

Een dergelijke ligger wordt dan berekend als volgt:

a) Men zoekt de grootste positieve en negatieve momenten in de hoofdpunten (steunpunten en midden van vakken) volgens de gebruikelijke theorie der doorlopende liggers.

b) Men berekent, met de onvoordeligste dezer momenten, de betonafmetingen, zonder zich bezig te houden met de parasitaire momenten.

c) Dan tekent men op een zelfde assenstelsel  $i \div \frac{1}{X}$  de drie kernen betrekkelijk de drie hoofddoorsneden, en iedere horizontale lijn die de 3 kernen snijdt geeft waarden waartussen de fictieve excentriciteiten  $(i_1)$ ,  $(i_0)$  en  $(i'_0)$  moeten gelegen zijn.

d) Een grafiek, die de vergelijkingen (2) voorstelt, laat dan toe van deze fictieve excentriciteit naar de echte over te gaan zonder tijdverlies.

De oplossing laat toe de minimumwaarde van X te vinden en de kabel met de kleinste kromming.

Schrijver lost het probleem ook op voor twee vakken.

In het laatste deel van de verhandeling, bewijst schrijver dat het niet redelijk is in spanbeton doorlopende liggers met rechthoekige doorsnede te maken, met consoles dicht bij de steunpunten; hij onderlijnt ook dat voor gegeven spanwijdten en lasten, de ligger met twee vakken iets voordeliger is dan de ligger met drie vakken.

De gegeven methode wordt door twee numerieke voorbeelden — één voor 3 vakken en één voor 2 vakken — verduidelijkt.

# Note sur quelques types de Canaux Venturi. (Canaux à ressaut).

J. LAMOEN,

Ingénieur en Chef-Directeur des Ponts et Chaussées,  
Directeur du Laboratoire de Recherches Hydrauliques  
des Ponts et Chaussées,  
Maître de Conférences  
à l'Université libre de Bruxelles.

(Pl. X.)

## § 1. — Notations.

- $\rho$  ..... masse spécifique de l'eau.
- $g$  ..... accélération de la pesanteur.
- $h_{am}$  ..... cote du plan d'eau en amont du canal Venturi, le plafond du tronçon rétréci étant choisi comme plan de référence.
- $h_{av}$  ..... cote du plan d'eau en aval du canal Venturi, le plafond du tronçon rétréci étant choisi comme plan de référence.
- $h_{vel}$  ..... limite supérieure que  $h_{av}$  ne peut dépasser si l'on exige une absence totale d'influence du niveau  $h_{av}$  sur le niveau  $h_{am}$ .
- $h$  ..... profondeur d'eau maximum dans la section de contrôle, section définie ci-dessous et qui, pour un fonctionnement correct du dispositif, doit nécessairement être située dans le tronçon rétréci.
- $p$  ..... profondeur maximum en général.
- $H$  ..... cote de la ligne de charge de l'écoulement (= surface libre augmentée de  $\frac{u^2}{2g}$ ) par rapport au plafond du tronçon rétréci.
- $Q$  ..... le débit.
- $\Omega$  ..... une section mouillée en général.
- $\Omega_{am}$  ..... section mouillée en amont du canal Venturi.
- $\Omega_c$  ..... section mouillée dans la section de contrôle.
- $u = \frac{Q}{\Omega}$  ..... une vitesse moyenne de courant en général.
- $u_{am}$  ..... vitesse moyenne de courant en amont du canal Venturi.
- $u_c$  ..... vitesse moyenne de courant dans la section de contrôle.
- $l$  ..... largeur au plan d'eau en général.
- $l_c$  ..... largeur au plan d'eau dans la section de contrôle.
- $T = \frac{\Omega}{l}$  ..... profondeur moyenne en général.
- $T_c$  ..... profondeur moyenne dans la section de contrôle.
- $c$  ..... célérité d'une onde progressive.
- $\lambda$  ..... longueur d'onde.

$\frac{1}{n}$  ..... échelle d'un modèle réduit  $\left( \frac{1}{n} = \frac{1}{10} \text{ par exemple} \right)$ .  
 $t$  ..... temps.

§ 2. — Le Laboratoire de Recherches Hydrauliques des Ponts et Chaussées de Belgique a eu pour mission d'étudier divers types de canaux Venturi; cette étude a été effectuée au moyen de modèles à échelle réduite. Dans la présente note nous communiquons les résultats obtenus.

Le canal Venturi (fig. 1; canal Venturi à parois verticales) est un dispositif pour la mesure des débits liquides dans les canaux découverts qui, déjà, a fait l'objet de nombreuses publications, parmi lesquelles nous citerons les travaux de G. de Marchi-F. Contessini (1) et de A. Khafagi (2).

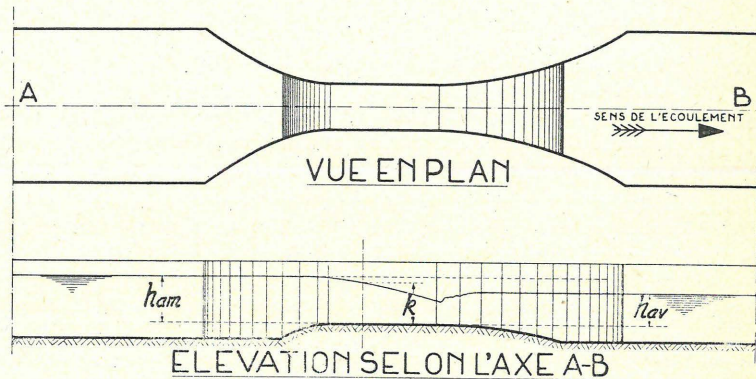


Fig. 1.

Vu en plan, le canal Venturi présente la même figure qu'une coupe longitudinale passant par l'axe de symétrie rotative d'un tube de Venturi établi dans une conduite sous pression. Ce dispositif se recommande par la faible chute qu'il occasionne, le fonctionnement correct exigeant toutefois que  $(h_{am} - h_{av}) \gg (h_{am} - h_{av1})$ . De plus il convient particulièrement pour la mesure des eaux boueuses et chargées de matières solides, telles que les eaux d'égouts que l'on dirige vers une station d'épuration.

Rappelons d'abord que, dans un canal prismatique, à plafond hori-

(1) G. de Marchi-F. Contessini : « Dispositivi per la misura della portata dei canali con minime perdite di quota. » *L'Energia Elettrica*, janvier et mai 1936, mars 1937.

(2) A. Khafagi : « Der Venturikanal. Theorie und Anwendung. » Gebr. Leemann, Zürich, 1942.

zontal, la célérité maximum  $c$  (1) avec laquelle peuvent se propager des ondes progressives de faible amplitude (2) vaut  $\sqrt{gT}$ . Si, dans un profil en travers, on constate que la vitesse de courant  $u$  est égale à  $c = \sqrt{gT}$ , on dit que, dans ce profil, la vitesse atteint sa valeur critique.

Dans un canal à section rectangulaire de profondeur  $p$  et de largeur  $l$  la vitesse critique est  $\sqrt{gp}$  et le débit correspondant  $Q = lp \sqrt{gp}$ . On peut donc dire aussi que le débit  $Q$  s'écoule avec la vitesse critique lorsque la hauteur d'eau est  $p = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gl^2}}$ .

Décrivons maintenant succinctement (fig. 1) les phénomènes hydrauliques qui se passent dans un canal Venturi en fonctionnement normal. Dans le canal d'amenée, en amont du dispositif, les vitesses seront plutôt faibles. Nous les supposons en tout cas inférieures à  $\sqrt{gT}$ . Les vitesses vont en augmentant à mesure que la section se rétrécit et le plan d'eau s'abaisse en conséquence jusqu'en une section où se produit un ressaut qui forme la transition entre le niveau dans le canal Venturi et celui du canal de fuite. Entre l'embouchure du dispositif et l'origine du ressaut il existe une section, dite « section de contrôle », où la profondeur moyenne est égale à

$$T_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gl_c^2}}, \text{ ou } k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gl_c^2}}$$

dans le cas d'une section rectangulaire. En ce profil la vitesse de courant est égale à la célérité maximum avec laquelle peuvent se propager les perturbations de faible amplitude et, par conséquent, le niveau aval  $h_{av}$  ne saurait exercer d'influence sur le niveau amont  $h_{am}$ .

Dans la zone comprise entre la section de contrôle et la naissance du ressaut les vitesses sont supérieures à la vitesse critique. En amont de la section de contrôle et en aval du ressaut les vitesses sont inférieures à la valeur critique.

L'emplacement du ressaut dépend du niveau aval  $h_{av}$ . A chaque débit il correspond une cote  $h_{av1}$  pour laquelle le ressaut disparaît. Nous désignerons cette valeur par  $h_{av1} = f(Q)$ . Lorsque  $h_{av}$  se rapproche de plus en plus de  $h_{av1}$ , pour dépasser finalement ce niveau, le ressaut se rapproche de plus en plus de la section de contrôle jusqu'à la noyer en fin de compte. La vitesse de courant est alors partout inférieure à sa valeur critique et le niveau d'aval influence le niveau d'amont. Le fonc-

(1)  $c$  croît en même temps que  $\lambda$  et tend vers la valeur  $\sqrt{gT}$  lorsque  $\lambda \rightarrow \infty$ .

(2) L'amplitude doit être faible par rapport à la profondeur d'eau.

tionnement normal du dispositif de mesure exige donc  $h_{av} \leq h_{avl}$ . Alors le ressaut existe,  $h_{am}$  dépend uniquement du débit et l'on peut établir une relation  $h_{am} = f(Q)$  qui est la courbe de tarage du canal Venturi. Si, au contraire,  $h_{av} > h_{avl}$  il faudrait écrire  $h_{am} = f(Q, h_{av})$ .

