

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 88 (1970)  
**Heft:** 19

**Artikel:** Calcul de l'onde de submersion consécutive à la rupture d'un barrage,  
Deuxième partie: comparaisons entre observatoins et calculs  
**Autor:** Chervet, A. / Dellèves, P.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-84505>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 14.03.2025

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## Deuxième partie: Comparaisons entre observations et calculs

### 1. Introduction

Après que, dans la première partie de cet article, toutes les relations nécessaires pour le calcul de l'onde de submersion consécutive à la rupture d'un barrage aient été décrites de façon détaillée, cette seconde partie fournit quelques comparaisons entre les résultats du calcul et les observations correspondantes. La méthode de calcul ayant été développée de la façon la plus générale possible, les comparaisons avec différents cas extrêmes doivent servir à juger de la validité de la méthode des caractéristiques et des hypothèses simplificatrices faites pour le calcul des conditions initiales et aux limites.

Certes, des calculs complexes d'écoulement instationnaires avaient déjà été effectués par la méthode des caractéristiques avant même l'avènement des ordinateurs: parmi ceux-ci, citons ceux de

– L. Bergeron [22], qui, dans sa magistrale étude sur la propagation des ondes planes, traite également le problème de l'afflux ou de la suppression brusque d'un débit dans un canal à l'aide d'une méthode qui s'apparente beaucoup à celle des caractéristiques;

– R. Ré [23], qui, à la fin de la dernière guerre, a étudié l'intumescence produite par une éventuelle destruction de barrages sur le Rhin;

– H. Holsters [24], qui a calculé l'influence des marées sur les rivières du bassin de l'Escault;

– L. Lévin [25], qui détermine l'onde consécutive à la rupture éventuelle du barrage de Medjouvrcy en Yougoslavie.

Ces calculs avaient déjà montré la grande utilité pratique de la méthode des caractéristiques, sans qu'à l'époque il ait été possible de tester la méthode par de nombreux calculs comparatifs.

Parmi les écoulements instationnaires, l'onde de submersion consécutive à la rupture d'un barrage est un des écoulements qui présente le plus haut degré de non-permanence et s'avère le plus facile à étudier en canal d'essai. Comme principales séries d'essais systématiques réalisés en canal et englobant une grande variété de cas différents, citons d'une part celle effectuée à la station d'essais de Vicksburg aux Etats-Unis [26] pour le compte du Département militaire américain, ainsi que celle, non publiée, du Laboratoire de Recherches Hydrauliques de Zurich. En outre, la catastrophe de Malpasset, pour laquelle il existe des observations en nature et en modèle [27], fournit l'occasion de calculer l'écoulement dans un cas réel. L'ALGOL a servi de langage de programmation et les calculs ont été effectués sur l'ordinateur de l'EPF.

### 2. Calcul de cas testés en canal d'essai

Dans ce chapitre sont présentés quelques comparaisons entre les calculs et les essais correspondants pour différents cas

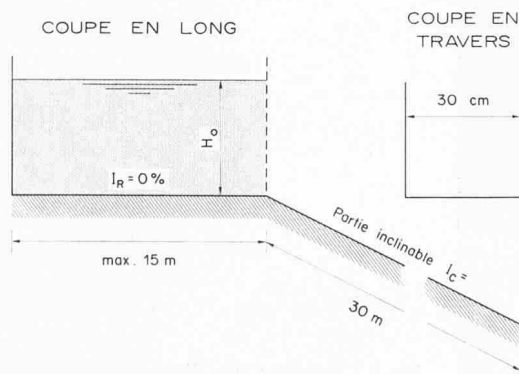


Fig. 1. Dimensions du canal d'essai

particuliers réalisés en canal d'essai. Ce canal, de profil rectangulaire, se compose d'une partie longue de 30 m et inclinable jusqu'à 10%, et d'une partie rigide formant la retenue d'une longueur maximum de 15 m, fig. 1. La profondeur d'eau initiale  $H_0$  mesurée au droit du barrage était de 30 cm pour tous les essais présentés ici. L'effacement du barrage est simulé par la levée d'une vanne pneumatique. Notons que la durée de levée de la vanne est en moyenne de 0,2 s; pour les calculs, on a admis une rupture instantanée. Les principales abréviations utilisées sont indiquées dans la fig. 1.  $k_s$  désigne les coefficients de rugosité d'après Strickler.

#### a) Canal rectangulaire de pente uniforme (retenue et canal à 4%)

Dans cet essai, le fond et les parois du canal étaient tapissés de caoutchouc ondulé garantissant une rugosité régulière. Des essais en écoulement permanent ont donné une valeur moyenne du coefficient de Strickler  $k_s = 72 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

La fig. 2 présente une comparaison de la trajectoire du front de l'onde et de sa vitesse de propagation sur fond sec. La différence constatée dans la phase initiale de l'écoulement s'explique par le choix de la solution théorique de Ritter pour l'initialisation du calcul, et qui ne tient pas compte de l'inertie de la masse de liquide au repos avant la rupture.

La fig. 3 montre une comparaison des hauteurs d'eau mesurées et calculées en fonction du temps en trois sections situées à l'aval du barrage. Dans la fig. 4, les débits calculés en trois sections sont comparés aux débits mesurés dérivés à partir de la courbe des volumes écoulés à travers ces sections.

