2}{3} + a}{1 + a}\right)^{2/3} \times \frac{0,04}{g}^{2/3} \cdot i^{-1/6} \cdot k^{1/18} \cdot v_e^{4/3} \quad (70)$$

$$Q = \left(\frac{2}{3} + a\right) \cdot 1 \cdot h \cdot u$$

Si $a = 0$, on retombe sur les formules du paragraphe 8, d). Le profil élargi, avec $a > 0$, serait utilisé lorsque la pente imposée est plus grande que la pente d'équilibre selon les formules (66) et (66 bis). Ceci entraîne une diminution de u selon (70), d'où la nécessité d'élargir le profil pour écouler le débit Q tout en satisfaisant à l'équilibre.

c) Profil en arc de cercle

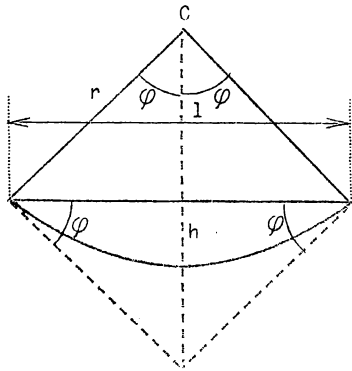


Fig. 24.

L'arc de cercle de corde l , de flèche h et d'ouverture angulaire 2φ se rapproche plus de la sinusoïde que la parabole du paragraphe 8, d). Ses éléments sont (fig. 24)

$$r = \frac{l^2 + 4 h^2}{8 h}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{4 h}{l} \cdot \frac{l^2}{l^2 - 4 h^2} < \frac{4 h}{l}$$

$$\chi = \frac{\varphi \cdot (l^2 + 4 h^2)^2}{4 h}$$

$$\omega = \frac{\varphi \cdot (l^2 + 4 h^2)^2}{64 h^2} - \frac{l \cdot (l^2 - 4 h^2)}{16 h}$$

$$= \frac{\varphi \cdot (l^2 + 4 h^2)^2}{64 h^2} - \frac{l^2}{4 \operatorname{tg} \varphi}$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{l^2 + 4 h^2}{16 h} - \frac{h \cdot l^2}{\varphi \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot (l^2 + 4 h^2)}$$

La valeur de $\operatorname{tg} \varphi$ est égale à celle de la sinusoïde $\frac{\pi \cdot h}{l}$ lorsque

$$h = \frac{l}{2} \cdot \sqrt{\frac{\pi - 1}{\pi}} = 0,4125 l$$

Pour les valeurs de $\frac{h}{l} < 0,4125$, l'arc de cercle est intermédiaire entre la sinusoïde et la parabole. On remarque que cette limite correspond déjà à une valeur élevée de $\operatorname{tg} \varphi = \frac{\pi \cdot h}{l} = \pi \cdot 0,4125 \simeq 1,3$ et n'est pas très éloignée du demi-cercle, pour lequel $h = 0,5 l$. Si φ peut atteindre $\frac{\pi}{2}$ (matériaux durs cohérents), on a vu au chapitre XII que, toutes autres choses égales, le profil semi-circulaire est celui qui présente la moindre résistance à l'écoulement. Il peut donc être considéré dans un sens approprié comme le profil le plus stable.

10.- PROPRIETES DU PROFIL PARABOLIQUE DE QUASI-EQUILIBRE

On a établi au paragraphe 8, d), la formule

$$v_f^2 = v_e^2 \cdot \frac{l^2 \cdot (1 - \frac{4 y^2}{l^2})}{\sqrt{l^2 + 64 y^2 \cdot h^2}}$$

D'après le chapitre IX, paragraphe 5,

$$v_{fm2}^2 = \frac{1}{\chi} \int_{\chi}^{\chi} v_f^2 \cdot d\chi = \frac{1}{\chi} \int_{1/2}^{+1/2} v_f^2 \cdot \frac{dy}{\cos \beta}$$

$$\begin{aligned}
 v_{fm2}^2 &= \frac{v_e^2}{\chi} \int_{-1/2}^{1/2} \frac{1^2 \cdot (1 - \frac{4y^2}{1^2})}{\sqrt{1^2 + 64y^2 \cdot h^2}} \cdot \frac{\sqrt{1^2 + 64y^2 \cdot h^2}}{1^2} \cdot dy = \frac{v_e^2}{\chi} \int_{-1/2}^{1/2} (1 - \frac{4y^2}{1^2}) \cdot dy \\
 &= \frac{v_e^2}{\chi} [y - \frac{4y^3}{3 \cdot 1^2}]_{-1/2}^{1/2} = \frac{2}{3} \frac{v_e^2}{\chi} \cdot \frac{\chi}{1} \\
 &= \frac{2}{3} v_e^2 \cdot [\frac{1}{2} \sqrt{(\frac{4h}{1})^2 + 1} + \frac{1}{8h} \log (\frac{4h}{1} + \sqrt{(\frac{4h}{1})^2 + 1})] \tag{71}
 \end{aligned}$$

$$= \frac{2 v_e^2}{3 + 8 \frac{h^2}{1^2} - \frac{96}{5} \frac{h^4}{1^4} + \dots} \tag{72}$$

On obtient les valeurs ci-après :

| $\frac{h}{1} =$ | 0 | 1/10 | 1/6 | 1/5 | 1/4 | 1/2 | |
|-----------------------|-------|------|-------|-------|-------|------|--------------|
| $\frac{v_e}{v_{fm2}}$ | 1,225 | 1,24 | 1,265 | 1,285 | 1,315 | 1,49 | [form. (71)] |
| $\frac{v_e}{v_{fm2}}$ | 1,225 | 1,24 | 1,265 | 1,282 | 1,31 | 1,38 | [form. (72)] |

On a $v_{fm} = \frac{1}{\chi} \int_{\chi}^{\chi} v_f \cdot d\chi = \frac{1}{\chi} \int_{-1/2}^{1/2} v_f \frac{dy}{\cos \beta}$

d'où $v_{fm} = \frac{v_e}{\chi} \int_{-1/2}^{1/2} (1 - \frac{4y^2}{1^2})^{1/2} \cdot (1 + \frac{64y^2 \cdot h^2}{1^4})^{1/4} \cdot dy$

En développant en séries, on trouve

$$(1 - \frac{4y^2}{1^2})^{1/2} = 1 - \frac{2y^2}{1^2} - \frac{2y^4}{1^4} - \frac{4y^6}{1^6} - \frac{10y^8}{1^8} - \dots$$

$$(1 + \frac{64y^2 \cdot h^2}{1^4})^{1/4} = 1 + \frac{16y^2 \cdot h^2}{1^2} - \frac{384y^4 \cdot h^4}{1^4} - \dots$$

$$v_{fm} = \frac{v_e}{\chi} \int_{-1/2}^{1/2} (1 - \frac{4y^2}{1^2})^{1/2} \cdot (1 + \frac{16y^2 \cdot h^2}{1^2} - \frac{384y^4 \cdot h^4}{1^4} - \dots) \cdot dy$$

$$= \frac{v_e}{\chi} \int_{-1/2}^{1/2} (1 - \frac{4y^2}{1^2})^{1/2} \cdot dy$$

$$+ \frac{v_e}{\chi} \int_{-1/2}^{1/2} (1 - \frac{2y^2}{1^2} - \frac{2y^4}{1^4} - \frac{4y^6}{1^6} - \frac{10y^8}{1^8}) \cdot (\frac{16y^2 \cdot h^2}{1^2} - \frac{384y^4 \cdot h^4}{1^4} + \dots) \cdot dy$$

$$v_{fm} \cdot \chi = \frac{2 v_e}{1} [\frac{y}{2} \sqrt{\frac{1^2}{4} - y^2} + \frac{1^2}{8} \arcsin \frac{2y}{1}]_{-1/2}^{1/2}$$

$$+ \frac{16 h^2}{1^4} v_e \cdot \int_{-1/2}^{1/2} (y^2 - \frac{2y^4}{1^2} - \frac{2y^6}{1^4} - \frac{4y^8}{1^6} - \frac{10y^{10}}{1^8} - \dots) \cdot dy$$

$$- \frac{384 h^4}{1^8} v_e \cdot \int_{-1/2}^{1/2} (y^4 - \frac{2y^6}{1^2} - \frac{2y^8}{1^4} - \frac{4y^{10}}{1^6} - \dots) \cdot dy$$

$$v_{fm} \cdot \chi = \frac{\pi \cdot 1 \cdot v_e}{4} + v_e \frac{16 h^2}{1^4} (\frac{1^3}{12} - \frac{1^3}{40} - \frac{2 \cdot 1^3}{7 \cdot 64} - \dots) - \frac{384 h^4}{1^8} v_e \cdot (\frac{1^5}{80} - \frac{1^5}{224} - \dots)$$

$$v_{fm} \cdot \chi = 1 \cdot v_e \cdot \left(\frac{\pi}{4} + 0,86 \frac{h^2}{l^2} - 3,085 \frac{h^4}{l^4} - \dots \right)$$

$$v_{fm} = v_e \cdot \frac{1}{\chi} \left[\frac{\pi}{4} + 0,86 \frac{h^2}{l^2} - 3,085 \frac{h^4}{l^4} - \dots \right]$$

$$v_{fm} = v_e \cdot \frac{\frac{\pi}{4} + 0,86 \frac{h^2}{l^2} - 3,085 \frac{h^4}{l^4}}{1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{h^2}{l^2} - \frac{32}{5} \cdot \frac{h^4}{l^4}} \quad (73)$$

On trouve

$$\frac{h}{l} = \quad 0 \quad 1/10 \quad 1/6 \quad 1/5 \quad 1/4 \quad 1/2$$

$$\frac{v_e}{v_{fm}} = \quad 1,275 \quad 1,295 \quad 1,325 \quad 1,35 \quad 1,38 \quad 1,575$$

D'après le chapitre IX, paragraphe 5, on a $\frac{v_{fm2}}{v_{fm}} = \sqrt{1 + \psi}$

$$\frac{h}{l} = \quad 0 \quad 1/10 \quad 1/6 \quad 1/5 \quad 1/4 \quad 1/2$$

$$\sqrt{1 + \psi} = \frac{v_{fm2}}{v_{fm}} = \quad 1,04 \quad 1,045 \quad 1,047 \quad 1,05 \quad 1,053 \quad 1,14$$

Ces résultats numériques justifient certaines valeurs moyennes considérées au chapitre XII, notamment $v_{fm2} = 0,8 v_e$ pour les sections assez larges ($l > 5 h$). On voit de même que pour $l > 4 h$, $\sqrt{1 + \psi}$ ne diffère pas beaucoup de 1,04.

Le coefficient de concentration $\varphi^3 = \frac{\omega}{\chi^2} = \frac{R^2}{\omega}$ défini au chapitre XII, paragraphe vaut ici, en admettant $R = \frac{2}{3} h$,

$$\varphi^3 = \frac{\left(\frac{2}{3} h\right)^2}{\frac{2}{3} h \cdot l} = \frac{2}{3} \frac{h}{l}$$

Comme $\frac{u}{v_e} = 1,04 \left(\frac{2}{3} h\right)^{1/6}$ à condition que $\frac{h}{l}$ soit assez petit,

$$\frac{u}{v_{fm2}} = \frac{1}{\psi \cdot \sqrt{1 + \psi}} = \frac{v_e}{v_{fm2}} 1,04 \left(\frac{2}{3} h\right)^{1/6} \simeq 1,30 \left(\frac{2}{3} h\right)^{1/6}$$

$$\frac{u}{v_{fm}} = \frac{1}{\psi} = \frac{v}{v_{fm}} \cdot 1,04 \left(\frac{2}{3} h\right)^{1/6} \simeq 1,35 \left(\frac{2}{3} h\right)^{1/6}$$

11.- PROFILS REELS DES COURS D'EAU

Les conditions théoriques sont profondément troublées dans la nature par la variation des débits, l'hétérogénéité des terrains et les circonstances perturbatrices innombrables qui agissent sur les cours d'eau.

Par suite de la variation des débits, en terrain homogène et lit rectiligne, le cours d'eau se créerait un profil d'équilibre ω_m correspondant à un débit de hautes eaux moyennes Q_m , ayant une fréquence assez grande (fig. 25). En eaux basses $Q_1 < Q_m$, le profil réel est plus ouvert que le profil d'équilibre ω_e ; la pente est trop faible. Le cours d'eau coulera dans le lit avec une section légèrement supérieure à ω_e , parce que les vitesses sont inférieures à celles du profil d'équilibre. Il

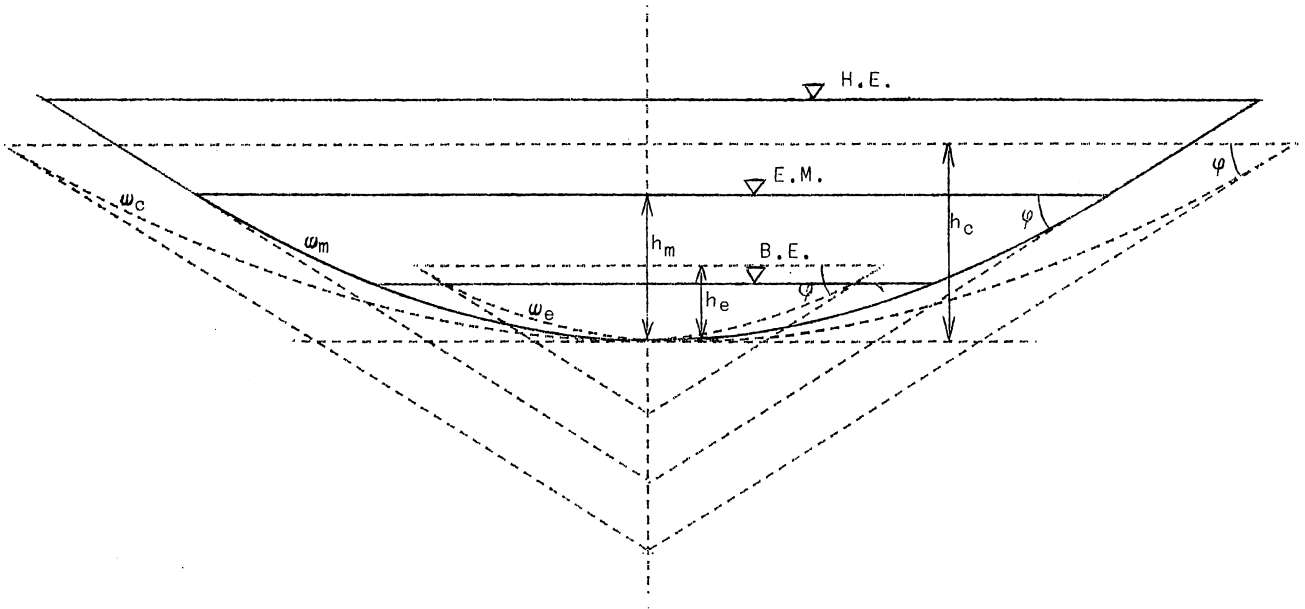


Fig. 25.

n'y a donc pas d'affouillements, non plus de dépôts, le débit solide étant très réduit en basses eaux.

Considérons ensuite une crue $Q_c > Q_m$. Le profil d'équilibre ω_c correspondant est plus ouvert que le profil réel ω_m et la pente $i_c < i_m$. Il en résulte que dans le lit réel la hauteur sera supérieure à h_c , les vitesses supérieures aux vitesses d'érosion; il y aura affouillement, surtout aux parties supérieures des berges et creusement du lit en amont pour réduire la pente. A la figure 25, le profil des eaux moyennes ω_m ne peut être en réalité le profil réel, car pour les hautes eaux, il est prolongé au-dessus du plan d'eau moyen par deux talus plans d'inclinaison φ sur l'horizontale. A défaut de consolidation artificielle de ces berges, cette forme n'est pas possible. Si les crues sont fréquentes, le profil réel tendra vers ω_c .

A la fin de la crue, les dépôts pourront combler les approfondissements d'amont; l'élargissement au plan d'eau seul subsistera éventuellement.

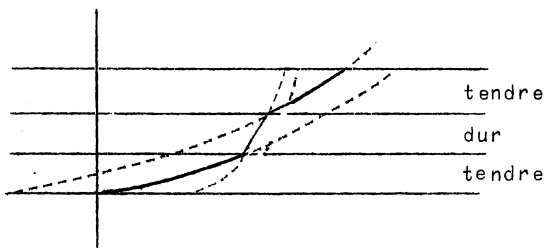


Fig. 26.

Le profil parabolique est donc plus rapproché du profil réel que le profil sinusoïdal d'équilibre, moins large au plan d'eau.

Si donc un cours d'eau à débit variable prend un profil d'équilibre correspondant principalement aux hautes eaux moyennes, il sera élargi à la partie

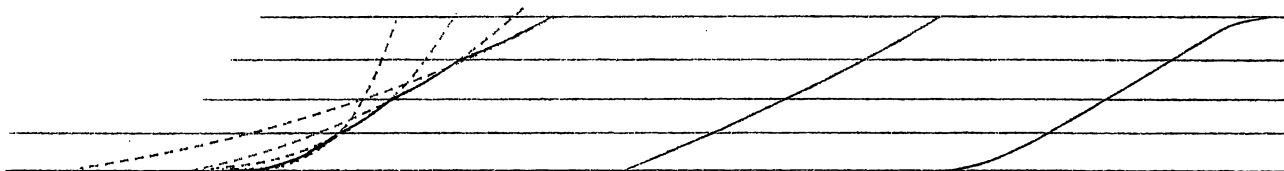


Fig. 27.

supérieure sous l'effet des fortes crues. Celles-ci provoquent d'ailleurs des déformations locales des profils, n'altérant pas l'allure moyenne. Le régime des cours d'eau étant soumis à des fluctuations séculaires, celles-ci se répercuteront sur la forme du lit.

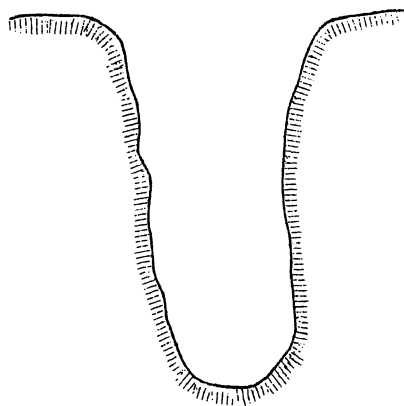


Fig. 28.

à être étroits, profonds et très encaissés (fig. 28). En même temps, la pente peut être élevée, comme il a été indiqué au chapitre IV (cfr planche 11, fig. 4).

Les revêtements artificiels : murs, perrés, gazonnements correspondent à une augmentation artificielle de dureté, car ils réduisent beaucoup l'érosion.

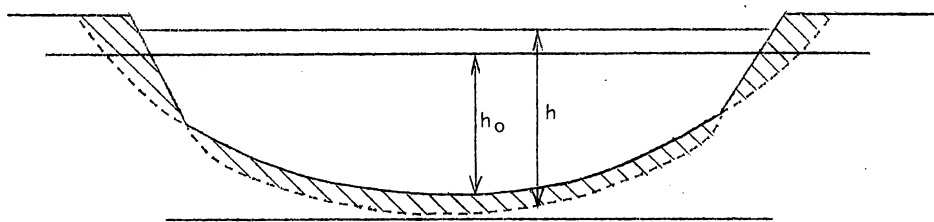


Fig. 29.