Le canal Venturi présente la particularité fort intéressante que le seul calcul permet le plus souvent d'établir d'une façon très approchée, pour un dispositif donné, la loi  $h_{am} = f(Q)$  lorsque l'installation fonctionne de façon normale, ce qui suppose, en premier lieu  $h_{av} \leq h_{avl}$  et, en second lieu, que la section de contrôle se trouve réellement dans le tronçon rétréci. Il faut donc donner à ce tronçon une longueur suffisante.

Il existe alors une section de contrôle dans laquelle la vitesse moyenne est  $u_c = c = \sqrt{g T_c}$ . Prenant comme plan de référence le plafond en cette section, la ligne de charge en cet endroit se trouvera à la cote

$$H = k + \frac{\alpha u_c^2}{2g} = k + \frac{T_c}{2},$$

en admettant par ailleurs  $\alpha = 1$ , ce qui est admissible puisqu'il ressort d'expériences que la vitesse est à peu près uniformément répartie dans toute la section de contrôle. Si cette dernière est rectangulaire

on a 
$$H = \frac{3k}{2}.$$

Considérons maintenant un profil en travers en amont du dispositif. Ce profil sera judicieusement choisi, pas trop éloigné du resserrement et cependant en dehors de l'abaissement de niveau provoqué par l'étranglement. Si l'on néglige les pertes de charge l'on aura

$$h_{am} + \frac{u_{am}^2}{2g} = H.$$

Montrons maintenant la marche du calcul. Si l'on se donne  $k$ , la forme du profil en travers du tronçon rétréci permet de définir successivement  $l_c$ ;  $\Omega_c$ ;  $T_c = \frac{\Omega_c}{l_c}$ ;  $u_c = \sqrt{g T_c}$ ;  $Q = \Omega_c \sqrt{g T_c}$  et  $H = k + \frac{T_c}{2}$ .

En cas de section rectangulaire on peut partir du débit  $Q$ , en déduire  $k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g l_c^2}}$ , puis calculer  $H = \frac{3k}{2}$ .

Soit  $h'_{am}$  une première approximation de  $h_{am}$ ; posons  $h'_{am} = H$ . On peut à présent établir une première approximation de  $\Omega_{am}$ , soit  $\Omega'_{am}$ ,

et une première approximation de  $u_{am}$ , soit  $u'_{am} = \frac{Q}{\Omega'_{am}}$ .

Une seconde approximation de  $h_{am}$  sera alors

$$h''_{am} = H - \frac{u'^2_{am}}{2g}$$

le terme  $\frac{u'^2_{am}}{2g}$  étant généralement assez petit.

Si on le juge nécessaire  $h''_{am}$  permet de calculer de nouvelles valeurs  $\Omega''_{am}$ ,  $u''_{am}$ , d'où une troisième approximation  $h'''_{am}$ , etc.

Pour divers débits, maintenus constants, on peut établir expérimentalement les lois  $h_{am} = f(h_{av})$  que, pour la concision du langage, nous désignerons par le terme de « courbes d'influence ». Il n'y a pas de confusion possible avec un terme analogue employé en stabilité des constructions.

On s'explique aisément que, pour  $h_{av} \rightarrow \infty$ , ces lignes sont asymptotiques à la bissectrice des axes coordonnés ( $h_{av}$ ,  $h_{am}$ ). On trouve des exemples multiples de ces courbes d'influence dans les figures qui accompagnent la présente note.

§ 3. — Comme la formule  $c = \sqrt{g T}$  constitue la base de la théorie du canal Venturi, il nous a paru utile de l'établir rapidement, ce que nous ferons en nous inspirant d'un exposé de Lamb dans son traité d'hydrodynamique.

Soit un canal prismatique à plafond horizontal dans lequel se propage une onde longue ( $\lambda \rightarrow \infty$ ) de médiocre amplitude. Cette dernière circonstance permet de négliger les variations de  $l$  et de  $\Omega$ .

Cherchons d'abord l'équation dynamique en admettant que seules la pesanteur, les pressions découlant de cette dernière et les forces d'inertie entrent en jeu. Prenons un axe des abscisses horizontal et parallèle à l'axe longitudinal du canal. La résultante des forces agissant sur le

volume liquide  $\Omega dx$  est évidemment  $-\rho g \frac{\partial p}{\partial x} \Omega dx$  et l'accélération de

la masse  $\rho \Omega dx$  vaut, avec les notations habituelles (opération D),  $\frac{D\bar{u}}{Dt} \approx \frac{\partial \bar{u}}{\partial t}$  où le symbole de la vitesse a été muni d'une barre pour différentier cette vitesse, fort petite et liée à la propagation de l'onde,

de la vitesse moyenne  $\frac{Q}{\Omega}$  d'un écoulement permanent à laquelle nous réservons la notation  $u$ .

Il vient donc 
$$g \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = 0$$

ce qui est l'équation dynamique du phénomène, dont l'expression reste

la même quelle que soit la forme de la section mouillée du canal prismatique.

Exprimons maintenant la condition de continuité. Pendant le temps  $dt$  le volume  $\Omega dx$  augmente de  $-\Omega \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} dx dt$ ,

ce qui doit être égal à  $l \frac{\partial p}{\partial t} dx dt$ , d'où  $\frac{l}{\Omega} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} = 0$ .

Eliminant  $\bar{u}$  entre les équations dynamique et de continuité l'on obtient

$$\frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = \frac{g \Omega}{l} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2}$$

équation des cordes vibrantes dont la solution générale bien connue est

$$p = F(x + ct) + f(x - ct)$$

$F$  et  $f$  étant deux fonctions arbitraires et la célérité valant

$$c = \sqrt{\frac{g \Omega}{l}} = \sqrt{g T}$$

Supposons maintenant que le canal prismatique en question présente un écoulement à fort peu près permanent, uniforme ou très graduellement varié, et soit  $u = \frac{Q}{\Omega}$  la vitesse moyenne du courant.

On démontre alors sans peine (voir p. ex. Boussinesq: *Essai sur la théorie des Eaux courantes*, pages 290 et suivantes) qu'une onde de médiocre hauteur, et qui au même instant produit en tous les points d'une même section droite la même perturbation  $\bar{u} = f(x, t)$  de la vitesse (cette dernière propriété sera d'autant mieux réalisée que  $\lambda$  sera plus grand) se propage avec la célérité

$$u \pm \sqrt{g T}$$

Le signe (+) se rapporte à une propagation de l'onde dans le sens de l'écoulement (sens des abscisses positives), le signe (—) à un déplacement contre le courant  $u$ . La dernière formule, appliquée à une onde ascendante le long du canal, donne des célérités positives ou négatives et montre, par conséquent, que ces ondes sont emportées par le courant ou, au contraire, le remontent suivant que  $u > \sqrt{g T}$  (écoulement torrentueux) ou  $u < \sqrt{g T}$  (écoulement tranquille). Ainsi, dans un canal découvert, les ondes de médiocre hauteur peuvent, si leur longueur d'onde est suffisante, remonter un courant tranquille mais non un courant torrentueux.

Un petit relèvement de niveau, produit à l'extrémité aval d'un cours d'eau torrentueux, n'exerce donc sur le régime de ce cours d'eau qu'une influence toute locale, puisqu'il ne peut pas se propager vers l'amont. Par suite une série de variations pareilles, constituant en tout un relèvement notable de la surface, ne se fera sentir qu'à une distance déterminée en amont, car chaque variation ne se propagera que très peu au delà de l'endroit où la précédente se sera arrêtée.

Ainsi dans un courant torrentueux indéfini, ce relèvement pourra s'allonger fort loin vers l'amont.

A cause de sa grande hauteur il sera à l'état tranquille et il se terminera par un ressaut dont le pied marquera le terme de la propagation.

La situation est tout autre lorsque, à la suite de circonstances particulières, le cours d'eau présente deux zones d'écoulement tranquille séparées par un tronçon où l'écoulement est torrentueux. Soit  $T_c$  la profondeur moyenne à la limite amont de la partie torrentueuse, en la section dite « de contrôle ». En cette section la vitesse du courant sera  $\sqrt{g T_c}$ . A sa terminaison aval le tronçon tumultueux est séparé de la deuxième zone tranquille par un ressaut. Si maintenant on relève constamment le niveau de la zone tranquille aval, le ressaut remonte de plus en plus le courant et l'on peut faire en sorte que son pied atteigne la section de contrôle. A ce moment le cours d'eau présente un régime tranquille sur tout son parcours, sauf en la seule section de contrôle où la vitesse d'écoulement sera  $\sqrt{g} \times$  profondeur moyenne. Tout relèvement subséquent du niveau aval noie la section de contrôle et provoque un exhaussement du niveau amont. On peut donc dire que le niveau en aval des circonstances particulières admises ci-dessus exerce son influence sur le niveau en amont dès que la section de contrôle disparaît.

La théorie qui vient d'être exposée suffit pour rendre compte des phénomènes hydrauliques entrant en jeu dans le canal Venturi.

§ 4. — Dans les pages suivantes nous relatons les études, au moyen de modèles à échelle réduite, relatives aux trois cas suivants :

1° Canal Venturi pour la rivière Senne, ce dispositif devant être établi à proximité de l'extrémité amont de la dérivation du Leybeek (commune d'Eppegem) en vue de jaugeages pour une installation projetée pour l'épuration des eaux, la Senne étant fortement polluée par les égouts de Bruxelles. Le Laboratoire a construit un modèle à l'échelle 1/10.

2° Canal Venturi pour le Zandbeek (tributaire de la Senne) à Uccle-

Bruxelles, en relation également avec une question d'épuration des eaux. Echelles des deux modèles : 1/3 et 1/7.