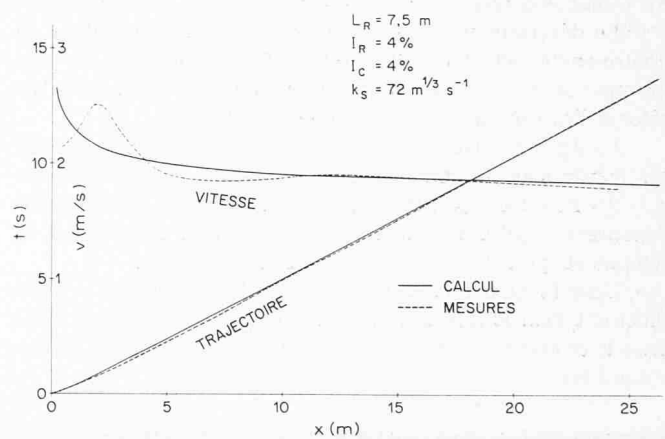


Fig. 2. Vitesse et trajectoire du front d'onde se propageant sur fond sec

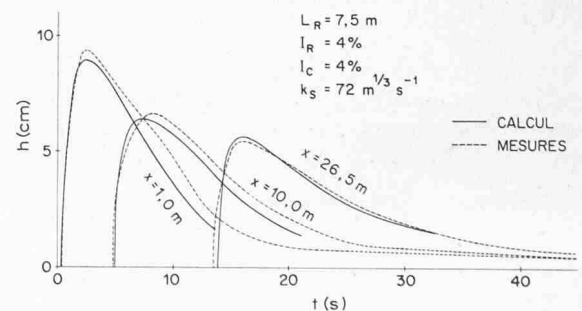


Fig. 3. Hauteurs d'eau en fonction du temps en différentes sections

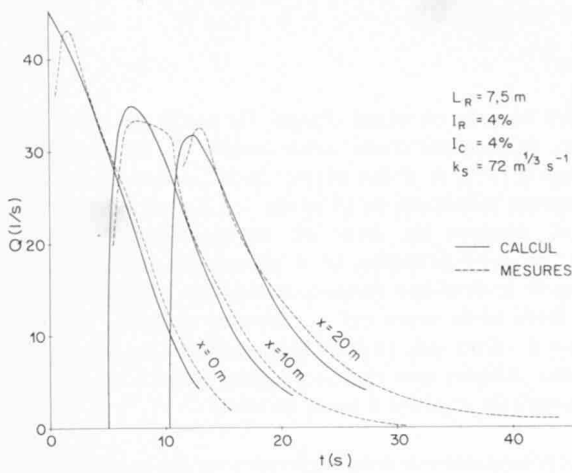


Fig. 4. Débits en fonction du temps en différentes sections

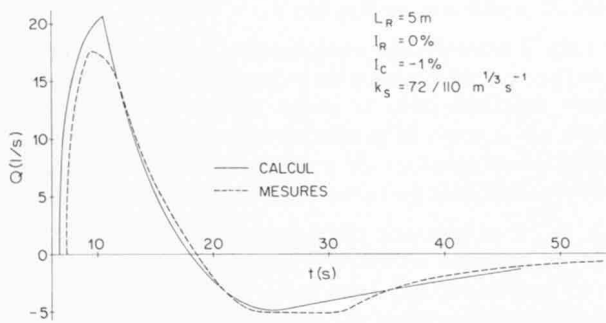


Fig. 6. Débit en fonction du temps en  $x = 10$  m

b) Canal en contre-pente,  $I = -1\%$

Le déversement de l'onde dans un canal rectangulaire en contre-pente devait montrer le bon fonctionnement du programme de calcul dans un cas où le front de l'onde doit s'arrêter et l'eau se mettre à couler en sens inverse.

La fig. 5 montre que le calcul fournit avec précision le lieu où l'onde s'arrête. La brusque diminution de la vitesse en  $x = 18$  m est due à l'influence de la réflexion de l'onde de dépression contre la paroi verticale limitant l'arrière de la retenue et qui commence à se faire sentir au front.

Dans la fig. 6, les mesures et le calcul du débit en  $x = 10$  m illustrent bien le flux et le reflux tels qu'on les observe aussi dans le mouvement des vagues sur une plage autour du niveau d'équilibre.

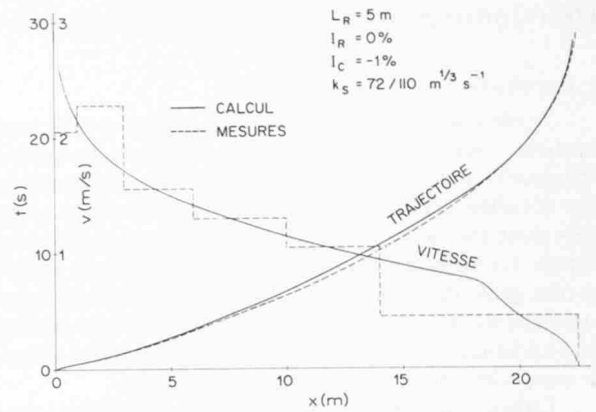


Fig. 5. Vitesse et trajectoire du front d'onde sur fond sec

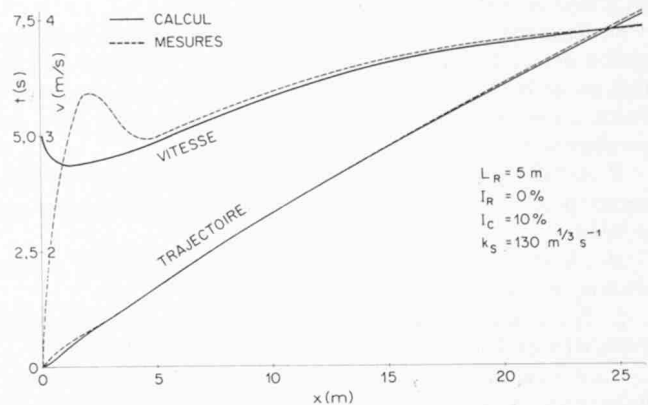


Fig. 7. Vitesse et trajectoire du front de l'onde sur fond sec

c) Canal lisse en forte pente,  $I = 10\%$

Cette situation détermine un cas extrême. L'influence conjuguée de la forte pente avec la très faible rugosité ( $k = 130$ ) correspondent à des conditions rarement réalisées en nature. Dans ce cas, où l'écoulement est très fortement torrentiel, le front subit une accélération également indiquée par le calcul, fig. 7.

Une source de difficultés apparue dans le calcul réside dans le phénomène qu'il est convenu d'appeler «roll-waves» ou «slug-flow», consistant en une suite d'ondes raides (voir R. F. Dressler [28], Th. Dracos et B. Glenne [29]), qui se forment sur des écoulements fortement torrentiels. La fig. 8 montre bien l'apparition de ces petites ondes en dents de scie sur l'arrière de l'intumescence.

