

Hyd. 106

REFERENCE

NOT TO BE TAKEN FROM THIS ROOM

United States Department of the Interior
Bureau of Reclamation

Hyd. 106
168
170

Hydraulic
Laboratory
Report-106

- { U.S.B.R. Translation - 169:
 - { Experimental study of the expanded hydraulic jump (Experimentalni studie vodniho skoku vzduteho), by Jan Smetana. Zpravy verejne sluzby technicki, 1934. Translated from the Czech in 1942, by Kalal
- { U.S.B.R. Translation - 170:
 - { Two instances where the rational theory of below dam sections was used, by Jan Smetana. Reprints from national periodicals, reports of regular technical duties, 1935. Translated from the Czech by A. D. Kalal, 1937

Technical Library
Bureau of Reclamation
Denver, Colorado

Hydrology Division
Technical Library
Denver, Colorado

1937 and 1942

Translation No. 169
170

TABLE OF CONTENTS

SECTION I. GENERAL INFORMATION PERTAINING TO THE SITE TO THE

TESTS AND THE TEST APPARATUS FOR DETERMINATION OF THE DEPTH OF WATER IN SWOLLEN HYDRAULIC JUMPS

SECTION II. THEORETICAL ANALYSIS OF THE DEPTH OF WATER IN SWOLLEN HYDRAULIC JUMPS

SECTION III. TESTS AND COMPUTATIONS OF THE DEPTH OF WATER IN SWOLLEN HYDRAULIC JUMPS

SECTION IV. SUMMARY OF INVESTIGATIONS

A. LIMITING OF THE TEST PLAN AND CLASSIFICATION OF THE TESTS.

1. Limiting of the test
2. Previous work
3. Arrangement of Test Equipment
4. Resolution of Tests
5. Surveying of HYDRAULIC JUMP
6. Computation of Through Flow Q_{th} of Water Whirlpool
7. Resolution of Water Whirl Above Stream Proper
8. Horizontal Planes of Water Whirl
9. Pressures on Bottom
10. Specific Weight
11. Pressure Height and Coefficient of Outflow for Plain and Swollen Hydraulic Jump
- C. COMPUTATIONS OF HYDRODYNAMIC EQUATIONS BY NUMERICAL METHODS
12. Hydraulic Reaction in Unconfined Profile
13. Hydrodynamic Equation of the Water Body of Swollen Hydraulic Jump Between Profile I and II, and Computation of Depth h_3 of Water Behind Gate
14. Hydrodynamic Equation of the Water Body Between Profile I and III (Profile); Computation of the Staleet Depth h_4 .
- D. LENGTH AND SLOPE OF TOP OF SWOLLEN HYDRAULIC JUMP
15. Length l_0 of Swollen Hydraulic Jump
16. Slope of Top of Swollen Jump
17. Empirical Formula for Computation of the Depth of Water h_3 Behind the Gate

In that case, we realize the hydraulic jump at first stage, to be very short (hydrodynamic transition with plain hydraulic jump). In Study A, we resolved the related possibilities in balance of mechanical energy, we resolved by arrangement of tests thusly:

We open the gate to the height $h_2 = 0.04m$ (Fig. 5) and give under the sharp wall a flow $q = 0.08662^2 / 19.62$ in width of trough. Before the gate occurs a water surface of a height by $h_1 = 0.0, 0.05m$, and behind the gate the torrential current would have the least depth of $y = 0.025m$ and velocity $v_1 = q / y_1 = 3.394m/s$, thus the symbol $N_1 = \frac{v_1}{y_1} = 6.79$. (Groeney explained this test in Study A). The depth of the torrential stream rises as it loses speed and this increase in height measures $2.5cm$, for the first meter of length of the trough, whereas height Δh is resisting height, expressed,

24

and symbol λ can be fixed from this equation.

We take a known instance of plain hydraulic jump where it crosses a torrential stream of a depth $y_2 = 0.2305m$ (Fig. 8) and so velocity $v_2 = \frac{q}{y_2} = 0.3756m/s$. The height of the hydraulic jump is $\delta = y_2 - y_1 = 0.205m$ and the length is $l = \text{cote.} a(y_2 - y_1) = 1.16m$, where $\text{cote.} a = 6$ (viz. Study A, Paragraph 11).

In Study A, in paragraphs 7 and 8, of hydrodynamic instances, I have shown that the acquired information from this one test makes it possible to extrapolate for any measured in elevation λ , so long as the character of the test of a given symbol $N_1 = \frac{v_1}{y_1}$ remains unchanged. So quantities v_1, y_1 and q etc., may assume various absolute values so long as

the conditions of the hydraulic jump in itself fit the tests. We have rather a qualitative value because they were accomplished in tests, small troughs and these quantities were computed instead of being measured.

Several tests of this nature were also made by Vojicki in the laboratory (Vojicki).

Written discussions during the last two years in the periodical "Die Wassermittelwirtschaft" and "Wasserwirtschaft" (Kohning, Neumann, Lüdin), have for their theme plain hydraulic jump and the change of energy of the water rollers, these paragraphs however do not cover further facts nor do not state definitely the tests conducted by these authors.

Sarrance does not consider his tests on the swollen hydraulic jump as completed, for instance the computation of the length of swollen jump as completed, nor do not state definitely the tests conducted by these authors. (Sarrance, Koenig, Koenig states there is a lack of definite tests on the subject).

3. Arrangement of Test Equipment.

I have conducted tests of swollen hydraulic jump in that testing trough where former tests of plain hydraulic jump were made. Arrangement of tests (Fig. 16) shown in Study A, were modified for the new tests so that measurement of actual pressure on the bottom of the trough and to pain this end, holes were bored in the serial bottom of the trough. Opened nineteen holes were placed on one half the width of the trough.

No. 1 (Fig. 8) was laid with its center on the lower edge of the total rate. Opening No. 2 was placed a distance of $5cm$ below No. 1 and opening No. 3 was 10cm from opening No. 1, and the others were spaced in multiples of 10cm. These holes were carefully soldered copper tubes, $5cm$ in diameter.

Very name "solitary wave", the name "solitary wave" is altogether different from the name "oscillating wave". In the former a positive steadily propagated through space is obtained; in the latter no "height" H_0 is obtained, but there is an oscillating change in the height of the surface.

"Solitary wave" may be either positive (water surface in ripples) or negative (water surface is lowering) or oscillating up and down or downstream with decreasing speed, maintaining dynamic equilibrium, or stationary (unchanging its position). Hydraulic jump and evolution is a phenomena of "solitary" and "stationary" solitary wave.

Therefore the precise name "Swollen hydraulic jump" was coined by Koch "Wasserschwall"; by Rohrbeck and Boos "Weiche Leitung". And I believe that only in the last period did Pietzschky use the name "Ubersauter Wassersprung".

Based in his own tests on overfalls made use of the term "shape a reservoir elongate" to describe the phenomena of a hydraulic jump and "habitat influence our layout" to describe what is thought of in this study as swollen hydraulic jump. 5

Note 5 Mr. Dammel, director of test laboratory of Neyrouz-Beylier in Grenoble gave me the French statement "ressaut étiré" and I believe therefore that this particular phenomena has not been officially studied by the French, and that those terms are used thus for the first time.

2. Previous Work

From named authors descend also tests of "the same phenomena".
Such in the Garstadt laboratory accomplished several tests in which
a stream flow is closed out beneath the face of a curved wall. Rehbock in
particular observed in minute detail the rotation of water by friction and

A. DEFINITION OF THE TERM, PLAN AND SPECIFICATION OF THE TESTS.

1. LIMITING OF THE TEST.

The Experimental Study of Swollen Hydraulic Jump is a continuation of my work Experimental Study of Hydraulic Jump (Reports of Regular Technical Duties of 1933), which I will give in this paper the abbreviated term, Study A. I have chosen in this that a torrential stream of a given symbol of torrentness 21 and a given depth y_1 (FIP.1) crosses in river stream of a depth y_2 by a hydraulic jump of height $\delta = y_2 - y_1$.

Let's take for example that $y_1 = 0.5$ m. the part which I have covered in Study A, Paragraph 4, which explains the test laid in the further end of testing trough with a check gate we raise the depth of the river stream y_2 to the depth y_{20} by which

(1)

$$y_{20} = y_2 + \delta$$

where δ could be valued as $\delta = 1$ to 2 . Enlarging y_2 on y_{20} , the plain or stable hydraulic jump moves in known manner upstream until it leans against the gate and causes in the greater inundation which I desire to name "Swollen hydraulic jump" or in short "overfall", whereas increasing hydraulic jump has the energy necessary to turn itself over and this turning over occurs by the gate, wherefrom it is obtained the well known rotation of water around the horizontal axis above the stream bottom. Otherwise it might be possible to use the terms "Dense hydraulic jump" or "Raised hydraulic jump".

Thus the destined swollen hydraulic jump is measured for depth and length of existing pool as I have shown in the article Below Gates of Water Reservoirs on River Blanice by Husinec. (Reports of Regular Technical Duties, 1933). It is desired then with this evidence at hand, to take an interest in a careful way to the needs of technical practice.

The plain hydraulic jump and also the swollen hydraulic jump belong in the category of hydrodynamic phenomena which we can collect-

For higher values than 10.899 of the symbol M_1 and the throughput from $q = 0.0863/m^3/s$ these testing arrangements dimensions are insufficient, therefore we have a smaller throughput $q = 0.031m^3/s$ for 1m width of testing trough(fro rows IIB Study A). For this we maintain a falls opening $b_2 = 0.0065m$, $M_1 = 19.857$. Thus we cover all rows of tests. We have separated tests for plain hydraulic jump in rows I, II A, to II G. We will devote 7 new testing rows for swollen hydraulic jump from the lowest to the highest values of the letter M_1 , numerals III to IX, Table 1, Column 1. Values of b for which the tests were actually carried out are in Table 1, Column 2.

Testing rows, truly fixed, have an inclusive spread for technical practice because for outflow and overfall from ordinary dam the symbol torrential M_1 is 3 to 5, for outflow and overfall from water reservoirs 8 to 15. For depth below dam, I am laying down for measured swollen $b = 1.2$ to 1.4.

Nevertheless observed in these studies by derived formulas the limit of $p = \frac{1}{M_1}$ which produces extraordinarily interesting relations, and lightens itself with new possibilities for the energetic balance of the swollen hydraulic jump.

Pietrowsky formerly characteristically classified his own tests only under M_1 : "regular" only under $\frac{1}{M_1}$: other authors neither under M_1 nor under p . For changing M_1 , it is possible to derive p in a cooperative model for plain hydraulic jump $p = 1$ and swollen hydraulic jump $p = 1$ and their energetic balance. Symbol M_1 was used for the first time I believe by Bousinessq to the characteristic of torrential stream,

I filled the row for tests where $M_1 = 6.79$ with five rows of tests for a constant $M_1 = 6.79$, but for varying values of symbol p , i.e. plain hydraulic jump, which are indicated in table 1, Study A, row 1 and

they remain in the treasure of the given symbol M_1 . So the whole category of manifestations of a similar character is given a value the obtain unaided symbol M_1 . To correct a fixing of manifestations of fixed proportions it is then only necessary to give but one of any named values, for instance M_1 .

We will add, at the end of the testing trough sufficient wall sections so that the height y_2 would be increased to $y_2^* = 1.272$, i.e., to 0.2760m. This causes the hydraulic jump to lay back against the gate and form the manifestation which is shown in the drawing in Fig. 8 for $b = 1.2$, schematically drawn on Fig. 2 and photographed in Fig. 5. Behind the gate the water surface height is b_2 from the bottom (Fig. 2) then it falls to the minimum height b_1 from which it rises to a maximum height y_2^* , which is held level by moving beyond the hydraulic jump.

Now from Fig. 2 can be seen that the whole phenomena is greatly complicated. We think then of this whole complicated phenomena as extrapolated self selected measure of form $\frac{1}{M_1}$. Then all these extrapolated phenomena take categorical phenomena which can be denoted by two column letters M and p as shown in this study. In a single instance of this category we fix values for any named quantities for instance M_1 .

For this value M_1 , we vary value p so that progressively $p = 1.1$, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 2.0, 2.5 (Table 1). This indicates one row of tests of associated M_1 and varying p , the rest of the proposed test rows will be gained by selecting other M_1 . The other M_1 is gained by the through $q = 0.0866m^3/s$ by changing the opening of the gate b_2 . We will take for $q = 0.0866m^3/s$ progressive b_2 values which are given in Table 1, Column 4; thus we obtain varying M_1 which is given in Table 1, Column 1, therefore we are showing the result of IIC tests carried out for plain hydraulic jump(Study A, Table 1)

These tests which I will discuss in later statements, these tests are research and systematically to the purpose, and have greater scope and broader usefulness.