3° Canal Venturi pour le ruisseau Piéton à Pont-à-Celles. Détermination des débits disponibles pour l'alimentation du Canal de Charleroi à Bruxelles. Echelles des deux modèles : 1/5 et 1/1.

Les études 1° et 2° ont encore été effectuées dans les installations provisoires du Laboratoire de Recherches Hydrauliques, tandis que l'étude 3° a eu lieu dans les bâtiments définitifs de cet institut (\*).

Nous nous sommes basés sur la règle de similitude de Reech-Froude pour calculer les coefficients de report permettant de passer des grandeurs mesurées en modèle aux grandeurs correspondantes de la nature.

Pour un modèle à l'échelle linéaire  $\frac{1}{n}$  l'échelle des débits est  $\frac{1}{n^2 \sqrt{n}}$ .

Pour les différentes maquettes on peut donc se référer au tableau suivant :

Echelle linéaire	$\frac{1}{n} = \frac{1}{1}$	$\frac{1}{n} = \frac{1}{3}$	$\frac{1}{n} = \frac{1}{5}$	$\frac{1}{n} = \frac{1}{7}$	$\frac{1}{n} = \frac{1}{10}$
Nom du cours d'eau	Piéton	Zandbeek	Piéton	Zandbeek	Senne
Echelle des débits	$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{15,588}$	$\frac{1}{55,903}$	$\frac{1}{129,64}$	$\frac{1}{316,23}$

Le courant d'eau circulant dans chacun des modèles était amené au moyen d'une conduite de 300 mm. de diamètre intérieur, branchée sur un réservoir supérieur du laboratoire. A son extrémité aval cette conduite était munie d'une vanne permettant le réglage du débit admis dans le modèle. Le tuyau débouchait ensuite dans une caisse de jauge, à l'extrémité aval de laquelle un déversoir en mince paroi (déversoir triangulaire selon Thompson ou déversoir à crête horizontale et contractions latérales, suivant les cas) permettait la mesure du débit déversé dans le réservoir en maçonnerie construit en amont de chacune des maquettes. Cette caisse de jauge avait été préalablement tarée avec précision.

(\*) Pour la description des locaux et des installations expérimentales nous renvoyons, quant au Laboratoire provisoire, au fascicule de juin 1935 des *Annales des Travaux Publics de Belgique*, et, pour la station d'essais définitive, au fascicule de décembre 1940 du même périodique.

Le niveau des eaux sur la partie aval ( $h_{av} < h_{avl}$ ) ou sur la totalité ( $h_{av} \geq h_{avl}$ ) de la surface libre du modèle se réglait au moyen de vannes établies à l'extrémité aval de ce modèle. Au sortir de ce dernier le courant était évacué vers un canal inférieur du laboratoire et vers le puisard des pompes, les écoulements que nous créons étant toujours en circuit fermé.

§ 5. — D'une manière générale les essais auxquels nous avons procédé sur chacun des modèles se classent en deux catégories :

a) Tarage du canal Venturi ou, en d'autres mots, recherche de la courbe  $h_{am} = f(Q)$  lorsque  $h_{av}$  est assez petit pour qu'il n'exerce pas d'influence sur  $h_{am}$ . Lors de ce tarage on établit dans le modèle divers débits et l'on note les valeurs de  $h_{am}$  correspondantes, les vannes aval de la maquette étant grandes ouvertes, afin d'être certain que la condition  $h_{av} < h_{avl}$  soit toujours respectée.

b) Etablissement des courbes d'influence  $h_{am} = f(h_{av})$  pour une série suffisamment nombreuse de valeurs, maintenues constantes, du débit  $Q$ . Ces lignes sont les courbes de niveau de la surface  $Q = f(h_{am}, h_{av})$ . Elles permettent, en premier lieu, par une simple interpolation, la détermination du débit  $Q$  pour tout couple donné de valeurs correspondantes de  $h_{am}$  et  $h_{av}$ . En second lieu, on peut en déduire la loi  $h_{avl} = f(Q)$ .

Sur le modèle en grandeur réelle de la partie inférieure du canal Venturi du Piéton nous avons relevé en outre :

c) Pour trois débits différents, la forme affectée, suivant l'axe longitudinal du dispositif, par la surface libre du courant liquide.

d) Pour un seul débit, la distribution des vitesses dans un profil en travers au voisinage de la section de contrôle.

§ 6. — *Canal Venturi pour la Senne à Eppegem.* (Figures 2 et 3; Tables I, II et III — pl. X; photos 1 et 2.)

Le dispositif est représenté à la figure 2; il a été étudié sur un modèle à l'échelle  $\frac{1}{n} = \frac{1}{10}$ . En amont et en aval du canal Venturi le plafond

de la rivière est établi à la cote (+ 6<sup>m</sup>10). Comme section normale du cours d'eau on a adopté un profil trapézoïdal de 6<sup>m</sup>00 de largeur au plafond et des talus inclinés à 6/4. Le tronçon rétréci a 2<sup>m</sup>00 de longueur et une section droite rectangulaire large de 2<sup>m</sup>50, le plafond étant porté à la cote (+ 6<sup>m</sup>60), soit 0<sup>m</sup>50 au-dessus du fond de la section normale. Pour se conformer aux circonstances locales on a reproduit en maquette

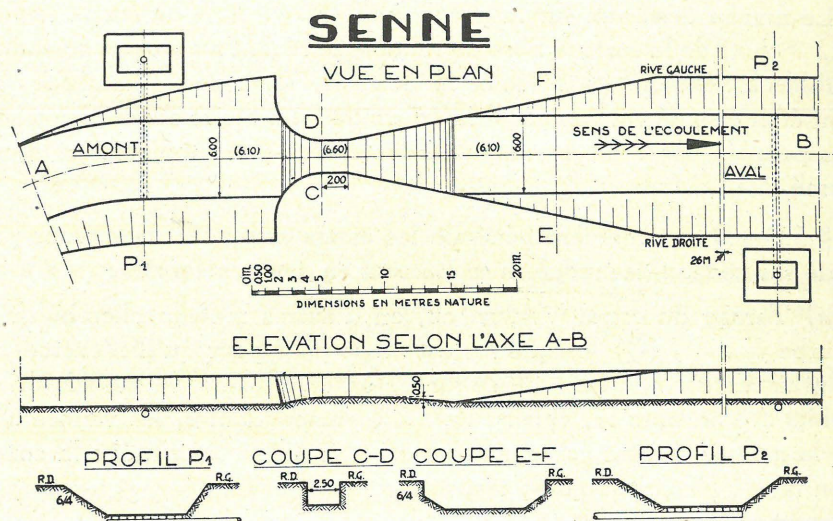


Fig. 2.

la courbe que, sur la vue en plan, on remarque en amont du resserrement du canal Venturi.

Les niveaux amont ( $h_{am}$ ) et aval ( $h_{av}$ ) ont été mesurés respectivement dans les profils  $P_1$  et  $P_2$  (voir fig. 2). Dans ces sections de mesure le plafond en ciment du modèle est troué à intervalles réguliers et les orifices ainsi formés communiquent par une conduite horizontale avec un réservoir latéral à la maquette, dans lequel réservoir on relève la position du niveau d'eau.

On désire mesurer des débits variant de 1,5 à 10 m<sup>3</sup>/sec., une bonne précision étant surtout exigée entre 1,5 et 5 m<sup>3</sup>/sec. Les photos 1 et 2 donnent une image du modèle. Le ressaut en aval du tronçon rétréci apparaît nettement sur ces deux photos. Sur la première d'entre elles on remarque également le pointeur de mesure servant à la détermination du niveau amont. Ce pointeur de plan d'eau, installé au-dessus du réservoir destiné à la lecture de  $h_{am}$ , consiste en une règle graduée, munie à son extrémité inférieure d'une pointe et mise en mouvement par une crémaillère. La règle coulisse dans un manchon immobile pcurvu d'un vernier. Pour déterminer la position du plan d'eau il suffit de réaliser le contact entre la surface libre et la pointe. La charge sur la crête du déversoir contenu dans la caisse de jauge se mesure d'une façon analogue.

Toutes les tables qui réunissent les valeurs numériques, résultant des expériences, sont rassemblées à la fin de la présente note. Nous don-

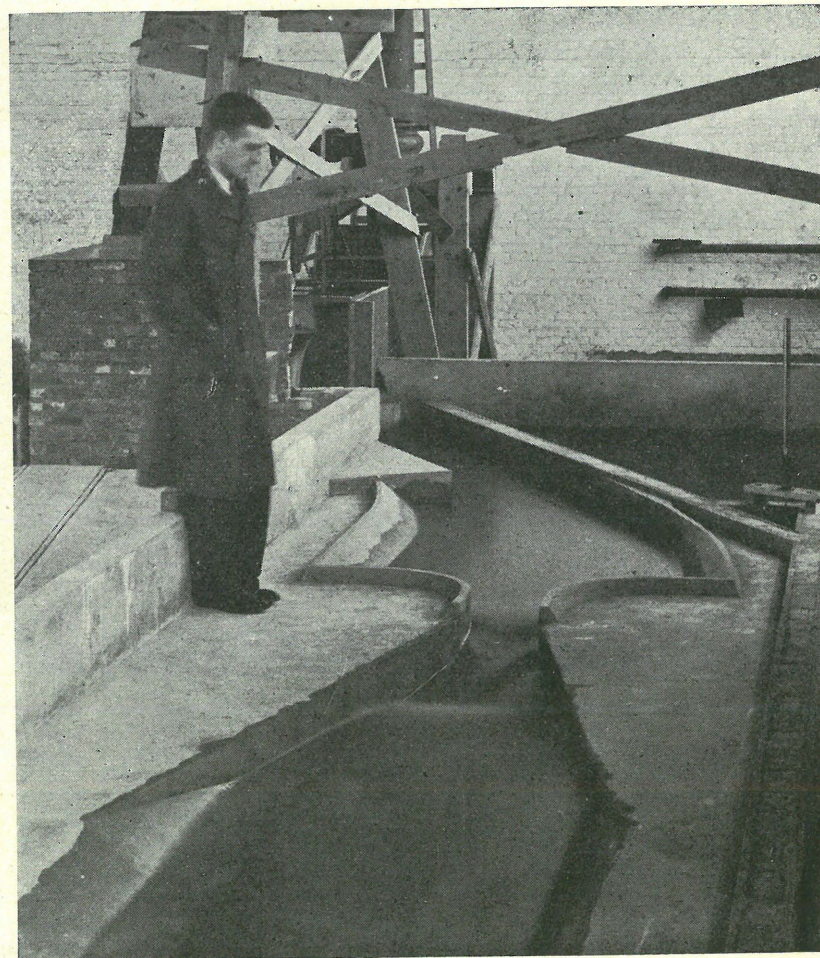


Photo 1. — Canal Venturi pour la Senne, mod. 1/10.

nons uniquement les valeurs reportées au prototype par la règle de similitude de Reech-Froude.