L'hétérogénéité des terrains se marque par des changements d'allure du profil. Si un lit se creuse dans un terrain formé de couches d'inégales duretés, en principe le profil se compose d'une série d'arcs des profils d'équilibre correspondants (fig. 26). Si le terrain présente une décroissance continue de dureté du fond vers les rives (alluvions) le lit peut donc prendre un talus sensiblement droit, même convexe (fig. 27). Dans le cas du terrain rocheux, le phénomène est différent. L'érosion se fait surtout par le fond sur lequel roulent les gros galets; l'usure latérale est due aux sables en suspension et est donc assez faible. En terrain rocheux, les profils en travers ont donc une tendance à se creuser en profondeur, c'est-à-dire

à être étroits, profonds et très encaissés (fig. 28). En même temps, la pente peut être élevée, comme il a été indiqué au chapitre IV (cfr planche 11, fig. 4). Les revêtements artificiels : murs, perrés, gazonnements correspondent à une augmentation artificielle de dureté, car ils réduisent beaucoup l'érosion. Il en résulte qu'ils troublent l'équilibre d'un cours d'eau, le profil (fig. 29) est inférieur au profil d'équilibre, donc la hauteur croît ainsi que les vitesses. Il se produit

des affouillements, surtout à la base des revêtements, en même temps, le lit se creuse en amont. Les mêmes affouillements se produisent à la limite des eaux ordinaires, à la base des talus gazonnés du lit des hautes eaux. Il faut donc toujours protéger les pieds des revêtements quelconques contre les affouillements.

Ce ne sont pas les seules perturbations des profils d'équilibre. En fait le lit des cours d'eau n'est jamais droit, mais sinueux. Il en résulte

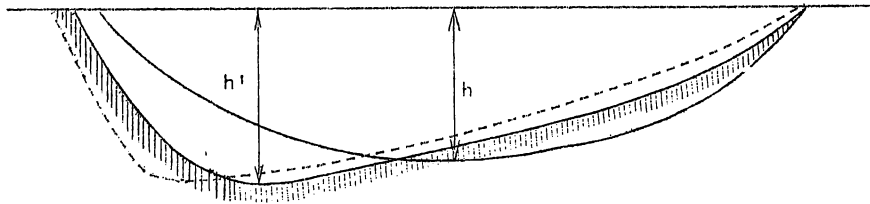


Fig. 30.

une modification constante des profils. L'érosion en courbe est nécessairement plus forte à la rive concave et le profil d'équilibre se déforme, le talus concave est raide, la profondeur maxi-

mum h' se trouve vers l'extérieur de la courbe et est supérieure au maximum d'équilibre, le talus convexe est plat. Ce profil est peu stable, l'érosion de la rive concave tend à se continuer (fig. 30). Dans les inflexions entre deux courbes de sens inverse, il peut se produire des zones de mouvement troublé et tourbillonnaire, donnant lieu parfois à des dépôts et à des profils irréguliers, anormaux et variables, donc instables.

Enfin, une rivière peut traverser le long de son cours des terrains de consistance moyenne différente (variation en plan). Il en résulte des variations du profil transversal (largeur et profondeur) comme du profil en long (pente).

En résumé, les circonstances accidentelles des cours d'eau interviennent constamment pour modifier les formes d'équilibre des profils. On peut admettre que cette forme d'équilibre correspond à la moyenne d'un nombre suffisant de profils, dont les inégalités se compensent sur une longueur assez étendue de terrain peu variable (planche 10, fig. 1).

Lorsque le lit est fixé artificiellement par des perrés, des digues, des épis et des seuils de fond, le profil moyen peut être assez différent du profil d'équilibre (planche 10, fig. 3).

12.- LIT MINEUR ET LIT MAJEUR

Lorsqu'un fleuve n'a son lit que partiellement encaissé, le lit qui contient les hautes eaux moyennes est le lit mineur. Au moment des crues, le fleuve déborde de son lit et s'étend dans la vallée en occupant le lit majeur ou d'inondation, caractérisé par un fond très plat. Le mouvement y est très varié et irrégulier, les vitesses décroissent en général avec la distance à l'axe de la rivière. Des limons s'y déposent et forment les talus en pente douce du lit majeur (fig. 31).

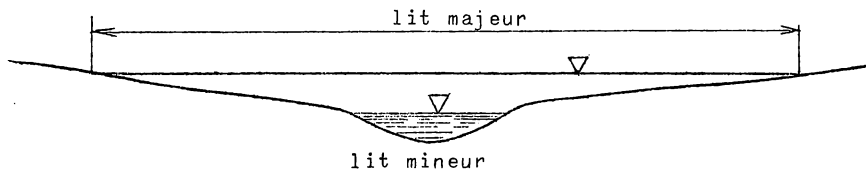


Fig. 31.

Le fleuve coule donc sur ses propres alluvions, ce qui se rencontre fréquemment dans les cours inférieurs et moyens, par suite de l'exhaussement du lit, même

dans les parties rocheuses, où le fond rocheux se trouve parfois sous de fortes épaisseurs de gravier. On limite souvent le lit majeur par des digues insubmersibles de hautes eaux, le lit mineur est parfois bordé de digues basses submersibles (fig. 32). Les effets de ces dispositifs seront examinés plus loin.



Fig. 32.

13.- ACTION DES AFFLUENTS.

Les affluents augmentent brusquement le débit, donc la section, et tendent à réduire la pente d'équilibre indépendamment de leur effet sur le débit solide. Mais, par suite de leurs apports solides, ils peuvent donner lieu à des accidents de pente si, comme il arrive souvent, la pente et le débit solide spécifique sont supérieurs dans les affluents. Les dépôts qui se forment alors dans le cours d'eau principal jusqu'en amont du confluent peuvent former un seuil très marqué; c'est ainsi qu'à la traversée de Liège par la Meuse, il s'était formé un seuil dû aux dépôts de l'Ourthe et de la Vesdre, dont le confluent commun est à l'amont de la ville. Ce seuil s'étendait du pont du Val Saint Lambert à l'amont jusqu'au pont de Wandre en aval. Son sommet se situait à peu près à mi-distance, près du pont de la Boverie, donc un peu en aval du confluent aménagé actuel, mais le confluent naturel ancien s'était étendu jusque là. La hauteur du seuil était d'environ 1,50 m.

Il en résulte une augmentation de pente, immédiatement en aval du seuil. C'est ainsi qu'au confluent de la Lesse, la pente de la Meuse passe soudainement à 0,0006, pour redescendre progressivement à 0,00044 à Namur en aval. L'inverse pourrait se produire avec un affluent de moindre pente et moindre débit solide spécifique que le cours d'eau principal.

14.- PROFIL EN TRAVERS DES VALLEES

Les vallées présentent des profils en travers similaires aux profils d'équilibre des cours d'eau surtout les vallées imperméables, dont la forme dépend de l'érosion de ruissellement. Elles sont en forme de dièdre (en V), à versants d'autant plus inclinés que le terrain est plus dur. En terrain rocheux, l'escarpement peut être assez élevé.

Cependant les plus grands escarpements se rencontrent en général en terrain perméable, sans érosion proprement dite. Le fleuve s'enfonce dans le sol par dissolution. L'érosion est étroitement limitée au fond du lit, il n'y a guère d'érosion latérale. Dans les calcaires à grandes fissures, on arrive ainsi aux vallées abruptes ou cañons, comportant parfois des gouffres ou des cavernes suspendues aux versants de la vallée.

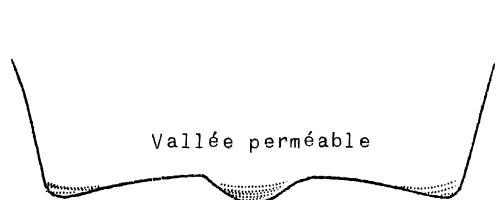


Fig. 33.

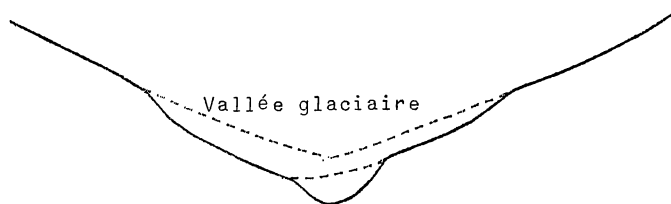


Fig. 34.

Les vallées à versants perméables ont donc le fond relativement plat, parfois même légèrement convexe, à cause du bourrelet formé lorsque le fleuve coule en quelque sorte sur son lit de déjection ou son delta. Il peut alors y avoir aux pieds des côteaux des fausses rivières (fig. 33).

Les vallées glaciaires se reconnaissent par un profil transversal relativement concave (en U); les cours d'eau y creusent ensuite parfois des vallées plus étroites, à cause de la concentration de l'érosion sur le fond (sillon glaciaire du torrent sous-glaciaire) (fig. 34).

15.- CHEMINEMENT EN PLAN DES COURS D'EAU

De même que, par suite des circonstances toujours diverses, la pente et le profil en travers des cours d'eau naturels présentent constamment des irrégularités, leur tracé en plan présente des irrégularités pour les mêmes raisons. Ces perturbations se traduisent par des courbures variables de l'axe, qui donnent lieu à des sinuosités et à des variations de largeur du lit.

Le tracé rectiligne n'est pas naturel, le cours d'eau tend constamment à le modifier. Il ne peut donc exister et subsister que par une intervention artificielle de fixation du lit, telle que le bétonnage des canaux d'aménées des usines hydroélectriques. L'inéluctabilité du tracé sinueux résulte des hétérogénéités du terrain et des déviations accidentelles des filets liquides. L'érosion est plus intense suivant les régions de moindre

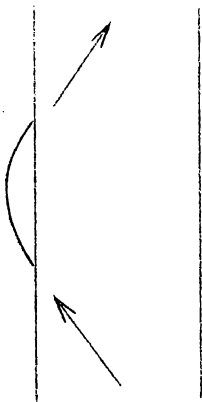


Fig. 35.

résistance, c'est ainsi que se forment les talwegs, qui ne sont évidemment pas droits. Mais dès lors se produisent des courants obliques, qui provoquent une érosion de la rive vers laquelle ils se dirigent. Ces affouillements, de forme nécessairement concave, dévient les filets liquides et les renvoient vers l'autre rive. Ainsi se forme une courbe concave du cours d'eau, à laquelle succède une autre courbe concave, mais de sens opposé, sauf circonstances accidentelles telles que modification importante du terrain etc... Mais dans un terrain meuble peu variable, la rivière adopte un cours sinueux. (Planche 10, fig. 4).

Nous avons vu qu'en courbe le profil se déforme et que celui qui est réalisé n'est pas très stable. Le mouvement des filets liquides en plan montre aussi que l'action érosive des filets curvilignes tend à croître. Les grandes profondeurs et les grandes vitesses près de la rive concave, augmentées des effets de la force centrifuge, qui donne une inclinaison transversale ou dévers d'eau au plan d'eau augmentent l'érosion à la rive concave. Selon S. Leliavsky, l'équation élémentaire de Grashof (cfr chapitre X, paragraphe 16) conviendrait et aurait été vérifiée sur le Rhin.

Les lignes d'égalité charge sont normales aux forces, donc la surface libre est telle que $\frac{dz}{dx} = -\frac{x}{Z} = \frac{u^2}{g \cdot x}$. Donc $g \cdot dz = u^2 \frac{dx}{x}$, donc $g \cdot z = u^2 \cdot \log x + a$.

Mais pour $x = r_1$, $z = 0$, donc $0 = u^2 \cdot \log r_1 + a$, d'où $z = \frac{u^2}{g} \cdot \log \frac{x}{r_1}$ et $\Delta z = \frac{u^2}{g} \cdot \log \frac{r_2}{r_1}$.

u est la vitesse uniforme tangentielle; 0 est le centre de la courbe (fig. 36)

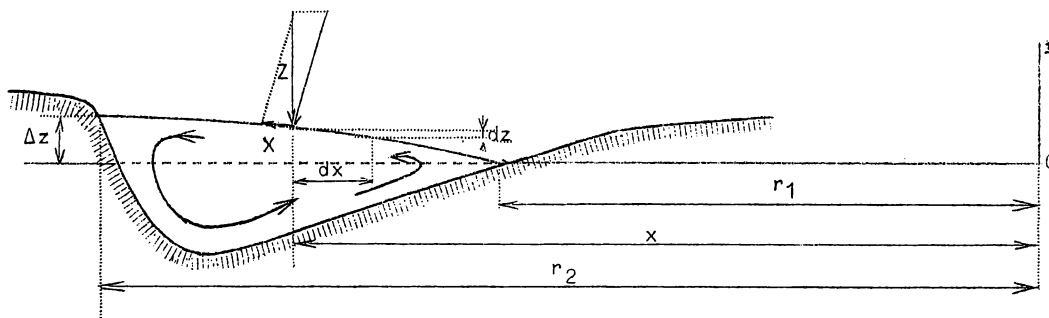


Fig. 36.

Fargue indique que l'on a observé sur la Garonne des exhaussements de 0,20 m aux rives concaves.

L'effet des faibles vitesses à la rive convexe joint à celui du transport transversal des matériaux du fond produit des atterrissements à cette rive. Les expériences de Fargue sur le bassin tournant ont mis en évidence

le charriage transversal dans les courbes, de la rive concave à la rive convexe sur le fond. Inversément, les matériaux en suspension sont chassés vers la rive concave par la force centrifuge et accroissent l'érosion. Les sinuosités finissent quelquefois par former de véritables boucles; l'isthme qui sépare leurs extrémités peut, en terrain meuble, être emporté s'il est assez étroit. Le lit se rectifie alors de lui-même; mais il se forme un rapide au point de jonction. Le régime est évidemment troublé jusqu'à ce qu'un nouvel état d'équilibre ait pu se créer. La cascade de Coo est due à la percée artificielle de l'isthme d'une boucle de l'Amblève en terrain rocheux, ce qui donne une idée des chutes correspondantes.

Ces phénomènes montrent que c'est à juste titre que l'on parle de lit à fond mobile. Cette mobilité se manifeste par les irrégularités et les variations du tracé, de la pente et des profils qui sont conjuguées.

Cette triple variation, en plan, en long et en travers conjointe à la variation triple des profondeurs, des vitesses et des débits du cours d'eau, à celle du débit solide et à celle des circonstances naturelles, toujours diverses, dans toute l'étendue d'un cours d'eau, donne à l'étude des cours d'eau naturels un caractère de complexité que présentent peu de problèmes techniques à un tel degré et qui exclut toute étude approfondie par le raisonnement seul. L'observation et l'expérience sont les bases de l'hydraulique, mais surtout de l'hydraulique fluviale. C'est un principe dont il faut se pénétrer pour faire un usage adéquat et intelligent des formules de cette science. Et la solution des cas complexes doit être demandée avant tout aux laboratoires ou à l'observation des phénomènes naturels.

16.- EXPERIENCE DU BASSIN TOURNANT DE FARGUE

(Cfr L. FARGUE.- La forme du lit des rivières à fond mobile - 1908).

Un bassin annulaire horizontal en zinc a un rayon extérieur de 1 m, un rayon intérieur de 0,50 m. Les parois cylindriques ont 0,40 m de hauteur à l'extérieur, 0,50 m à l'intérieur. Le bassin contient 0,15 à 0,20 m de hauteur d'eau. Le fond est recouvert d'une couche uniforme de sable et de gravier; à la surface il y a quelques flotteurs. Le bassin est mis en mouvement de rotation uniforme autour de son axe, à une vitesse de 12 à 30 tours par minute. Quand le mouvement est bien établi, la surface de l'eau prend la forme classique de parabolôïde de révolution et, dans une mesure d'autant plus grande que la vitesse angulaire est plus grande, les matériaux solides du fond viennent s'appuyer contre la paroi extérieure, les flotteurs contre la paroi intérieure. Lorsqu'un régime est bien établi, on arrête brusquement le bassin. L'eau continue son mouvement de rotation, mais un mouvement centripète s'établit aussi, plus ou moins tumultueux suivant que la vitesse initiale était plus ou moins grande. Le gravier est précipité vers le bord intérieur convexe, d'autant plus vivement que la vitesse est plus grande et sur le fond. Le sable aussi, mais après avoir décrit des spirales plus ou moins allongées sous l'effet de la vitesse tangentielle et de la vitesse centripète. Les flotteurs se rapprochent du bord extérieur concave. Le déplacement centripète des matières solides sur le fond peut être interprété comme suit : Par suite du frottement sur le fond, leur vitesse tangentielle devient inférieure à celle de l'eau, donc aussi leur accélération centrifuge. Dans le champ de force centrifuge de l'eau, ces particules subissent donc une répulsion centripète, comme une particule plus légère que l'eau s'élève en sens inverse de la gravité.

17.- OBSERVATIONS, EXPERIENCES ET LOIS DE FARGUE. (Planche 10, fig. 4 et 5; planche 11, fig. 1, 2 et 3).

L. Fargue, ingénieur des Ponts et Chaussées de France, a étudié les formes des lits des cours d'eau naturels, surtout de la Garonne. Il a effectué des essais sur modèles réduits pour étudier la formation des lits, ainsi que des essais sur bassins tournants pour étudier la suspension et le dépôt des matières solides.

Il a observé que les cours d'eau naturels affectent un cours sinueux. Dans les courbes se produisent les plus grandes profondeurs ou mouilles, (ou encore fosses) qui sont près de la rive concave. Le talus de cette rive est abrupt, l'autre en pente douce est appelé grève de la rive convexe.

Le talweg suit donc la rive concave. Il en est d'autant plus rapproché que la courbure est plus grande. Entre deux courbes opposées il y a un point d'inflexion, de courbure nulle; le talweg y change de rive. Dans cette région, les profondeurs sont les plus faibles, il existe un haut fond, ou seuil ou maigre. Le profil y est plus symétrique. Par suite des faibles profondeurs et vitesses, le cours d'eau tend à y déposer, d'où d'ailleurs la formation du seuil. Si la puissance d'entraînement de l'eau quittant une rive concave est assez grande, les matériaux iront se déposer au-delà du point d'inflexion près de la rive convexe suivante; le chenal passe d'une rive à l'autre dans de bonnes conditions, avec une profondeur aussi bonne que possible. Si les dépôts se font en avant et près du point d'inflexion, il se produit deux chenaux séparés par un haut fond, le passage est difficile (fig. 37).

Il en résulte aussi que le fond du talweg présente par rapport à la pente moyenne une succession de brisures dont les points bas ou mouilles correspondent à peu près aux courbes, les points hauts ou seuils aux points d'inflexion (fig. 37). La pente du fond d'un cours d'eau n'est donc jamais régulière et peut même présenter des contre-pentes. Le plan d'eau suit ces variations de pente d'une manière atténuée, d'autant plus que les profondeurs sont plus grandes, donc plus atténuée en crue qu'en étiage. (Planche 2, fig. II).

L'étude analytique de la ligne d'eau d'un lit à pente irrégulière est très complexe, elle ne peut se faire que pour des cas théoriques et ses résultats ne font que confirmer la conclusion précédente. Elle établit aussi, ce qui se conçoit physiquement, que les ruptures de pente de la ligne d'eau sont rejetées en amont des ruptures de pente du lit; en d'autres termes les seuils forment déversoirs. (Fig. 38).