3. Drawing of hydraulic jump

5. Measured Values

A singular test was fully fixed with two chosen values: through draw q measured on Thompson's principle, or theory, and a rate opening of draw (Table 1, Column 16.4). All depending quantities were correctly measured their values for hydraulic jump, unswollen, i.e. for $p = 1$, were most generally taken from Study A.

Note: All measurements were made the same as for Study A, by Mr. L. Liskorec, Ing. with a finished understanding, and above ordinary care and conscientiousness. Computations were made by Messrs. Weigle and Kos. Photographic work was done by Mr. Vondrák. For this cooperation I heartfully give thanks, also to Ing. Mr. Ráček for his assistance in obtaining literature.

We measured:

- With a painted measure, the height of water plane before the rate h_1 (Fig. 2), the height of water plane behind the rate h_2 , the lowest ordinates of surface h_3 , the height of the water plane after the hydraulic jump h_4 (Table 1, Column 3, 6, 8, 5), for rows will we measured in detail the entire surface.
- With a length measure, the entire length of swollen hydraulic jump l , i.e. the horizontal distance of the profile II from the rate (Fig. 2); also l' , i.e. the distance of the smallest ordinate h_4 from the rate indicating the distance of profile II from this rate, the length

No. 1-6 and which were grouped by increases in the linear measures of the dynamic force $\lambda = 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 1.10$, and I changed for swollen hydraulic jump values $p = 1.1$ to 1.6 resp. 2.0 and 2.5. By this was gained material for six further rows for the first legislation of the law for forms in the resolving $\lambda = 1$ to 10. For the limited resolving of this study, I will make conclusions from these rows at a later time.

I will show also one neighboring importance for classifying tests of hydraulic jump.
Coefficient of flow under rate p is the product of the coefficient of velocity (loss) and coefficient of contraction according to Lechrose, given pressures $-0.99 - 0.97$ for small-to-normal variable-heights.

Coefficient for outflow under a sharp wall and otherwise for a unidirectional contraction is changing as is known thus: for $\lambda = 1$ $\beta = 1$
See original Page 3
See original Page 3

This then indicates that the value is a little from which on both sides β grows. β is Lechrose's number. Coefficient of contraction of torrential moment behind rate in our case is
Contracting $21 : 22$ the limit:
See original Page 10

(2)

We can then expect that the limit $\lambda_1 = 1.9$ will be indicated in a fixed manner even in laws which we derive. The easiest value of the symbol $\lambda_1 = 1.641$ is then within the limit.

1^r connecting 1₃ thus $1^r = 1^3 + 1^r$ (curve 1, column 2, 1C).

If we compute the smooth parts of suspended speed indicators, we obtain the product of through flow $a = 1_3$. Or 1₃ we know only that in profiles I and II that $1_3 = 0$. The presumption that $1_3 = 1_4$ in these cross profiles does not need to be fulfilled. But as can be seen in Table 2, when we compare the difference, $a = 1_3 - 1_4$, we obtain almost precisely 0. This is evidence that the presumption $1_3 = 1_4 = 1$ is well satisfied.

The center velocity of through flow 1₄ is

The center velocity of through flow 1₄ is

Table 2 shows that always $v_3 > v_4$, so will always also moving

quantities

See copy

From performed measurements of through flow 1 we can conclude

- a) That with great oroxemity $1_3 = 1_4 = 1$
- b) 1 is a quantity that changes from profile to profile
- c) Increases with the measure of swollen b and with symbol H
- d) Moving resultant of hydraulic jump is not stationary

7. Resolution of Water Whirls Above Stream PIER

We can take the example of the water whirl above the main stream as a turning water body, that is laid down in greater connected belts, as is shown illustrated in Fig. 3. Cross cuts at the center of the body intersect more water belts than on its edges.

But this whirling movement is started by a local movement, as is shown in Fig. 9, which the eye of the observer can see when scouring the whirling of air bubbles. Besides, the top of the water whirl is broken by a whirling overflowing cone which increases in strength with increasing H_1 , and with lessening p. Namely in portions of too f, p, j is made a very deep cone, which breaks the plane and sends air inside and adds to water

see is shown by the curve 1₄ in Fig. 9.

c) With open end piezometers we measured the actual pressure on the bottom of the levelling trough in 12 points, however only on tests in row 7II.

d) With a Pitot tube we measured the velocity of the water in five cross profiles II, III, IV, V and VI(Fig.2). Profile I was laid at the point of lowest surface, thus at the distance 1^r from the gate. The others were horizontally evenly divided. In each profile ten currents were taken in five suspensions and in each suspension in individual points at 20° directions. This fine point measurement can only for row VII, and only for $p = 1.7, 1.4, 1.6$. For given hydraulic jump it was possible to measure that only in 1₂ profiles furtherest from the gate.

Fig. 3 introduces a synthetic cut made carefully by measured points from row VII, $X_1 = 6.73$ and $\sigma = 1.7$; in which are sections divided by velocities, but only in suspensions placed in the axis of the existing trough.

Fig. 10 introduces five velocity suspensions of a cross profile II made from three tests.

6. Composition of Through Flow 1^r of Water Whirlpool.

We can see from the velocity indications (Figs. 9 and 10) that the greatest velocities are near the bottom of the existing trough. These velocities measured in a direction from the gate decrease as the height increases and travel together to 0, and in positions above of change their directions and move toward the gate.

If we combine the known graphical interaction in individual profiles, the higher negative parts of suspended velocity indications, we obtain through flow 1₄, which moves on top in the direction toward the gate. Values of through flow 1₄ are in Table 2 in profiles I and II, $1_4 = 0$. Through flow 1₄ is measurable, and changes from profile to profile

Let the specific weight of water in the main stream be γ_1 and in the lower portion of the water whirl be γ_3 and in the upper portion γ_4 .
Then, since itself in the piezometer tube the hydrostatic pressure is the sum of $\gamma_1 \cdot h + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4$
three curves of water fibers originate decreasing pressure and so:

Pressure p_1 formed by curved fibers of the mainstream. Curve of fiber of the mainstream large between the sharp wall of the pipe and profile I indicates the contraction of the ray. Comparative pressure is manifested in known values γ_1 in piezometer tubes No. 1 and 2. Evidently I remark, that profile I is situated close behind the contraction; therefore for profile I, $\gamma_1 = 0$.

The curve of fibers of mainstream in its further progress beyond point D, by explanation of pressure γ_3 , there should not be any stresses. The cotton threads, fastened on suspended rods show at the bottom In all profiles a horizontal situation (Fig. 5, 6, 7), with great neatness we can conclude that the pressure $\gamma_1 = 0$, between profiles I and II.

Pressure γ_3 from the curves of fibers or lower belts of the water whirl is varying. It is greatest where is the greatest curve of fibers so at the beginning accidentally at the end of the water whirl. This pressure is pulsatingly increased by a slanting complicated creature originating from decreased axial movements.

Pressure γ_4 from curves of water fibers in higher belts of water whirl, causes its own slanting movement on top, therefore negative. In the piezometer we measure $\gamma_1 + \gamma_3 - \gamma_4 = 2$ directly due to the height of a water column of specific weight γ^{-1} .

Sediles Fig. 7. From indicates that it usually turns around suspended.

8. Horizontal Planes of Water Whirl

Scouting theoretically turning about of water in water whirls, we point out a material particle M (Fig. 4). On it falls the increased weight G and also centrifugal force $m^2 \cdot p$ which is circumferential speed. Both increased speeds may be determined for the symbol ϵ_2 which we determine practically with the Carnot equation. Horizontal planes are perpendicular to the direction ϵ_2 , and is a rolling plane covered partly by ρ from point O'. Point O' changes position by a change of a railroad curve turning about particle M, but remaining always above top of the smooth surface. Therefore all level planes are concave to the point O'.

The horizontal plane is also the top surface where measure is measured with an open piezometer equals zero. The top surface is also a covering plane for roll ρ planes designated from various places of ordinary and quiet whirls is obtained at all higher values of ρ . For these instances is shown the whole top as a concave form. This is a new interesting conclusion fully and properly obtained by the form or shape of the line depicting the top surface in Fig. 8, 7, 6, 5. Figs. 5, 6, 7, are photographs of swollen hydraulic jump of the same sign $\gamma_1 = 6.79$, but various measures of swollen $\rho = 1.2, 1.4, 1.6$.

9. Pressures on Bottom
Accompanying hydraulic jump the following pressures on the bottom are obtained:

a) In the main stream occur particles of water moving with greater speed in the direction of the stream which strike upon other particles of water that are moving with lesser speed in the same direction than must obtain the pressure z vertically on plane of the used profile. As the pressure in liquids is equal in all directions, therefore the

For plain hydraulic jump from row 7 ($M_1 = 3.109, \beta = 1$) are values γ' in kg/dm^3 equal in distances greater than 10cm: 0.928, 0.923, 0.868, 0.900, 0.930.

For swollen hydraulic jump in row 7, $M_1 = 6.79, \beta = 1.4$, was taken and z was computed from equation 3c. Values z in Table 3 carried from profiles I' to I, II'. Their size decreased. On direction of the main stream. If we hold the same size z even for the instance when $\beta = 1.2$, then we compute from equation 3a, values

$$(7d)$$

which are carried in Table 2. The least $\gamma' = 0.89 \text{ kg/dm}^3$ for profile I'.

Of specific weight of water in a water whirl we may then conclude
a) it decreases as β increases: for values $\beta > 1.4$ it is possible to assume $\gamma' = 1$.

b) it decreases as M_1 increases.

case lesser as the profile is nearer to the state between profiles I, III.

Previously introduced authors stated in their computations that

$y_1 = 0$

11. Measure Height and Coefficient of Outflow for Plain and Swollen Hydraulic Jump

If we increase progressively the plain hydraulic jump the height of the water surface increases in front of the jump h_1^P , as is practically and numerically illustrated in Fig. 5. Its growth h_1^P is equal correctly to the quantity, which is symbolized in Fig. 2

$$(5)$$

To this we bring data in Fig. 8, that is concurrent values all obtained in tests. There is then the same difference between the water levels on both sides of the jump for both plain and swollen hydraulic jump.

5) then the whole piezometer height is static P (Fig. 7).

(3)

Ordinate lines of technical energy is given in the sum of static

and dynamic height.

(4)

are values of Coriolis' number, their actual values we counted for the Jain stream for profiles I' to I'. Their values are in Table 2. The values collectively are striking, and may be assumed as $a = 1$.

10. Specific Weight

The specific weight of water in the mainstream we may assume always as $\gamma = 1$. Air bubbles will enter even the main stream, but only on a sailing occasion. Specific weight γ_3, γ_4 are actually somewhat varied but it is not easily so determined. Therefore we further always state $\gamma_3 = \gamma_4$. Then equation (3) changes form:

$$(7e)$$

In equation 3a are two unknowns γ_4 and z , assuming that $z = 0$. Then we calculate from 3a,

$$(3b)$$

Specific weight γ_4 is greater than actual, for it includes also neglected pressure z . Thus we compute γ_4 for profile I.

With higher values of P , from $\beta = 1.4$, we may judge by many small air bubbles in the water whirl (Fig. 6) that those instances compute from 3a,

$$(3c)$$

Computing the specific weight γ_4 from equation 3b for plain hydraulic jump from row 7 ($M_1 = 6.79, \beta = 1$), their values are by measured piezometer heights P and measured top levels above bottom in profile piezometers 3 to 13 (Fig. 8) there in $R_e/2$: 0.213, 0.414, 0.534, 0.688, 0.701, 0.752, 0.809, 0.823, 0.330, 0.330, 0.882, 0.900.

3. COMPUTATIONS OF HYDRODYNAMIC EQUATIONS BY IMPULSES

1. Hydrodynamic Reaction in Unconfined Profile

A sentence giving a definition of impulses, also its use for solving hydrodynamic equations for water bodies between profiles I, II, III, etc., this hydraulic jump, I have given in subsection 5 in study A. There I again demonstrated that there is a need to use a dynamic equation, but only in the horizontal direction.

Let us think of (Pl. 3) a body consisting of a swollen hydraulic jump divided at profile I in two parts. We assume the left part as separate and called its possibility with a horizontal reaction R. Computations of this hydraulic reaction are illustrated by graphs a, b, c, in Fig. 4. Graph "a" indicates the law of hydraulic reaction compensating for hydrostatic pressure. Graph "b" laws compensate for curves of water fibers. Graph "c" sets forth the law responding to impulses limited by movements of quantities that is products of substances.