Les résultats des essais sont représentés graphiquement à la figure 3. La table I donne les valeurs expérimentales (points  $\odot$  de la figure 3) obtenues par tarage du canal Venturi, lors de la recherche de la loi  $h_{am} = f(Q)$  pour  $h_{av} < h_{av1}$ .

Les chiffres résultant d'une détermination théorique de la courbe de tarage (points  $\square$  de la figure 3) sont consignés à la table II.

Finalement la table III renseigne sur les courbes d'influence  $h_{am} = f(h_{av})$  pour les débits suivants: 1,581; 3,162; 4,744; 6,325 et 7,91 m<sup>3</sup>/sec. (points de la figure 3). De ces lignes d'influence il

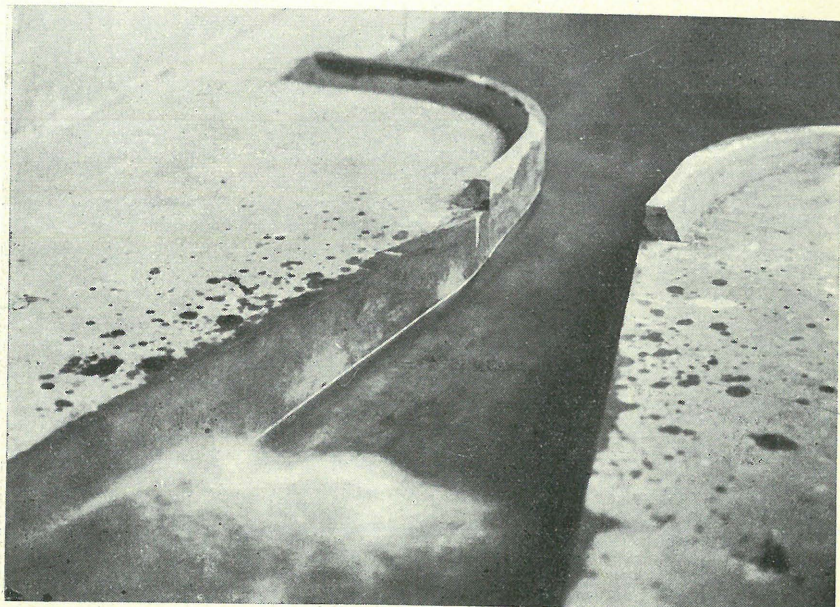


Photo 2. — Canal Venturi pour la Senne, mod. 1/10.

résulte que  $\frac{h_{av}}{h_{am}} \approx 0,76$ , de sorte que  $h_{av}$  doit rester inférieur à  $0,76 h_{am}$  si l'on veut que le niveau d'aval n'influe aucunement sur le niveau d'amont.

§ 7. — *Canal Venturi pour le ruisseau Zandbeek à Uccle.* (Figures 4 et 5; Tables IV, V, VI, VII, VIII et IX — pl. X; photos 3 et 4.)

Dans le cas du Zandbeek on devait jauger des débits depuis un minimum de 40 l/sec. jusqu'à un maximum de 1250 l/sec. Le rapport des

débits extrêmes est donc  $\frac{1250}{40} \approx 31$  et, pour que la mesure de tous les

débits, depuis les plus petits jusqu'aux plus grands, soit susceptible d'une bonne précision, on a fait choix, pour le tronçon rétréci de 1<sup>m</sup>00 de long, d'un profil trapézoïdal de 0<sup>m</sup>30 de largeur au plafond avec talus inclinés à 4/4.

Les dimensions principales de l'ouvrage étudié ressortent de la figure 4. Le plafond se trouve partout à la cote (18,80); il n'y a donc pas de seuil dans le tronçon rétréci. La section normale du ruisseau aux abords du dispositif est constituée par un trapèze large de 0<sup>m</sup>90 au fond, avec talus à 6/4.

Lors des crues du Zandbeek le débit peut dépasser de beaucoup le



L'utilisation  
du Ciment PORTLAND CBR  
Extra Blanc

dans la décoration extérieure et  
intérieure permet d'obtenir  
des effets splendides d'un  
goût parfait.

CBR



CIMENTERIES ET BRIQUETERIES RÉUNIES. S. A.

17, RUE DE LA CHANCELLERIE · BRUXELLES

# CIMENTSPORTLANDARTIFICIELS BELGES D'HARMIGNIES

Ciment Portland Artificiel.  
Normal -- A Haute Résistance  
A Durcissement Rapide.

## HARMIBLANC

Ciment Portland extra blanc.  
Véritable Ciment Portland à Haute Résistance, s'employant de la même façon et avec les mêmes matières d'addition que le ciment ordinaire.

## HARMIBLANC

permet et facilite la réalisation de pierre artificielle, de pièces moulées, de revêtements décoratifs en simili et autres...

Ardoises - Plaques Planes  
Plaques Ondulées et Tuyaux  
en asbeste-ciment  
COVERIT

## PLAQUES MIXTES

(brevetées)  
pour couverture ondulée avec sous-toiture plane combinée. La Plaque Mixte fait des toitures isolantes et parfaitement étanches.

## PLAQUES LEGERES

(brevetées)  
Panneaux isolants en asbeste-ciment cellulaire. -- Décoratifs et Incombustibles.

Bureaux :

18, rue du Midi, Bruxelles, Tél. 12.48.37 -- Usines à Harmignies

411.19

1912

# AWANS-FRANÇOIS

(Société Anonyme)

Téléphone: Liège 444.95

Télégr.: Awans-François

11, RUE DE LA STATION A AWANS-BIERSET

-- -- Constructions Métalliques et Mécaniques -- --

## Section des Ponts, Charpentes et Grosse Chaudronnerie d'Acier.

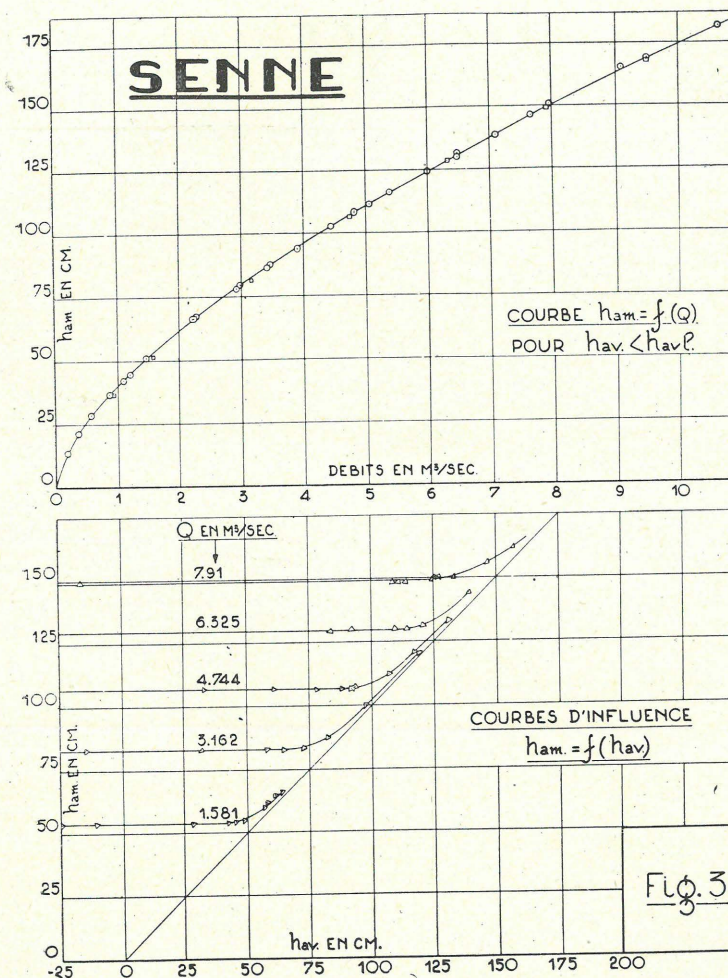
Ponts métalliques de tous genres, en construction rivée ou soudée. Charpentes métalliques en général, en construction rivée ou soudée pour bâtiments industriels et privés. -- Chaudronnerie en tôles d'acier, de cuivre et d'acier inoxydable telle que: tanks, gazomètres, silos, caissons pour travaux hydrauliques, portes d'écluses, etc. -- Tuyauterie en général pour haute et basse pression. -- Installation complète de hauts fourneaux.