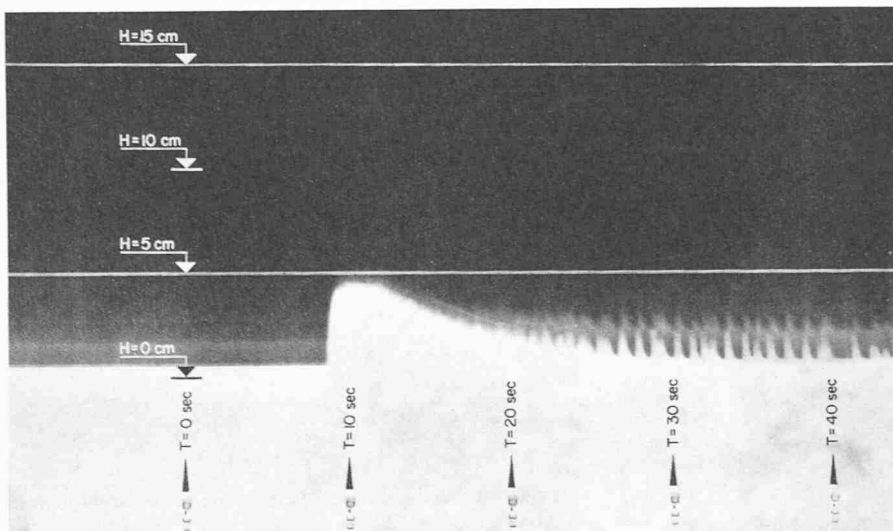
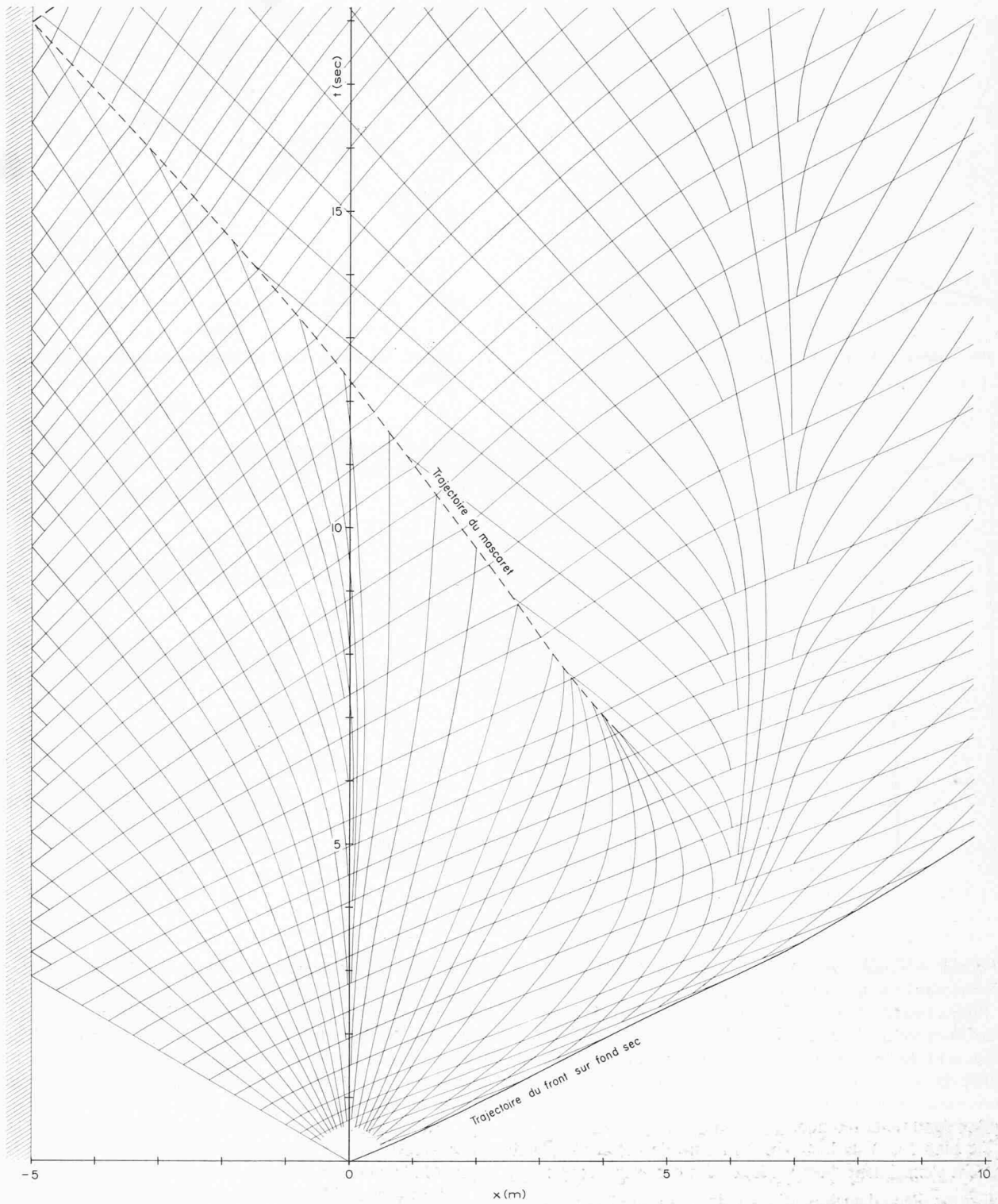


Fig. 8. Enregistrement limnigraphique du passage de «roll-waves»



VUE EN PLAN DU CANAL D'ESSAI

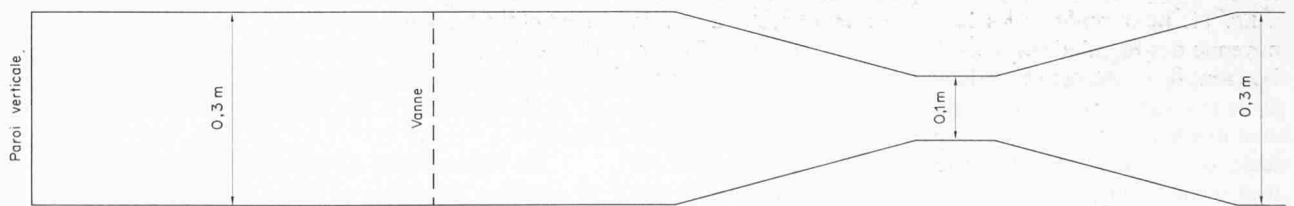


Fig. 9. Réseau des caractéristiques calculées dans le plan  $(x, t)$  et géométrie du «canal Venturi»

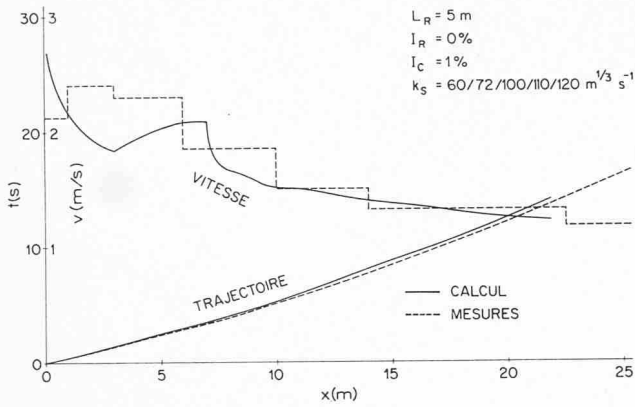


Fig. 10. Vitesse et trajectoire du front sur fond sec

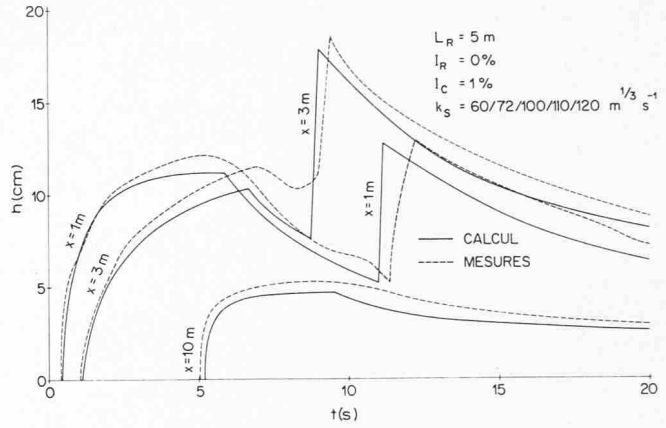


Fig. 11. Hauteurs d'eau en fonction du temps en différentes sections

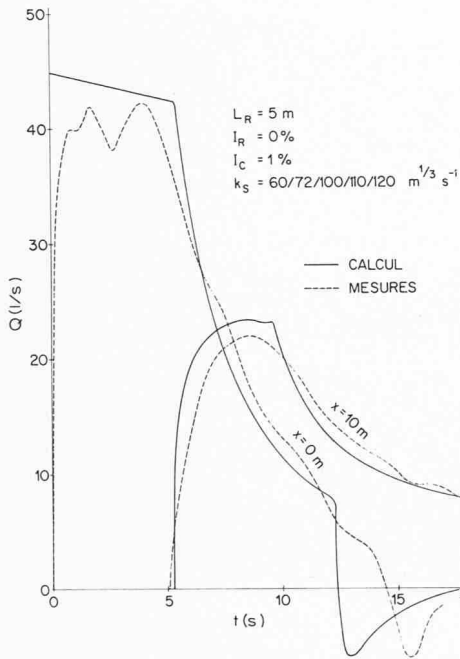


Fig. 12 (à gauche). Débits en fonction du temps en deux sections situées de part et d'autre du passage Venturi