Le lit peut atteindre un état stable permanent si le débit solide à l'aval de la section est égal au débit solide d'amont. Il faut pour cela que l'usure des matériaux se fasse dans une mesure suffisante dans cette section. Si une crue apporte des matériaux trop gros, il y aura dépôt et formation de bancs ou seuils mobiles. C'est le phénomène des bancs de gravier qui se déplacent dans le Rhin alsacien, après sa régularisation de 1840 à 1860, effectuée par des coupures souvent rectilignes sur de grandes longueurs. Par suite du raccourcissement du cours et de l'augmentation de la pente, l'érosion s'est produite en amont d'une manière importante.

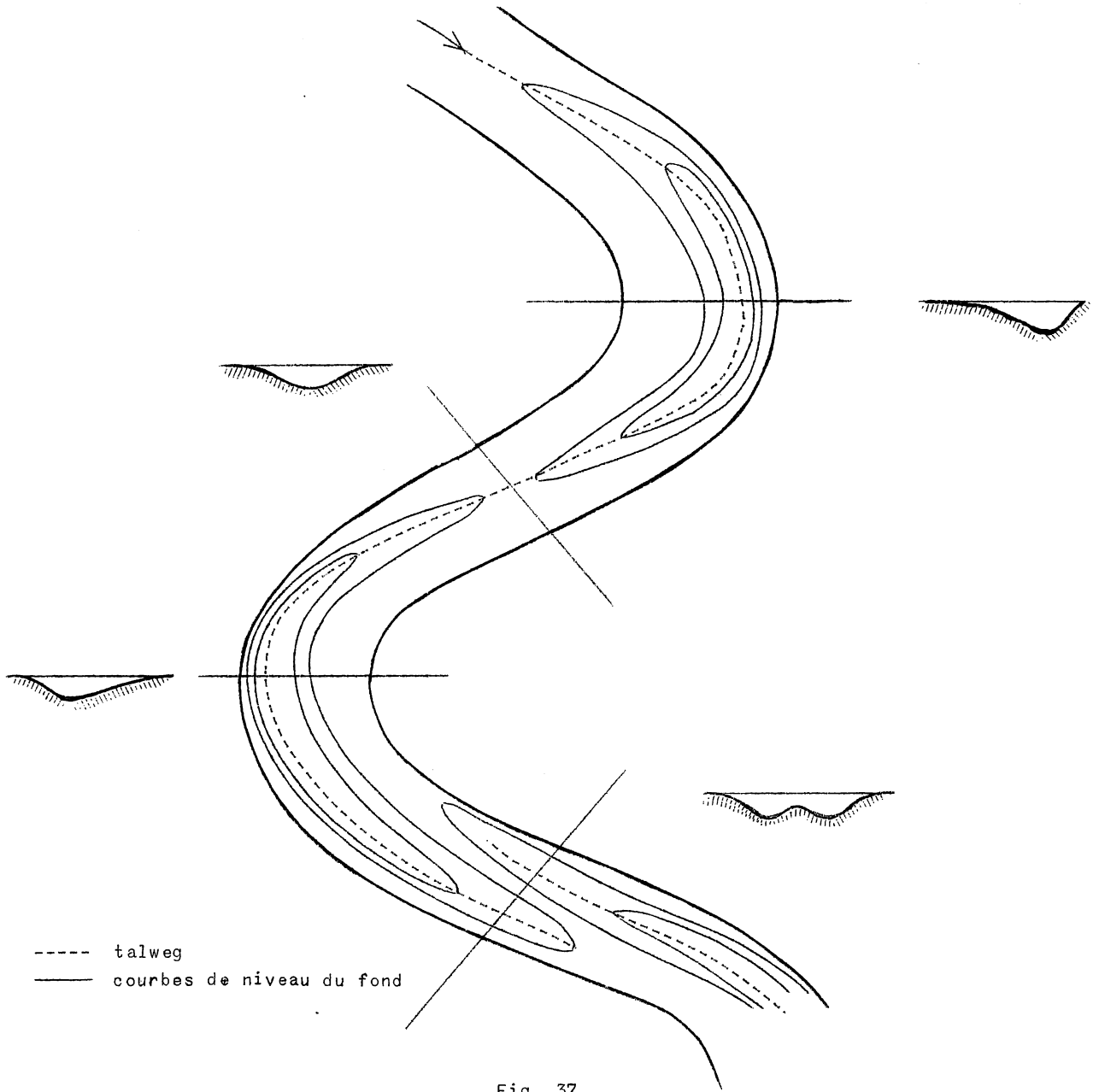


Fig. 37.

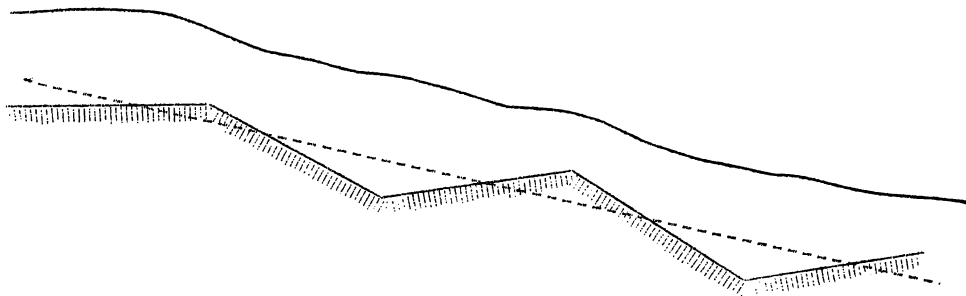


Fig. 38.

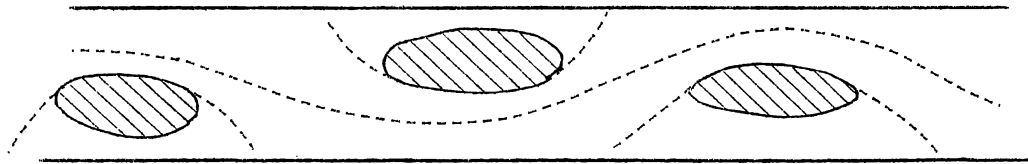


Fig. 39.

Les crues déplacent de puissants bancs de gravier entre lesquels le talweg serpente (fig. 39). Même les eaux moyennes déplacent ces bancs, entraînant une modification incessante de talweg, très gênante pour la navigation. Les travaux de correction ultérieurs, effectués après 1906 et tendant à fixer à l'intérieur des digues rectilignes un lit mineur légèrement sinueux ont atténué le phénomène.

Enfin, l'observation aussi bien que les expériences sur modèles réduits ou bassins tournants montrent que les dépôts se font en courbe sur la grève de la rive convexe.

Fargue a énoncé les lois empiriques suivantes au sujet des relations entre ces divers éléments.

1°) Loi de l'écart du maigre

Le maigre ne correspond pas au point d'inflexion, mais est reporté en aval d'une longueur qui, dans un bon tracé, est environ $1/4$ du développement de la courbe.

La courbe ou bief de Fargue est la longueur entre deux points d'inflexion successifs.

2°) Loi de l'écart de la mouille

La mouille présente le même écart par rapport au sommet de la courbe (maximum de courbure).

Cet écart joue, d'après MM. Fargue et Clavel, un rôle important dans la divagation du lit, car il ajoute un déplacement longitudinal à la tendance au déplacement transversal (planche 10, fig. 4).

3°) Loi de la mouille

La mouille est d'autant plus profonde que la courbure est plus forte.

Si c est la courbure kilométrique $c = \frac{1}{r}$ (r en km), Fargue a trouvé pour la Garonne

$$c = 0,03 h^3 - 0,23 h^2 + 0,78 h - 0,76$$

h étant la profondeur de la mouille en m .

4°) Loi de l'angle

La profondeur moyenne du bief (c'est-à-dire d'une courbe entre deux points d'inflexion successifs) croît et décroît en même temps que la courbure moyenne, c'est-à-dire que l'angle extérieur des tangentes aux deux points d'inflexion.

La profondeur moyenne est $h_m = \frac{1}{l} \int_0^1 h \cdot ds$, la courbure moyenne est

$$c_m = \frac{1}{l} \int_0^1 c \cdot ds = \frac{1}{l} \int_0^1 \frac{d\alpha}{ds} \cdot ds = \alpha$$

α est l'angle extérieur des tangentes aux deux points d'inflexion.

Pour la Garonne, $h_m = 1,50 (1 + \sqrt{c_m^2 + 1,711 c_m})$, la courbure étant kilométrique.

5°) Loi du développement

Il en résulte que, dans l'intérêt de la profondeur, tant maximum que moyenne, la longueur du bief ne doit être ni trop grande (faible courbure), ni trop faible (forte courbure), mais moyenne.

6°) Loi de la pente de fond

La pente de fond du chenal navigable est déterminée par l'inclinaison de la tangente à la courbe des courbures. Donc, à courbure constante, pente nulle; à changement brusque de courbure, changement brusque de pente; à variation continue de courbure, variation continue de pente.

Comme loi de la pente de fond, Fargue a trouvé pour la Garonne

$$\frac{dc}{ds} = \frac{155,3}{10^6} \cdot \frac{dh}{ds} + 11,4 \left(\frac{dh}{ds}\right)^3$$

$\frac{dc}{ds}$ est l'inclinaison de la tangente de la courbe des courbures, courbe de c en fonction de s , qui détermine donc la pente. Comme la pente diminue d'amont en aval, les courbures vont en diminuant aussi, c'est-à-dire que les sinuosités deviennent de plus en plus étendues.

7°) Loi de la continuité

Il résulte de ce qui précède que la régularité du chenal ne peut être obtenue que par une variation continue et régulière des courbures.

Une succession de deux courbes de même sens, que M. Fargue appelle une surflexion (planche 10, fig. 5), a le même effet qu'une inflexion, la création d'un seuil. D'une manière générale, le maigre correspond au minimum de courbure.

Ces lois de Fargue constituent une vraie synthèse de la forme des lits à fond mobile. Leur généralité en fait des principes. Il est clair que leur application à un cours d'eau déterminé dépend d'observations faites sur ce

cours d'eau. Les études de Fargue sur la Garonne et la mise en équation des lois précédentes pour ce fleuve, qu'il en a déduite, constituent un exemple de la manière d'opérer.

Fargue a aussi étudié les formes appropriées des courbes. Si le tracé était composé d'alignements droits raccordés par des arcs de cercle, $\frac{dc}{ds} = 0$, donc $\frac{dh}{ds} = 0$ et le profil serait composé théoriquement de gradients horizontaux. Pratiquement les discontinuités seraient grandes.

Si l'on se donne un profil en long déterminé $h = f(s)$, on connaît $\frac{dh}{ds}$, donc aussi $\frac{dc}{ds} = \varphi(s)$, d'où

$$c = c_0 + \int_0^s \varphi(s).ds .$$

En particulier, si on veut une pente uniforme depuis la mouille jusqu'au maigre, $\frac{dh}{ds} = \text{constante}$, donc $\frac{dc}{ds} = \gamma = \text{constante}$ et $c = c_0 + \gamma.s$.

En prenant pour origine de la courbe le point d'inflexion, $c_0 = 0$, donc

$$c = \gamma.s .$$

Cette courbe recommandée par Fargue sous le nom de spirale-volute ou radioïde aux arcs, n'est autre chose que la spirale de Cornu ou encore la clothoïde des raccordements progressifs de voies ferrées. C'est une spirale à deux branches, un point d'inflexion et 2 points asymptotiques. Son équation est complexe. Pour des valeurs diverses de γ , on obtient des spirales semblables, dont on peut établir des gabarits pour diverses valeurs de γ , c'est-à-dire de $\frac{dc}{ds}$ ou $\frac{dh}{ds}$. On peut établir ainsi un profil en long polygonal présentant des discontinuités de pentes. Le plan se compose d'une succession d'arcs osculateurs de spirales-volutes.

Pour supprimer toute discontinuité, Fargue a envisagé un profil en long sinusoïdal, donc $\frac{dh}{ds}$ est une fonction sinusoïdale et

$$c = c_{\max} \cdot \sin \frac{\pi.s}{s_0}$$

La courbe des courbures est donc une sinusoïde, la courbe du plan correspondante a été appelée bisinoïde par Fargue. Ce tracé satisfait aux sept règles expérimentales, et a été appliqué avec succès à la correction de la Garonne.

Enfin, on peut encore considérer comme règle pour la correction des cours d'eau la loi de variation des largeurs exprimée comme suit par Fargue : "Entre deux maigres consécutifs, la largeur doit croître d'abord de l'amont vers l'aval à mesure que le chenal s'approfondit, présenter vers la mouille un maximum d'autant plus grand que la mouille est plus profonde, et décroître ensuite graduellement avec la profondeur du chenal, pour atteindre au maigre d'aval un minimum qui est plus grand que le minimum initial". Les rives concaves ont donc un développement supérieur aux rives convexes. Il se réalise ainsi un resserrement du lit au point d'inflexion, ce qui tend à y augmenter la profondeur et la vitesse et à éviter les dépôts

gênants. Par contre, les grèves étendues des rives convexes peuvent recevoir des dépôts importants. Comme loi des largeurs minima aux points d'inflexion, on peut admettre

$$l = l_0 \cdot e^{\lambda(s - s_0)} ,$$

λ étant un coefficient constant pour un cours d'eau. Cette loi découle de l'hypothèse d'une cause d'accroissement de largeur proportionnelle au cours,

donc
$$\frac{\Delta l}{l} = \lambda \cdot \Delta s .$$

Puisque $Q = l \cdot h \cdot u = \text{constante}$, on a

$$\frac{dl}{l} + \frac{dh}{h} + \frac{du}{u} = 0$$

D'autre part, en admettant $h \cdot i = b \cdot u^2$,

$$\frac{dh}{h} + \frac{di}{i} = \frac{2 du}{u}$$

(en admettant $b = \text{constante}$),

d'où
$$\frac{dl}{l} + \frac{3}{2} \cdot \frac{dh}{h} + \frac{1}{2} \cdot \frac{di}{i} = 0$$

Si $\frac{dl}{l} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{di}{i}$, c'est-à-dire si l'accroissement proportionnel de largeur est égal à la moitié de la diminution proportionnelle de pente, $dh = 0$ et la profondeur reste constante. Si, dans cette hypothèse, le profil en long général est une courbe logarithmique,

$$\frac{di}{ds} = \lambda' \cdot i ,$$

les largeurs varient suivant la loi $\frac{dl}{ds} = \lambda \cdot l$ ci-dessus envisagée.

4^e SECTION

*NOTIONS D'HYDROGRAPHIE
ET D'HYDROMETRIE*

CHAPITRE XVII

TRAVAUX HYDROGRAPHIQUES ET HYDROMETRIQUES

1.- LEVES HYDROGRAPHIQUES

Les levés hydrographiques se distinguent en levés généraux, dont le but est de fournir une représentation d'ensemble du cours d'eau, et en levés spéciaux ou limités, destinés à la préparation d'un travail déterminé.

Les levés généraux fournissent les plans ou cartes du cours d'eau et les profils en long. On peut aussi établir les profils en travers, mais plus généralement on indique les courbes de niveau des profondeurs en cotes absolues ou par rapport à un certain plan d'eau conventionnel. Par suite des variations de la configuration du lit, ces documents doivent être tenus à jour. Pour les cours d'eau régularisés et entretenus, ce sont surtout les profils en long et en travers qui varient, aussi faut-il les relever spécialement pour chaque travail particulier intéressant le cours d'eau.

Les cours d'eau qui sont encore à l'état naturel dans certaines parties

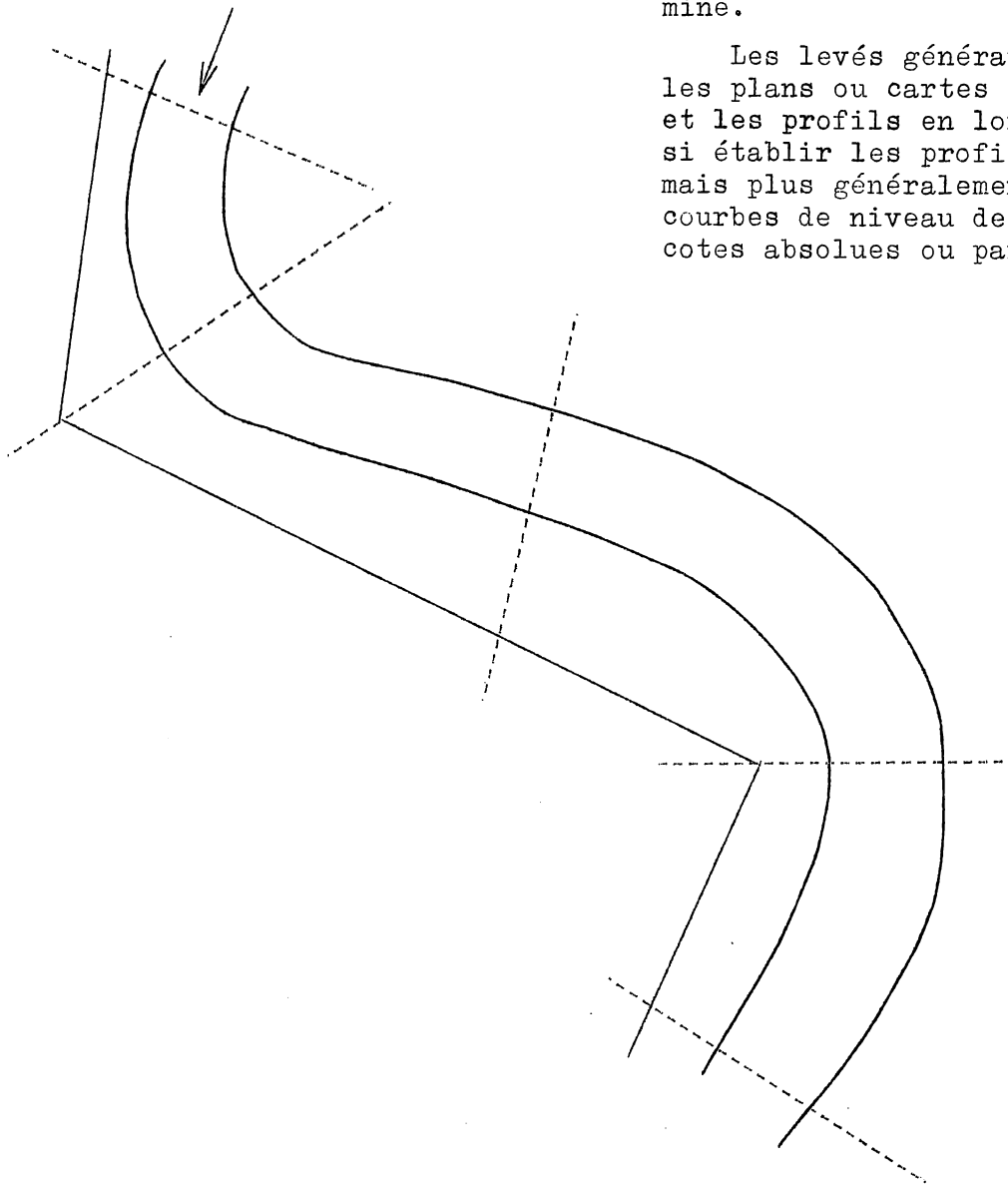


Fig. 40.

de leurs cours peuvent subir des déplacements considérables en plan. Leur lit sauvage comporte d'ailleurs souvent de nombreux bras, dans lesquelles les eaux coulent d'une manière variable et qu'elles peuvent déplacer (divagation). Des levés aériens successifs en donnent une image saisissante, même à intervalles assez rapprochés. La photographie aérienne et la photogrammétrie sont susceptibles de rendre de grands services à l'hydrographie fluviale en permettant des levés rapides, exacts et économiques.