## Section des Appareils de Levage et de Manutentions.

Tous les appareils de levage et de manutentions tels que: ponts roulants, grues, portiques, châssis à molettes, transporteurs, éleveurs, culbuteurs, distributeurs, etc. -- Installations complètes de manutention de charbons et coke pour charbonnages, mines et usines métal-

403.57

19122



maximum qui doit rester mesurable avec précision, soit 1250 l/sec. On s'impose la condition que l'écoulement des crues ne peut en aucune façon être gêné par l'établissement du canal Venturi; les cotes maximum du niveau d'eau ne peuvent dépasser celles atteintes avant la construction du resserrement. Dans ce but on a prévu sur la rive droite du ruisseau, en amont du tronçon rétréci, un déversoir latéral avec crête à la cote (+ 19<sup>m</sup>70), soit 0<sup>m</sup>90 au-dessus du plafond, de sorte qu'une partie des grandes crues s'écoulera par un bypass à côté du canal Venturi.

Le débit *maximum maximorum* du Zandbeek est estimé à 8000 l/sec. Lors d'une crue de cette importance le plan d'eau ne peut s'élever à plus de 0<sup>m</sup>45 au-dessus de la crête du déversoir longitudinal, ce qui cor-



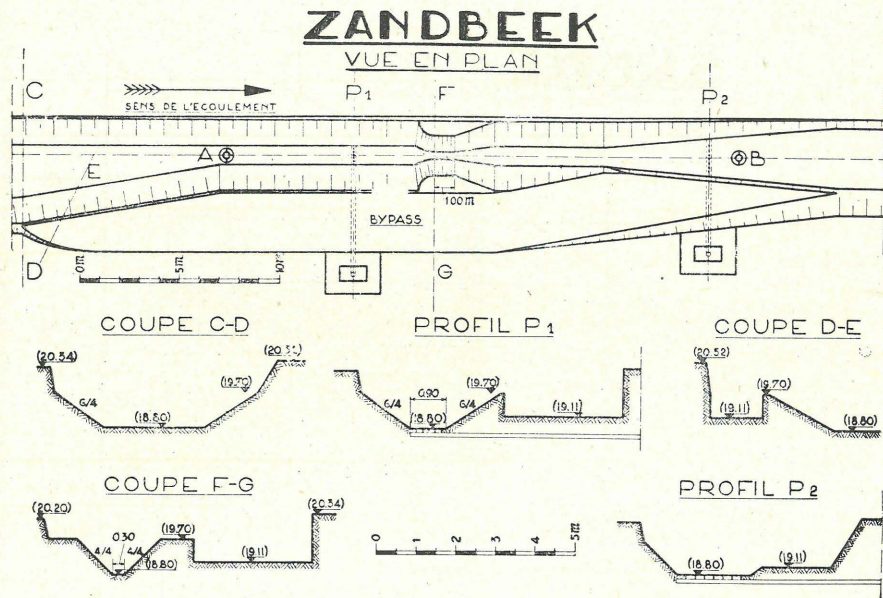


Fig. 4.

respond à la cote  $19,70 + 0,45 = (+ 20^m 15)$ , soit  $1^m 35$  au-dessus du plafond du dispositif.

Le laboratoire a réalisé deux modèles différents; l'un de ceux-ci était à l'échelle  $1/3$  (voir photo 3) et, dans l'autre, les dimensions linéaires ont été réduites au  $1/7$  de celles du prototype (voir photo 4).

Le modèle au  $1/3$  a servi au tarage proprement dit de l'ouvrage, pour les débits compris entre 40 et 1250 l/sec., ainsi qu'à la détermination des courbes d'influence  $h_{am} = f(h_{av})$ . La mesure des niveaux amont et aval se faisait aux profils  $P_1$  et  $P_2$  indiqués à la fig. 4; le dispositif y était identique à celui décrit pour le modèle du canal Venturi de la Senne.

Tous les résultats d'essais ont été représentés graphiquement à la figure 5 (résultats obtenus sur le modèle à l'échelle  $1/3$ ).

La table IV donne les valeurs expérimentales relevées lors de la détermination de la loi  $h_{am} = f(Q)$  pour  $h_{av} < h_{avl}$ .

La table V est relative aux courbes d'influence  $h_{am} = f(h_{av})$  pour différents débits maintenus constants, soit 79,4; 140,4; 312; 387; 458; 551; 612; 788; 938; 1120; 1237 et 1320 l/sec.

On constate que  $\frac{h_{avl}}{h_{am}} \approx 0,816$ , de sorte que  $h_{av}$  doit rester inférieur

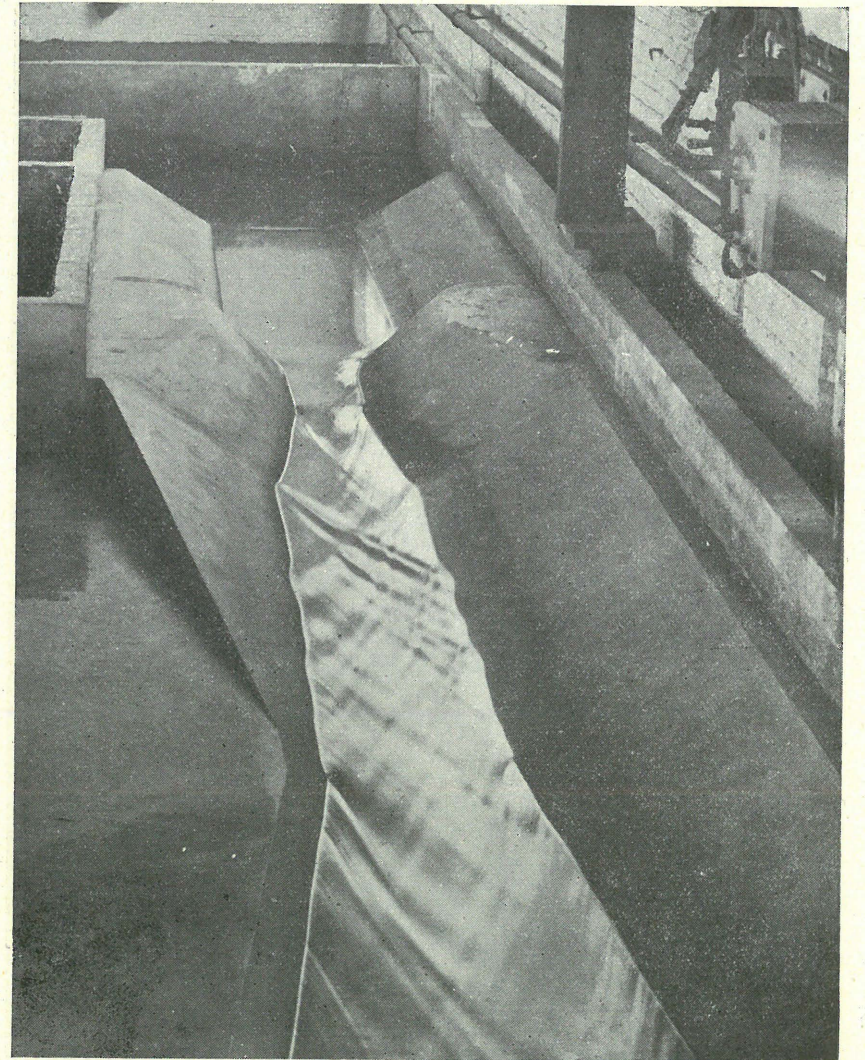


Photo 3. — Canal Venturi du Zandbreek, mod.  $1/3$ .

à  $0,816 h_{am}$  si l'on exige que le niveau en amont du canal Venturi ne soit pas influencé par les circonstances en aval du resserrement.

Pour établir la courbe de tarage par la voie théorique on a successivement admis les hypothèses suivantes pour la vitesse du courant  $u_c = c$  dans la section de contrôle :

$$1^{\circ) \quad u_c = \sqrt{gk}$$

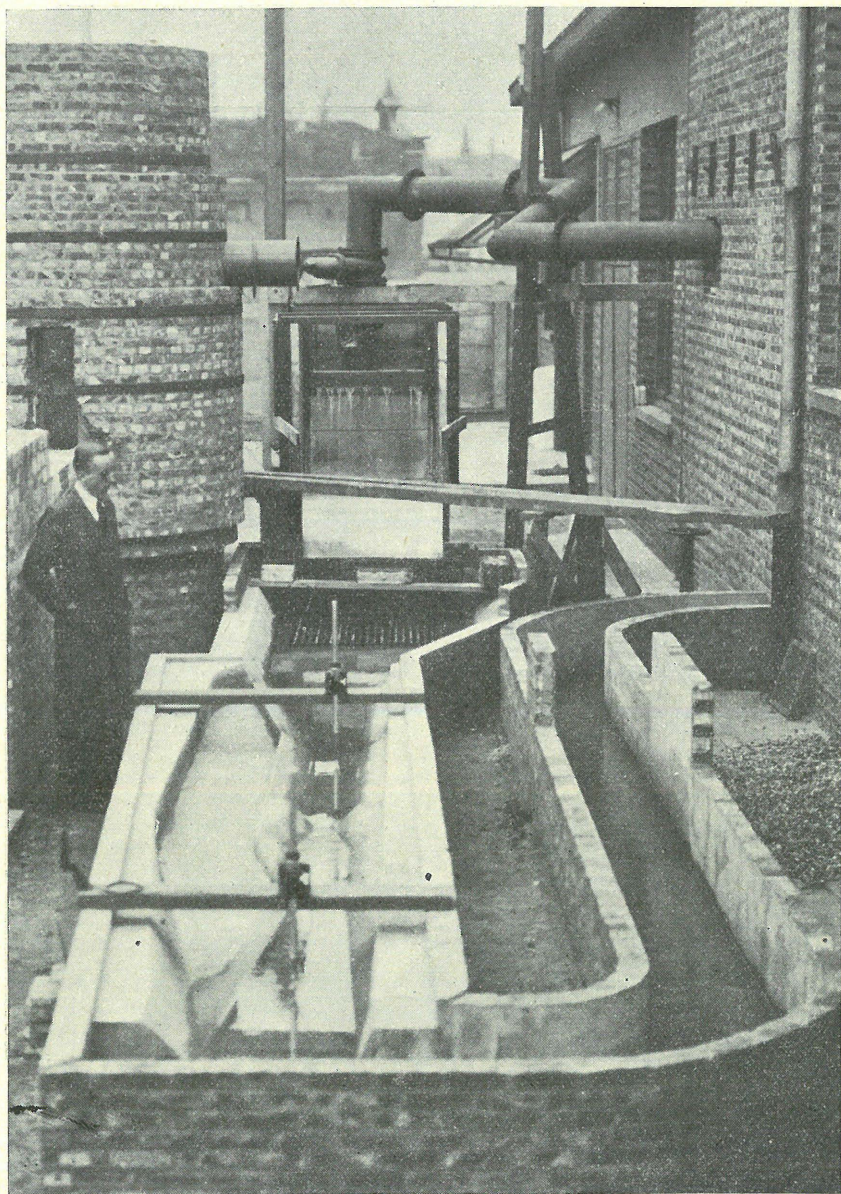


Photo 4. — Canal Venturi du Zandbeek, mod. 1/7.