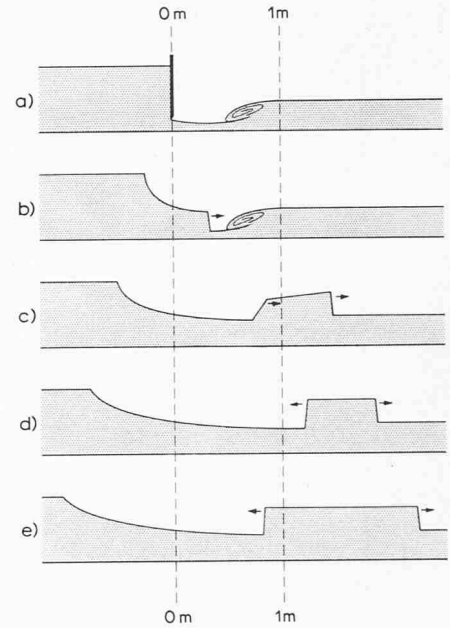


Fig. 13 (à droite). Evolution schématique de l'écoulement juste après la rupture

d) *Passage de l'onde dans un élargissement du type Venturi, – Formation et propagation d'un choc*

Pour obtenir un mascaret se propageant dans le corps de l'onde, on a simulé une rupture de barrage à l'amont d'un rétrécissement de type «canal Venturi». La situation en plan est dessinée dans la figure 9. Peu après le passage de l'onde dans le convergent, il se forme un mascaret qui remonte le courant jusqu'au fond de la retenue.

Le plan  $(x, t)$  de la figure 9 montre de façon éloquent comment s'expriment dans le réseau des caractéristiques:

- une zone d'écoulement critique entre  $x = 6$  et  $7$  m;
- la formation et la propagation d'un mascaret vers l'amont.

La figure 10 permet de comparer les trajectoires et les vitesses du front mesurées et calculées.

De semblables comparaisons sont présentées pour les hauteurs dans la fig. 11 et pour les débits dans la fig. 12. Dans la fig. 11, pour reporter les hauteurs mesurées, on a pris la moyenne des ondulations secondaires. On remarquera l'amortissement des hauteurs et du débit dû à la rétention provoquée par le passage à travers l'étranglement «Venturi». On constate aussi que le mascaret calculé se propage en tant que paroi verticale, ce qui ne saurait être strictement réalisé en nature. Au droit de la brèche, après le passage du ressaut mobile, on observe un écoulement à contre-sens, tant dans le calcul que dans les mesures.

e) *Rupture sur un tirant d'eau initial avec écoulement préexistant*

Ce cas schématise la situation produite par la rupture d'un ouvrage au fil de l'eau. La situation initiale est donnée par la fig. 13a. Ce qui était intéressant dans ce cas était d'étudier l'évolution du mascaret donné par la solution de Stoker lors du recouvrement du ressaut situé à l'aval de la brèche. Cette évolution est esquissée dans la fig. 13.

La fig. 14 rend compte des mesures et du calcul de la hauteur en fonction du temps dans la section  $x = 1$  m. On remarquera la très courte durée de la situation de la fig. 13c.

La figure 15 illustre la concordance entre les mesures et le calcul pour la vitesse et la trajectoire du front se propageant sur un écoulement préexistant.

f) *Réflexion, croisement et recouvrement de chocs*

La situation initiale décrite dans la fig. 16 a servi de base à l'étude de la réflexion contre une paroi verticale, du croisement et du recouvrement de deux ressauts. Les trajectoires des différents ressauts se formant et se propageant à la suite de la levée rapide de la vanne-barrage sont représentées dans la fig. 17 et désignées de la façon indiquée dans la légende de cette figure.

Les figures 18 et 19 présentent l'évolution de la hauteur en fonction du temps en deux sections, l'une située dans la retenue et l'autre à l'aval de la brèche. Ces trois figures illustrent l'écoulement mouvementé qui se produit, et sa reproduction

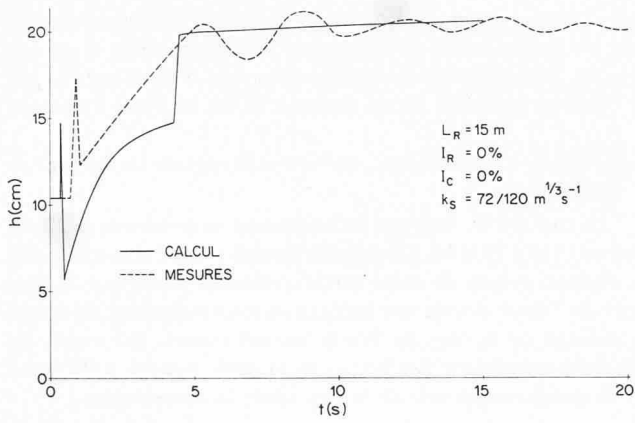


Fig. 14. Hauteur en fonction du temps en  $x = 1$  m

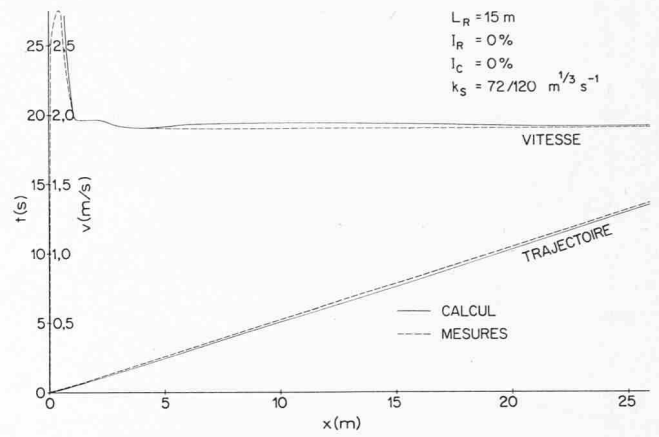


Fig. 15. Vitesse et trajectoire du mascaret de pointe

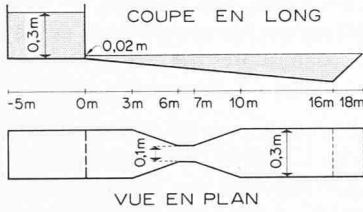


Fig. 16. Etat du canal pour provoquer la formation de plusieurs ressauts

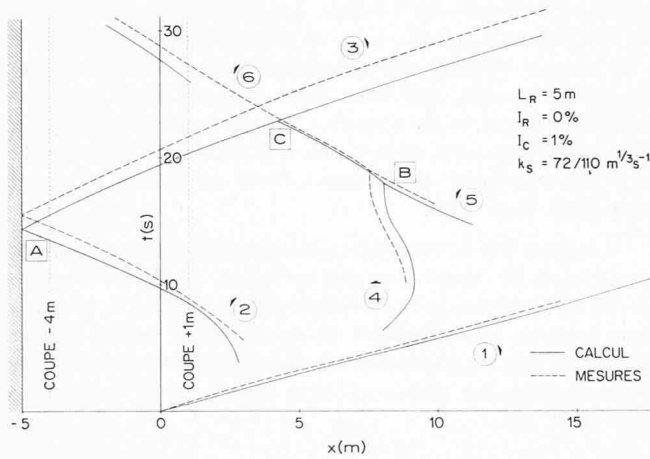


Fig. 17. Trajectoires des différents ressauts.  
1 mascaret de pointe, 2 mascaret se formant à l'amont du «Venturi» et se propageant vers l'arrière, 3 mascaret réfléchi, 4 mascaret se formant dans le divergent, 5 mascaret provoqué par la contre-pente située à l'extrémité aval du canal, 6 la trajectoire commune des mascarets 4 et 5 après leur réunion. A l'aide de lettres sont désignés les phénomènes suivants: A réflexion du mascaret 2 contre une paroi verticale, B le recouvrement des deux mascarets 4 et 5, C croisement des mascarets 3 et 5