Les opérations topographiques en terre ferme se font par les méthodes ordinaires de la planimétrie et de l'altimétrie. Les mesures hydrographiques consistent en mesures de profondeurs d'eau ou sondages, destinées à

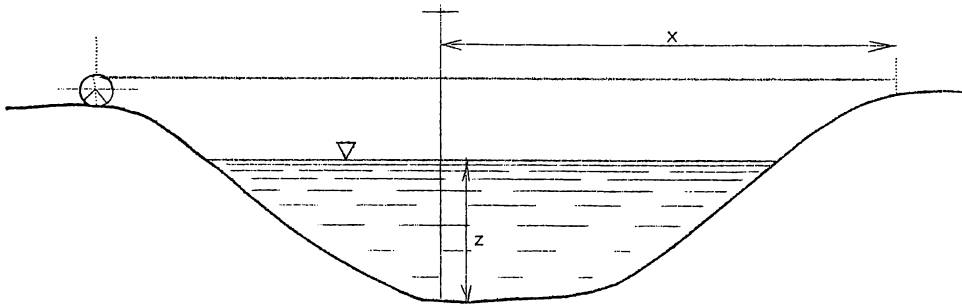


Fig. 41.

relever les profils en travers et les profils en long. Si on peut mettre le lit à sec, il n'y a que des opérations topographiques. On rattache les opérations topographiques et hydrographiques par un réseau polygonal dont les sommets sont matérialisés le long des rives par des piquets ou repères (fig. 40). Ce réseau est rattaché à la triangulation et au nivellement

généraux. Les piquets déterminent des plans de sections transversales du cours d'eau normaux autant que possible à la direction générale du lit. (Planche 12, fig. 3 a et b).

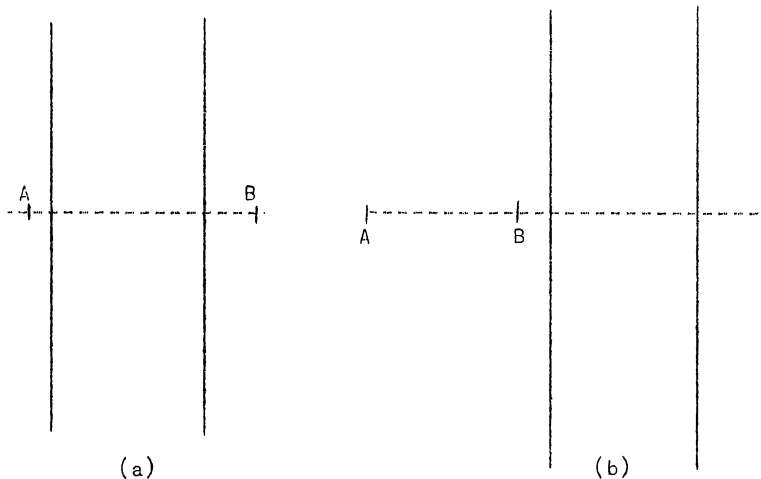


Fig. 42.

Une section transversale peut être matérialisée par un câble tendu entre les rives (fig. 41), ou des jalons plantés sur les deux rives ou, en cas d'inaccessibilité d'une rive, par un

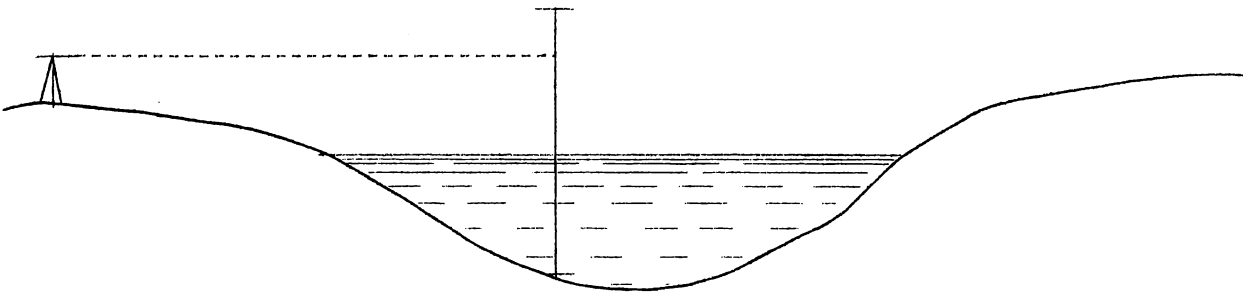


Fig. 43.

alignement jalonné sur une rive (fig. 42, a et b). Les sondages se font alors au moyen d'une perche manoeuvrée d'une nacelle et que l'on a soin de toujours placer dans l'alignement défini. Les perches reposent sur le fond par une semelle. Elles sont souvent à double semelle et double graduation inverse.

Les profondeurs peuvent se mesurer au moyen d'un niveau placé à la rive, la perche étant graduée (fig. 43), ou bien par lecture de l'enfoncement de la perche. Cette seconde méthode est évidemment moins précise; les fluctuations du plan d'eau qui peuvent être sensibles dans l'espace de quelques heures (rivière canalisée) peuvent causer des erreurs. Il faut en tout cas déterminer et contrôler la cote du plan d'eau par rapport au nivellement général, ce qui est encore une opération assez peu précise, à cause de l'agitation de surface. On mesure le niveau dans un tube vertical immergé, qui réalise une surface d'eau horizontale et calme.

Pour les très grandes profondeurs et en mer, l'emploi de la perche et du niveau sont impossibles. On emploie des câbles fins souples et irrétrécissables lestés et on mesure la longueur immergée ou, mieux, la pression par des manomètres, d'où l'on déduit la profondeur.

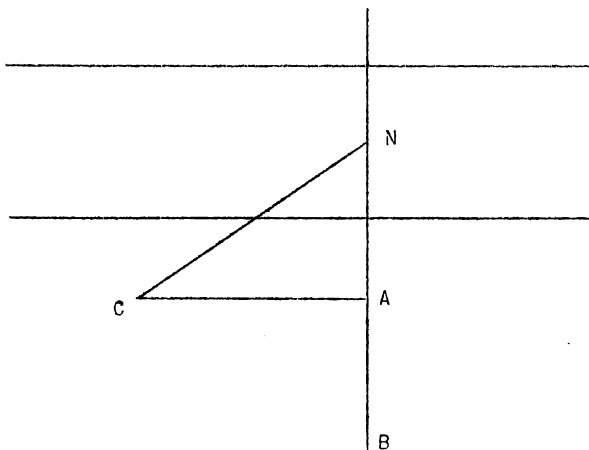


Fig. 144.

Mais, s'il y a du courant, on a une erreur sur la verticale à cause de l'obliquité du câble.

On peut aussi effectuer des sondages par l'échosondeur à ultrasons. Le principe est d'immerger un émetteur d'ultrasons verticaux à une profondeur connue sous le plan d'eau. Le faisceau ultrasonore se propage aisément dans l'eau, se réfléchit sur le fond et l'écho est recueilli par un récepteur voisin de l'émetteur.

La durée entre l'émission du signal et la réception de l'écho divisée par le double de la vitesse des ultrasons dans l'eau détermine la profondeur. On peut de la sorte effectuer des sondages discontinus ou continus et enregistrés. La précision est satisfaisante à partir de quelques mètres et d'autant meilleure que la profondeur est plus grande.

Un fond vaseux, perméable aux ultrasons, peut donner deux ou plusieurs échos, plus ou moins nets. Les échosondeurs sont placés dans la coque d'embarcations ou de bateaux de sondage spécialement équipés.

A Inga, dans les rapides du fleuve Congo inaccessibles aux embarcations, on a fait des sondages par des échosondeurs suspendus à des hélicoptères et immergés légèrement sous la surface de l'eau, les hélicoptères pouvant rester sensiblement immobiles dans l'air pendant un certain temps. La position et l'altitude de l'hélicoptère sont déterminés par trois théodolites en station.

Les abscisses de sondages peuvent se mesurer par les distances selon le câble tendu entre les rives, à partir d'un point d'origine (fig. 40). Mais cette méthode ne convient qu'aux cours d'eau étroits. Pour les grands cours d'eau le câble prend trop de flèche, ce qui fausse les mesures.

Ce procédé ne convient pas non plus si le cours d'eau est navigable. On détermine alors sur la rive (fig. 44) une base mesurée AC, normale ou presque à l'alignement AB du profil en travers. Une abscisse AN quelconque est déterminée par l'angle ACN mesuré au moyen d'un théodolite stationné en

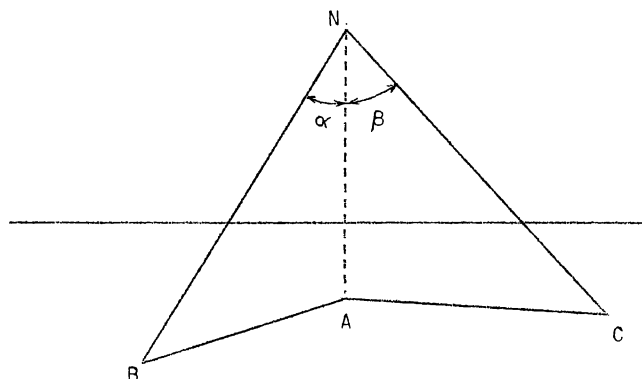


Fig. 45.

C ou par l'angle ANC mesuré au moyen d'un sextant à partir de la barque (sondages en mer, lacs ou fleuves très larges). L'angle \widehat{BAC} doit être nécessairement mesuré aussi.

En mer ou sur de grandes nappes d'eau et en cas de courant assez fort, il peut être difficile de sonder suivant un alignement fixé. On détermine alors la position de chaque sondage par les deux angles α et β déterminés par trois points A, B et C fixés de la rive et la nacelle N et mesu-

rés à partir de cette dernière (fig. 45). C'est une application du problème topographique de POTHEHOT.

On trace ainsi une série de profils en travers à des distances variables selon le but à atteindre. On en déduit le profil en long suivant le talweg, c'est-à-dire la ligne des plus grandes profondeurs, dont on peut reporter les abscisses en plan. Si on désire obtenir une représentation continue et relever des profils intermédiaires par interpolation, on trace les courbes de niveau ou d'équale profondeur du lit à partir des sondages effectués.

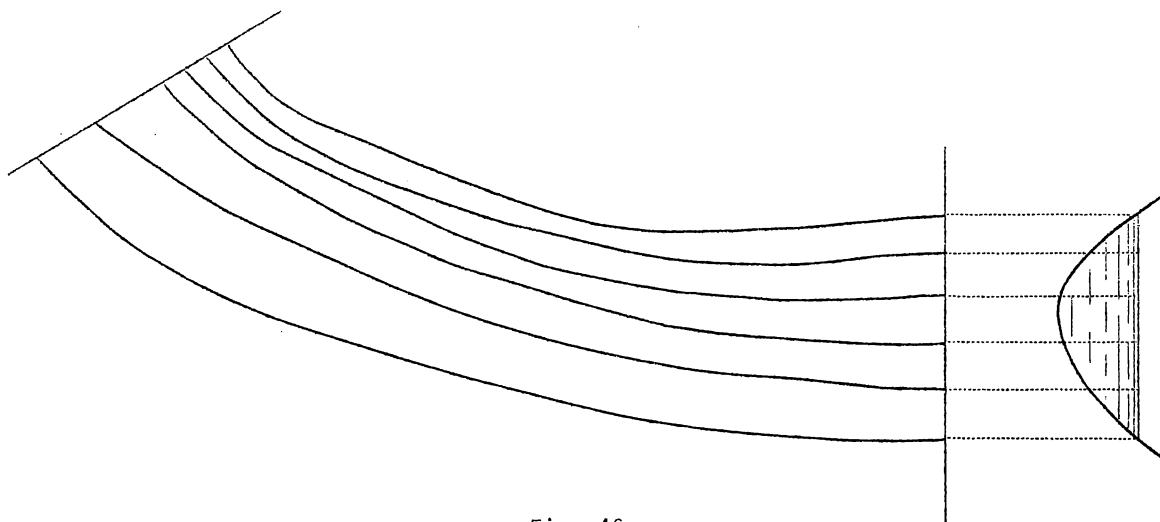


Fig. 46.

Si ce sont des courbes d'égaux profondeurs (fig. 46), il faut bien contrôler et coter le plan d'eau de comparaison, qui peut n'être pas horizontal et avoir varié dans le cours des opérations. Il faut compenser les erreurs et rapporter les profondeurs à un plan d'eau conventionnel.

En même temps que le profil en long du fond, on établit la ligne d'eau, pour autant qu'elle n'ait pas subi de fluctuations pendant les opérations.

2.- ECHELLES, LIMNIMETRES, FLUVIOGRAPHES, MAREGRAPHES

Les opérations hydrométriques les plus élémentaires et les plus courantes portent sur les observations des niveaux des eaux, qui se font au moyen d'appareils plus ou moins perfectionnés portant des noms divers d'après leur nature et leur application spéciale, et qui sont à lecture directe ou indirecte ou enregistreurs.

Ils permettent de relever à tout moment la cote d'un plan d'eau en un point. Leur graduation doit donc être rattachée au nivellement général et ils doivent être fixes. Ils peuvent être affectés par une subsidence du sol (Pays-Bas) ou des affaissements miniers (région de Liège). Pour que les indications des échelles puissent servir à l'appréciation des débits des cours d'eau, il faut qu'elles soient placées en des endroits où le lit est très fixe, ne subit pas d'érosion et où le cours est aussi régulier que possible. Il faut que la lecture soit aisée et possible en toutes circonstances.

L'appareil le plus simple est l'échelle hydrométrique verticale, graduée à lecture directe. La lecture est assez grossière. L'échelle doit être placée autant que possible en eau calme, souvent dans un retour de mur, chenal d'écluse, etc..., pour réduire l'agitation. Les lectures sont aussi plus précises sur les échelles inclinées disposées suivant le talus des berges. Les appareils à flotteurs ou limnimètres sont plus délicats, plus compliqués, mais plus précis. Par une crémaillère ou un câble tendu ou

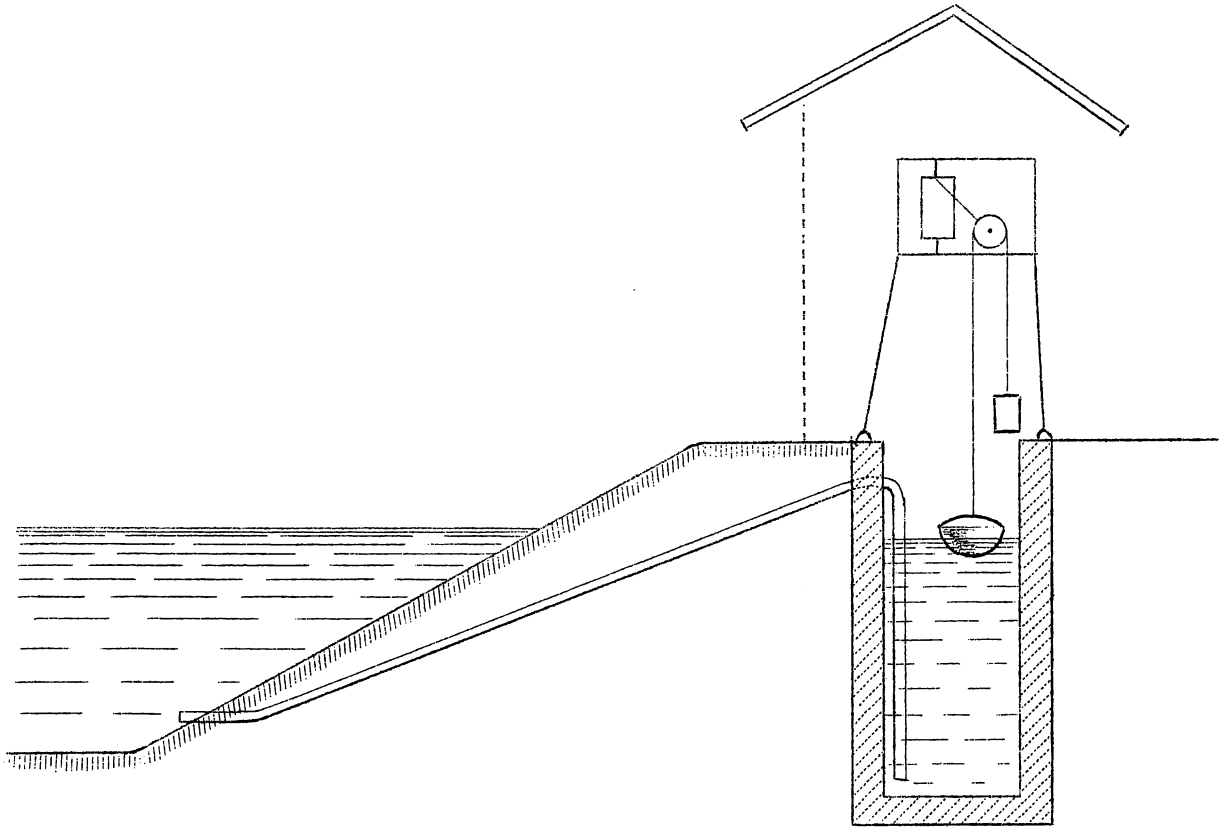


Fig. 47.

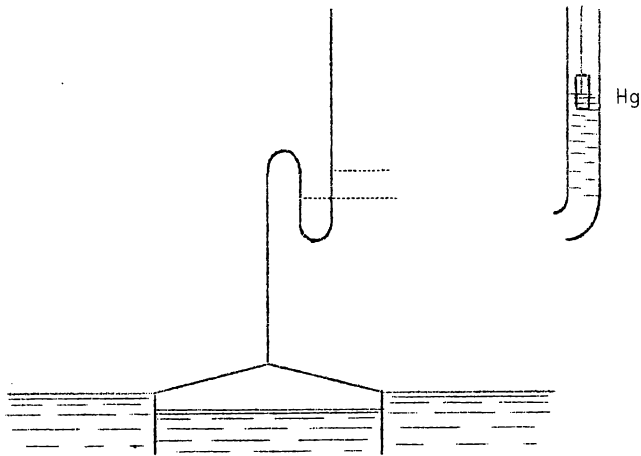


Fig. 48.

enroulé sur une poulie de renvoi, ces flotteurs actionnent directement ou par un servomoteur à relais, un index se déplaçant devant une échelle ou un cadran gradué ou font tourner un tambour cylindrique gradué devant une fenêtre, pour les appareils devant être lus à distance, les variations de niveau étant éventuellement amplifiées. On peut aussi réduire l'amplitude des mouvements du flotteur pour les enregistrer sur un tambour tournant (limnigraphes, fluviographes, marégraphes).