It is often a hydraulic reaction R in unconfined profile I.
 $R = f - j$

See copy Page 10 (7)

To individual impulses we give the symbol a, so that we might obtain an agreement in the expression,

$$a_1 f_1 a_2 f_2 \dots a_j f_j$$

13. Hydrodynamic Equation of Water Body of Swollen Hydraulic Jump Between Profile I and II and Computation of Depth of Water Behind Gate

We take the water body between profile I and II (Fig. 2). From the deduction in Chapter B the pressure in profile I is 2, "0. When we pressure from curves of fibers 2, 3 and 4 with the height y_4 specific weight γ_4 substituted in equation 3b, we ob-

values in equation 5 are properly applicable in both manifestations. This adds further weight to a single energetic instance and interest. (Wojciech 2) indicates that it is proper to take the difference of pressures of height $h_1 - h_4$. He sidesteps the erroneous instance that y in profile I has the least value, that is y_1 , states that lowest point of surface level f is above smallest y . Distance 13 the minimum h_4 from the gate is always noticeably greater than the distance ϵ the least pressure y_1 of the main stream.

The value ϵ we compute thus: we lay measured a to the coefficient of contraction

$$(6)$$

$$\text{and we compute } \epsilon \text{ by the measure which we have thus obtained: for } h_2 = 0.04m, y_1 = 0.0255m \text{ and } \epsilon = 0.07m; \text{ from which } \frac{\epsilon}{y} = 0.11$$

ϵ remains constant.

The measure

$$(6a)$$

we can use the graphic combination of ϵ . Distance 13 is further derived in equation 23 and 24.

The coefficient of outflow for plain and swollen hydraulic jump is obtained from practically the same value.

The coefficient of contraction is obtained from the proportion of pressure height to height of outflow opening. The pressure height retains the same for both plain and swollen hydraulic jump. The velocity loss coefficient is dependent upon pressure height or from the coefficient of contraction. Both retain the same. Changes behind the gate with an increase in y may possibly be only careless rubbing on surface a b.

As long as various authors obtained various values of coefficients of outflow for free surfaces into teatir trough and for outflow under surface, it is to be expected that pressure height was taken incorrectly

$R_1 = R_{II}$ we maintain are also in agreement with γ_4 , resolved by the quadratic equation

$$\sqrt{1 - \frac{\gamma_4}{\gamma_3}} = \sqrt{1 - \frac{\gamma_4}{\gamma_3} - \frac{2}{\gamma_3}}$$

differences, γ_4 , for laid root

See copy Page 20 (9)

$$\text{For } \gamma_4 = 1, z = 0; \gamma_3 = \gamma_4 \text{ from equation 9 in equation 9.}$$

The derived equation 9 holds even for computations of height of top plane above the bottom in which even further profile I', II', III' even in every other profile freely laid down between profile I' and II, if we change the mark as indicated in Fig. 2.

Discoveries of numerical computations are shown in Table 2, where is indicated the value computed from γ_4 and actually measured γ_4 .

From the tables we see that both named values do not differ, where values differ it is rather because of the uncontrolled resolution of specific weight γ_4 and pressure z , for which computations we have but one equation. Equation 9 derived for the first time in this work, is analytically greatly interesting. It presents known values of $\gamma_4, z, \gamma_3, \gamma_4$, for various γ_1 and p . Therefore in Chapter D, I give an altogether new empirical formula, that is a formula of actual measured values. In this I do not use higher quantities, which are not readily measured.

D. LENGTH AND SLOPE OF TOP OF SWOLLEN HYDRAULIC JUMP,

EMPIRICAL FORMULA FOR DEPTH OF WATER h_3 , BEHIND THE GATE

AND FOR THE LEAST DEPTH h_4 .

15. Length l₁ of Swollen Hydraulic Jump

The length of swollen hydraulic jump should be considered a gate, carefully taken, as the distance of profile I and II, because only from profile I occurs the crossing of the torrential stream in river stream, so against length l₁, as is indicated in Fig. 2, of distance shortened by a value a is given in equation 6 and 6a) To do so however

then this value $a = 1$. By curve t₄ in Fig. 9 in profile I and II $\gamma_3 = 1$, $\gamma_4 = 0$.

Impulsed turning substance about suspended axis behind the gate are the same size but of opposite thought so we will not take use of them. In profile II is also always $y_2 = 1$. So

$$R_1 = T_1 + J_1 = \quad \text{See copy} \quad \text{Page 19}$$

We obtain from harmonics $R_1 = R_{II}$, the quantity h_3 as a laid root of quadratic equation

See copy Page 20 (8)

In Table 1, Column 6 are measured values h_3 , in Column 7 are values h_3' computed by equation 9, and this for all values of γ_1 and γ_3 .

Agreement of measured and computed values of h_3 is very good. Values measured are generally negligibly greater. The reason is that γ_3 measure h_3 behind the rate, and not directly in profile I, where h_3 is slightly smaller.

Then for instances $z = 0, 1 = 0, \gamma_1 = 1$, equation 9 gives very accurate values.

14. Hydrodynamic Equation of the Water Body Between Profile I and II (Fig. 1) Computation of the Smallest Depth h_4 .

We consider the instances in row VIII $\gamma_1 = 6.79, p = 1.2, l, b = 1.6$ (Table 1 and 2, Fig. 4, 5, 6, 7)

For profile I' in Chapter B, $\gamma_1 = 1$.

Computation of γ_4 which are given in Paragraph 10 in Chapter B, and values which are in Table 2, No. statth $a = 1$.

For profile I' we take then

$T_1 =$

See copy Page 20

For profile II everything is as in Paragraph 13, Statement

we bring up the analogy of Fig. 11 just as we did for plain hydraulic

jumps on a horizontal axis centered through l^P (distance of profile II

to the gate) and on the axis the suspended height of swollen hydraulic

jump.

Table 2 See copy Page 23

16.0 Use of Fig. 12 Proven Juan.

We find this as in Fig. 16.2)

See copy Page 23

(17)

We bring up the analogy in rectangular axis, subsections l^P and

ordinate y_2-y_3 (Fig. 12). If we separate the points according to σ , we

obtain a fan of rays whose evoluted directions $tg\gamma/\sigma$ are in Table 3, Column

1. Individual values are in Table 1, Column 12.

Let us link up the values $tg\gamma/\sigma$ in quantities to subsections of Fig. 12 and

thus obtain a hyperbolic curve, whose one asymptote is the axis of subsections P .

For $P = 1$ $tg\gamma/\sigma = \sigma$ (Fig. 2) then from equation 17

where $D_{j^P} = \cot g \sigma t g \gamma$ (Fig. 2)

Values D_{j^P} are in Table 3, Column 5 and in Fig. 17.

Depth of water h_1 Behind the gate.

If we take $\sigma = 3$ (Fig. 2) then from equation 17

See copy Page 23

(18)

we find also from equation $d_{j^P} = \frac{1}{\sigma}$ and if we use the equation

In Fig. 11 we obtain information of great importance toward a new

idea, that length l^P of swollen hydraulic jump is linearly measured by

the height of the swollen hydraulic jump. The sin of directly given dis-

tance a^P (Fig. 11) See copy Page 22

(19)

If we had carried instead of l^P into Fig. 11 the length $l^P - \frac{1}{\sigma}$,

we would have obtained the value $\frac{a^P}{l^P - \frac{1}{\sigma}} = \frac{1}{\sigma}$. Also even for plain hy-

draulic jump we discovered in Study A, that $a = \frac{1}{\sigma}$. There occurs then

the whole passage accompanying plain hydraulic jump and swollen hydraulic

jump on the length of measured height of the jump (Fig. 8).

See copy Page 23

(20)

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

" "

2.4. Decrease of Mechanical Energy of Flow

2.4.1. What is a hydraulic jump?
See copy
Page 30

2.4.2. or obtainable, i.e.
See copy
Page 30

Formula 35 for plain hydraulic jump was obtained as according to Barnes for the first time by Stevens in the year 1924 in his Engineering News Record.

2.2. The Decrease of Mechanical Energy of Plain Hydraulic Jump Expressed in % of Mechanical Energy

H_1 in profile I.

We determine the % of decrease thus:

See copy
Page 30

The formula 36 was obtained first in the work of Serrano, I have shown how it derived from equation 33 and 35.

2.3. Decrease of Mechanical Energy of Swollen Hydraulic Jump.

If we load for the symbol of velocities height

See copy
Page 30

"
and express

We combine:

See copy
Page 31

For limit $\sigma = 1.1$, for plain hydraulic jump by equation 18a
See copy
Page 31

EQUATIONS 37a, 35, 34, and 33 are in effect for $\sigma \neq 1$.
For limit $\sigma = 0.5$, for swollen by equation 18b, $d_2 = 0$:
See copy
Page 31

For $\sigma = 0$ indicates the decrease of mechanical energy the whole velocity height in profile I, and shows $v_2 = 0$ and the lost velocity

2.1. Decrease of Mechanical Energy of Plain Hydraulic Jump.

Accompanying plain hydraulic jump, the decrease of mechanical energy does not cover the values B in equation 32. Of this we say be easily convinced if we take the formula which was presented by Kozeny (in Wasserbau und Wasserkraft 1932) - if we insert in equation 31 corrective quantities for plain hydraulic jump.
See copy
Page 28

If we use the equation of continuity
See copy
Page 28
and equations of hydraulic reactions for profiles I and II attending plain hydraulic jump (Study A)

See copy
Page 28
We obtain the formula
See copy
Page 28
Figure $J_m = \frac{H_1 - H_2}{H_1}$ / determines the relation of actual decrease and the limits of the decrease B.
In Fig. 14 is carefully drawn a line whose ordinate according to equation 32 and the line according to equation 33.

From the above consideration occurs the proper question for proper technical hydraulic practice. Is it possible knowingly to shorten the length of the hydraulic jump i.e. the length of deformation? By so doing would there be obtained a greater decrease J_m ? These questions will answer later.

The ordinates AII are in Fig. 14 arranged to abscissae x_1 , i.e. to plain figures. Therefore let us change formula 31 thus: from equation of continuity we obtain $\frac{1}{1-\sigma^2} + \frac{1}{\sigma^2} = 1$ and insert this in equation 31
See copy
Page 29

Let us use equations 15 and 14
Page 29

Insert from equation 37 into equation 39

See copy Page 32

Insert from equation 38 into equation 39

See copy Page 32

For the limit $\frac{v_1 - v_2}{H_1} = \infty$ and equation 41 has crossed
in equation 35. For the limit $\frac{v_1 - v_2}{H_1} = 0$ in the equation 41 has crossed
in equation 35. For the limit $\frac{v_1 - v_2}{H_1} = 1$ in the equation 41 has crossed

in equation 35. See copy Page 32

The right side of equation 43 shows how much the decrease of
mechanical energy of a swollen hydraulic jump is greater than the

Analytically greatly interestingly we could evolve the
formula for $\frac{v_1 - v_2}{H_1}$ and for $\frac{v_1 - v_2}{H_1} = 1$.
Also thus:

See copy Page 32

Subtracting we obtain,

See copy Page 32

The right side of equation 43 shows how much the decrease of
mechanical energy of a swollen hydraulic jump is greater than the
decrease of the mechanical energy of an unswollen hydraulic jump, because
the right side of equation 43 gives as is evident, always values that are
laid down, is always $\frac{v_1 - v_2}{H_1} > 1$.

The common ordinate H^0 is given in the equation 4.

New formulas which were here used for the first time for
swollen hydraulic jump show plainly the analytically singularity of both
manifestations, i.e. hydraulic jump swollen and plain. The plain hydraulic
jump forms only the lower uncrossable limit of the swollen hydraulic jump.

F. SUMMARY OF INVESTIGATIONS

1. Swollen hydraulic jump occurs at an increase in height or at
an enclosed height of plain hydraulic jump.

2. Tests conducted in the years 1933 and 1934 were separated by
the sign of tortuosity H_1 , and by measure of swollen p . In this study
is related the result of 56 tests in which H_1 was 1.6 to 19.9 and p was

$$v_1 - v_2 = v_p$$

Curves of decrease of mechanical energy placed upon the vertical axis H_1 and ordinate axis $v_1 - v_2$, are traced in Fig. 14. There it formed a belt whose lower limit of the curve $v_1 - v_2$ and whose upper limit is the curve $v_1 - v_2 = v_p$.

The curve $v_1 - v_2 = v_p$, resembled as per equation 42, indicates the decrease of mechanical energy obtained from the last velocity $v_1 - v_2$. falls between curves for $p = 1.2$ and $p = 1.3$. So swollen hydraulic $p = 1.25$ covers such a decrease as $v_1 - v_2$ as accompanies similar nonelastic bodies, moving with velocities v_1 and v_2 . This is indicated the answer to the question which I had mentioned in Paragraph 21. This question I will answer in detail with experiments in a further study.