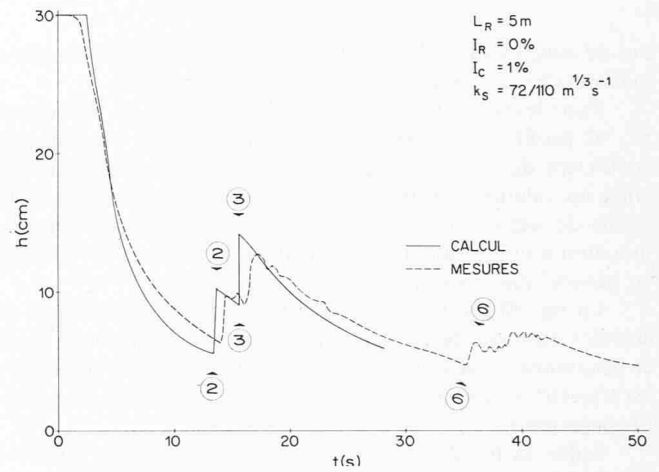


Fig. 18. Hauteur en fonction du temps en  $x = -4$  m

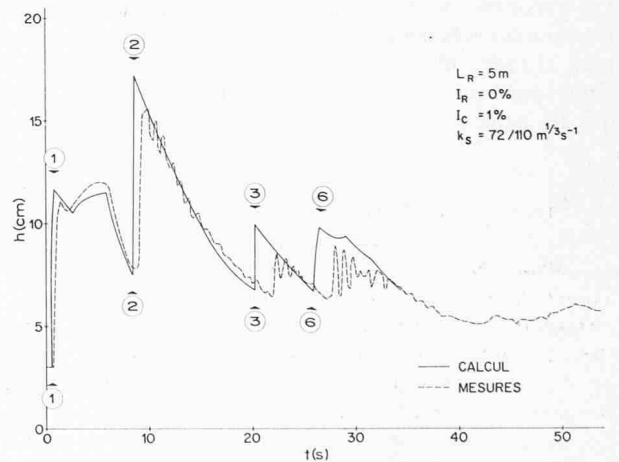


Fig. 19. Hauteur en fonction du temps en  $x = 1$  m

satisfaisante par le calcul. Les légères divergences constatées dans la reproduction des chocs par le calcul semblent devoir résulter en partie de ce qu'on a négligé, dans l'équation des quantités de mouvement, l'influence de facteurs tels que la composante, selon l'axe du canal, du poids de la masse d'eau comprise dans le ressaut mobile, etc.

### 3. Calcul de cas naturels

#### a) Modèle d'une vallée de type alpestre

Le programme de calcul a été appliqué à l'écoulement hautement instationnaire faisant suite à l'effacement instantané d'un écran de retenue dans une vallée de type alpestre construite en modèle. La longueur du modèle est de 70 mètres; la pente moyenne est 5,5% avec des tronçons de plus de 20% de pente; il s'agit d'une vallée très accidentée présentant une suite d'élargissements et de rétrécissements. Le volume de la retenue est de 1,63 m<sup>3</sup>. Le calcul de ce cas mesuré avait pour

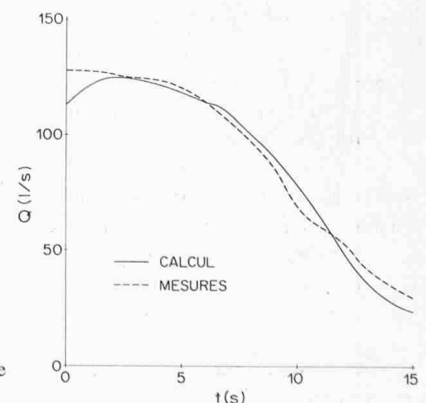


Fig. 20. Débit au droit de la brèche



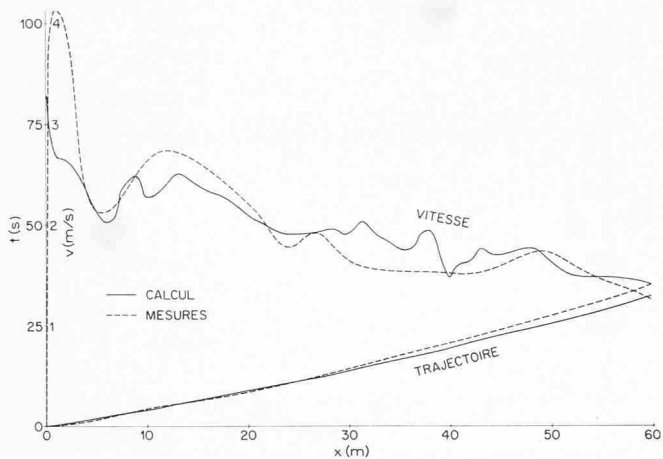


Fig. 21. Vitesse et trajectoire du front sur fond sec

but de contrôler la valeur de la schématisation, dans le modèle mathématique, d'une topographie très tourmentée.

Pour le calcul, la topographie du modèle a été approchée par 42 profils en travers définis en moyenne par 7 points. Le coefficient de rugosité d'après Strickler a été choisi variable entre les valeurs 30 et 60. La présence de coudes et de changements de sections prononcés a été prise en considération par une diminution locale du coefficient  $k_s$ . Le fond de la vallée est en général plus lisse que les deux versants.

La fig. 20 présente la comparaison des débits mesurés et calculés au droit de la brèche produite par l'effacement total et instantané de la vanne-barrage. Sur la fig. 21 sont reportées les trajectoires mesurées et calculées, ainsi que les vitesses de propagation du front de l'onde sur fond sec.