Pour éviter l'action de l'agitation de surface sur le

flotteur, on le place dans un tube immergé ou dans un puits en communication avec le cours d'eau par un canal ou mieux par un siphon, débouchant en-dessous du niveau le plus bas et assez étroit pour amortir les pulsations. (fig. 47 et pl. 14, fig. 3).

Pour éviter les transmissions mécaniques et les grands flotteurs, qui peuvent donner lieu à des frottements, à des erreurs et à de l'entretien, on peut employer des appareils pneumatiques, consistant en principe en une cloche étanche plongeant assez profondément dans l'eau et remplie partiellement d'air. Cette cloche est surmontée d'un tube comportant un manomètre à mercure (fig. 48). Les dénivellations de l'eau modifient la pression d'air dans la cloche et les niveaux du manomètre à mercure, qui peuvent éventuellement être enregistrés par des petits flotteurs et des mécanismes bien protégés. On peut donner à l'appareil la forme d'une boîte lestée immergée sur le fond (pl. 14, fig. 1), la communication avec l'eau environnante est réalisée par un petit tube a

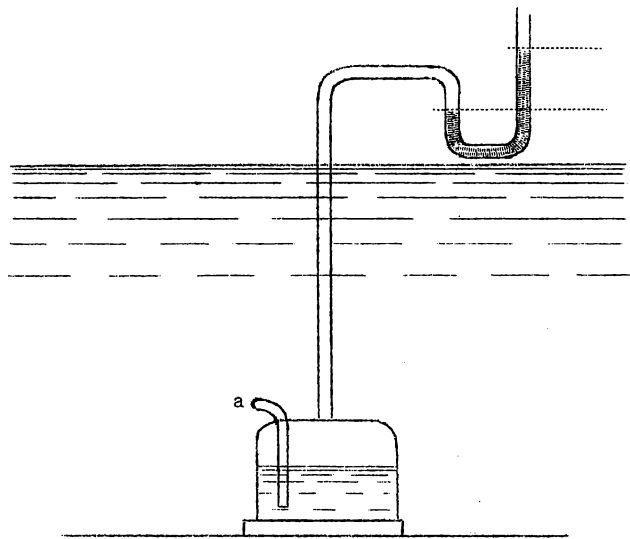


Fig. 49.

(fig. 49). Les mesures sont à l'abri de l'agitation de surface sans nécessité de recourir à un tube immergé ou un puits. Les variations de température sont faibles et pratiquement les déplacements du mercure sont proportionnels à ceux du plan d'eau. On peut d'ailleurs effectuer des corrections. Certains pluviographes ou marégraphes assurent la transmission électrique des observations à distance.

Un autre appareil mesureur et enregistreur des fluctuations de niveau est basé sur le principe pneumatique suivant. Un petit compresseur envoie dans le cours d'eau, à une profondeur suffisante sous la

surface libre un très petit débit d'air par un tube mince (quelques bulles par minute). La perte de charge causée par ce débit d'air est sensiblement nulle. La pression d'air mesurée et éventuellement enregistrée au réservoir situé immédiatement après le compresseur, indique le niveau de l'eau.

Des capsules manométriques immergées, relevant avec amplification électronique la déflexion ou la tension d'une membrane déformable, peuvent aussi être utilisées ou des jauges électroniques à immersion, agissant par variation de résistance, d'inductance ou de capacité. Ces dispositifs assez compliqués peuvent être aléatoires et ne semblent pas présenter d'avantages essentiels.

Pour les mesures très précises, on se sert de tiges métalliques verticales coulissant dans des règles graduées, éventuellement munies de verniers. Ces tiges sont terminées par une pointe droite ou recourbée. Les tiges à pointes droites peuvent permettre de déceler par un dispositif électrique le contact avec la surface de l'eau. Ces appareils sont utilisés non seulement dans les laboratoires, mais aussi dans les cours d'eau et les aménagements hydroélectriques, pour les mesures très importantes et très précises. Les niveaux sont alors mesurés dans un tube immergé, à surface libre calme.

Le niveau des eaux souterraines se mesure dans un tube métallique perforé, analogue à un tube de puits abyssin. Si on place un flotteur, on peut enregistrer les fluctuations de niveau (par exemple pour étudier les relations réciproques entre les nappes souterraines et les cours d'eau).

3.- MESURES DES VITESSES

La mesure des vitesses est très importante et c'est par ce moyen que s'effectuent généralement les jaugeages importants.

Les appareils les plus simples, irréguliers et très peu précis et ne pouvant servir que pour les mesures grossières, sont les flotteurs, dont les plus employés sont les flotteurs de surface, donnant les vitesses de surface. On observe de manière répétée les temps de passage en deux sections dont la distance est connue, on en déduit la vitesse. Il faut que les flotteurs soient aussi petits que possible, afin de ne pas donner prise au vent et autres circonstances perturbatrices et avoir le plus exactement possible la vitesse moyenne des filets de surface. Si on place un flotteur dans le courant à l'aplomb du talweg, on peut considérer que l'on observe la vitesse maximum de surface. Au moyen de plusieurs flotteurs, on peut déterminer la vitesse moyenne de surface. On admet que :

$$u = m \cdot v_{s \text{ max}} = m \cdot v_{s \text{ moy}}$$

D'après FISCHER et des expériences sur des cours d'eau bavarois :

| | |
|-------------------------------------------------|-----------------------|
| pour les canaux recouverts d'osiers et herbages | $m = 0,81, m' = 0,55$ |
| de gros gravier ou de pierres | $= 0,89 = 0,64$ |
| de gravier ordinaire | $= 0,92 = 0,71$ |
| de sable et d'argile | $= 0,95 = 0,74$ |
| en bois, béton ou pavage | $= 0,96 = 0,80$ |

Selon des observations de SIEDECK sur des cours d'eau autrichiens :

lorsque $v_{sm} < 2 \text{ m/''}$ $m = \sqrt{\frac{20 \cdot h_m}{1}}$ $h_m = \frac{\omega}{1}$

$v_{sm} > 2 \text{ m/''}$ $m = \frac{0,4 + v_{sm}}{1,2 \cdot v_{sm}} \cdot \sqrt{\frac{20 \cdot h_m}{1}}$

Ces formules ne sont valables que si

$$h_m < 0,80 \text{ m}$$

On peut aussi employer des flotteurs composés, composés d'un grand flotteur lesté immergé lié par un fil souple à un petit flotteur de surface. La longueur du fil est telle que le flotteur immergé se trouve au niveau où l'on suppose que la vitesse est égale à u , par exemple à la hauteur au-dessus du fond $z = 0,60 h$. L'équipage prend la vitesse d'ensemble du gros flotteur, décelée en surface par le déplacement du petit flotteur. On ne s'attardera pas à la théorie de ces flotteurs complexes, non plus que ceux d'autres appareils élémentaires ou historiques du même genre, qui peuvent cependant rendre service en certaines circonstances spéciales.

On exposera sommairement le principe du bâtonnet hydrométrique à titre d'exemple.

4.- BATONNET HYDROMETRIQUE

Le bâtonnet hydrométrique semble susceptible de présenter encore un certain intérêt pour les mesures sommaires de reconnaissance ou dans certaines circonstances appropriées. Ces appareils offrent en effet l'avantage de donner une mesure directe et de ne pas demander de tarage. Le bâtonnet bien rectiligne est lesté suffisamment à sa partie inférieure pour flotter verticalement de manière que sa tête dépasse légèrement la surface de l'eau.

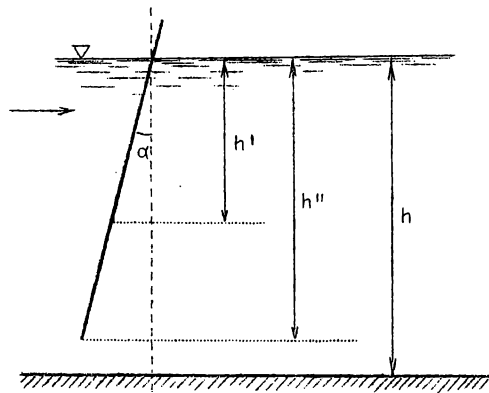


Fig. 50.

Considérons un tel bâtonnet lesté flottant verticalement dans un cours d'eau animé de vitesses variables suivant la verticale. Au bout d'un temps suffisant, il prend une vitesse constante v_b , inférieure à la vitesse de surface et supérieure à la vitesse près du fond. Il subit donc des chocs accélérateurs vers le haut, retardateurs vers le bas et s'incline d'un angle α (fig. 50) sur la verticale. Cette inclinaison est généralement très faible. Soit h'' la profondeur de l'extrémité inférieure du bâtonnet, h' celle du filet de vitesse v_b . A profondeur $h < h'$, le bâtonnet de diamètre d subit un choc élémentaire accélérateur

$$df_1 = k \cdot \rho_e \cdot d \cdot [(v - v_b) \cdot \cos \alpha]^2 \cdot dl$$

A profondeur $h'' > h > h'$, c'est un choc retardateur $df_2 = k \cdot \rho_e \cdot d \cdot [(v_b - v) \cdot \cos \alpha]^2 \cdot dh$

Les résultantes de ces forces de choc sont $f_1 = \int_0^{h'} df_1$ et $f_2 = \int_{h'}^{h''} df_2$.

Le bâtonnet est en équilibre sous l'effet de ces forces et du couple des forces verticales : poids et poussée, qui agissent sur lui. Donc f_1 et f_2 doivent former un couple et

$$\int_0^{h'} (v - v_b)^2 \cdot dh = \int_{h'}^{h''} (v_b - v)^2 \cdot dh$$

Cette équation détermine h' , mais sa solution dépend de la relation que l'on adopte entre v et h . Ecrivons $v = v_s - a \cdot h^2$ (loi parabolique)

$$v_b = v_s - a \cdot h'^2, \quad \text{donc} \quad v - v_b = a \cdot (h'^2 - h^2)$$

et l'équation devient $\int_0^{h'} (h'^2 - h^2)^2 \cdot dh = \int_{h'}^{h''} (h^2 - h'^2)^2 \cdot dh$

Cette équation est du 5° degré en h' et h'' et donne comme solution

$$\frac{h'}{h''} = 0,61$$

d'où
$$v_b = v_s - 0,372 a \cdot h''^2$$

D'après la loi de variation parabolique des vitesses, la vitesse moyenne suivant la verticale de profondeur H est :

$$u = v_s - 0,333 a \cdot H^2$$

Pour qu'il y ait identité entre v_b et u , il faut que :

$$0,372 h''^2 = 0,333 H^2$$

d'où
$$\frac{h''}{H} = 0,946 \quad \text{ou} \quad \frac{1 \cdot \cos \alpha}{H} = 0,946.$$

Comme $\cos \alpha$ n'est pas déterminé d'avance, on leste le bâtonnet à la partie inférieure de sorte que α soit négligeable et $\cos \alpha = 1$ et on donne comme longueur au bâtonnet $l = 0,946 H$. Pour que le résultat soit exact et le mouvement non gêné, il faut que la profondeur soit sensiblement constante. Si l'on se référait à une autre formule de répartition des vitesses selon la verticale, on pourrait calculer numériquement h' et h'' .

On effectue les mesures comme avec les flotteurs de surface, en chronométrant le passage en deux points dont la distance est connue. On munit le bâtonnet d'un signal émergeant pour faciliter les observations, mais qui ne donne pas trop de prise au vent. Le parcours doit être assez long, au moins 100 m.

5.- HYDROMETRE DE PITOT-DARCY

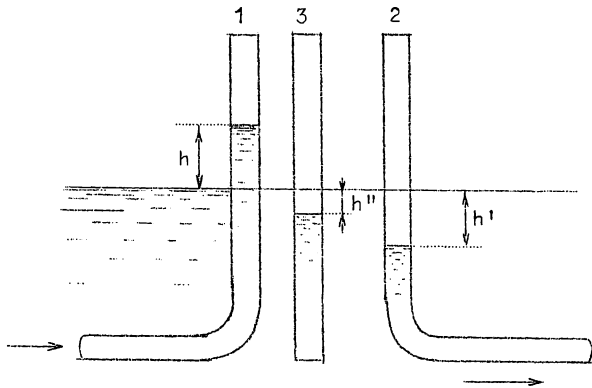


Fig. 51.

Le tube de Pitot est un tube qui présente une extrémité recourbée à angle droit; il est ouvert aux 2 bouts. On le plonge verticalement dans le courant, la branche recourbée étant au niveau où l'on veut mesurer la vitesse.

Si la branche horizontale est dirigée exactement en sens inverse du courant, l'eau s'élève dans le tube. Si la branche est dirigée exactement dans le sens du courant, l'eau se trouve dans le tube en-dessous du niveau du courant. Dans les positions intermédiaires, l'eau occupe dans le tube un niveau intermédiaire, ou encore si le tube n'est pas recourbé

mais coupé carrément. Les dénivellations sont proportionnelles à $\frac{v^2}{2g}$, mais elles sont influencées par la forme et les dimensions des tubes, dont la présence impose une incurvation des filets liquides, qui influence la pression à l'orifice inférieur du tube. Néanmoins en disposant deux tubes 1 et 2 ou 1 et 3, on constate que la dénivellation totale $h + h'$ ou $h + h''$ est proportionnelle à $\frac{v^2}{2g}$. (Fig. 51)

Si les tubes sont en verre et gradués, on peut lire les dénivellations et, l'appareil étant taré, en déduire la vitesse par les formules :

$$h = \frac{v^2}{k} \quad h' = \frac{v^2}{k'} \quad h + h' = v^2 \cdot \left(\frac{1}{k} + \frac{1}{k'} \right) \quad v = K \cdot (\sqrt{h + h'})$$

avec
$$K = \sqrt{\frac{k \cdot k'}{k + k'}} .$$

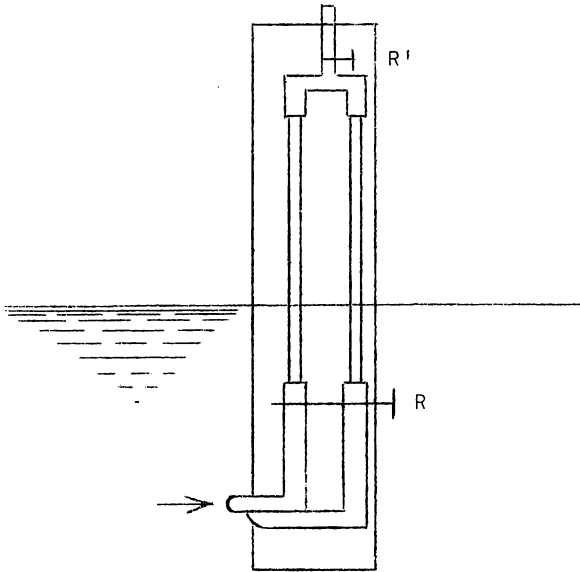


Fig. 52.

Sous cette forme l'appareil n'est pas pratique. Pour les vitesses courantes, les dénivellations sont faibles, de l'ordre des dizaines de mm. Pour avoir une précision de quelques %, il faudrait lire à une fraction de millimètre près. Or les lectures sont très inconfortables près du niveau de l'eau, où les pulsations et l'agitation de surface produisent des dénivellations du même ordre de grandeur. Pour obvier à ces inconvénients, DARCY a donné à l'appareil la forme et les dispositions suivantes (Planche 13, fig. 2) (fig. 52).

Les deux tubes sont assemblés dans un pied métallique courbé à angle droit, l'un est ouvert normalement et dirigé contre le courant, l'autre est percé de trous à la face inférieure ou dirigé dans le sens du courant. Un robinet R permet de fermer les 2 tubes dans le bas. Les deux tubes sont réunis à la partie supérieure par un U métallique portant un robinet R' et un raccord. Le tout est

monté sur une planchette lestée et graduée en m pour indiquer les profondeurs. Les tubes portent une graduation millimétrique. Les ouvertures des tubes sont étroites (par exemple 0,0015 m), tandis que les tubes transparents gradués sont plus larges (par exemple 0,01 m), pour réduire les oscillations et la durée de stabilisation. La planchette est plongée dans le courant, parallèlement à sa direction, à la profondeur voulue. Après une durée suffisante pour que les niveaux soient stabilisés, on ferme le robinet R au moyen d'une chaîne, R' étant ouvert. On conserve ainsi les niveaux relatifs dans les tubes. On retire l'appareil et on fait la lecture hors de l'eau.

Si la profondeur est grande et que les vitesses sont assez fortes, de telle sorte que les ménisques dépassent le coude, on ferme R' avant d'introduire l'appareil dans l'eau. On établit ainsi une surpression et on ferme R avant de retirer de l'eau.

Si au contraire la profondeur et les vitesses sont faibles, les ménisques resteraient dans le pied inférieur. On crée alors un vide dans les tubes en montant sur le raccord R' une pompe à main. Puis on ferme R' et R et on retire l'appareil de l'eau.

Il est difficile pour les mesures dans les cours d'eau d'être assuré que le tube soit bien vertical et dirigé exactement contre le courant. Le ménisque de capillarité peut rendre les lectures difficiles et l'appareil est donc peu précis pour les mesures des vitesses généralement

faibles des cours d'eau. D'autre part, même une durée assez prolongée d'observation ne donne pas l'assurance d'éliminer l'influence des variations instantanées ou pulsations de la vitesse. On n'a donc pas la certitude de mesurer la valeur locale de la vitesse du mouvement moyen et non une valeur instantanée aléatoire. Cet appareil convient mieux pour les mesures dans les conduites de liquides ou de fluides, où il est placé à demeure, notamment pour les essais de laboratoire. Les essais de M. A. SCHLAG ont cependant montré que pour les mesures des vitesses dans les conduites, le tube de PITOT-DARCY laisse également à désirer au point de vue de la précision. Pour augmenter la précision des lectures, on peut transformer la pression hydrostatique en pression pneumatique et mesurer celle-ci par un manomètre à liquides légers : huiles ou essences. On augmente ainsi la grandeur de dénivellation à mesurer. On peut aussi se servir de tubes inclinés, les dénivellations se mesurant par la lecture de longueurs obliques plus grandes.

6.- MOULINETS HYDROMETRIQUES

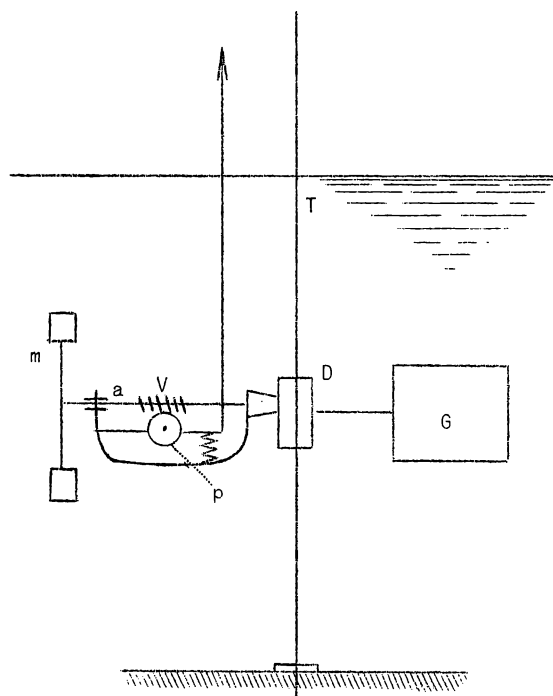


Fig. 53.