2°) 
$$u_c = \sqrt{\frac{g \Omega_c}{\left(\frac{d \Omega_c}{dT_c}\right)}}$$

formule due à F. Eisner et citée par W. Kaufmann dans son *Hydro-mechanik*, 2<sup>e</sup> partie, page 121.

3°) 
$$u_c = \sqrt{g T_c}$$

Les résultats de ces calculs sont donnés aux tables VI, VII et VIII. La comparaison avec le diagramme de tarage expérimental  $h_{am} = f(Q)$  montre que l'hypothèse  $c = \sqrt{g T}$  (table VIII) est celle qui concorde le mieux avec les observations, ce que l'on peut considérer comme une confirmation expérimentale de la formule  $c = \sqrt{g T}$  laquelle, outre qu'elle est bien fondée théoriquement, donne donc réellement une bonne approximation pour la célérité des ondes progressives de grande longueur et de médiocre amplitude dans un canal prismatique de section trapézoïdale et présentant un plafond horizontal.

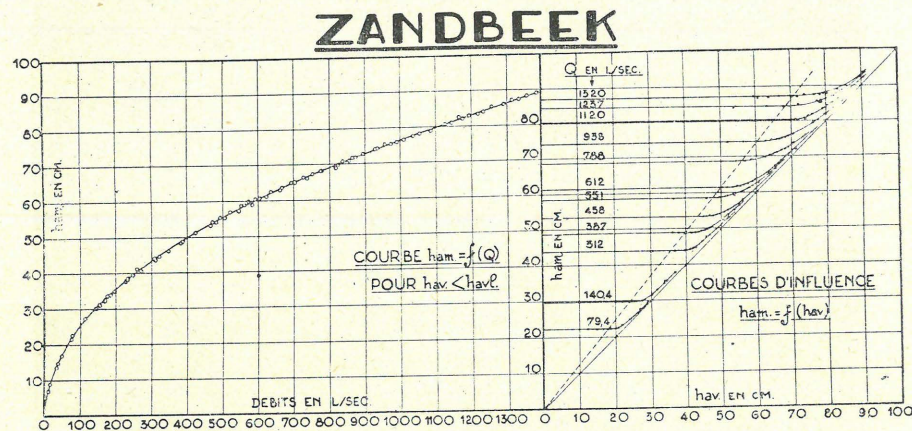


Fig. 5.

Dans le modèle au 1/7 on a étudié l'écoulement d'une crue de 8000 l/sec., écoulement se faisant partiellement par le canal Venturiet partiellement par le bypass. Les niveaux amont et aval,  $h_{am}$  et  $h_{av}$ , ont été lus aux points marqués A et B à la figure 4.

Pour ce débit de 8000 l/sec. nous avons déterminé la courbe  $h_{am} = f(h_{av})$ . La table IX renseigne sur les résultats de l'essai, qui permet de conclure que  $h_{av}$  ne peut dépasser 130,5 cm. Alors  $h_{am}$  atteint son maximum admissible de 135 cm. et la dénivellation provoquée par l'ouvrage n'est que de  $135 - 130,5 = 4,5$  cm., ce qui est négligeable.

Lors de la crue la plus forte la crête abaissée de la rive droite, en amont de la section rétrécie, ne fonctionne plus comme un déversoir proprement dit. En effet, les vitesses sur cette crête ne sont plus alors perpendiculaires à la direction générale de la rive, mais le débit s'écoule

plutôt comme un courant dans un cours d'eau à lit unique, au milieu duquel se trouverait un seuil formé par le déversoir.

§ 8. — *Canal Venturi pour le Piéton à Pont-à-Celles.* (Figures 6, 7 et 8; Tables X, XI, XII, XIII, XIV, XV et XVI — pl. X; photos 5 et 6.)

Le canal Venturi en question est représenté à la figure 6. Son plafond entièrement horizontal est établi à la cote (+ 124<sup>m</sup>90) que nous adopterons comme plan de référence (0<sup>m</sup>00) pour la construction du modèle.

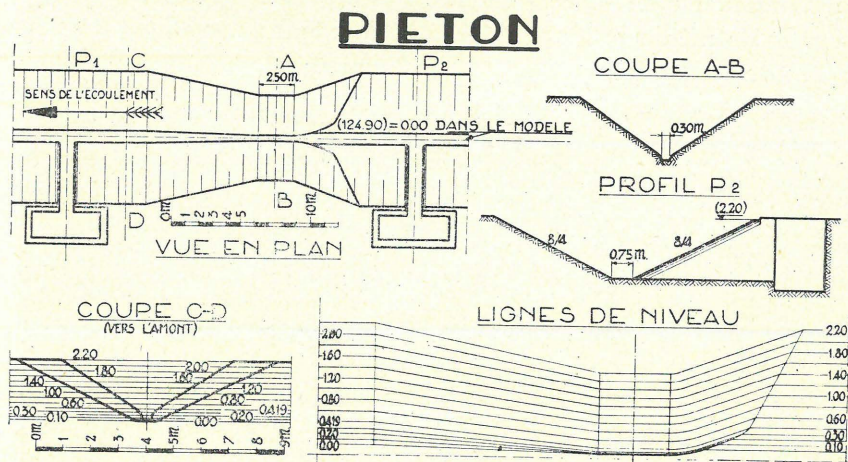


Fig. 6.

Le Service des Canaux Houillers, dont dépend cet ouvrage, se propose de construire des canaux Venturi sur plusieurs autres ruisseaux qui sont mis à contribution pour l'alimentation du canal de Charleroi à Bruxelles. Il a l'intention de les rendre rigoureusement semblables au dispositif fonctionnant à Pont-à-Celles et de déduire, par la règle de similitude de Reech-Froude, le diagramme de tarage des canaux Venturi projetés de la loi expérimentale  $h_{am} = f(Q)$  valable pour la station de mesure du Piéton. Il devra donc adapter les nouvelles installations aux débits extrêmes à mesurer et, suivant que le rapport de ces débits extrêmes sera plus grand ou plus petit que le même rapport pour le cas du Piéton, la partie utile de la courbe de tarage sera plus ou moins développée. Sur le Piéton on s'attend à des débits compris entre 30 et 7000 l/sec., mais le maximum a été porté à 12000 l/sec. en vue de l'application des résultats à d'autres cours d'eau. Pour les essais relatés ci-après le rapport des débits extrêmes est donc :

$$\frac{30}{12000} = \frac{1}{400}$$

ce qui explique (voir figure 6) la forme admise pour le profil en travers du tronçon rétréci, auquel tronçon on a donné, par ailleurs, une longueur de 2<sup>m</sup>50.

Le laboratoire a construit deux modèles : un modèle complet à l'échelle 1/5 (voir photo 5) et un modèle 1/1 (voir photo 6), en vraie

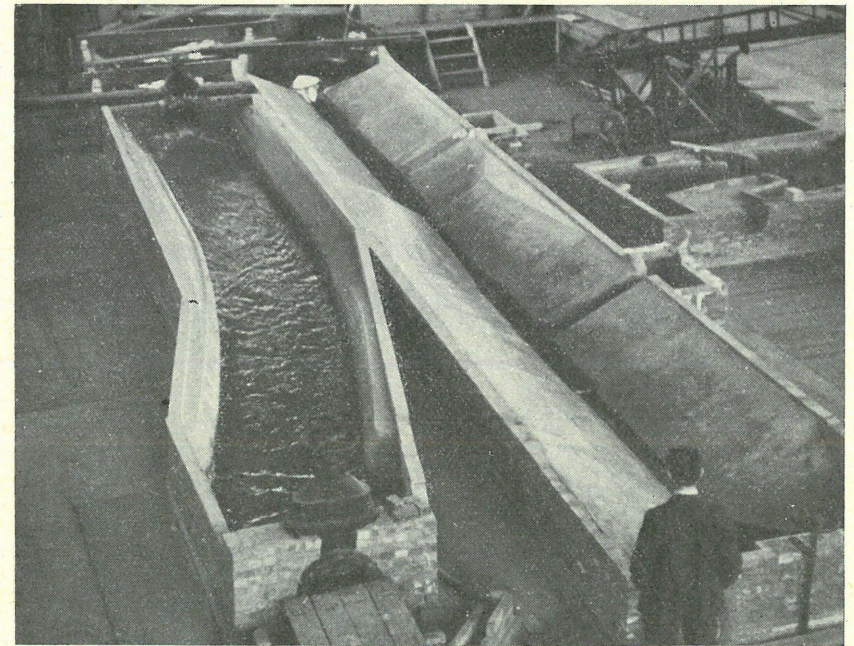


Photo 5. — Canal Venturi du Piéton, mod. 1/5. (Photo Kaiser.)

grandeur donc, mais arasé à 0<sup>m</sup>60 au-dessus du plafond. Dans cette dernière maquette on a repris le tarage pour les faibles débits, compris environ entre 3 et 325 l/sec.