All curves $v_1 - v_2$ in Fig. 14 just originate from the point whose abscissa is $H_1 = 1$. The point was explained in Study A. For abscissae $H_1 = 1.1$ I show curves which show the change in the crookedness. The value $M_1 \times 1.2$ was counted at the end of the expression 7. Equation 3.

From formula 37 suppositions which are evident from equations 15, 17b, 18, and 20 we can change over easily to formula 25.
See copy Page 32

which is fixed with one plain figure (in the large formula) of the whole category of manifestations differing only in the measure of the symbol H_1 . A fixed instance from this category is given a value of a single measured quantity for instance v_1 , which might be easily changed for another, in a combined equation.

2a. The Decrease of Mechanical Energy of Swollen Hydraulic Jump Resolved in $\frac{1}{4}$ of Mechanical Energy H_1 in profile I of Plain Hydraulic Jump

See copy Page 32

(39)

which can be derived from direct measure of turbulent term in 17 to 18

11. The decrease of mechanical energy for plain hydraulic jump is given in formulas 33 to 35 in 2 for swollen jump, formulae 37 and 38 in 2 for formula 39 to 43. Diagram in Fig.14 and 15 give a complete picture of energetic balance of plain and swollen hydraulic jumps and their interesting relation.

12. For swollen $p = 1.25$ covers the decrease in mechanical energy brought about by the swollen hydraulic jump after Bond's loss" which is solved by equation 32. In equation 32, $v_1 v_2$ indicate velocities of water which are comparable to velocities for plain hydraulic jump. Bond's loss" indicates also the decrease of mechanical energy which occurs at once of conducted nonelastic bodies of different shape. It is followed by velocities v_1 and v_2 .

13. All formulae were derived so, that they are valid down with two values: unmeasured drain numbers, which characterize the whole category of the manifestation, differing from each other only in the measure of the turbulent⁷, and only a single measure that is a named quantity whose own value is sufficient to conduct a conclusion of a concrete instance.

14. All formulas for swollen hydraulic jump follow in formulae for plain hydraulic jump, provided we lay in them the measure swollen $p = 1$.

15. Plain hydraulic jump and swollen hydraulic jump is a laid down hydraulic manifestation for the aim of resolving settling problems conducted in this study have more than sufficient breadth for technical practice; for outflow and overfall of water in ordinary dikes is sign of torrentiness U_1 3 to 5, and channel barrier 3 to 15. For depth of stilling pool I lay down for suitable overtopping $p = 1.2 t + 1.4$ for most dangerous hydraulic culterence.

11.2. The value of coefficient β in equations 17 to 18. value of $B_1 = 1.9$ acts as the division which is indicated in equation 2.

3. By accomplishing the measurement of swollen p it was possible to present a new formula for hydraulic jump, swollen and plain, and show the similarity of both manifestations. Hydraulic jump, swollen or plain is only a real instance of the lower limit of measure of $p = 1$; the upper limit $p = \infty$ gives an interesting theoretical discovery and enlightens clearly the energetical balance of the whole manifestation.

4. Water whirl about horizontal axis above the main stream has a through flow l_3 which changes from profile to profile, increases with the measure of swollen p and with symbol M_1 .

5. The top of this waterwhirl, especially at greater p is concave, so it must conform to actions of level planes of water turning about a horizontal axis.

6. Piezometer measurements made it possible to compute the decreasing pressure on the bottom and the specific weight at least closely from equation 3. The specific weight of water of diminished water whirl falls decisively below l_1 is smaller as p is less, larger as M_1 is greater and larger as the profile is nearer profile 1 (Fig. 2).

7. Pressure height is properly taken for both manifestations, that is for plain and swollen hydraulic jump from equation 5.

8. The height of water h_3 behind the rate can be correctly computed from equation 8; the height h_4 and all other heights of tops of hydraulic jump above bottom from equation 9; equations 8 and 9 are derived from the content of turbines.

9. The length of hydraulic jump is given as 6 times the growing pool I lay down for suitable overtopping $p = 1.2 t + 1.4$ for most dangerous hydraulic culterence.

10. For computations of height of water h_3 behind the rate, the least depth h_4 , i.e. distance l_3 from the pole and for slopes of tops of