Le prototype est le moulinet de WOLTMANN (planche 13, fig. 4). Il comporte une douille D (fig. 53) coulissant à frottement doux sur une tige verticale T posant sur le fond. La douille porte un gouvernail G qui oriente l'appareil dans la direction du courant. L'appareil proprement dit consiste en un axe horizontal a portant une petite roue à palettes m qui est mise en rotation par le choc de l'eau courante. Cet axe porte une vis V sans fin contre laquelle on peut appliquer un petit pignon p en relation avec un compteur de tours. On peut donc ainsi compter les révolutions du moulinet pendant un temps donné. On peut du bateau ou de la passerelle de manoeuvre régler le niveau du moulinet par le câble de suspension et enclencher le pignon ou le déclencher par la commande spéciale.

La théorie élémentaire du moulinet à pales est la suivante (fig. 54). Le choc sur une pale immobile est :

$$F_i = k \cdot \rho \cdot S \cdot (v \cdot \cos \alpha)^2 ,$$

normalement à sa direction. La composante dans le plan du moulinet (perpendiculaire à l'axe a) est :

$$F'_i = F_i \cdot \sin \alpha .$$

Si il y a n palettes, le mouvement de rotation est :

$$M = n \cdot F \cdot r \cdot \sin \alpha$$

Le moulinet prend un mouvement de rotation de plus en plus rapide. En même temps la vitesse du choc décroît et, au bout d'un certain temps, le mouvement uniforme s'établit. Si ω est la vitesse angulaire correspondante, la formule du choc devient :

$$F = k \cdot \varphi_e \cdot S \cdot (v \cdot \cos \alpha - \omega \cdot r \cdot \sin \alpha)^2,$$

en négligeant les frottements. Mais l'appareil offre des résistances passives.

Le moment résistant est : $M_r = A + B \cdot n \cdot F$.

Le terme indépendant provient des paliers, de l'engrenage, etc... Le terme dépendant de F tient compte des frottements dus à la poussée suivant l'axe du moulinet.

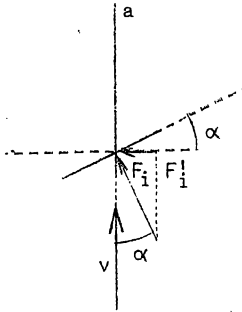


Fig. 54.

Le mouvement uniforme correspond à $n \cdot F \cdot r \cdot \sin \alpha = A + B \cdot n \cdot F$.

$$k \cdot \varphi_e \cdot S \cdot (v \cdot \cos \alpha - \omega \cdot r \cdot \sin \alpha)^2 = \frac{A}{n \cdot r \cdot \sin \alpha - B \cdot n}$$

$$v \cdot \cos \alpha - \omega \cdot r \cdot \sin \alpha = A'$$

d'où

$$v = a \cdot N + b \tag{74}$$

N étant le nombre de tours par unité de temps.

Lorsque les vitesses sont élevées, le terme b devient négligeable et $v = \sim a \cdot N$.

Pour les petites vitesses par contre, la formule simple ne convient pas. Elle est selon M. RATEAU, pour des valeurs de v inférieures à 0,50 ou 1,00 m/s,

$$v = a \cdot N + b + \frac{c}{v} \tag{74 bis}$$

Les moulinets ont reçu des perfectionnements très importants et on peut considérer qu'ils sont tout à fait mis au point à l'heure actuelle. Les principaux perfectionnements concernent le moulinet lui-même, qui est généralement une hélice conique très précise; le guidage et la suspension de la douille, dont le réglage peut s'effectuer sans retirer l'appareil de l'eau; la réduction des résistances passives par des coussinets d'agate polis et la substitution d'un compte-tours électrique au compte-tours mécanique. Son principe est de disposer sur l'axe un petit tambour isolant, qui porte 2 secteurs métalliques fermant le circuit électrique d'une pile par 2 balais métalliques frottants. Le nombre de tours se compte au moyen d'un téléphone branché sur le circuit. Le comptage électrique permet l'enregistrement du nombre de tours par inscription des signaux de courant sur une bande qui se déroule d'un mouvement continu. C'est généralement un signal tous les 10 ou 20 tours. Un chronographe marque les secondes sur la même bande, on relève ainsi non seulement les vitesses moyennes, mais aussi les variations de vitesse. Les principes de ces perfectionnements sont dus à HARLACHER, professeur à Prague, (pl. 13, fig. 3), auquel on doit aussi les mesures remarquables faites sur l'Elbe et le système de prévision des crues de ce cours d'eau, déduit de ces mesures.

Les formes actuelles très évoluées sont dues aux perfectionnements nombreux apportés par des constructeurs tels que OTT. La théorie suivante des moulinets modernes est due à L.A. OTT.

Un moulinet idéal, sans aucune résistance externe ou interne, donnerait la relation

$$v = K \cdot N$$

(N = nombre de tours par unité de temps).

Par suite des résistances réelles, v est inférieur à $K \cdot N$. La poussée sur le moulinet est proportionnelle au débit total et à la vitesse relative du moulinet, soit à: $v \cdot (v - K \cdot N)$. Le moment sur l'axe du moulinet est donc

$$M = A \cdot v \cdot (v - K \cdot N) ,$$

K et A dépendant de la forme et des dimensions du moulinet. Les résistances extérieures hydrauliques ont pour expression $B \cdot v + C \cdot v^2$, provenant du frottement de l'eau sur les pales, de tourbillons formés près du moulinet et de la pression hydrodynamique sur l'équipage du moulinet et la tige de support.

Des résistances internes proviennent des palliers; elles sont proportionnelles au moment et peuvent donc être incluses dans la valeur de A , réduite en conséquence. La résistance des mécanismes de contact est périodique. On écrit pour les résistances internes

$$D \cdot \frac{v}{v - a' - k' \cdot N}$$

D , a' et k' étant des caractéristiques constantes de l'appareil à déterminer expérimentalement. En mouvement uniforme

$$A \cdot v \cdot (v - K \cdot N) = B \cdot v + C \cdot v^2 + D \cdot \frac{v}{v - a' - k' \cdot N}$$

En divisant par v et en posant

$$\frac{B}{A - C} = a , \quad \frac{A \cdot K}{A - C} = k , \quad \frac{D}{A - C} = C^2$$

on obtient

$$v = a + k \cdot N + \frac{C^2}{v - a' - k' \cdot N}$$

ou

$$(v - a - k \cdot N) \cdot (v - a' - k' \cdot N) = C^2 .$$

Cette équation du 2^o degré en v donne

$$v = \frac{a + a'}{2} + \frac{k + k'}{2} \cdot N + \sqrt{\left(\frac{a - a'}{2} + \frac{k - k'}{2} \cdot N\right)^2 + C^2} \quad (75)$$

La courbe de v en fonction de N est une hyperbole dont les deux asymptotes sont

$$v = a + k \cdot N$$

et

$$v = a' + k' \cdot N \quad (\text{fig. 55})$$

L'ordonnée à l'origine est

$$OM = \frac{a + a'}{2} + \sqrt{\left(\frac{a - a'}{2}\right)^2 + C^2}$$

Les écarts entre la courbe et ses deux asymptotes sont assez petits et on y substitue quelquefois l'ensemble des deux droites

$$v = a' + k' \cdot N$$

(pour les petites valeurs de N) et $v = a + k \cdot N$

(pour les grandes). Certains moulinets donnent exceptionnellement un signe négatif devant le radical de la formule (75).

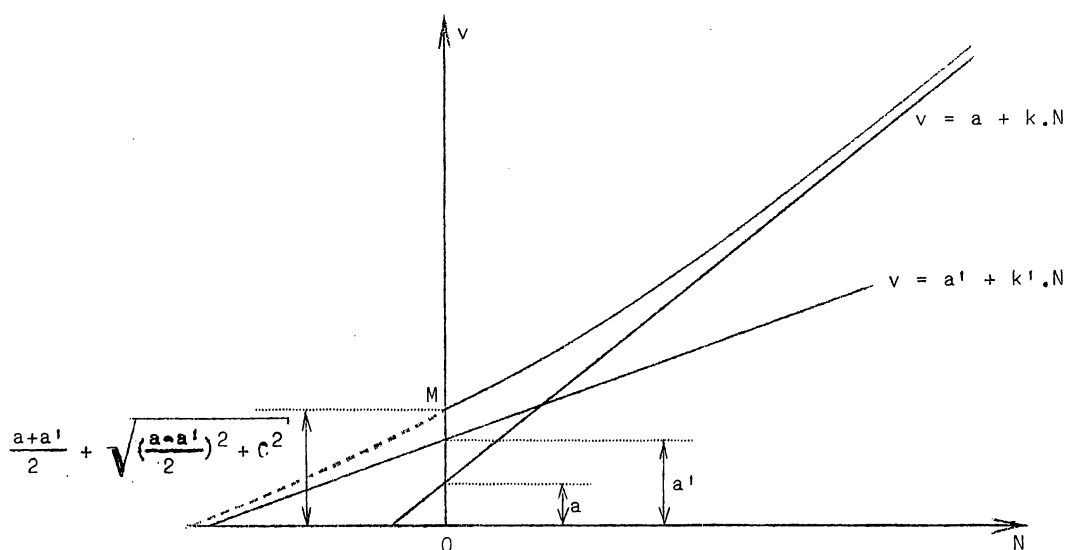


Fig. 55.

Pratiquement, les moulinets, comme les tubes de PITOT-DARCY, doivent être tarés. Ils sont accompagnés d'une courbe de tarage $v = f(N)$ ou d'une formule de tarage, qui est généralement de la forme $v = a.N + b$ de la formule (74) entre certaines limites de vitesses.

Dans certains cas, la vitesse peut se renverser et certains moulinets indiquent le sens de rotation.

Le moulinet magnétique est un moulinet qui n'a pas de liaison mécanique avec le dispositif de comptage, mais l'entraîne magnétiquement. Ce dispositif est enfermé dans un carter à huile entièrement étanche. Ces moulinets conviennent pour les eaux très boueuses. Les moulinets à entraînement mécanique doivent être démontés, nettoyés et huilés après chaque utilisation et retarés assez fréquemment.

Pour relever des vitesses à faible profondeur sous la surface libre, on utilise des moulinets à flotteurs.

Dans les cours d'eau profonds, dans les lacs ou en mer, enfin en cas de crue, pour les mesures faites du haut d'un pont, par exemple, on emploie des moulinets à câbles lestés. Le moulinet est monté sur un tronçon de tige lestée, fixé à un câble qui contient les conducteurs électriques. Il est moins précis que le moulinet à tige, car la position du moulinet est peu précise, à cause de l'obliquité du câble due à la dérive.

Le moulinet peut aussi se placer obliquement par rapport à la section de mesure, si la vitesse est oblique localement.

Certains moulinets, à hélices "composantes", sont établis spécialement pour les mesures lorsque la vitesse n'est pas normale à la section de mesure, mais fait avec cette normale un angle α . On doit prendre la composante

normale $v_{\alpha} = v \cdot \cos \alpha$. Les moulinets ordinaires donnent une vitesse $v'_{\alpha} < v_{\alpha}$, cependant que les hélices composantes donnent correctement v_{α} pour des angles α allant jusqu'à 15° et même 45° .

Les moulinets sont tarés dans de grands bassins ou canaux contenant un grand volume d'eau immobile, dans lequel on déplace le moulinet à des vitesses connues et très exactement contrôlées. Le tarage doit se faire avec le dispositif de support employé pour l'utilisation du moulinet.

Les moulinets sont les appareils les plus convenables pour les mesures de vitesses dans les cours d'eau naturels et les grands canaux. Les services techniques des grands cours d'eau administrés ont des pontons ou bateaux spécialement équipés pour les sondages et les mesures de vitesses.

7.- OBSERVATIONS GENERALES POUR LES MESURES DE VITESSES

Les mesures de vitesse servent généralement à la détermination des débits. Elles doivent être faites dans des tronçons des canaux et cours d'eau aussi rectilignes, aussi prismatiques et aussi réguliers que possible, à distance suffisante de tous obstacles et perturbations. L'accès doit être aussi facile que possible, en tout état des eaux. On opérera autant que possible par temps calme; le vent peut influencer les vitesses de surface.

Lorsque l'on emploie des flotteurs, il faut répéter un grand nombre de fois les mesures, prendre la moyenne et apprécier les écarts qui peuvent être grands. Cela résulte de ce que, même dans un courant permanent calme et régulier, on constate des irrégularités très grandes: tourbillons, rouleaux, agitation de surface, clapotis et ondes. On observe des pulsations périodiques, de durées variables, allant de quelques dizaines de secondes à quelques minutes. Il peut en résulter, dans de courts intervalles de temps, des variations de vitesses de l'ordre de 20 % près de la surface et de 50 % près des parois. Des observations prolongées révèlent des variations atteignant jusqu'à 35 % par rapport à la moyenne. Elles diminuent lorsque la distance au fond et aux parois augmente; elles s'atténuent vers la surface libre.

Pour les moulinets, il est peu courant de répéter les mesures, mais il faut les prolonger suffisamment. Lorsqu'on mesure la durée d'un certain nombre N de révolutions du moulinet, on constate des variations relatives d'autant plus grandes que N est plus petit. On doit donc mesurer un temps assez long de manière à compter au moins 100 révolutions voire même 500. Il vaut donc mieux réduire le nombre de points de mesure et y opérer assez longtemps que pour avoir des mesures précises, plutôt que de multiplier les points de mesure et y faire des opérations courtes et incertaines. Il faut s'efforcer de mesurer les vitesses perpendiculaires aux sections de mesure et s'écarter des sections par rapport auxquelles les vitesses sont obliques ou changent de direction (contre-courants).

CHAPITRE XVIII

JAUGEAGES DES COURS D'EAU

1.- GENERALITES

Les jaugeages ou mesures de débits ont des buts divers. Ils peuvent être destinés à mesurer d'une manière continue ou fréquente des débits dans des exploitations hydrauliques de force motrice, d'irrigation, d'alimentation en eau, etc... D'autres ont pour but de mesurer certains débits isolés, notamment en vue du tarage des dispositifs de la catégorie précédente. Enfin certaines mesures, notamment de laboratoire, sont effectuées dans un but d'expérimentation ou de recherche.

Les dernières sont généralement les plus précises; une précision aussi grande que possible est désirable pour les secondes, quant aux premières, elles sont parfois assez peu précises.

Une très grande précision est d'ailleurs presque impossible dans ces mesures, une erreur de 1 % seulement est exceptionnelle et, dans la pratique, les approximations à 5 % près sont assez normales. L'erreur est plus grande dans certaines circonstances.

Il n'est question ci-après que du jaugeage des cours d'eau, non des conduites.

2.- PRINCIPES DES DIFFERENTES METHODES DE JAUGEAGE

Les dispositifs destinés à permettre la mesure continue ou fréquente des débits doivent comporter des installations fixes ou semi-fixes permettant la mesure aisée d'un élément en relation avec le débit. C'est généralement une dénivellation. Connaissant la relation qui lie cet élément au débit, par une formule ou une courbe, on en déduit le débit cherché. Eventuellement, on peut même mesurer l'élément au moyen d'une échelle graduée en débits.

Il s'agit donc de méthodes de mesure indirectes par déduction, c'est-à-dire que l'on mesure la grandeur d'après la mesure d'un de ses effets. Elles présentent tous les défauts de ce genre de mesures : erreurs accidentelles et personnelles de la mesure de l'élément caractéristique; erreur systématique de la relation liant cet élément à la grandeur à mesurer.

Les deux causes d'erreur sont assez grandes. Les dénivellations à mesurer sont généralement faibles et difficiles à apprécier, surtout si ce sont des différences de niveau de plans d'eau libres au voisinage de discontinuités; l'agitation de surface est grande et produit de fortes erreurs relatives. Il semble indispensable d'effectuer les lectures dans des tubes ou des puits, à l'abri de l'agitation ou par des hydromètres à tubes.

La cause d'erreur systématique est sensible également, car les relations d'hydraulique sont en somme empiriques et les coefficients expérimentaux souvent mal connus. Généralement, on procède par tarage, mais ce tarage est discontinu, de telle sorte que l'erreur est probablement supérieure à celle du tarage. Cependant ces méthodes peuvent donner de bons résultats dans certains cas à cause de l'exactitude du tarage.

Les mesures assez précises de débits isolés, dont le degré de précision peut d'ailleurs être divers, se font aussi par des méthodes indirectes, mais analytiques. On détermine les éléments ω et v du débit Q , que l'on obtient par leur produit. Des erreurs fortuites entachent les mesures des surfaces et des vitesses et, en fait, il y a aussi une erreur systématique dans la formule $Q = \omega.v$, car c'est en réalité $Q = \int v.d\omega$ qu'il faut écrire et il est impossible de déterminer expérimentalement cette intégrale. Les mesures ne peuvent permettre qu'une sommation; il en résulte que l'erreur systématique sera d'autant moindre en principe que les éléments de la sommation seront plus nombreux, à condition que leur mesure soit simultanée ou le débit rigoureusement permanent.

Dans les mesures de laboratoire, on emploie selon le but à atteindre des méthodes analogues aux précédentes. La perfection des appareils et de leur tarage, ainsi que le soin des mesures, sont susceptibles de donner une grande précision. Pour les tarages, le contrôle ou les mesures les plus précises, on a recours à la mesure directe ou absolue, qui consiste à mesurer le temps de remplissage d'un réservoir de capacité connue, parfois de remplissage partiel. Les volumes sont déterminés par pesées des poids d'eau.

3.- JAUGEAGES PAR MESURE DE LA DENIVELLATION MOTRICE

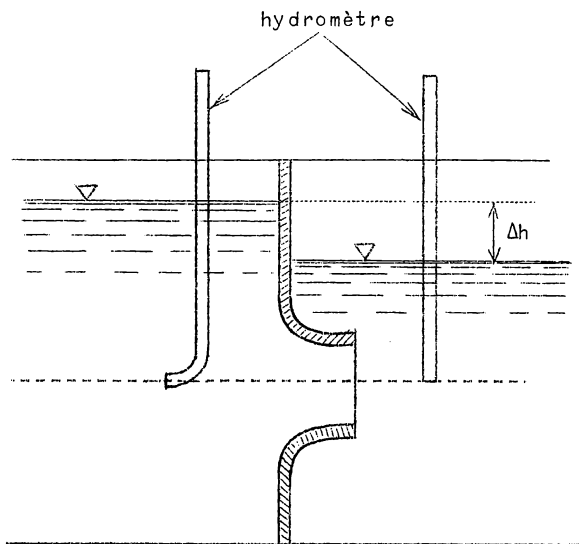


Fig. 56.