Les emplacements P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub>, où nous avons mesuré  $h_{av}$  et  $h_{am}$ , sont repérés à la figure 6. Il convient de noter ici une modification par rapport aux essais pour la Senne et le Zandbeek. Les niveaux d'eau ont été relevés dans des petits docks latéraux, indiqués à la figure 6, et communiquant sur toute leur hauteur de 2<sup>m</sup>20 (= 127<sup>m</sup>10 — 124<sup>m</sup>90) avec la section trapézoïdale normale (largeur au plafond = 0<sup>m</sup>75, talus à 8/4) du ruisseau aux abords immédiats du resserrement.

Les tables X (mod. 1/5) et XI (mod. 1/1) donnent les valeurs expé-

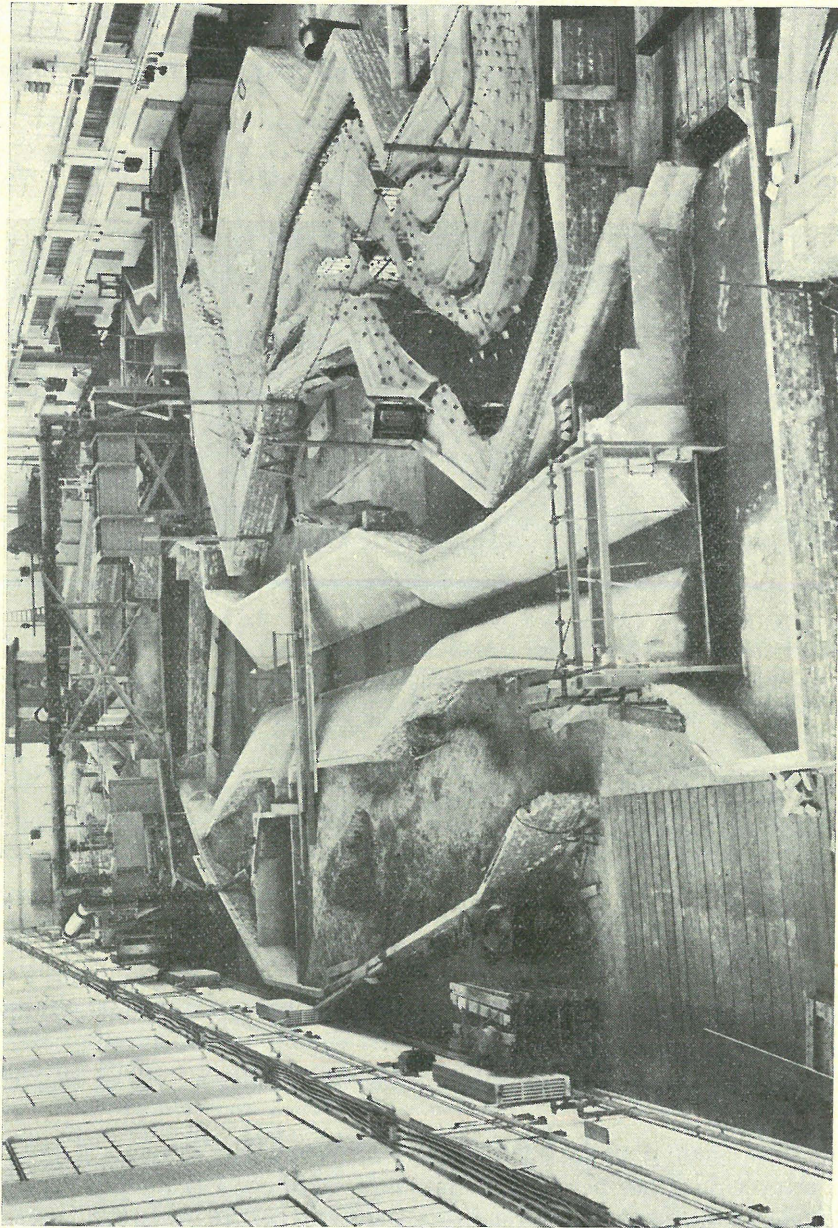
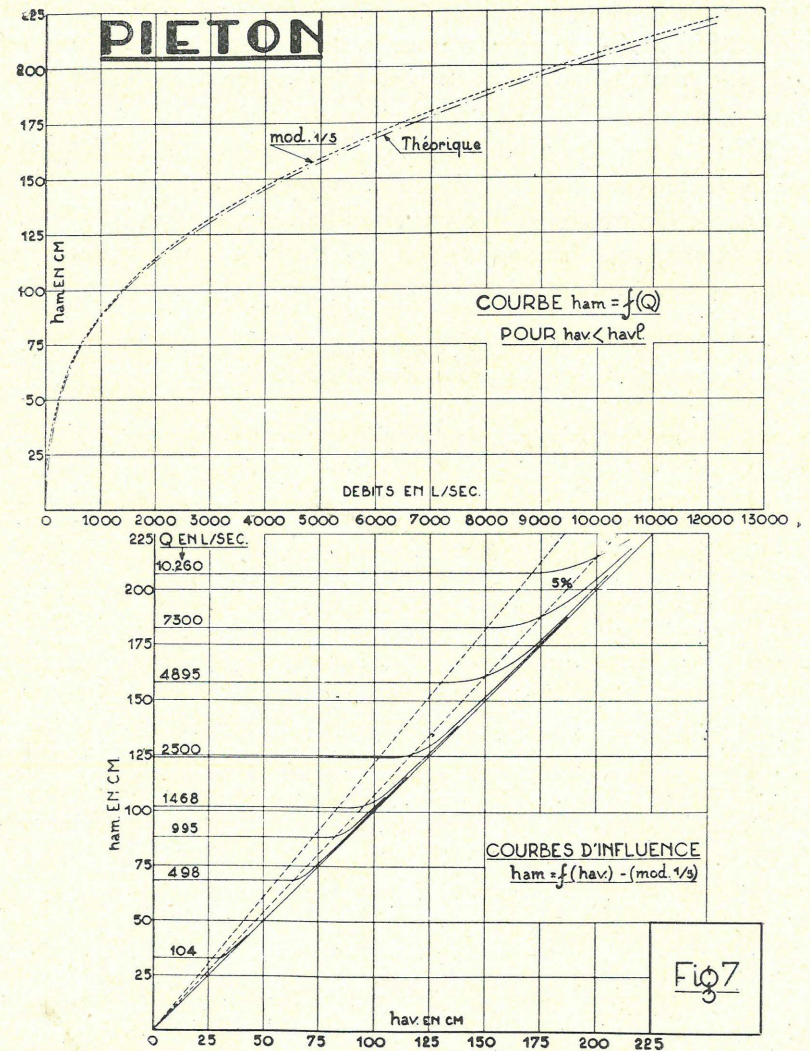


Photo 6. — Canal Venturi du Piéton, mod. 1/1.

rimentales obtenues lors du jaugeage du canal Venturi en l'absence de toute influence du niveau d'aval sur le plan d'eau d'amont. La table XII donne la courbe  $h_{am} = f(Q)$  théorique (basée sur la loi  $u_c = c = \sqrt{gT_c}$ ) lorsque  $h_{av} < h_{avi}$ .

La figure 7 permet de comparer la courbe de tarage déduite du modèle 1/5 (trait - - - -) à celle calculée par la théorie (trait - - - - -). A la figure 8 on a mis en regard les courbes de tarage des modèles 1/5 (trait - - - -) et 1/1 (trait plein) jusqu'à la valeur de 325 l/sec. pour le débit. On remarque que pour  $Q \geq 160$  l/sec. et  $h_{am} \geq 41$  cm. les deux lois  $h_{am} = f(Q)$ , déduites de la maquette 1/5 et du prototype, sont con-



fondues. Une fois le tarage terminé on est passé à la détermination, pour divers débits  $Q$ , des courbes d'influence  $h_{am} = f(h_{av})$ .

Dans le modèle 1/5 on a déversé successivement les débits suivants : 104; 498; 995; 1468; 2500; 4895; 7300 et 10260 l/sec. Les résultats sont donnés à la table XIII et figurent également à la figure 7. On peut

poser ici  $h_{av1} = 0,824 h_{am}$  car, à droite de la ligne  $h_{am} = \frac{h_{av}}{0,824}$ , les

courbes d'influence commencent à s'incurver légèrement vers le haut. Pour avoir une mesure absolument correcte du débit il faut donc que  $h_{av} \leq 0,824 h_{am}$ .

Nous avons également limité par un trait le domaine d'utilisation du canal Venturi lorsqu'on admet, pour la détermination de  $Q$ , une erreur de 5 % par excès. Dans ce cas on peut aller jusque  $h_{av} \leq 0,911 h_{am}$ .

Dans le modèle 1/1 nous avons établi la courbe  $h_{am} = f(h_{av})$  pour  $Q = 105,75$  l/sec. (voir table XIV). Pour  $h_{av} < h_{av1}$  ce débit donne lieu à la même valeur de  $h_{am}$  que celle correspondant à  $Q = 104$  l/sec. sur la courbe de tarage déduite par similitude du modèle 1/5. Il est aisé de se convaincre que les courbes  $h_{am} = f(h_{av})$  de la maquette 1/5 et du prototype correspondent parfaitement.