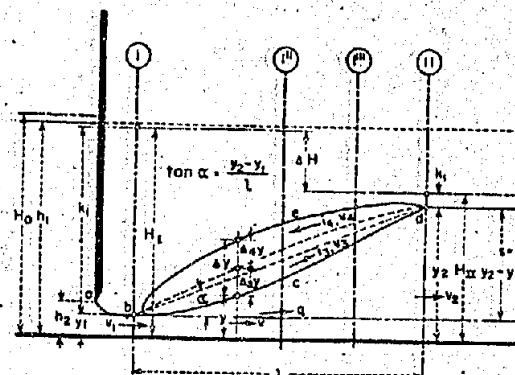


FIGURE 1

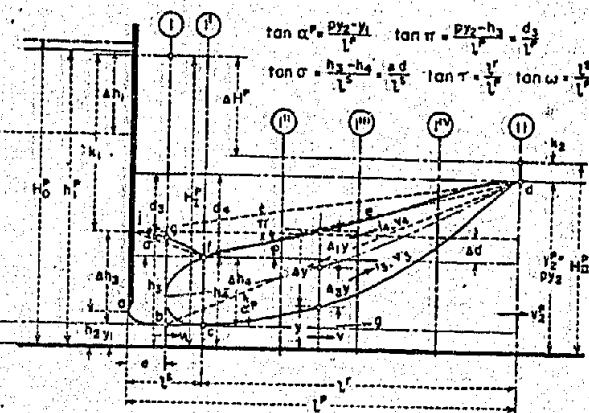


FIGURE 2

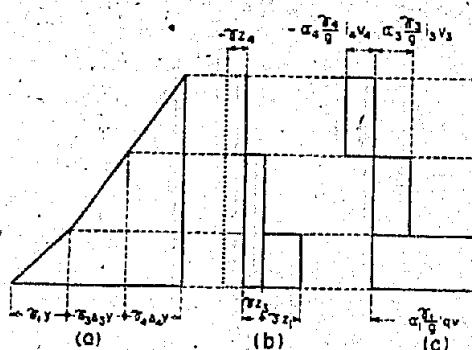


FIGURE 3

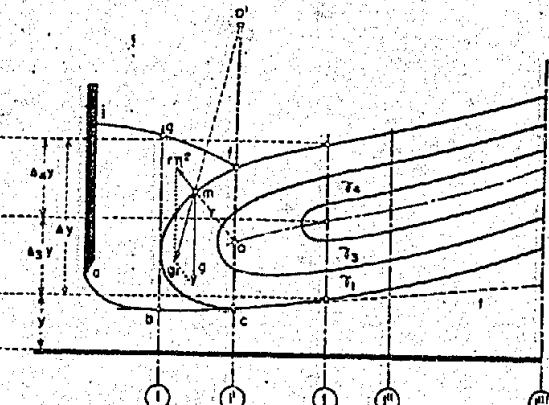


FIGURE 4

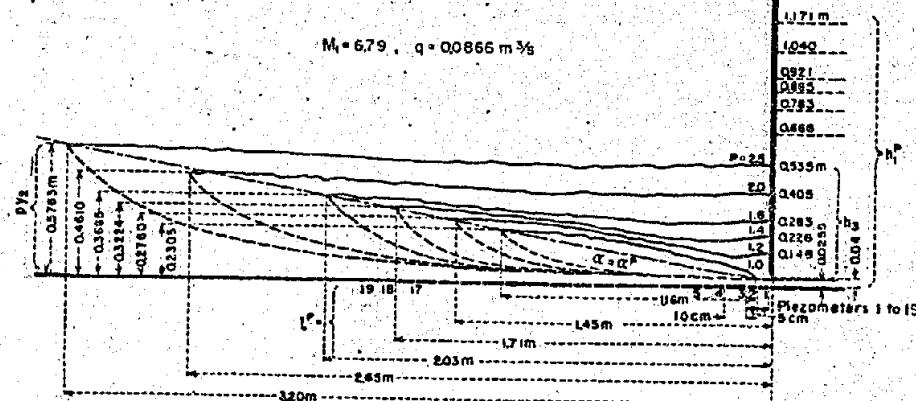


FIGURE 5

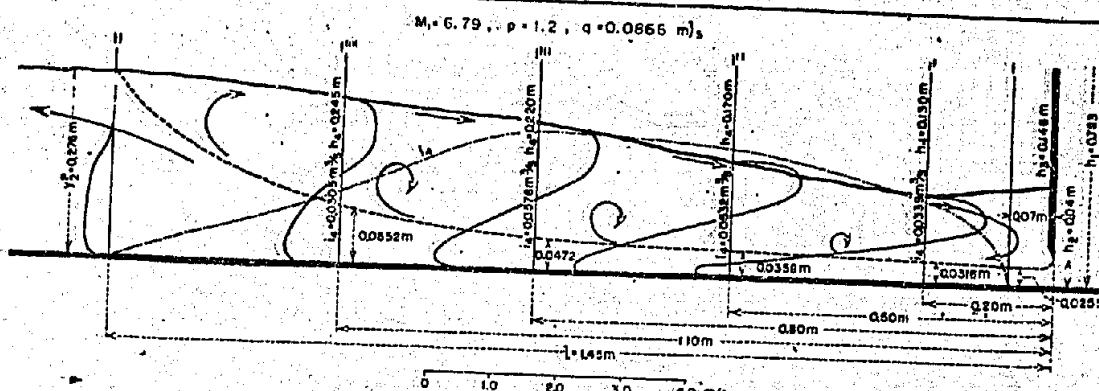


FIGURE 9
 $M_1 = 6.79, \rho = 1.2, q = 0.0866 \text{ m/s}$

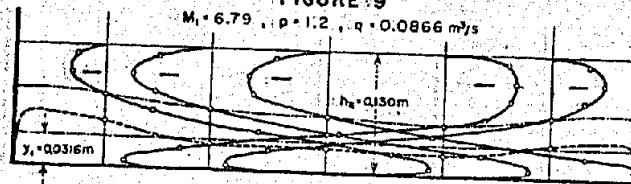


FIGURE 10

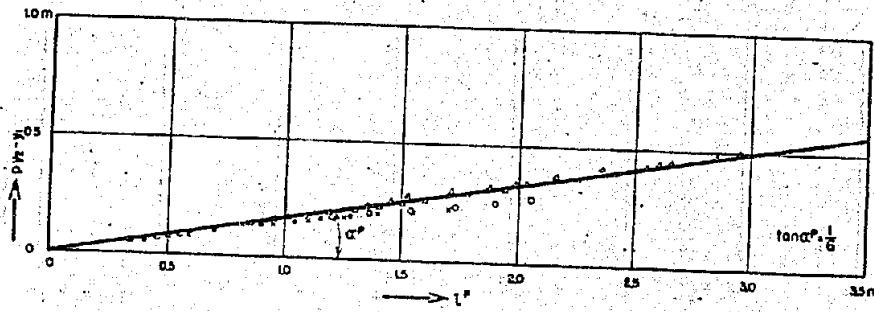


FIGURE 11

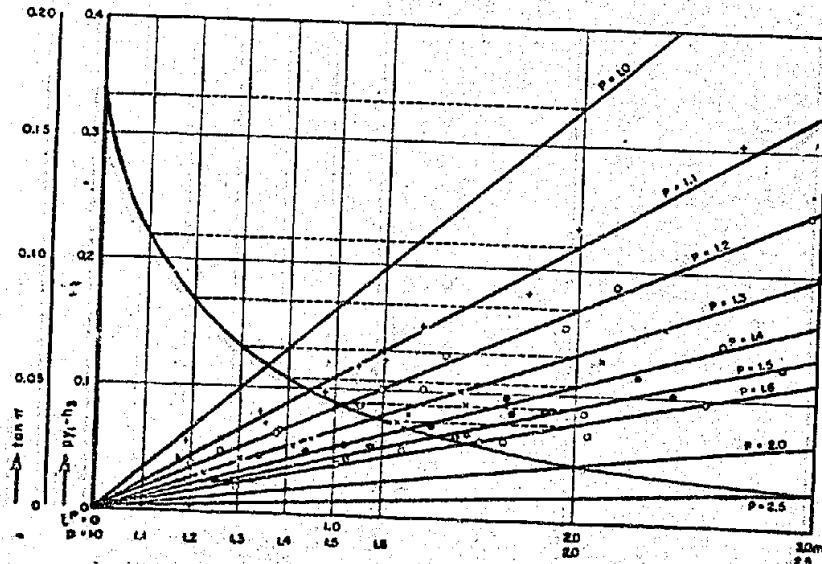


FIGURE 12

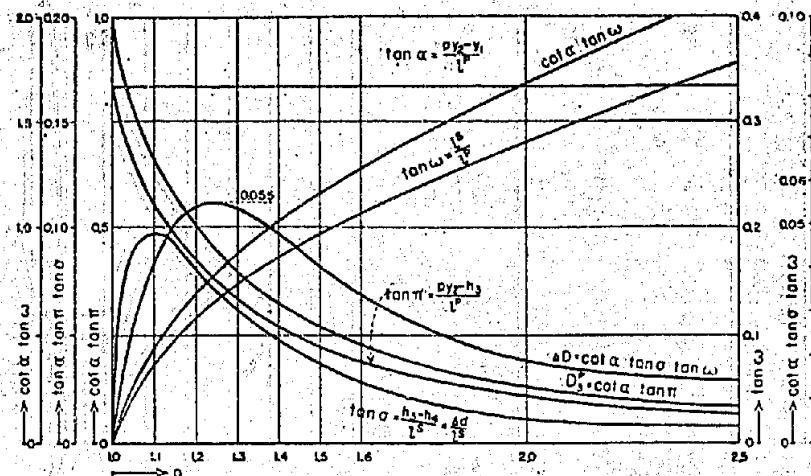


FIGURE 13

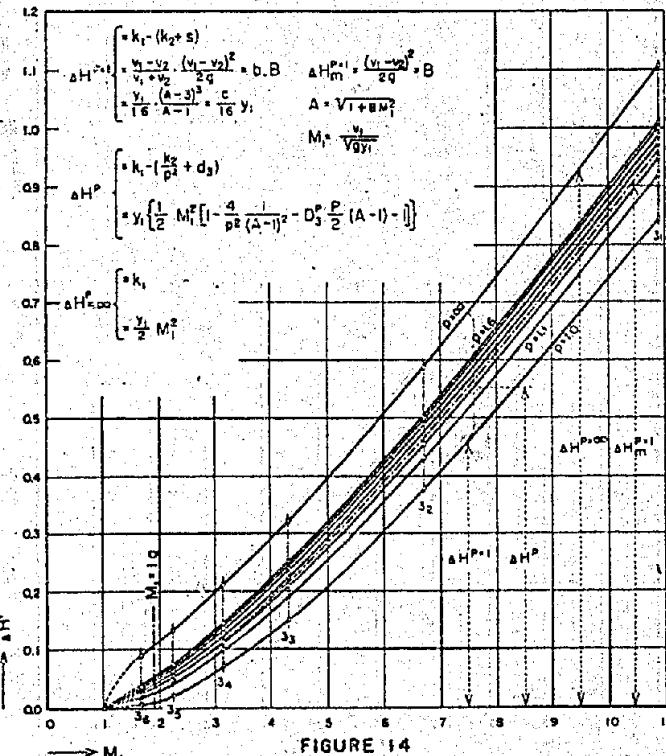


FIGURE 14

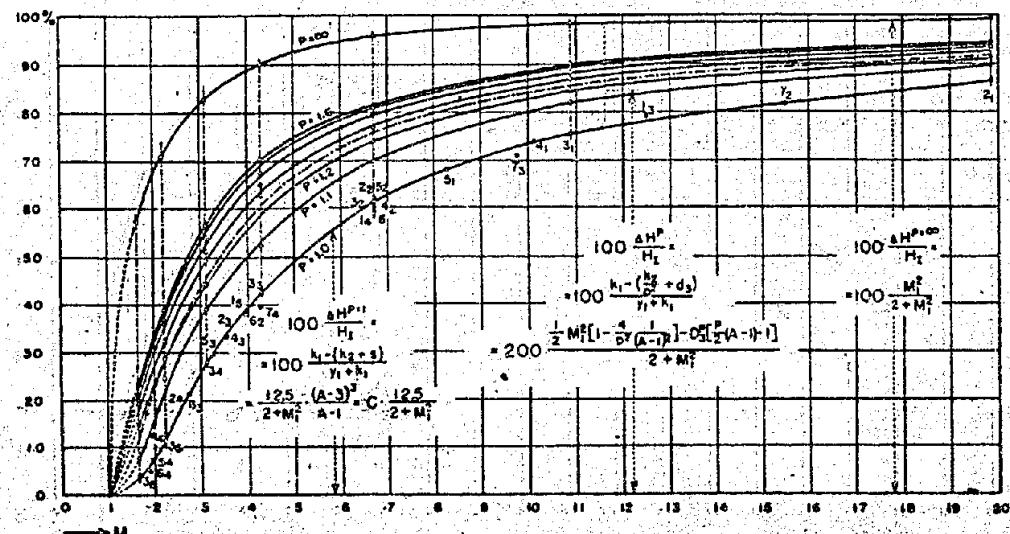


FIGURE 15

Statistický hydrometeorologický a hydrotechnický Í. G. Masaryk v Praze-Podolí
Institut hydrologie et hydrotechnique T. G. Masaryka de la République
Tchécoslovaque à Prague-Podolí.

Předseda - Ředitel: Doc. Ing. Dr. JAN SMETANA.

Cislo - No. 13.
PRÁCE A STUDIE.
Travaux et études.

Doc. Ing. Dr. JAN SMETANA:

EXPERIMENTÁLNÍ STUDIE VODNÍHO SKOKU VZDUTÉHO.

Etude expérimentale du saut d'eau.

(Avec un résumé en français.)

Zvláštní odkaz z časopisu

ZPRÁVY VĚDEJNÉ SLOŽBY TECHNICKÉ.

(roč. 1934).

S 10 obr. v textu.
Avec 10 fig. en texte.

1934

VIAZADLO VLASTNÍK. — TISKEM DR. ED. GRÉGRA A SINA V PRAZE.

卷之三

A VONZÓI MÁTRÁN TIZSÍL A RÖVIDEN POKORNÍ.

YOUNG BOY

"Experimentální sektory využívají výrobivo skelné výroby" je významnou součástí výroby skla v kruhovém oboru.

Představujeme si, že při pokusu, když jsou v studiu A vysoké hodnoty y_1 a y_2 , vysoká hodnota y_1 je výsledkem jednoho pokusu, vloženého do studia A, když je vysoká hodnota y_2 výsledkem druhého pokusu, vloženého do studia B.

(1) $\eta'_F \rightarrow \eta_F$
ale p může mít větší hodnotu, $p = 142 \text{ g}$. Zvětšením hodnoty p se ze základního na η'_F vodní stek posetý podstupuje se zemědělcům vlastnímu výrobci, až je možné o stavidle a uskladnění ve sklepních prostorách.

Už významnější dějové události vznikly v období záhadného vzniku Českého království. V roce 1348 bylo na českém území vysazeno mimořádně silné černovírské zarovnání, které významně ovlivnilo vývoj státu. V roce 1365 bylo na českém území založeno Království české, které vzniklo z původního českého knížectví. V roce 1368 bylo založeno Království české, které vzniklo z původního českého knížectví.

zahrávati vzhledem k pořízení českého

only drug of ainecinevinic kind now available.

卷之三

- | | | |
|-----|---|----|
| 1. | Významná pojednávka a rozhled naše | |
| 2. | Významný pojednávky | 10 |
| 3. | pozvaníkům
prav | 10 |
| 4. | obrázkům zařízení | 11 |
| 5. | Hovory, hokusei | 12 |
| 6. | Měření hodnoty | 12 |
| 7. | výčetního profilu k vodního stín | 12 |
| 8. | Rozdíl vodního víru nad vlastním výrovn | 12 |
| 9. | Rozdíl mezi počty rodinního víru | 12 |
| 10. | Tiskového dobo | 13 |
| 11. | Speciální vaha | 14 |
| 12. | Vzdálost výška a koeficient výšku o rodiči skok pravidly | 15 |
| 13. | Výpočty hydrodynamického povrchového pole vody impulzové | 17 |
| 14. | Hydrodynamická reakce v hydrodynamickém profilu | 18 |
| 15. | Hydrodynamické výrovnání vodního víru vodního výrovn | 18 |
| 16. | stoku mezi oboustranými I a II. výspěřemi hondas na zá-
řízení | 19 |
| 17. | Hydrodynamická rotační vodního tělesa mezi pro-
fily I a II (tisk) 31; výpočty hydrodynamického víru | 21 |
| 18. | Délka a síla výstupek vodního výrovnáho skotu. Finské
výroby pro hondas vody k. k. starádlem a pro německé
hondas / | 21 |

卷之三

卷之三

8

- | | |
|---|----|
| 1. Významní pojdouci se světového dědictví | |
| 2. Vyrenezi pojmu | |
| 3. Pojednávejte o právě | |
| 4. Okusne zařízení | |
| 5. Hrajev hokajem | |
| 6. Kdota vodňáka a lečka | |
| 7. A. Měření hodinofoty | 10 |
| 8. Výstavba přístavu a jeho vodního stanu | 10 |
| 9. Rozšíření vodního víru nad vlastním průvodem | 11 |
| 10. Rovný pochy vodního větru | 11 |
| 11. Vlak na vodě | 11 |
| 12. Speciální voda | 14 |
| 13. Výstava a kadeřnický výroček pro ročník první | 14 |
| 14. Výročky hydraulického povoradny podle vety kapukové | 17 |
| 15. Hydraulická renece v libereckém profilu | 18 |
| 16. Hydraulický vortextní vodního větru vodního sloupu mezi dvěma I a II. výstavami hromady, když se sloupy | 19 |
| 17. Výročí | 21 |
| 18. Hydraulická rotační vodního větru vodního sloupu pro výročí 1 a II. toho, když se výstavci hromadily k hromadám | 21 |
| 19. Deňka a aktuální pořad vzdělávacího vedení k výročí 60. výročí pro hromadu vodního sloupu. Přesnější | 21 |
| 20. Hromada | 21 |

P R A X E
Vidíš, kde prostředí jeho skutečného patří?
Do katolické, křesťanské říše, kde můžeme
se soudit, že mužem je vlastně vlastní osoba, so-
litec, Finschelle, militář, vojenský, desemka,
člen jeho rodiny, rodového a rodinného života.

Fyčlosti projektilů, když druhé se neproniknou žádny protokol, jen se něčí vlny (osobně) věška hodiny. Ostatně vlna s hranou může být také kladná (takže fyčlosti budou se zvýšenou rychlosťí) nebo záporná (takže fyčlosti budou se sníženou rychlosťí), když projektil proti něj pro přesunu působí vlivem vlny, která vlna zdraví vlnu.

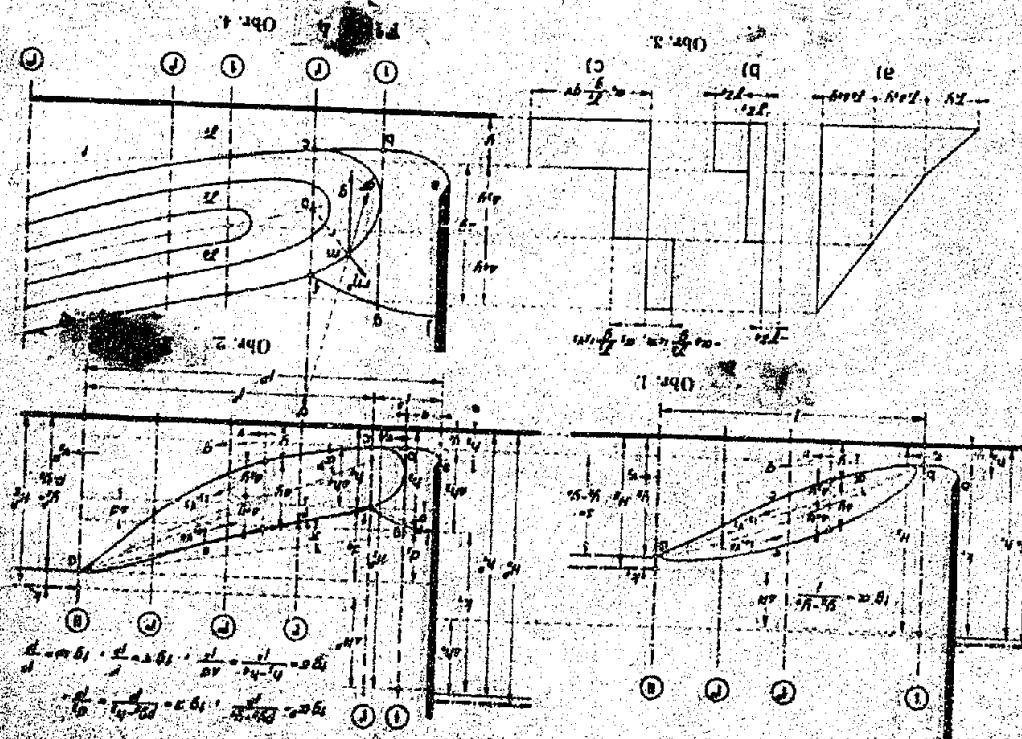
eventual mission, which, according to the draft, or article, in the state of

Takto učedny pojím „zuntž vodní skok“ nazýval Koch „Wasserfall“, Rehbock „Böse“ „Wechselwassergang“. Tepřevy v preobrnění dle myšlenky Pictorskékovy, mohl pojmenovat „überströmter Wassersprung“.