Ce sont les jaugeages de la première catégorie définie ci-dessus ou jaugeages courants d'exploitation. On mesure la dénivellation motrice qu'il faut pour écouler le débit à mesurer à travers des orifices, des déversoirs, un tube ou canal de Venturi ou même simplement dans le lit du cours d'eau. Dans le système des orifices, on établit en travers du canal et normalement au courant une paroi percée d'orifices munis de très courts ajutages profilés pour guider les filets et réduire la contraction. L'écoulement se fait à veine noyée. On mesure la différen-

ce Δh des niveaux d'aval et d'amont et on écrit

$$Q = n \cdot \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2 g \cdot \Delta h} \quad (\text{fig. 56})$$

n est le nombre d'orifices de section ω en fonctionnement, μ le coefficient de dépense. RATEAU et ses collaborateurs ont établi des courbes de tarage et de correction pour des tuyères d'un profil déterminé, qui permettent d'obtenir avec cette méthode une précision qu'on doit considérer comme très élevée pour des jaugeages.

Au cours des derniers lustres, l'étude expérimentale des orifices à diaphragmes, tuyères et ajutages a été poussée à ce point que leurs coefficients sont parmi les mieux connus et que ces dispositifs ont pu faire l'objet d'une normalisation internationale.

Si les débits sont variables, on peut obturer certains orifices d'après le débit à mesurer. Il faut que les divers orifices ne s'influencent pas mutuellement. La mesure de Δh peut être assez précise si elle se fait par des hydromètres dont les prises sont placées au niveau du centre des orifices en amont et en aval, en prenant des précautions pour éviter les zones de troubles. La paroi et les ajutages peuvent être faits en béton armé ou en métal.

La méthode est assez simple et paraît assez avantageuse, parce que le cas d'écoulement réalisé, à charge constante, est l'un des plus simples et des plus théoriquement exacts. Les inscriptions des hydromètres peuvent être amplifiées ou enregistrées. L'emploi d'orifices découverts augmente considérablement la dénivellation entre l'amont et l'aval et est de ce fait rarement possible.

La méthode du déversoir est analogue. On l'établit en mince paroi biseautée en travers du canal et avec accès d'air en aval sous la crête, afin que la nappe soit libre, non adhérente (fig. 57). Pour éviter la perturbation des frottements à la rive, on limite aussi le déversoir à droite et à gauche dans la paroi (fig. 58). La section déversante est rectan-

gulaire si les débits sont toujours assez grands; s'ils peuvent être faibles, on peut employer des sections triangulaires (fig. 59) (déversoir de Thompson), qui donnent de plus fortes hauteurs motrices pour les faibles débits. Le coefficient de débit est déterminé par une formule appropriée ou par

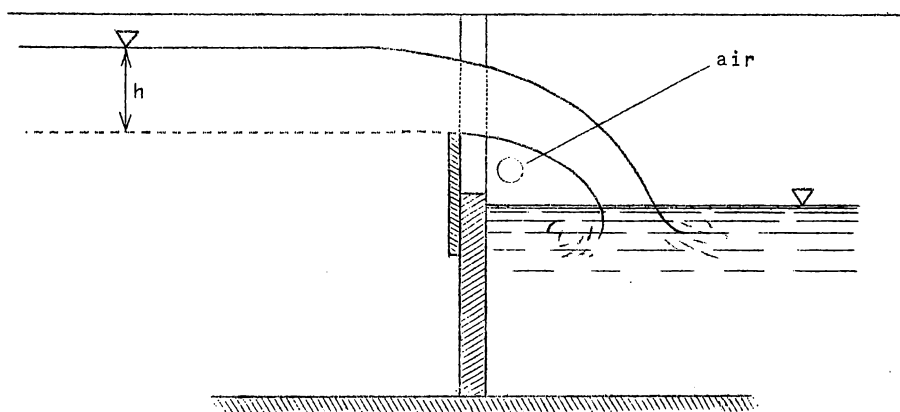


Fig. 57.

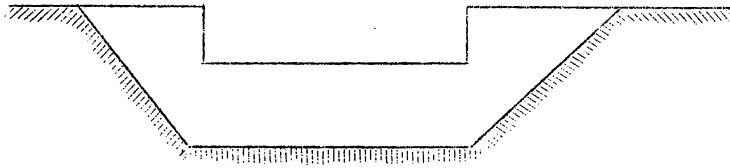


Fig. 58.



Fig. 59.

tarage au laboratoire (cfr chapitre XI).

On applique les formules appropriées des déversoirs. Les niveaux d'amont et d'aval se mesurent à distances suffisantes des régions troublées. On cherche d'ailleurs à se trouver dans les cas les plus simples et les mieux connus théoriquement, à veine libre non influencée par l'aval. Il n'y a alors à relever que le niveau à l'amont du déversoir, à une distance de son arête égale à une distance égale à 6 ou 10 fois l'épaisseur de la lame déversante. La crête sera mince (< 3 mm) et profilée, biseautée à 45° vers l'aval; elle sera bien horizontale et son niveau bien connu. Le niveau d'amont sera mesuré par un hydromètre ou par un limnimètre à pointeau coulissant relevant le niveau dans un puits ou un tube latéral en communication avec le canal. Si celui-ci est très large, on mesure aux deux rives. La face amont du déversoir sera lisse et verticale. Si c'est possible, on évitera la contraction latérale, mais il faudra y recourir si les rives produisent des perturbations du courant en amont ou pour augmenter l'épaisseur de la lame déversante (> 12 cm). Si l'on a recours au déversoir de Thompson, sa bissectrice doit être bien verticale.

Le canal Venturi est un dispositif très avantageux, simple, créant peu de pertes de charges et convenant notamment pour les eaux boueuses. Il consiste en un tronçon de canal de section rectangulaire comportant un rétrécissement assez court suivi d'un élargissement un peu plus long, donc un plan convergent-divergent. Quelquefois, on ajoute un seuil qui réduit encore la profondeur de la section rétrécie. Ce seuil n'est pas indispensable, mais il peut aussi constituer à lui seul la variation de section d'écoulement. Le dispositif le plus fréquent et le plus simple ne comporte pas de seuil, mais l'exposé ci-après et la figure 60 se rapportent au cas le plus général de la variation de section en largeur et en profondeur. Les effets de ces variations ont été exposés au chapitre XI.

A l'amont du Venturi, l'écoulement est lent ($u_0 < u_c$). Dans l'étendue du rétrécissement, la profondeur diminue, parce que la vitesse augmente.

Si la vitesse reste partout inférieure à la vitesse critique, on a le Venturi à écoulement lent. Le niveau se relève calmement à l'extrémité du divergent, pour se raccorder au niveau d'aval.

Si la vitesse devient supérieure à la vitesse critique, celle-ci est atteinte dans la section d'entrée de la gorge et la veine se raccorde au

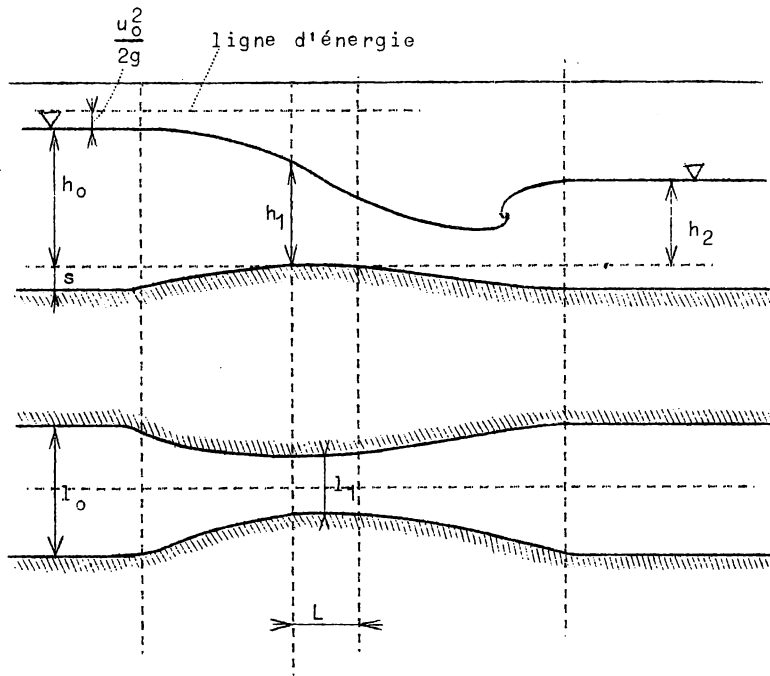


Fig. 60.

niveau d'aval par un ressaut. Ceci exige en général

$$\frac{h_2}{h_0} < 0,7 .$$

Le ressaut produit en effet une perte de charge assez considérable. Les vitesses seront d'autant plus uniformes dans la section rétrécie qu'elles y seront plus élevées.

En négligeant la perte de charge entre la section initiale du Venturi et la section rétrécie :

$$h_0 + \frac{u_0^2}{2g} = h_1 + \frac{u_1^2}{2g}$$

d'où

$$u_1 = \sqrt{2g \cdot \left(h_0 + \frac{u_0^2}{2g} - h_1 \right)}$$

Le débit est

$$Q = \mu \cdot h_1 \cdot l_1 \cdot u_1 .$$

μ est un coefficient correctif tenant compte de ce que les filets ne sont pas parallèles dans la section 1 et aussi des pertes de charge. Comme

$$u_0 = \frac{Q}{l_0 \cdot (h_0 + s)} ,$$

on a

$$Q = \frac{\mu \cdot h_1 \cdot l_1 \cdot \sqrt{2g(h_0 - h_1)}}{\sqrt{1 - \mu^2 \cdot \left[\frac{h_1 \cdot l_1}{l_0 \cdot (h_0 + s)} \right]^2}}$$

On écrit, par approximation

$$Q = \frac{\mu \cdot h_1 \cdot l_1 \cdot \sqrt{2g(h_0 - h_1)}}{\sqrt{1 - \left[\frac{h_1 \cdot l_1}{l_0 \cdot (h_0 + s)} \right]^2}} = \frac{\mu \cdot h_1 \cdot l_1}{\sqrt{1 - m^2}} \cdot \sqrt{2g(h_0 - h_1)} \quad (76)$$

en posant $m = \frac{h_1 \cdot l_1}{l_0 \cdot (h_0 + s)}$ = degré d'étranglement.

On obtient donc le débit par la mesure de la différence de niveau ($h_0 - h_1$). Les grandeurs h_1 , l_1 et m sont déterminées par la forme géométrique du canal. μ varie selon les auteurs de 0,94 à 0,99, en moyenne 0,95 à 0,97. (On cite des valeurs supérieures à 1). On peut procéder à un tarage, soit par moulinets, soit par un modèle réduit en vertu de la similitude approximative de REECH-FROUDE. On remarque que m dépend de h_0 et de h_1 et doit être calculé pour chaque débit. Si on néglige l'effet de la vitesse d'amenée u_0

$$Q = \mu \cdot h_1 \cdot l_1 \cdot \sqrt{2g(h_0 - h_1)} \quad (76 \text{ bis})$$

Il faut alors en tenir compte dans le tarage.

Le rapport de la longueur L de la gorge à sa largeur l_1 exerce une influence sur l'invariabilité de μ . On recommande $L = 2$ à 5 fois l_1 .

Le Venturi à écoulement lent exige donc la mesure de $h_0 - h_1$, mais h_1 est assez difficile à mesurer, parce que au voisinage de la section 1, le niveau varie rapidement. Le niveau h_0 , mesuré assez en amont de l'entrée du convergent peut par contre être mesuré avec précision. La perte de charge $h_0 - h_2$ est de l'ordre de $0,1 h_0$.

On sait que le débit Q passe par un maximum si h_1 atteint la hauteur critique. On a alors

$$h_1 = \frac{2}{3} \cdot (h_0 + \frac{u_0^2}{2g}) \quad \text{et} \quad u_1 = \sqrt{g \cdot h_1} = u_c,$$

vitesse égale à la célérité de LAGRANGE des ondes de translation. Dès lors, l'écoulement est indépendant des circonstances d'aval. On a donc

$$Q = \mu \cdot h_1 \cdot l_1 \cdot \sqrt{g \cdot h_1} = \mu \cdot l_1 \cdot h_1^{3/2} \cdot \sqrt{g} \quad (77)$$

Il suffirait donc de mesurer h_1 . Mais cette mesure est peu précise, ainsi qu'il est indiqué ci-dessus. On peut substituer h_0 , facile à mesurer avec précision, à h_1 comme suit.

$$Q = \mu \cdot l_1 \cdot h_0^{3/2} \cdot \sqrt{g} \cdot (\frac{h_1}{h_0})^{3/2} = \mu \cdot \psi \cdot l_1 \cdot h_0^{3/2} \cdot \sqrt{g} \quad (78)$$

On peut déduire $\psi = (\frac{h_1}{h_0})^{3/2}$ des relations suivantes :

$$h_0 = \frac{3}{2} \cdot h_1 - \frac{u_0^2}{2g} = \frac{3}{2} \cdot h_1 - \frac{u_1^2}{2g} \cdot \frac{(l_1 \cdot h_1)^2}{[l_0 \cdot (h_0 + s)]^2} = \frac{3}{2} \cdot h_1 - \frac{h_1}{2} \cdot \frac{(l_1 \cdot h_1)^2}{[l_0 \cdot (h_0 + s)]^2}$$

$$\text{d'où} \quad \frac{1}{2(1 + \frac{s}{h_0})^2} \cdot (\frac{l_1}{l_0})^2 \cdot (\frac{h_1}{h_0})^3 - \frac{3}{2} \cdot \frac{h_1}{h_0} - 1 = 0, \quad (78 \text{ bis})$$

ce qui détermine $(\frac{h_1}{h_0})$ et ψ .

$$\text{Si } s = 0 \text{ (Venturi sans seuil)} \quad \frac{1}{2} \cdot (\frac{l_1}{l_0})^2 \cdot (\frac{h_1}{h_0})^3 - \frac{3}{2} \cdot \frac{h_1}{h_0} - 1 = 0 \quad (78 \text{ ter})$$

On peut encore écrire

$$h_0 = \frac{h_1}{2} \cdot \left[3 - \frac{h_1^2 \cdot l_1^2}{(h_0 + s)^2 \cdot l_0^2} \right] = \frac{h_1}{2} \cdot (3 - m^2)$$

d'où $\frac{h_1}{h_0} = \frac{2}{3 - m^2}$ et $\Psi = \left(\frac{2}{3 - m^2} \right)^{3/2}$

$$Q = \mu \cdot \left(\frac{2}{3 - m^2} \right)^{3/2} \cdot \sqrt{g} \cdot l_1 \cdot h_0^{3/2} \quad (79)$$

Si l'on néglige la vitesse d'amont u_0 , on a

$$Q = \mu \cdot \left(\frac{2}{3} \right)^{3/2} \cdot \sqrt{g} \cdot l_1 \cdot h_0^{3/2} = 0,543 \mu \cdot \sqrt{g} \cdot l_1 \cdot h_0^{3/2} \quad (79 \text{ bis})$$

En fait, m dépend de h_0 et de h_1 et oblige à procéder par approximations successives. Il vaut mieux calculer Ψ à partir de (78 bis) ou (78 ter). La perte de charge $h_0 - h_2$ est de l'ordre de 0,167 à 0,25 h_1 .

Le profil des canaux Venturi est constitué d'arcs de cercles et de droites. Les débits peuvent varier dans la proportion de 1 à 5 à 1 à 10.

Pour les débits moyens pas très variables, la contraction latérale suffit. Pour les grands débits assez variables, on établit un seuil de hauteur $s = 0,1$ à $0,2 \times h_{0 \text{ max}}$. On voit par les formules (76) et (79) que le débit augmente avec m .

Selon M. ENGEL, la perte de charge dépendrait de

$$\text{Bou} = \frac{u_0}{\sqrt{2 g \cdot R_0}} \quad (\text{nombre de Boussinesq}).$$

Si $\text{Bou} < 0,92 \left(\frac{l_1}{l_0} \right)^{3/2}$ $h_0 - h_2 \leq 0,08 h_0$.

Si $\text{Bou} > \left(\frac{l_1}{l_0} \right)^{3/2}$ $h_0 - h_2 \geq 0,20 h_1$.

La longueur du canal Venturi est de l'ordre de 6 fois la largeur l_0 . A l'aval, une pente assez prononcée peut favoriser l'éloignement du ressaut.

Pour les écoulements à surface libre, le canal de Venturi a sur le tube de Venturi l'avantage d'une plus grande simplicité, d'une plus grande économie et d'une section d'écoulement variable avec le débit. Il en résulte une section environ moitié moindre pour le débit maximum, mais elle diminue relativement peu avec le débit.

Le tube de Venturi est constitué par une tuyère convergente-divergente, que l'on peut construire par exemple en béton armé dans le lit d'un canal. On y fait passer tout le débit, qui se mesure par la dénivellation motrice entre la section d'amont de l'appareil et la section contractée. On a

$$Q = K \cdot \sqrt{\Delta h}$$

Cette dénivellation est mesurée par un manomètre à liquide, amplificateur ou enregistreur. L'appareil peut être taré ou bien l'on se sert de formules assez précises. La perte de charge est assez faible. L'appareil semble avoir

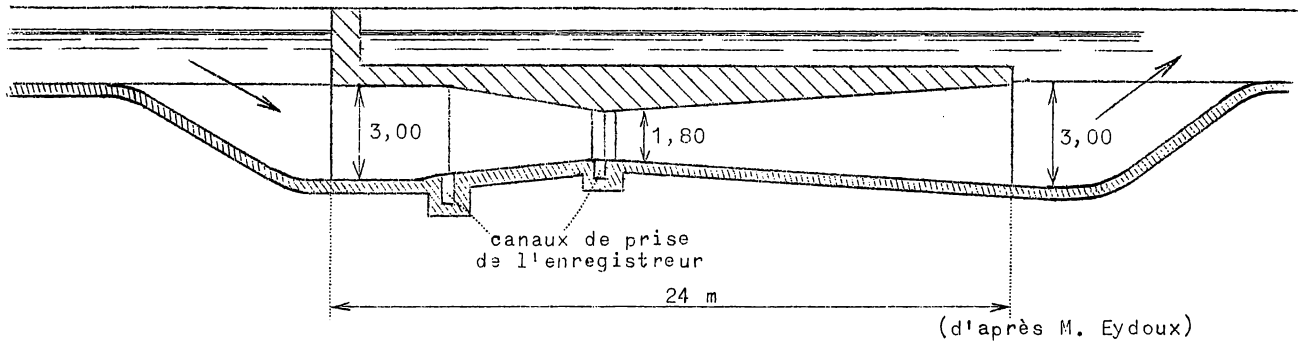


Fig. 61.

reçu des applications satisfaisantes (Angleterre, Egypte, Inde, France, etc...). La précision serait satisfaisante, mais l'installation est assez coûteuse. (Fig. 61 et planche 13, fig. 1).

Observation générale

Les dispositifs décrits ci-dessus sont déjà assez coûteux; ils conviennent aux grandes exploitations hydrauliques rémunératrices : aménagements hydroélectriques, distributions d'eau, grandes irrigations.

Pour fonctionner d'une manière précise, ils demandent des installations soignées. Ils doivent être établis dans des canaux rectilignes réguliers, bien calibrés, de préférence rectangulaires, le plus souvent bétonnés.