Enfin, la fig. 22 montre les hauteurs maximales atteintes par l'onde sur les deux rives tout au long de son parcours, déterminées en modèle comme les limites de la zone inondée. Les variations de ces niveaux mesurés donnent une idée de la topographie très irrégulière de la vallée. Dans une vallée de ce type, il faut s'attendre à ce que les hauteurs maximales obtenues par le calcul d'un écoulement rectiligne soient moindres que les hauteurs mesurées. En effet, les courbes et les autres

obstacles peuvent produire, localement, une récupération partielle ou même totale de la hauteur d'énergie  $u^2/2g$ . Il ressort de la fig. 22 que les hauteurs mesurées sont bien encadrées par les courbes calculées de la hauteur et de la ligne d'énergie.

b) Calcul de l'écoulement consécutif à la rupture du barrage de Malpasset

La rupture du barrage de Malpasset se produisit le 22 décembre 1959 à 21 h 14. La rupture semble avoir été instantanée. Le déclenchement de trois transformateurs situés sur le parcours de l'onde donne une indication approximative du temps de passage de la tête de l'onde en ces points. En outre, un relevé topographique des limites de la zone inondée a été établi par la gendarmerie peu de temps après la catastrophe.

Sur la base de ces relevés, une étude sur modèle réduit a été entreprise au Laboratoire National d'Hydraulique de l'Énergie de France (EDF) à Chatou. Les résultats de cette étude sur modèle réduit de même que les observations en nature sont contenues dans un mémoire présenté par J. Faure et N. Nahas [27] au congrès de l'AIHR à Leningrad en 1965.

La géométrie à fournir à la machine a été tirée exclusivement d'une carte de la région au 1:20000e. Le tronçon calculé, du fond de la retenue jusqu'à Fréjus, soit une longueur de 15 kilomètres environ, a été représenté par 16 profils en travers définis en moyenne par 7 points. Les dimensions de la brèche ont été, faute de mieux, tirées de photographies. La rugosité a été choisie variable tant longitudinalement qu'à l'intérieur des profils donnés, ceci pour tenir compte, d'une part, des résistances de forme qui sont plus grandes sur les versants, très découpés, qu'au fond de la vallée, et d'autre part de la courbe en S très accentuée située juste à l'aval du barrage ( $k_s$  varie entre 15 et 30  $m^{1/3}/s$ ).

Le choix des données nécessaires au calcul a exigé environ une semaine de travail pour une personne. Le calcul lui-même n'a été effectué que jusqu'à Fréjus et non jusqu'à la mer, car dans la plaine de St-Raphaël on ne dispose d'aucune donnée précise permettant d'effectuer des comparaisons. Le temps de calcul-machine est d'environ cinq heures pour l'ordinateur CDC 6500.

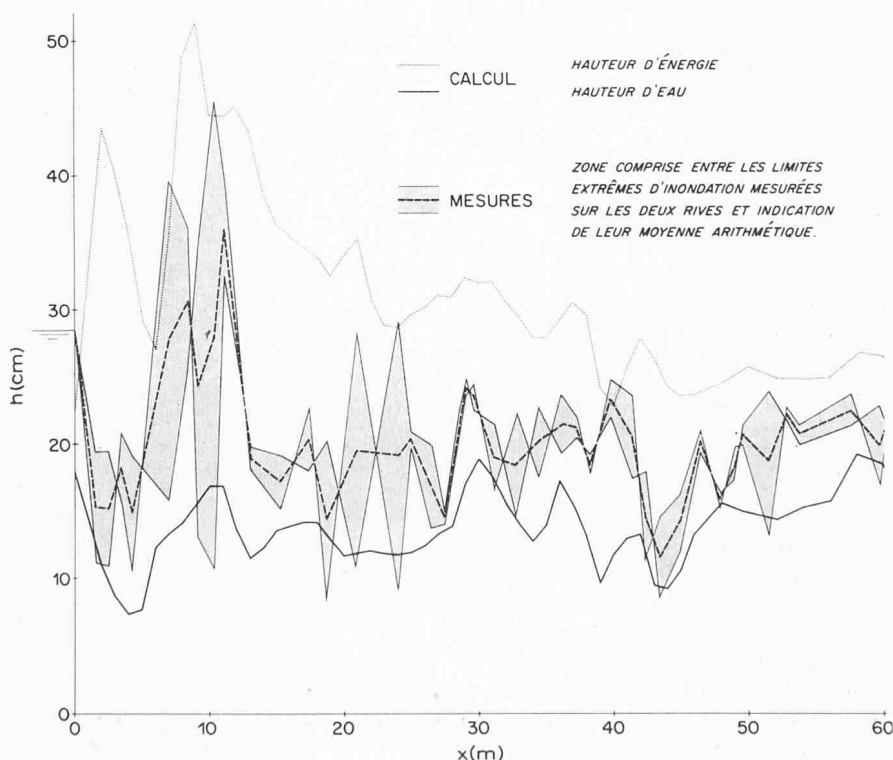


Fig. 22. Comparaison entre les limites d'inondation mesurées et les hauteurs d'eau et d'énergie maximales calculées (Modèle d'une vallée de type alpestre)

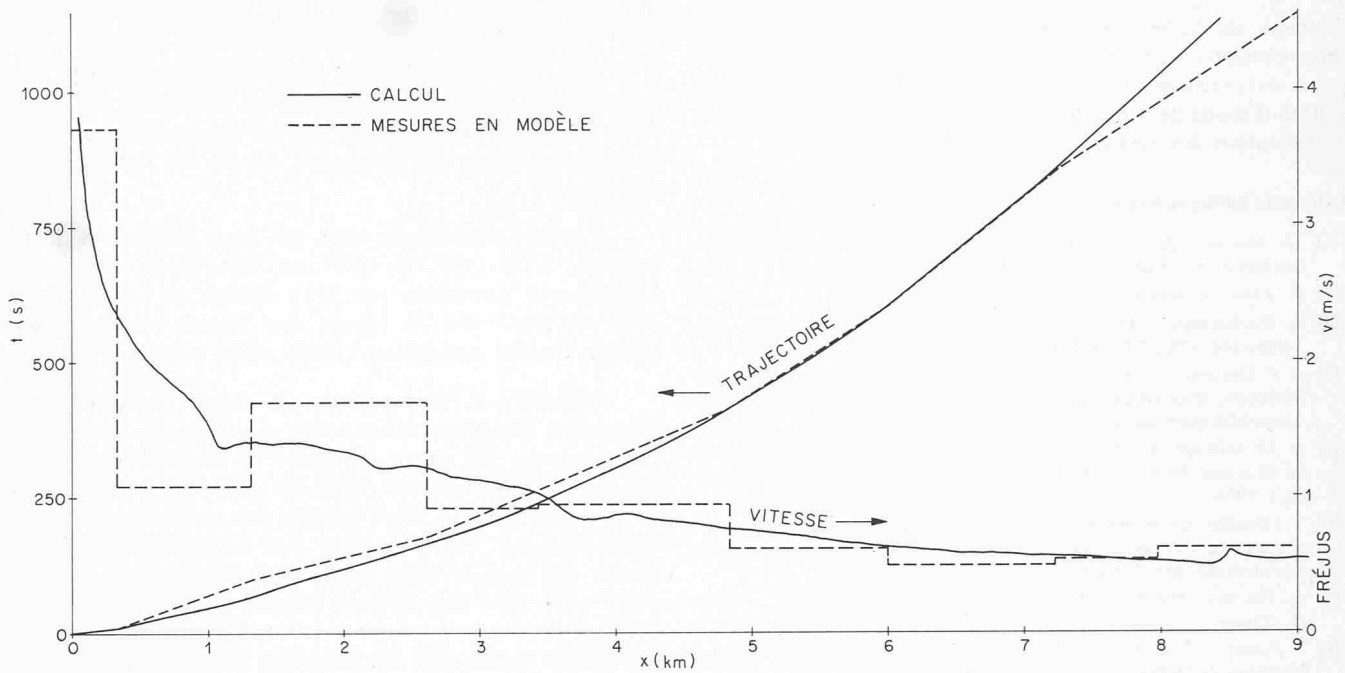


Fig. 23. Vitesse et trajectoire du front sur fond sec (rupture du barrage de Malpasset)