Bazin při svých pokusech o propojení národní výroby s vývojem a využitím připadajícího „paprsku“ využíval „paprsku proskytu“ a „paprsku intuic“ nebo pak „paprsku vytváření vzdálosti“ ve smyslu této studie.)

卷之三

reci, ktere je
S a t r a n e zde uvedena výkonné polku
o vzdálení ročního skoku země dlestaček, na prfka
k výpočtu délky vzdáleného skoku t. Lobsig fir
hierfür scheidet uns ledanit ist, so gut wie gur kein
Vorsicht vor!"). Rovněž K o z i n v pro obhajení svého
Viz literaturu na konci stránky A.



THE JOURNAL OF CLIMATE

卷之三

卷之三

Abychom mohli analyzovat vzdutí vodního skla, po všech stránkách a s výchozím uvažováním jeho organického součtu a vodním prostřem (o kterém jsou vysloveny pochyby o využití bahnaté mechanické energie), musíme zájemně pekány takto:

rychlost $k_1 = \frac{q}{g_1} = 3,33$ m/s, tedy znač $k_1 = \frac{1}{g_1} = \frac{1}{9,8}$
 $\Rightarrow k_1 = 0,102$. (Soviný) vysvetlující pekáv v soudob. A.) Ukázka
 bystřichého proudu se po proudu zvyšuje, proto zvýšení
 času pro přechod mezi délky zábaží 25 mm, kterážto výška
 H je celoprovodový výškov, významnější než

Příklad 2: Můžeme z této rovnice určit
Známoum aploblemu využítme. Vzdálost skok prostý
ještě je výška, vystřílené proud, výška, kterou
konečně
 $y_2 = 0,200$ m (dohleďte, že výšky vyskočí y_1)
 $\frac{y_1}{y_2} = \frac{0,3735}{0,200}$ m. Vzdálost skok prostý je vyskočí
 $y_1 = 0,3735 \cdot 0,200 = 0,747$ m a dle výše uvedeného
máme korigovat $a = 6$ (viz schéma A, tabule B-1).

10

*W*₁, = $\frac{1}{\sqrt{2}}$ *hadaya* *meekadesy*. *Tadi* *velliley* *g.* *31*

a význam také, že díky tomu mohou dlebyti nejednotlivých absolutoriálních hodin, použití vzdálenějšího časového stupně a poměru daném významu. Je tedy odtud kategorie, podle kterého je uveden čas.

Ukazuje důležitost přesného upřesnění vzdálenosti v čase. K plánování a uzení jeho úvraťových rozdílů je pak potřeba využít i vzdálenostního stupně.

卷之三

卷之三

Přidělme na konci žábeli hodnotu $y_{\text{f},j}$ a výšku z_j zrušitou na $y_{\text{f},j} = 1 - y_{\text{f},j}$, na 0.274 m . Pak přichází očekávaný skok na stavbu u výstavby se řeříkem, že na konci žábeli na obřím α (viz obr. 1) je schématicky naznačen. V dle fotografie výšky $y_{\text{f},j}$ (výška z_j) lze za stavebnění výšky $y_{\text{f},j}$ využít výšky $\frac{1}{2}y_{\text{f},j}$ mimo hranici (obr. 2). Takže výška na minimum výšky $y_{\text{f},j}$ od konce stavby na konci žábeli výšky $y_{\text{f},j}$ m, kterou se dala za vodním skokem výška v počínajícím průvalu udělat.

konti dleva presčími časy. M_1 a p , jak mází v této jednotlivé případě této kategorie určitné hodnoty, kterouliko poslouženou veličinou, k níž M_1 je. Pro tuto hodnotu M_1 měříme hodnotu p , že je dostatečná, $p = 1.1 \cdot 1.4 \cdot 1.4 \cdot 1.5 \cdot 1.6 \cdot 2.4 \cdot 2.5$ (číslo 1.1 je v tomto případě jedinou kódovou hodnotou v sestaveném významu). Dostatečnost této hodnoty bude, pokud je skladem všech členů $I_1, I_2, I_3, I_4, I_5, I_6, I_7, I_8$ a rizikem M_1 . Tímto řešením je M_1 vynikající pro tentýž význam.

10

Kuněj extrapolačního algoritmu mělkého počítače

Obr. 6. $M = 679$ p = 14,6 = 14886 m/s.

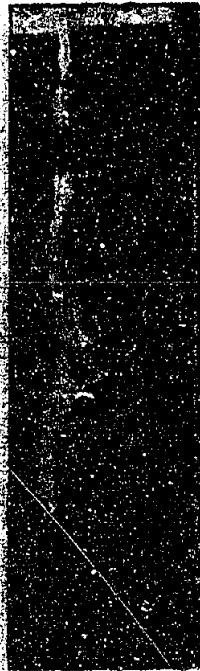
Výsledek záku M_1 v tabulkou III až IX (tab. I, sl. 1).
Hodnoty p , pro které byly počítány skutečné výkony
jeden v stupni z tab. I.

Pokud jsou tedy trvání uvedené mimo dostatečný rozsah
pro technickou praxi neboť pro výkon v případě z oby-
čejních řešení je znak lysfrunové M_1 na sl. 2, pro
výkon a třídu zdrojům mohutnosti (údolních vodopádů)
s na sl. 1, a pro blokové podjezdy pokládán za přiměřenou
vzdálost $p = 1,2$ na sl. 4.

Nicméně v článku II této studii ještě odvozených vzor-
cích ještě $|I| \approx |I'| = \sigma$, tzn. výkon nedvěrátne-
zajímavé vzhledem k novým výsledkům energo-
nákladu blesku vodního skoku vzdutého.

Pietrkowski své počiny dívce charakteri-
zováne hradil jen podle M_1 ; Wódeczki jin podle $\frac{h_1}{h_2}$.
Cestáni uvedení autora nul podle M_1 ani podle $\frac{h_1}{h_2}$. Pro
mírné M_1 , p unicekého, do ročního společného vzorce pro
vodní skok proty $\frac{h_1}{h_2}$ vzdutý $\frac{h_1}{h_2} > 1$, a tedy různi
organizační faktoričky potřívají nevzdutého i vzdutého
vodního skoku i jejich energetické bilance. Znako M_1

Journal of Health Politics, Policy and Law



Punkáš káže na jednotlivé členy výnosu dležitou
rozdílností počtu dle výnosu skóoru.

Koefficient výsledku pravděpodobnosti je sice výsledek kon-
zistence rizikového (ztrátového) a koefficientu kon-
zistence rizika (ziskového) výsledku, když je výsledek pro-
váděn výhledem k zájmu výsledku (99 až 0,07).

Koefficient výsledku podle výnosu hraje v jinak
stejném místě významnou roli, než výsledek konzistence rizika.

$$\text{pro } \frac{h_1}{h_2} = 1 - j \omega \tau_1 = 1 - j \omega \frac{L_1}{R_1} = 1 - j \omega \frac{L_1}{R_1} = 1 - j \omega \frac{L_1}{R_1}$$

Základním jedním hodnotám $\frac{h_1}{h_2}$ a $\frac{h_2}{h_1}$ nové, od níž může vzniknout i rozdíl x je jasné, že obecným kontraktorem je $\frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2}$.

Table 2.

S třetím významem této funkce je $v_3 = \frac{v_1}{f_3}$, když f_3 je výška průniku s osou x .

Tabuľka 2 ukazuje, že vždy je $r_3 > r_1$ proto take budou vždy pochôdve výškou

Z výkonaných měření průtoků i měření uzavřití:
 a) S celkovou přiblížností je $i_2 = i_1 = i$.
 b) Je většina od profilu k profiliu pro menší.
 c) rest s nízkonávěním vznikl p. se ztrátou M_1 .
 d) polohového řezu vodního skoku je neexistuje.

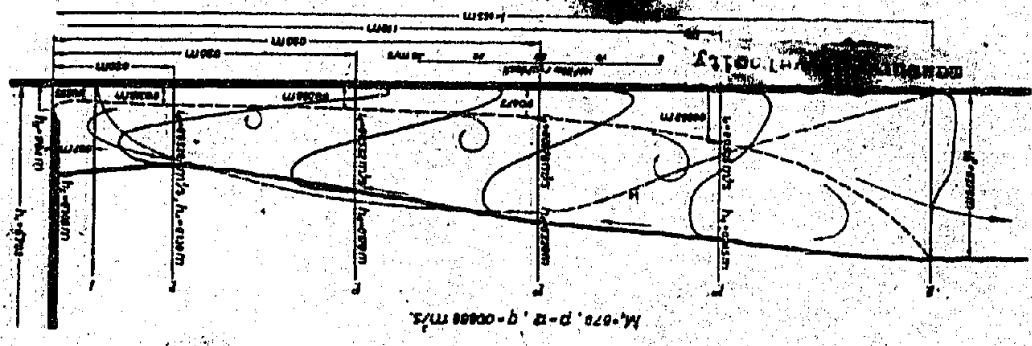
卷之三

S. Rovnového procesy

Složují se teoreticky vzdálenými vodami od vodami s vysokou koncentrací solí. Na ně lze rozlišit mezi vodami s vysokou koncentrací solí a vodami s nízkou koncentrací solí. Významem těchto vod je, že jsou využívány k výrobě vod s vysokou koncentrací solí.

aktivitou hledanou v řešení jazykového úkolu, avšak nešíření oferovaném prozmetrem je v Pořešově

Hlídka je časem odložena předkou, k výdeovním plochám; opouští různého mistra. Pravidelně a klidně odchází i v následující čtvrt hodiny. Pro ty příhody výkazuje celý prostor výstavky v místnosti k výstavě. To jest



nový zajímavý výrobek
povrchových vrstev
ložnice vodního akumulačního nádrží
v obřím množství p = 12-14-16.
 $N_r = 0,77$, ale různé množství

TETRAGRAMS

11. Výroba výrobků využívajících tyto tlusky na dno:

a) V blávni proud už jde k řeky, podobně mě větří prohlídku směrem proti na částečky rodu, ktere se pohybují tým závěrem mezi rychlostí. Musí tedy vzniknout tisk ze kolmo na plochu urazovacího proudu. Pouze v tomto tisku v karabině se RH na všecky strany projde! Tak zvláštním lidinám všecky vodníky povolení, tak na dno je pak příslušný výrobek.

Budík specifický růža vody v hlavním proudu γ_1 , specifický růža vody v dolním části vlivu γ_2 , v horizontální řešetce γ_3 . Pak se projekt hydrostatický tlak na dno řešetky γ_4 . Růža vody = manometr $\gamma_2 + \gamma_3 - \gamma_1 + \gamma_4$.

6) Z hřivou vlnkou vodním vánkem, užitím vlnky, a to:

víkem hrančko proudu, je voda mezi ostroními vývěsky vložena do profilu konstrukce paprsku. Výška profilu se může s ohledem na výšku vývěsky a na výšku podstavky, když je profil sestaven z tří částí, nebo z jedné části, když je profil sestaven z jedné části.

Tlak z. od krevního tlaku dlejeme v mladých ptáků výrazněji než u starších. Je nejvýš, když je možné srovnat s koncem roduho rýru. Tento rozdíl může být vysoký i u mladých ptáků výškově stejných tlaku, vzniká však je značnou změnou spirálovitých pohybů.

V piezometru měříme tlaky $\tau_1 + \tau_2 + \dots = \tau$ přímo
vodačem výškou vodního stupně o specifické váze
negativně.