La longueur rectiligne non perturbée du canal en amont du dispositif de mesure doit être assez grande, par exemple 30 fois l'épaisseur de la lame déversante maximum au-dessus de la crête du déversoir ou au moins 10 fois la largeur du canal. Si cela n'est pas réalisé, on doit établir des tranquillisateurs à l'amont, par exemple deux ou trois claires-voies successives, pour rendre les filets approximativement parallèles. Le plan d'eau libre sera, si possible, abrité du vent. S'il y a une arrivée d'eau latérale, elle devra être éloignée du dispositif de mesure d'au moins 10 fois la largeur du canal; éventuellement des parois-guides incurvées rétabliront le parallélisme des filets. Si l'arrivée se fait avec déversement, il faut assurer la dissipation de l'énergie et l'extinction des vagues. Les mesures de niveaux se feront à des distances suffisantes en amont et en aval des dispositifs de mesure et en des points où les niveaux seront bien stables, les mesures se faisant de préférence dans des tubes ou puits latéraux reliés au canal par des tubes d'assez petit diamètre, ou bien à l'aide de tubes hydrométriques.

Pour des aménagements agricoles, il faut souvent moins de soins, et les circonstances peuvent rendre illusoire d'ailleurs la recherche de grandes précisions. On emploie alors, d'une manière plus grossière, les

méthodes des orifices et déversoirs. Par exemple, on peut recourir à des orifices de fond (cfr chapitre XI).

On les munit généralement de vannes et les débits s'apprécient par la levée de la vanne et par des échelles. Des déversoirs épais peuvent être munis d'échelles en amont et en aval. On applique des formules approximatives ou l'on tare directement ou sur modèles.

Enfin, pour apprécier le débit des cours d'eau, on a indiqué précédemment que l'on peut établir une courbe ou formule limnimétrique des débits, ce qui présente quelque analogie avec la détermination des débits par la mesure de la dénivellation motrice. L'instrument de mesure est donc le limnimètre.

Dans ce cas, comme éventuellement dans les précédents, il faut un tarage qui se fait généralement par la méthode des vitesses et ne peut se faire par mesure directe (empottement) que pour de faibles débits.

4.- MESURES PAR LES VITESSES

Ce sont les seules qui conviennent pour les cours d'eau naturels très importants, ce sont les plus convenables pour les grands cours d'eau, à l'exception des torrents, ce sont aussi celles que l'on emploie pour les tarages importants, sauf les orifices, tuyères et déversoirs, que l'on peut éventuellement tarer au laboratoire ou d'après des formules.

La mesure des surfaces se fait par les levés hydrographiques, elle peut recevoir une précision suffisante, surtout dans des canaux calibrés d'exploitations. La mesure des vitesses peut être plus ou moins précise selon les appareils employés et la régularité de l'écoulement dans la région des mesures.

Les flotteurs de surface sont irréguliers et peu précis, on en déduit la vitesse moyenne par une formule empirique indiquée précédemment, donc avec une forte erreur systématique. La méthode convient seulement pour des mesures grossières.

Dans les canaux très réguliers, de profondeur constante, où l'eau coule très tranquillement, il semble que le bâtonnet hydrométrique pourrait donner des résultats satisfaisants. En admettant la loi parabolique de répartition des vitesses suivant la verticale, la vitesse du bâtonnet est égale à la vitesse moyenne s'il est lesté suffisamment pour être approximativement vertical et s'il est immergé de $0,946 H$ (cf chapitre XVII, paragraphe 4). Mais il ne donne la vitesse moyenne que sur une verticale et l'influence des parois latérales ne pourrait être négligée que si le canal est très large. En tout état de cause, l'emploi des moulinets est incontestablement préférable.

Pour éviter de nombreuses observations, dans un essai sommaire, on cherche à déterminer directement la vitesse moyenne. En admettant la loi

des vitesses $v = v_s \cdot \sqrt[1+n]{1 - \frac{z}{h}}$, on a $v_m = \frac{n}{1+n} \cdot v_s = m \cdot v_s$

d'où $n = \frac{m}{1-m}$ (cfr chapitre IX, paragraphe 4).

Si pour plusieurs valeurs de n , on trace les courbes de

$$\frac{v}{v_m} = \frac{1+n}{n} \cdot \sqrt[n]{1 - \frac{z}{h}}$$

en fonction de $\frac{z}{h}$, on obtient un faisceau ayant un point commun pour

$\frac{z}{h} = 0,58$ et tel que $v_m = 0,99 v$. (Planche 14, fig. 2, I).

Cette propriété n'est qu'approximative; il faut que n soit assez grand. D'après la loi parabolique de répartition des vitesses, on emploie aussi la formule

$$v_m = 0,96 v_{0,5}$$

Donc, on peut admettre que la vitesse moyenne v_m se produit à profondeur $z_m = 0,6 h$ sur chaque verticale. Si on trace un faisceau de courbes des valeurs de $\frac{v'}{v_m}$ en fonction de $\frac{z}{h}$, telles que

$$\frac{v'}{v_m} = \frac{v_z + v_{h-z}}{2 v_m} = \frac{1+n}{2n} \cdot \left(\sqrt[n]{1 - \frac{z}{h}} + \sqrt[n]{\frac{z}{h}} \right),$$
 on obtient

un faisceau ayant deux points communs pour $z = 0,18 h$ et $z = 0,82 h$ tels que $v_m = 0,499 (v_{0,18} + v_{0,82})$. Il faut aussi pour cela que n soit assez grand. (Planche 14, fig. 2, II). Donc, on pourra mesurer les vitesses en ces 2 profondeurs sur chaque verticale et écrire

$$v_m = 0,50 (v_{0,18} + v_{0,82}).$$

Cette manière d'opérer convient pour des cours d'eau assez peu profonds. On peut aussi opérer en trois points et écrire

$$v_m = 0,25 (v_{0,2} + 2 v_{0,6} + v_{0,8})$$

ou encore, d'après la loi parabolique

$$v_m = \frac{1}{6} \cdot (v_s + v_{0,5} - v_f).$$

Si on opère sur la verticale de profondeur et de vitesses maxima, on obtient $v_{m \max}$. On admet que

$$u = \frac{m'}{m} \cdot v_{m \max} = m' \cdot v_{s \max}$$

En moyenne $\frac{m'}{m} = 0,75$.

On obtient Q par le produit $\omega \cdot u$.

On obtiendra un résultat plus précis en opérant sur un certain nombre de verticales équidistantes de d (fig. 62). On détermine sur chaque verticale la vitesse moyenne v_m par 1, 2 ou 3 mesures. Par la formule de SIMPSON, on peut écrire :

$$Q = \frac{d}{3} \cdot [h_1 \cdot v_{1m} + h_n \cdot v_{nm} + 4 (h_2 \cdot v_{2m} + h_4 \cdot v_{4m} + \dots) + 2 (h_3 \cdot v_{3m} + h_5 \cdot v_{5m} + \dots)] + Q_0 + Q_{n+1} \cdot$$

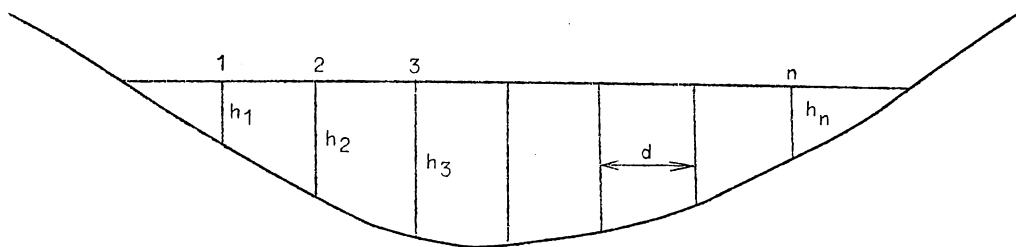


Fig. 62.

Q_0 et Q_{n+1} représentent les débits entre les berges et les verticales extrêmes.

Le résultat est d'autant plus exact que le nombre de verticales est plus grand.

Rigoureusement
$$Q = \int^{\omega} v \cdot d\omega = \int^l v_m \cdot h \cdot dl$$

On peut obtenir approximativement cette intégrale par la méthode semigraphique de HARLACHER-CULMANN.

On détermine les vitesses moyennes sur un nombre assez grand de verticales équidistantes entre elles de d , les extrêmes étant distantes de la laisse d'eau de $\frac{d}{2}$. Sur ces verticales comme ordonnées, on figure sur un dessin les produits $h \cdot v_m$, on a ainsi un polygone représentant une courbe approchée des $h \cdot v_m$ (fig. 63). On procède à la quadrature de cette courbe, par exemple par intégration graphique, ou par la formule de SIMPSON.

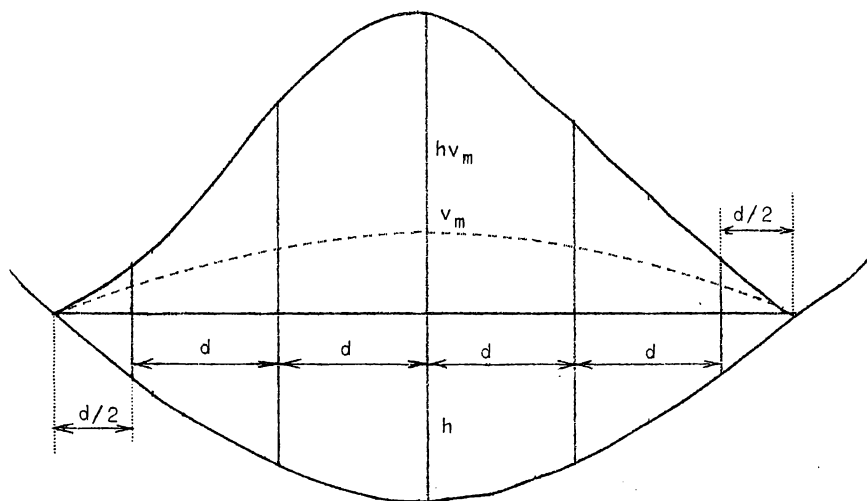


Fig. 63.

Pour mesurer ces vitesses moyennes, on peut effectuer un certain nombre de mesures à diverses profondeurs équidistantes. Pour les conduire systématiquement, on divise la section en carrés par un quadrillage et on relève la vitesse au centre de chaque carré.

Les résultats obtenus permettent la détermination des vitesses moyennes et l'application de la méthode de HARLACHER-CULMANN.

Elles permettent aussi d'obtenir le débit par la somme des produits des aires de tous les carrés ou surfaces partielles par les vitesses centrales correspondantes.

Enfin, elles permettent le tracé des courbes d'égale vitesse ou isodromes, isotaches ou isovèles. On peut alors déterminer le débit par la somme des aires comprises entre les isodromes multipliées par les vitesses moyennes applicables à ces aires (fig. 64).

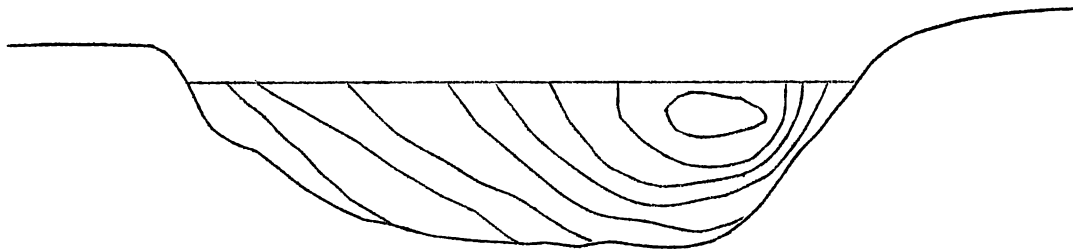


Fig. 64.

Seulement, pour les grands cours d'eau, il faut un grand nombre de mesures successives de vitesses, demandant beaucoup de temps et il n'est pas certain que des variations ne se produisent pas dans les vitesses et les débits pendant ce temps. On réduit cette chance d'erreur en mettant en ligne dans une section un grand nombre de moulinets fixés sur un châssis mobile verticalement, dont on effectue des lectures simultanées. Ces méthodes sont assez coûteuses.

Pour les exploitations hydroélectriques, les jaugeages par diverses méthodes sont normalisés. Pour les méthodes opérant par les mesures des vitesses dans des canaux calibrés rectangulaires ou trapézoïdaux, les points de mesures sont définis à l'intersection de verticales et d'horizontales dont les distances sont entre elles dans des rapports numériques entiers définis. De telle sorte que ces points sont plus rapprochés entre eux près des parois, du fond et de la surface. Les normes donnent alors des formules de sommations avec des multiplicateurs appropriés. Le nombre n de points de mesures est tel que $14 \sqrt{w} < n < 25 \sqrt{w}$. Ou encore, si d est le diamètre du moulinet :

$$0,10 \omega > n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} > 0,02 \omega$$

(en fonction du m). Lorsque l'on emploie plusieurs moulinets simultanément, on enregistre leurs indications simultanées sur un chronographe à bande comportant autant de plumes qu'il y a de moulinets.

Pour réduire la durée des opérations, on peut recourir à l'intégration directe par le moulinet. On le fait descendre le long d'une verticale depuis la surface jusqu'au fond, à vitesse constante. Soit N_t le nombre

de révolutions mesurées. Si la formule de tarage du moulinet est

$$v = a.N + b ,$$

la vitesse moyenne sur la verticale est

$$v_m = a. \frac{N_t}{t} + b .$$

On peut répéter cette opération sur diverses verticales ou faire descendre simultanément plusieurs moulinets suivant diverses verticales, dans un canal calibré rectangulaire.

Les moulinets ordinaires sont très sensibles à l'obliquité du courant. Il faut donc les disposer d'une manière parfaitement normale à la section de mesure. Si en certains points de celle-ci, la vitesse n'est pas normale, il faut avoir recours à des moulinets à hélice composante, insensibles dans certaines limites, à l'obliquité du courant.

Lorsque les mesures de vitesse par moulinets durent un temps assez long, on peut disposer un moulinet à poste fixe pendant toute la durée des opérations en un point assez caractéristique de la section de mesure, afin de contrôler la permanence du débit. S'il y a de légères variations, on peut éventuellement corriger proportionnellement les mesures effectuées. Cela revient à admettre que toutes les vitesses varient de manière homologue, ce qui est assez aléatoire et admissible seulement si les variations sont modérées.

5.- PROCEDES SPECIAUX

Il existe des procédés particuliers qui conviennent à des cas très spéciaux et dont l'application est de ce fait délicate et demande une appréciation très exacte, basée sur l'expérience.

On peut ainsi mesurer des vitesses moyennes et donc des débits par la durée de propagation d'ondes colorées. Cette méthode s'applique notamment aux eaux souterraines, également aux conduites. Elle ne peut convenir que pour les très petits cours d'eau. Au lieu d'une solution colorée, on peut employer un électrolyte, dont la propagation est décelée par un voltamètre.

Pour les courants assez turbulents, la méthode chimique semble donner des résultats satisfaisants, d'autant meilleurs que le brassage est plus actif. La méthode ne paraît pas convenir pour les écoulements calmes.

Elle consiste à verser dans le débit Q à mesurer, un débit q assez faible mais constant d'une solution concentrée et titrée de NaCl . Soit C_1 le titre de cette solution et C_0 la concentration naturelle initiale de NaCl dans le débit Q . A une distance suffisante en aval de la section d'injection, pour que la solution soit devenue homogène, on prélève un échantillon et on titre sa concentration de NaCl , soit C_2 . Si celle-ci est bien la concentration moyenne, on a

$$(Q + q).C_2 = Q.C_0 + q.C_1 \quad \text{d'où} \quad Q = q. \frac{C_1 - C_2}{C_2 - C_0} .$$

Il faut que C_2 soit à la fois beaucoup plus petit que C_1 et plus grand que C_0 .

On voit donc que l'imprécision peut être assez grande. Si certes la titration exacte a de l'importance, la précision dépendra cependant surtout des rapports $\frac{C_1}{C_2}$ (qui doit être grand) et $\frac{C_0}{C_2}$ (qui doit être petit).

TABLE DES MATIERES

3^e SECTION : COURS D'EAU NATURELS

CHAPITRE XIV.- CRUES DES COURS D'EAU

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1.- Généralités. | 5 |
| 2.- Courbe des débits de l'onde de crue. | 6 |
| 3.- Fluctuations de la crue et des célérités | 7 |
| 4.- Circonstances particulières de l'écoulement des crues. | 12 |
| 5.- Observation des crues. | 15 |
| 6.- Méthodes approximatives applicables aux courbes. | 18 |
| 7.- Détermination approximative des célérités et des vitesses moyennes | 21 |
| 8.- Formation des crues - Règles de Belgrand | 23 |
| 9.- Prévision des crues. | 24 |
| 10.- Effets des crues | 32 |

CHAPITRE XV - REGIMES DES COURS D'EAU

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1.- Niveaux des cours d'eau - Observation statistique. | 33 |
| 2.- Lignes d'eau ou axes hydrauliques. | 37 |
| 3.- Débits des cours d'eau | 37 |
| 4.- Débits spécifiques | 41 |
| 5.- Caractéristiques d'écoulement. | 43 |
| 6.- Alimentation des cours d'eau par ruissellement | 44 |
| 7.- Influence des eaux souterraines sur l'alimentation des cours d'eau | 47 |
| 8.- Divers régimes des cours d'eau | 48 |
| 9.- Puissance hydraulique d'un cours d'eau | 49 |
| 10.- Classification des cours d'eau | 50 |

CHAPITRE XVI - FORMES DES COURS D'EAU NATURELS ET LEURS VARIATIONS

| | |
|------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1.- Transport solide | 53 |
| 2.- Forces de traction et d'entraînement, puissance d'entraînement | 56 |
| 3.- Force critique de traction | 59 |
| 4.- Transport des matériaux solides par entraînement sur le fond | 63 |
| 5.- Transport de matières solides en suspension. | 66 |
| 6.- Arrachement et portance. | 68 |
| 7.- Débit solide | 70 |
| 8.- Profil transversal d'équilibre dans un terrain donné | 75 |
| 9.- Remarques au sujet du paragraphe précédent | 83 |
| 10.- Propriétés du profil parabolique de quasi-équilibre. | 85 |
| 11.- Profils réels des cours d'eau. | 87 |
| 12.- Lit mineur et lit majeur | 90 |
| 13.- Action des affluents | 91 |
| 14.- Profil en travers des vallées. | 92 |
| 15.- Cheminement en plan des cours d'eau. | 92 |
| 16.- Expérience du bassin tournant de Fargue. | 94 |
| 17.- Observations, expériences et lois de Fargue. | 95 |

* * *

CHAPITRE XVII - TRAVAUX HYDROGRAPHIQUES ET HYDROMETRIQUES

| | |
|--------------------------------------------------------------------|-----|
| 1.- Levés hydrographiques. | 103 |
| 2.- Echelles, limnimètres, fluviographes, marégraphes. | 107 |
| 3.- Mesure des vitesses. | 110 |
| 4.- Bâtonnet hydrométrique | 111 |
| 5.- Hydromètre de Pitot-Darcy. | 113 |
| 6.- Moulinets hydrométriques | 114 |
| 7.- Observations générales pour les mesures de vitesses, | 118 |

CHAPITRE XVIII - JAUGEAGES DES COURS D'EAU

| | |
|----------------------------------------------------------------|-----|
| 1.- Généralités. | 119 |
| 2.- Principes des différentes méthodes de jaugeage | 119 |
| 3.- Jaugeages par mesure de la dénivellation motrice | 120 |
| 4.- Mesures par les vitesses | 127 |
| 5.- Procédés spéciaux. | 131 |

*