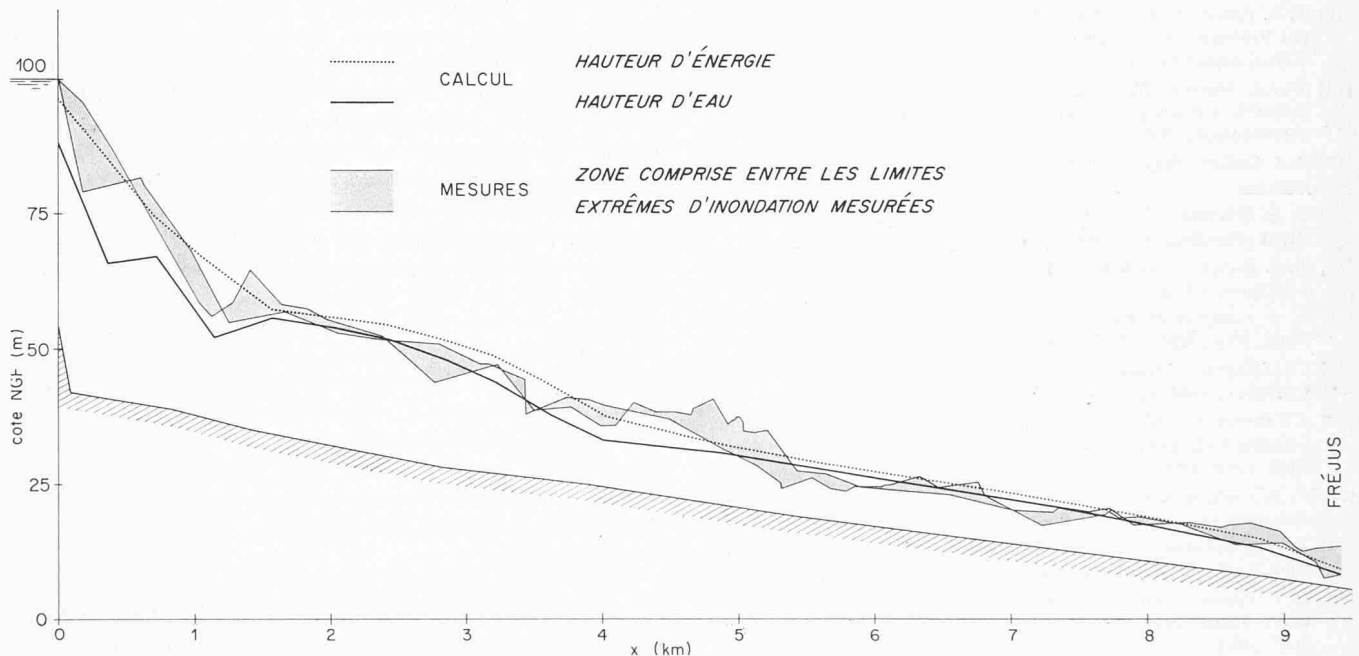


Fig. 24. Comparaison entre les limites d'inondation mesurées en nature et les hauteurs d'eau et d'énergie maximales calculées (Malpasset)

Les fig. 23 et 24 présentent des comparaisons des résultats du calcul avec les mesures en modèle et les observations en nature. La fig. 23 montre une comparaison des fronts calculés avec les mesures dans le modèle de Chatou.

La fig. 24 compare les limites calculées de la zone inondée avec les mesures sur les deux rives. On constate que le calcul de l'onde consécutive à la rupture du barrage de Malpasset a donné des résultats qui, sans être parfaits, sont suffisamment précis pour les besoins de la pratique.

#### 4. Conclusion

La comparaison des mesures avec les résultats dans les différents cas présentés semble justifier la conclusion que les équations de Saint-Venant fournissent des résultats valables dans un domaine très étendu. De même, la topographie de vallées naturelles très accidentées se laisse représenter de façon satis-

faisante par le modèle mathématique utilisé. Il semble en outre admissible de calculer les pertes de charge pour les écoulements instationnaires à l'aide des formules habituellement utilisées pour les écoulements permanents; les pertes de charge singulières peuvent, avec une bonne approximation, être considérées par une diminution appropriée du coefficient de rugosité  $k_s$ .

Toutefois, le calcul d'écoulements sur forte pente avec des nombres de Froude allant jusqu'à 6 a présenté des instabilités du type «roll-waves» aussi constatées au cours des essais correspondants. Ceci représente une limite extrême pour le calcul d'écoulements fortement torrentiels par la méthode des caractéristiques.

\*

Cette étude a été rendue possible grâce au soutien du Service Territorial et de l'Office Fédéral de l'Economie Hydraulique, et entreprise sous la direction du Professeur G. Schnitter,



directeur du Laboratoire de Recherches Hydrauliques. Nos remerciements s'adressent également au Professeur *Th. Dracos* pour ses précieuses suggestions, ainsi qu'au personnel de la station d'essais de Würenlos, qui a contribué avec dévouement à l'exécution des essais.