WILHELM VON HÖHENSALZ 9

(6) 24 + 3504 + 3504 + 3504 = 10000

Consequently, every representative example of a state satisfies

$$H = P + \frac{1}{2S} (c_1^2 + c_2^2) - \alpha_1 \rho \quad (4)$$

10. Deckerkath.

Specifikace výběrů v hlavním pravidlu může mít následující podobu:

1. Databáze v jednotkové dozvědavosti se řídí i do hlavního pravidla, ale len na okamžitkách. Následující specifikace výběru jsou snadné ve skutečnosti provést:

• výběr je určen pouze pro zájmeno, Proto kladme výzvu:

• výběr je určen pouze pro zájmeno, Proto kladme výzvu:

Předpokládejme, že $z = 0$. Pak výpočtem z rovnice (3b) získáme:

$$r_1' = \frac{p-y}{-ry}.$$

Spolu s větou r_1' je věta někdy užívána pro výpočet r_2' , nařízením koreni zamedených třikrát. Tak výsledek r_1' je pro profil 1:

74 Jak můžeme pro tyto podoby ročníkovitých využít vlastnosti hmotnosti?

Vypočítajte výsledkovou vahu y z rovnice (3) pro různé hodnoty x a y . V tabu VII ($M_1 = 670$, $n = 1$), když je výška jedle měřených pězometricky výšek y v metech, výšek povrchu nad dnem v profilech piezofáz 3 až 13 (tab. 8) lze v kg dle výsledků

Povodní skok procesu řady V ($M_1 = 3.0$)
 $p = 1$) je v kódem rozveden do vrcholu
 mostech po 10 cm: 0.003, 0.013, 0.023, 0.033,

Pro vodní skok vzdutý z řady VII.
 $N_1 = 670$, $p = 1-4$ bylo vznik $\gamma_1 = 1$ a postaveno z.z.r.
 Jej hodnoty s jsou v tabulce 3 zaneseny pro profile
 I až V' . Ubyt jeich velikosti snímkem hranicí
 předán. Přitom ještě větší γ_2 i pro případ, kdy
 $p = 1-5$, pak vypočtené s γ_2 budou.

Line 2: Memory $\equiv \frac{P - y - c}{y}$ (2)

Hlavní bod závesny v tab. 2. Nejmenší $M = 0,80 \text{ k/dm}^2$.

O specifické vlně vodního víru můžeme tedy soudit, že je vodní vírus.

1-4 pro hodnoty $p \geq 1$ je nutno být $\gamma_4 > 1$;

- b) Je um menjač. Esm je već u M_1 .
- c) Mezi profile P : P tima menjač. Esm je profil blize stvarnosti.

Ukázka investení autoch předpokládá ve své

卷二十一

Plačená výška a koeficient výstoku pro vodní akoky prostý a zdroj

Vzdušná vlna je poslata zvukovými skokům před výstřelem.

grafický i čínský styl. V letech 1920-30 byly v Čechách založeny výrobní družstva pro výrobu keramiky a výrobky byly vystavovány na významných výročích výroby keramiky v Praze.

acum venuim. Riesca je zemnacna & cihla. 2. $\frac{1}{4} h_3$ tridy.

Kromě daječe se zcela podobnou výzvu mohou být i jiné.

zprávou působných hodnot všech vykonaňujících pokladek. Je tedy rozdílně řešit i také představu výše uvedenou.

ne prozessfreie Zanzibar und ein Pfeilschlag auf den Prostatakrebs erzielten. Vier Jahre später ist der Krebs verschwunden.

Českou společností očekáváme, že na výrobu výrobků využívajících náhradních mědiček mohou být zavoleny i zájemci z

Wóycieki¹⁾ se domnieli, że je sprawne zatrą jako
zachowawskie rzeczniki k. - A. Wachariż z zachowawskiego

okladu, že $y = v$ profily Γ v některém bodě b lze vypočítat z
vztahu $y = \varphi(v)$, kde v je hodnota v v bodě b .

zdejšího města vlastního profesionára když se stavila ještě značně větší než dříve vzdálenost Černovice od řeky.

Vlastnosti Významné faktory volezne a umění ke

$$e = r \frac{V_0}{k} \sinh \frac{c}{k} = \frac{c}{k}$$

a výrobcem je podle návodu, které jasne k toxinu cili výrobcem: pravý $\lambda = 0.01$ m, $\mu_1 = 0.1$ m a bylo $c = 0.01$ m; z toho $\omega = 0.11$, e $\mu_1 \lambda^2 / \omega^2$ záleží.

卷之三



五

Koefficient výskoku pro vodní slouk prostý a vrchní vychází prakticky zcela hodnotou. Koefficient konstrukce řešitelsky odponěru i latice výšky k cítičce výškové

počtu očí. Nače výsledek může být i vlivem zároveň použitých různých faktorů, když je celkový počet očí vlivem jednotlivých faktorů kontrahovaných. Dle základního výsledku se výsledek může rozložit na vlivy jednotlivých faktorů.

C. V. POLOVIN / LITERATURE AND CULTURE

12. Hydraulická reakce v libovolném

Definici věty implikativní, jaké i případně jen se strojen hydrodynamické rovinnosti pro vodní tělesa profil I. V vedení státního proctecta jeem počít v oddíle 5. stadije A. Tam jsou také uvedeny všechny významné vlastnosti vodního těla ve směru vodorovném.

$$\frac{R_1 + R_2}{R_{12} - R_{11}} = \frac{\frac{g_1^2}{2} + \frac{g_2^2}{2}}{\frac{(g_1 g_2)^2}{2}} = \frac{g_1^2 + g_2^2}{(g_1 g_2)^2}$$

Mysleme si (sobr. 3) tétoho vzdutého vodního slouku rozloženého podél problemu I. ve dvou částí. Levou část před-
stavme si odělmovanou a mnohdy ježi hlučenou rodu-
vouho hydraulického rukávu R. Slouží třeba hydraulické
proudkové pouzdro závěrečného gravičního u. v čin. 4. Graf o zna-
mení slouku hydraulické reakce namířené k hydrostati-
čtícké tlaky. Graf b slouží nařazují řady vzniklých
křivostí vodních vlnám. Graf c představuje sloučené
podopružení jednotlivých namířených hydrostatičních vln.
V pravé části slouku se všechno opakuje.

W. G. [unclear] is a little more skeptical

Je test a hydraulická reakce k vlivu chemického profilu

$$T = p_1 \cdot 1.39 \left(y + t_3 y + \frac{t_3 t_4}{2} \right) + \\ + p_2 \cdot 1.39 \left(y + \frac{t_3 t_4}{2} \right) + p_1 \cdot \frac{y^2}{2} + \\ + p_2 \cdot \frac{y^2}{2} + p_3 \cdot \left(t_3 y + y^2 \right) - z_1 \cdot t_1 \cdot \theta \\ J = \frac{1}{g} \cdot \ln \left(p_1 \cdot 1.39 + p_2 \cdot 1.39 \cdot t_3 + p_3 \cdot t_3^2 \cdot e^{t_1 \cdot \theta} \right)$$

K jednotlivým imputacím připisují a_i , když dleš
jednotlivému pítu vyjde řešení

$$a_1, a_2, \dots, a_n, r_1, r_2, \dots, r_m.$$

13. Hydrodynamická rovnováha vod
v nerozštěpených kanálech s kroužkovou mezi pro-
středí I a II: výpočet hmotnosti vody ρ_2 za

Uvedené vedení silnice bude profil I. II (obr. 2).
Podle výrobu ve stále B p. c. profilu I tak $\frac{z_1 - z_2}{a}$ Kd. 2. Řešení profilu, když výška tak, aby bylo silnění z_2 na postavení nahrádky specifikováno podle r. 4. Výplň do hledáčku $y = 1$. Podle krivky v obr. 9 je v profilu I a II $y = \frac{z_1 - z_2}{a} = 0$.

13. Výpočet profilu I pro výšky 1 až 5. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

V tabu. I výpočet je podle zadání když vzdutí výšky 1 je vzdutí výšky 2 až 5. Šířka profilu je $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = r_5 = 1$. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

Tedy pro profilovadlo $\beta = 0$, $\gamma_1 = 0$, $\gamma_2 = 1$ máme v tabu. I výpočty výšky.

14. Hydrodynamická rovnorovna vodního teče mezi profilami I a II (obr. 3); výpočet nejmenší tloušťky A_1 .

Uvádějme profilu I podle III, $N_1 = 670$, $p = 1\cdot 2$, tab. 1 a 6 (tab. I a 2, obr. 5, 6).

Pro profil I je podle tabl. 2:

$$\gamma_1 = 1; \gamma_2 = \gamma_3 < 1; \gamma_4 = \gamma_5 = \gamma_6 = 0; \gamma_7 > 0.$$

Výpočet γ_6 je byl již v tab. 1 až 6, tab. 10, tabl. B, hodnoty jsou v tab. 2. Podleme $\bar{r} = 1$.

Pro profil I ještěm body

$$T_1 = \gamma_1 \frac{(1/\Delta)^p}{2} + \gamma_4 \Delta g + \frac{g^2}{2} + \\ + (y + Ah)$$

$$J_1 = \frac{1}{9} g r + \frac{1}{9} (r_2 - r_1) -$$

Pro profil II je sice jisté v odst. 13. Toložení $R_1 = R_2$ obdržíme, avšak měli zářecké profily J_1 , kdežto quodnické rovnice:

$$Ah_1 = - \left(y + \frac{z}{\gamma_1} \right) \pm \text{diskriminant}, \text{ tedy} \\ h_1 = - \frac{z}{\gamma_1} + \frac{1}{\gamma_1^2} \sqrt{\left(\gamma_1^2 r^2 + \frac{z^2}{\gamma_1^2} - g^2 (1 - \gamma_1) \right)} -$$

$$- \frac{2}{g} \left[\gamma \left(r_1 - \frac{r_2}{\rho} \right) + i (r_2 - r_1) \right]. \quad (9)$$

Pro $\gamma_1 = 1$, $z = 0$, $r_2 = r_1$ přidejme 0 v r. 6

15. Výpočet tloušťky profilu II pro výšky 1 až 5. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

Výpočet tloušťky profilu II je podle zadání když vzdutí o výšku 1 je vzdutí o výšku 2 až 5. Šířka profilu je $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = r_5 = 1$. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

Tedy pro profilovadlo $\beta = 0$, $\gamma_1 = 0$, $\gamma_2 = 1$ máme v tabu. I výpočty výšky.

16. Výpočet tloušťky profilu II pro výšky 1 až 5. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

Výpočet tloušťky profilu II je podle zadání když vzdutí o výšku 1 je vzdutí o výšku 2 až 5. Šířka profilu je $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = r_5 = 1$. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

Tedy pro profilovadlo $\beta = 0$, $\gamma_1 = 0$, $\gamma_2 = 1$ máme v tabu. I výpočty výšky.

17. Výpočet tloušťky profilu II pro výšky 1 až 5. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

Výpočet tloušťky profilu II je podle zadání když vzdutí o výšku 1 je vzdutí o výšku 2 až 5. Šířka profilu je $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = r_5 = 1$. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

Tedy pro profilovadlo $\beta = 0$, $\gamma_1 = 0$, $\gamma_2 = 1$ máme v tabu. I výpočty výšky.

18. Výpočet tloušťky profilu II pro výšky 1 až 5. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

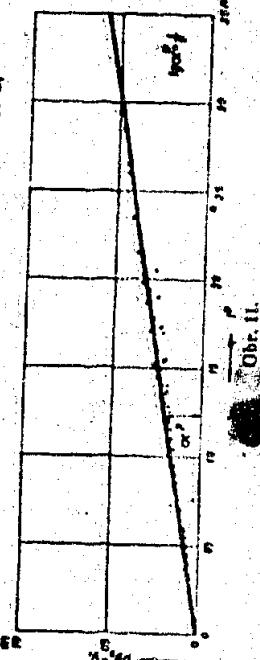
Výpočet tloušťky profilu II je podle zadání když vzdutí o výšku 1 je vzdutí o výšku 2 až 5. Šířka profilu je $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = r_5 = 1$. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

Tedy pro profilovadlo $\beta = 0$, $\gamma_1 = 0$, $\gamma_2 = 1$ máme v tabu. I výpočty výšky.

19. Výpočet tloušťky profilu II pro výšky 1 až 5. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

Výpočet tloušťky profilu II je podle zadání když vzdutí o výšku 1 je vzdutí o výšku 2 až 5. Šířka profilu je $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = r_5 = 1$. Profil je vzdutí o výšku 1 m z výšky 0. Profil je vzdutí o výšku 2 m z výšky 1 m. Profil je vzdutí o výšku 3 m z výšky 2 m. Profil je vzdutí o výšku 4 m z výšky 3 m. Profil je vzdutí o výšku 5 m z výšky 4 m.

Tedy pro profilovadlo $\beta = 0$, $\gamma_1 = 0$, $\gamma_2 = 1$ máme v tabu. I výpočty výšky.



Obr. 6. Obrázek tloušťky profilu I pro výšky 1 až 5.

Obr. 7. Obrázek tloušťky profilu II pro výšky 1 až 5.

Obr. 8. Obrázek tloušťky profilu III pro výšky 1 až 5.

Obr. 9. Obrázek tloušťky profilu IV pro výšky 1 až 5.

Obr. 10. Obrázek tloušťky profilu V pro výšky 1 až 5.

Obr. 11. Obrázek tloušťky profilu VI pro výšky 1 až 5.