Dans le dispositif en vraie grandeur la surface libre selon l'axe longitudinal du canal Venturi a été déterminée pour 3 valeurs différentes du débit, soit 81,5; 191,5 et 319,3 l/sec.

Les résultats sont consignés à la table XV et la figure 8 les traduit graphiquement.

Dans le prototype également, dans le profil transversal divisant en deux parties égales les 2<sup>m</sup>50 de longueur du tronçon rétréci, nous avons, pour un débit de 312 l/sec. mesuré au déversoir, étudié, au moyen d'un tube de Pitot, la répartition des vitesses du courant d'eau, dont la profondeur atteignait 0,4312 m. La table XVI donne les vitesses observées, écrites en regard des coordonnées  $(x, y)$ , en cm., des points où elles ont été relevées. Les axes coordonnés sont indiqués à la figure 8. Les vitesses varient fort peu dans toute l'étendue de la section mouillée; ce n'est que tout près des parois que l'on remarque une diminution du courant. Les résultats obtenus au Pitot conduisent à un débit de 307 l/sec., soit un écart de

$$\frac{312 - 307}{312} = \frac{5}{312} = 1,6 \%$$

par rapport à la détermination du débit par déversoir.

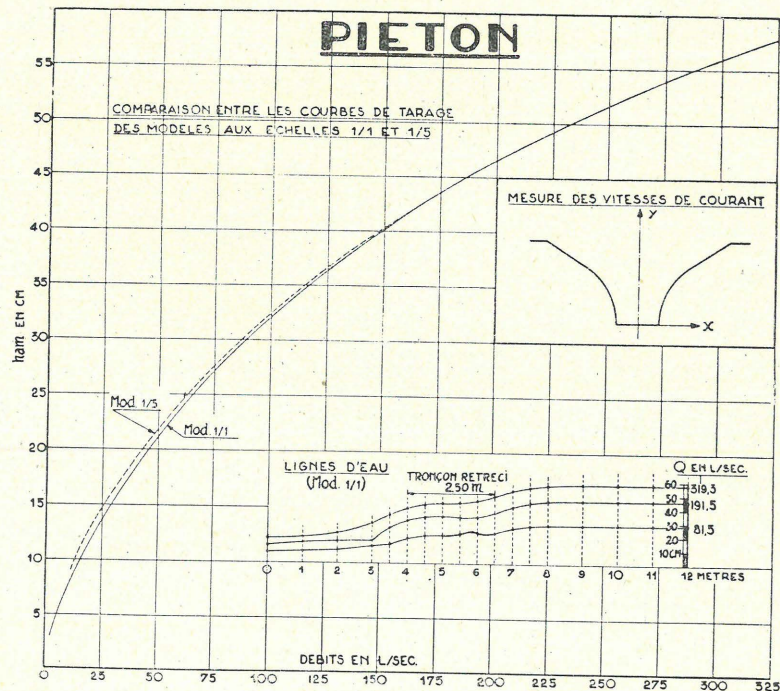


Fig. 8.

SAMENVATTING :

Nota over enkele types van Venturi-kanalen.

§ 1. — Verklaring der gebruikte teekens.

$\rho$ .....	soortelijke massa van het water.
$g$ .....	versnelling der zwaartekracht.
$h_{am}$ .....	peil door de stroomopwaartse waterstand bereikt, als de bodem van het ingesnoerde doorstromingsprofiel als referentievlak gekozen wordt.
$h_{av}$ .....	stroomafwaartse waterstand.
$h_{avl}$ .....	grenswaarde die $h_{av}$ niet mag overschrijden indien men de voorwaarde stelt dat $h_{am}$ niet door $h_{av}$ mag beïnvloed worden.
$k$ .....	grootste waterdiepte in de controlesectie.
$p$ .....	maximum waterdiepte in het algemeen.
$H$ .....	peil der energielijn = vrij oppervlak + $\frac{u^2}{2g}$ .
$Q$ .....	afvoer.
$\Omega$ .....	oppervlakte van het doorstromingsprofiel.
$\Omega_{am}$ .....	id., stroomopwaarts.
$\Omega_c$ .....	id., in de controlesectie.
$u = \frac{Q}{\Omega}$ .....	gemiddelde snelheid in het algemeen.
$u_{am}$ .....	id., stroomopwaarts.
$u_c$ .....	id., in de controlesectie.
$l$ .....	profielbreedte aan het vrije oppervlak.
$l_c$ .....	id., in de controlesectie.
$T = \frac{\Omega}{l}$ .....	gemiddelde diepte in het algemeen.
$T_c$ .....	id., in de controlesectie.
$c$ .....	vaart ener progressieve golf.
$\lambda$ .....	golflengte.
$\frac{1}{n}$ .....	modelschaal $\left( \frac{1}{n} = \frac{1}{10} \text{ bij voorbeeld} \right)$ .
$t$ .....	tijd.

§ 2. — Voor een correcte werking moet aan de voorwaarde  $h_{av} \leq h_{avl}$  worden voldaan.

Summaire uiteenzetting der theorie van het Venturi-kanaal.

§ 3. — Verrechtvaardiging der formules :

$$c = \sqrt{gT} \quad \text{en} \quad c = u \pm \sqrt{gT}$$

die aan bovenbedoelde theorie ten grondslag liggen.

§ 4. — De volgende gevallen van Venturi-kanalen worden in onderhavige studie onderzocht :

- 1°) voor de Zenne, stroomopwaarts van de afleiding der Leybeek (grondgebied der gemeente Eppegem). Modelschaal 1/10.
- 2°) voor de Zandbeek te Ukkel-Brussel. Schalen 1/3 en 1/7.
- 3°) voor de Piéton te Pont-à-Celles. Schalen 1/5 en 1/1.

Toepassing van de modelregel van Reech-Froude voor de omrekening der afvoeren van model naar werkelijkheid.

§ 5. — Korte beschrijving der uitgevoerde experimenten.

Voor de onderzochte drie objecten werden de volgende elementen vastgesteld :

- a) Ijkkromme  $h_{am} = f(Q)$  voor  $h_{av} \leq h_{avl}$
- b) Invloedskrommen  $h_{am} = f(h_{av})$  voor verschillende waarden van  $Q$ .

Voor het Venturi-kanaal der Piéton (schaal 1/1) :

- c) de waterlijnen voor drie verschillende waarden van  $Q$
- d) voor een bepaalde waarde van  $Q$ , de snelheidsverdeling in de nabijheid der controlesectie.

§ 6. — Venturi-kanaal voor de Zenne te Eppegem.

Vergelijking der experimentele ijkkromme  $h_{am} = f(Q)$  met de theoretische dito.

§ 7. — Venturi-kanaal voor de Zandbeek te Ukkel.

Maatregelen voor het afvoeren der wasdebieten.

Proefondervindelijke en theoretische ijkkrommen. Voor deze laatste werden beurtelings de volgende veronderstellingen aangenomen :

$$u_c = \sqrt{gk}$$

$$u_c = \sqrt{\frac{g \Omega_c}{\left(\frac{d \Omega_c}{d T_c}\right)}} \quad \text{volgens Eisner}$$

$$u_c = \sqrt{g T c}$$

§ 8. — Venturi-Kanaal voor de Piéton te Pont-à-Celles.

De uiterste afvoeren die men wenst te meten zijn 30 en 12.000 l/sec.; dit verklaart de uitzonderlijke vorm der controlesectie. De ijkromme voor de kleinste debieten werd op het model 1/1 vastgesteld. Vergelijking tusschen de uitkomsten der modellen 1/5 en 1/1.

# Over de invloed van de neerslag op de waterstanden in het Scheldebekken.

J. VERLOOY,  
Lic. sc.

## A. — Inleiding.

1. — In verband met het in het « Tijdschrift der Openbare Werken van België », Augustus 1946, verschenen verslag: *Tienjarig Overzicht 1931-1940 der Tijwaarnemingen in het Scheldebekken*, van de hand van Ir. R. VEKEMANS, meen ik het nodig enkele aanmerkingen te maken op het hoofdstuk waar de invloed onderzocht wordt van het oppervlaktewater op de waterstanden in het Scheldebekken.

De schrijver van het verslag komt na een wiskundig onderzoek, dat gesteund is op de correlatietheorie, tot het besluit dat het oppervlaktewater zijn invloed doet gelden tot een punt gelegen tussen Dendermonde en Temsche.

Andere onderzoekers komen tot een ander besluit. In het « Tijdschrift der Openbare Werken van België », 1945, n<sup>o</sup>s 4 en 5 is een verhandeling opgenomen van de hand van R. HAENECOUR: *Le Problème d'Hydraulique de l'Escaut Maritime*, waarin deze schrijft: « L'onde marée fluviale est donc fonction du débit supérieur, ce qui met à néant la négation de l'influence de celui-ci dans la partie aval du fleuve. » Verder noteren we van de hand van A. STESSELS, in de nog ééntalige « Annales des Travaux Publics de Belgique », 1872, Tome XXIX, het verslag: *Discussion des observations de la marée et de ses effets dans l'Escaut*, waarin we aanstippen: « L'effet des pluies ou des retenues des eaux à Gand, cesse donc son action sur la grandeur des marées, un peu en aval d'Anvers. »

Al deze tegenstrijdigheden in acht genomen, is het wel de moeite waard, het probleem eens nader te onderzoeken.

2. — Het bewijs dat Ir. Vekemans geeft verloopt als volgt:

Hij onderstelt vooreerst, dat een wijziging in het oppervlaktewater een wijziging in dezelfde zin voor gevolg heeft van het laag- en hoogwaterpeil. Deze verandering vindt men dus ook uitgedrukt in de halftijhoogte. Bij de berekening worden dan vergeleken:

$y$  = de halftijhoogte in cm.;

$x$  = het bovendebiet in m<sup>3</sup>/sec.