#### Références bibliographiques

- [1] *Th. Dracos*: Die Berechnung nichtstationärer Abflüsse in offenen Gerinnen beliebigen Querschnittes. SBZ, 88 (1970) H. 19
- [2] *H. Favre*: Ondes de translation, Paris 1935, Dunod
- [3] *A. Wackernagel*: Die Berechnung der Flutwellen bei Bruch von Talsperren, SBZ, 80 (1962) H. 22, S. 370–373
- [4] *R. F. Dressler*: Comparison of Theories and Experiments for the Hydraulic Dam-Break Wave. Ass. Int. d'Hydrologie Scientifique, Assemblée générale de Rome, 1954, Tome III
- [5] *N. M. Volkoff*: Formation d'une onde lors du déversement dans un lit à sec. Iswestia Akad. Nauk., Kajakstan, série énergétique, no 2, 1956
- [6] *Y. Cavallé*: Contribution à l'étude de l'écoulement variable accompagnant la vidange brusque d'une retenue. Publ. scient. et tech. du ministère de l'air, Paris 1965
- [7] *H. Thorade*: Probleme der Wasserwellen. Hamburg 1931, Verlag H. Grand
- [8] *J. Estrade*: Contribution à l'étude de la suppression d'un barrage. «Bulletin de l'EDF», série A, 1967, no 1
- [9] *G. de Marchi*: Onde di depressione provocate di apertura di paratoia in un canale indefinito. «L'Energia Elettrica», 1945, no 1
- [10] *F. V. Pohle*: Motion of Water Due to Breaking of a Dam and Related Problems, U.S. National Bureau of Standards, Gravity Waves, NBS Circular 521, 1952
- [11] *Welch, Harlow, Shannon, Daly*: The Mac Method. Los Alamos Scientific Laboratory, Univ. of California, LA-3425, Los Alamos, New Mexico, 1966
- [12] *J. J. Stoker*: Water Waves. New York, 1957, Interscience Publishers Inc.
- [13] *G. B. Whitham*: The Effects of Hydraulic Resistance in the Dam-Break Problem. Proc. Royal Society, 1954
- [14] *R. F. Dressler*: Hydraulic Resistance Effects upon Dam-Break Functions. «J. of Res. of the NBS», Vol. 49 (1952), no 3
- [15] *E. R. Tinney & D. Basset*: Terminal Shape of a Shallow Liquid Front. Proc. ASCE, HY 5, Sept. 1961
- [16] *C. Montuori*: L'onda di riempimento di un canale vuoto. «L'Energia Elettrica», 1964, no 12
- [17] *J. Faure et N. Nahas*: Deux problèmes de mouvements non permanents à surface libre résolus sur ordinateur électronique. Congrès IBM, Vevey, 1963
- [18] *A. Preissmann et J. A. Cunge*: Calcul du mascaret sur machine électronique. «La Houille Blanche», no 5, octobre 1961
- [19] *R. D. Richtmyer*: Difference Methods for Initial-Value Problems. New York, 1957, Interscience Publishers
- [20] *O. F. Vasiliev*: Numerical Methods for the Calculation of Shock Wave Propagation in Open Channels. AIRH, XIe congrès, Leningrad, 1965
- [21] *A. Craya*: Calcul graphique des régimes variables dans les canaux, «La Houille Blanche», 1945, no 1 et 2
- [22] *L. Bergeron*: Méthode graphique générale de calcul des propagations d'ondes planes. Mém. soc. ing. civ. de France, juillet-août 1937
- [23] *R. Ré*: Etude du lâcher instantané d'une retenue d'eau dans un canal par la méthode graphique. «La Houille Blanche», 1946, no 3
- [24] *H. Holsters*: Le calcul du mouvement non-permanent dans les rivières par la méthode dite des «lignes d'influence». «Revue Générale de l'Hydraulique», 1947, no 37 à 41
- [25] *L. Lévin*: Mouvement non-permanent sur les cours d'eau à la suite de rupture de barrage. «Revue Générale de l'Hydraulique», 1952, no 72
- [26] Floods Resulting from Suddenly Breached Dams. U.S. Army Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, Misc. Paper no 2-374, Report I: Feb. 1960; Report II: Nov. 1961
- [27] *J. Faure & N. Nahas*: Comparaison entre observations réelles, calcul, études sur modèles distordu ou non, de la propagation d'une onde de submersion. AIRH, XIe congrès, Leningrad 1965
- [28] *R. F. Dressler*: Stability of Uniform Flow and Roll-Wave Formation. U.S. Nat. Bur. of Stand., 1952, Gravity Waves, NBS Circ. 521
- [29] *Th. Dracos & B. Glenne*: Stability Criteria for Open Channel Flow. Proc. ASCE, HY 6, Nov. 1967

## Nekrologe

† **N. J. Folke Winqwist**, dipl. Ing.-Chem., GEP, von ö-Sönnarslöf (Schweden), geboren am 30. Nov. 1901, ETH 1921 bis 1925, 1946 bis 1968 bei der Internat. Siporex-AB, Stockholm, seither im Ruhestand, ist am 26. Februar 1970 gestorben.

† **Peter Otto Stern**, dipl. El.-Ing., GEP, von Dättwil AG, ETH 1933 bis 1939 mit Unterbruch, früher bei Signum und Autophon, seit 1953 invalid, ist am 25. April 1970 im Alter von 56 Jahren von seinem schweren, mit grosser Geduld ertragenen Leiden erlöst worden.

† **Richard J. Neutra** ist am 16. April, 78 Jahre alt, in Wuppertal gestorben. Kurz zuvor war er nach Europa gekommen, um an einem Kongress in Sindelfingen teilzunehmen. Neutra hat von 1910 bis 1917 bei Otto Wagner an der Akademie in Wien studiert und ist dort auch Adolf Loos begegnet. 1921 begab er sich zu Mendelssohn nach Berlin, mit dem er dann einige Zeit verasoziiert war. Im Jahre 1925 liess sich Richard Neutra in Los Angeles nieder und fand dort Kontakt mit Frank Lloyd Wright. Bald tat er sich mit Rudolf M. Schindler zusammen, der ebenfalls aus Wien nach Kalifornien gekommen war und dort schon einen Namen hatte. Schindler und Neutra beteiligten sich 1926/27 am internationalen Wettbewerb für das Völkerbundsgebäude in Genf (ihr preisgekrönter Entwurf machte zusammen mit dem Projekt Corbusiers die Runde durch Europa (SBZ 1969, H. 46, S. 901: «R. M. Schindler – seine Bauten in Kalifornien»). Neutras architektonische Auffassung prägten sehr verschiedene Einflüsse. Daraus entwickelte sich in den dreissiger Jahren seine eigene Spielart des «International Style», der in verschiedenen Schaffensperioden weitere Wandlungen erfuhr. Seine leicht, fast gewichtlos wirkenden Formen gewannen im Höhepunkt von Neutras Schaffen nach Kriegsende noch an Eleganz und Präzision. In jener Zeit entstanden auch eine Reihe grosszügig konzipierter Wohnhäuser in Kalifornien, Schulen und Krankenhäuser in Puerto Rico. 1949 ging Neutra eine Partnerschaft mit Robert E. Alexander ein. Zuletzt hat er mit seinem Sohn zusammengearbeitet.

Richard J. Neutra war eine lange Spanne eigenen Schaffens vergönnt, während der die Architektur eine bedeutende Entwicklung genommen hat. Seine Bauten haben dazu beigetragen.

Der Verstorbene hat mehrere Schriften veröffentlicht («Wie baut Amerika?», «Neues Bauen in der Welt», «Wenn wir weiterleben wollen» u. a.). Auch verbreitete er sich am Vortragspult gern und häufig über (seine) Architektur. Mehrfach wurde ihm die Würde eines Ehrendoktors verliehen. Über ihn publizierten *Willy Bösigler* «Richard J. Neutra, Bauten und Projekte, 1925–1960» (Zürich 1959) und *Esther Mc Coy* «Richard Neutra», Ravensburg (1962).

G. R.

† **Robert Viktor Baud**, dipl. Masch.-Ing., Dr. sc. techn., GEP, geboren am 15. Juli 1894 in Meiringen, ETH 1915 bis 1920, dessen Tod (am 22. Februar 1970) hier bereits gemeldet worden ist, war ein Pionier der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung und besonders der praktischen Anwendungen der Photo-Elastizität. Zu seinem Gedenken entnehmen wir einer zu seinem 70. Geburtstag in der NZZ erschienenen Würdigung was folgt:

«R. V. Baud begann sein Studium 1915 an der ETH Zürich, war Schüler von Prof. Dr. A. Stodola und diplomierte 1920. Einem weitem Studienjahr an der Technischen Hochschule Charlottenburg auf dem Gebiete der Heizungs- und Lüftungstechnik folgte die praktische Ausbildung bei den