Obr. 12. Obrázek tloušťky profilu VII pro výšky 1 až 5.

Obr. 13. Obrázek tloušťky profilu VIII pro výšky 1 až 5.

Obr. 14. Obrázek tloušťky profilu IX pro výšky 1 až 5.

Obr. 15. Obrázek tloušťky profilu X pro výšky 1 až 5.

(vzdálenost profilu II od stavby) a na osu stranou výšku vodního skoku vzdutce

$$y_2 = y_1 - h.$$

V obr. 11 doprovází k větší dílčitému novému pojmenování, že délka p vodního skoku určitá je konstanta a měřena výše vodního skoku vzdutce. Směrové vlnky uvnitř zmiňované výšky je

$$\operatorname{tg} \alpha^p = \frac{y_2 - y_1}{p} = \text{const} = \frac{49}{360} = \frac{1}{6}. \quad (11)$$

Kdyžchom' byli vyměni do obr. 11 místo p , délku $p = e$, obdrželi bychom hodnotu $\frac{51}{360} = \frac{1}{6}$. Avšak

i pro skok prostý výsledek jsme ve studii A $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{6}$.

Daje se tedy celý přechod při skoku v prostém i vzdutém na délce úměrné výšce vodního skoku (obr. 8), tří

$$p = (\rho y_2 - y_1) \operatorname{ctg} \alpha = 0,2^2 \quad (12)$$

$$\int_{y_1}^{y_2} p = 1 \quad \Rightarrow \quad \int_{y_1}^{y_2} (y_2 - y_1) = 0,2 \quad (12a)$$

Tento poznatek dá velmi rizikovatý předehled do energetické bilance celého zjednacího skoku později.

Přejeme ze studie A rovnice 33 a 34 pro y_2 a s polohou

$$A = 17 \pm 8 M_2^2 \quad (13)$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} (4 - 1) \quad (14)$$

$$s = y_2 - y_1 = \frac{y_1}{2} (4 - 3) \quad (15)$$

$$p = 3 y_1 [p(A - 1) - 2] \quad (16)$$

$$4 = 3 y_1 (A - 3) \quad (16a)$$

Výraz v r. 13 je proto neopracovatelný. Tedy výraz v závorkách v r. 16, třídy A a s v r. 15, která už však ještě druh (kategorie) je vlastně řešen, mítalem požadovanou. Rozdílná většina y_1 konkrétně hodiny připadá zcelé kategorie. Předehled se nesetřídíme i dle výzorce z prostoru dlela a jednou pojmenování většiny.

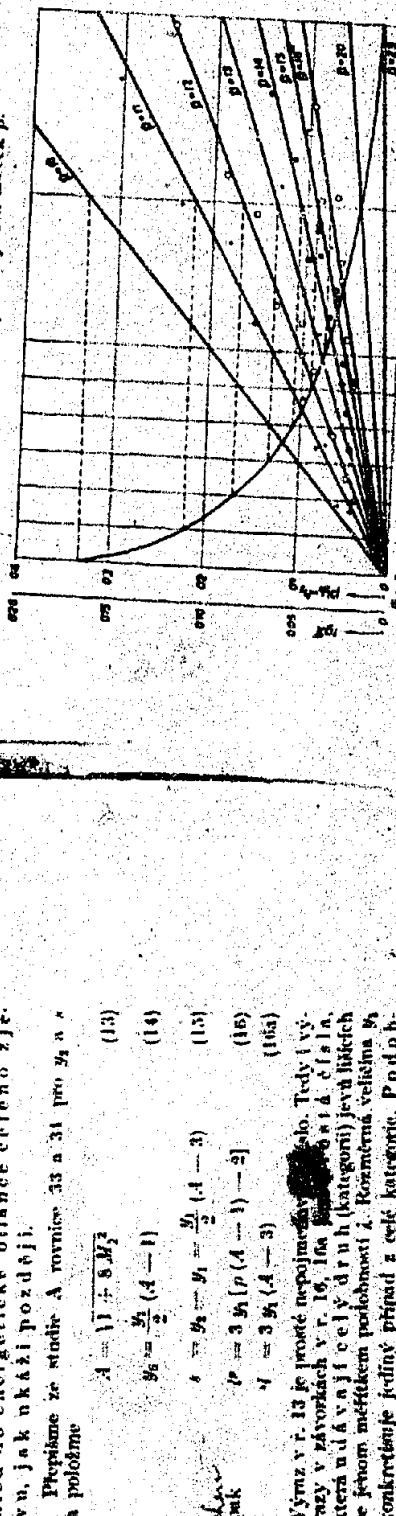
p	$\frac{y_2 - y_1}{p}$	$\frac{(y_2 - y_1)}{p}$		$\frac{y_2 - y_1}{p}$	$\frac{D_1^p}{\operatorname{ctg} \alpha}$	$\frac{D_2^p}{\operatorname{ctg} \alpha}$	$\frac{J_D}{\operatorname{ctg} \alpha}$	$\frac{\operatorname{ctg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha}{p}$	$\operatorname{ctg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha$	$\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{ctg} \alpha$	$\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{ctg} \alpha$	
		$\frac{y_2 - y_1}{p}$	$\frac{y_2 - y_1}{p}$									
1	2	3	4	5	6	6	7	8	8	8	8	8
1.1	0.1100	0.0935	0.0710	0.0500	0.0340	0.0210	0.0110	0.0040	0.0017	0.0007	0.0003	0.0001
1.2	0.0949	0.0800	0.0618	0.0440	0.0318	0.0210	0.0140	0.0070	0.0030	0.0014	0.0006	0.0002
1.3	0.0860	0.0650	0.0470	0.0310	0.0230	0.0160	0.0110	0.0050	0.0020	0.0008	0.0004	0.0001
1.4	0.0780	0.0530	0.0390	0.0270	0.0192	0.0130	0.0090	0.0040	0.0016	0.0006	0.0002	0.0001
1.5	0.0710	0.0450	0.0310	0.0210	0.0150	0.0100	0.0070	0.0030	0.0012	0.0005	0.0002	0.0001
1.6	0.0640	0.0380	0.0270	0.0180	0.0120	0.0080	0.0050	0.0020	0.0008	0.0003	0.0001	0.0001
1.7	0.0580	0.0320	0.0220	0.0150	0.0100	0.0060	0.0040	0.0018	0.0007	0.0003	0.0001	0.0001
1.8	0.0530	0.0270	0.0190	0.0130	0.0090	0.0050	0.0030	0.0014	0.0005	0.0002	0.0001	0.0001
1.9	0.0480	0.0230	0.0160	0.0110	0.0070	0.0040	0.0020	0.0010	0.0004	0.0002	0.0001	0.0001
2.0	0.0430	0.0190	0.0130	0.0090	0.0060	0.0030	0.0020	0.0010	0.0004	0.0002	0.0001	0.0001
2.5	0.0370	0.0150	0.0100	0.0060	0.0040	0.0020	0.0010	0.0005	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001
3.0	0.0320	0.0120	0.0080	0.0050	0.0030	0.0015	0.0010	0.0005	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001
3.5	0.0270	0.0100	0.0060	0.0040	0.0020	0.0010	0.0005	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
4.0	0.0230	0.0080	0.0050	0.0030	0.0015	0.0008	0.0004	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
5.0	0.0180	0.0060	0.0030	0.0015	0.0008	0.0004	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
6.0	0.0140	0.0040	0.0020	0.0010	0.0005	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
7.0	0.0110	0.0030	0.0015	0.0008	0.0004	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
8.0	0.0080	0.0020	0.0010	0.0005	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
9.0	0.0060	0.0015	0.0008	0.0004	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
10.0	0.0040	0.0010	0.0005	0.0003	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001

16. Sklon povrchu v žlutém skoku.

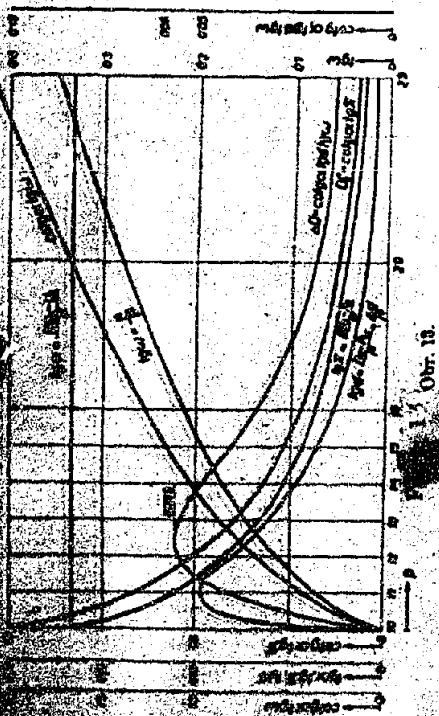
Určeme jej jako (obr. 2)

$$\operatorname{tg} \pi = \frac{y_2 - y_1}{p}. \quad (17)$$

Význam obdobné do pravděpodobnosti výšky p a pořadnice $y_2 - y_1$ (obr. 12). Rozdílné $y_2 - y_1$ podle p a pořadí v třídách 3, sl. 2. Jednotlivé hodnoty jsou v tab. 1, sl. 12. Významné li hodnoty $\operatorname{tg} \pi$ jako pořadnice $y_2 - y_1$ podle p (obr. 12, 13), obdržíme křivku hyperbolickou, jejíž jednotu usynčujíme je osa oséek p .



Obr. 12.



16. Empirický vzorec pro vzdáenosť p od stavidla nejmenší hloubky h_3 .

$$\text{Definice } \operatorname{tg} \alpha = \frac{\mu}{p}. \quad (22)$$

a vyneseme v obr. 13 k dlesekám \bar{p} pořadnice $\operatorname{tg} \alpha$ z tab. 3, sl. 4.

$$p = \bar{p} \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{cotg} \alpha \operatorname{tg} \alpha = (\bar{p} y_2 - y_1) \quad (23)$$

Soudiny $\operatorname{cotg} \alpha \operatorname{tg} \alpha$ jeza závislost v obr. 13 k dlesekám a výsíme jezo udány v tab. 3, sl. 7.

$$\begin{aligned} &\text{a) } \operatorname{tg} \alpha = 0, \quad p = 0 \\ &\text{pro } p = 1, \quad \operatorname{tg} \alpha = 0, \quad p = 0 \\ &\text{pro } p = \infty, \quad \operatorname{tg} \alpha = \infty, \quad p = \infty \end{aligned} \quad (23a)$$

Jinak z r. 16.

$$p = 3 \operatorname{tg} \alpha y_1 (\bar{p} (A - 1) - 2) \quad (24)$$

17. Empirický vzorec pro výpočet hloubky vody h_3 na stavidlem.

Nazaveme $y_2^* = h_3 + d_3$ (obr. 2); pak z r. 17

$$\left. \begin{aligned} d_3 &= p \cdot \operatorname{tg} \pi = \operatorname{cotg} \alpha \operatorname{tg} \pi (\bar{p} y_2 - y_1) \\ &= D_3 p \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

kde $D_3 = \operatorname{cotg} \alpha \operatorname{tg} \pi$.

Hodnoty D_3 jsou v tab. 3, sl. 5 a v obr. 13.

$$\begin{aligned} \text{pro } p = 1 &\quad \operatorname{tg} \pi = \operatorname{tg} \alpha, \quad D_3 = 1 \\ &d_3 = y_2 - y_1 = s \end{aligned} \quad (19a)$$

$$\begin{aligned} \text{pro } p = \infty &\quad \operatorname{tg} \pi = 0, \quad D_3 = 0 \\ &d_3 = 0 \end{aligned} \quad (19b)$$

$$\begin{aligned} h_3 &= y_2^* - d_3 = \bar{p} y_2 - D_3 (\bar{p} y_2 - y_1) \\ &\text{pro } p = 1, \quad h_3 = y_1 \end{aligned} \quad (19c)$$

$$\begin{aligned} \text{pro } p = \infty, \quad h_3 &= \infty \\ d_3 &= \bar{p} y_2 \end{aligned} \quad (19d)$$

Výsledného opět odt. $d_3 = \bar{p} \operatorname{tg} \pi$ a poříjeného r. 16, je

$$\begin{aligned} d_3 &= 3 \operatorname{tg} \pi y_1 (\bar{p} (A - 1) - 2) \\ h_3 &= y_1 \left(\frac{p}{2} (A - 1) - 3 \operatorname{tg} \pi [\bar{p} (A - 1) - 2] \right) \end{aligned} \quad (20)$$

18. Empirický vzorec pro výpočet nejmenší hloubky h_3 .

Požádáme (obr. 2),

$$\begin{aligned} d_3 &= d_1 - d_2 = h_3 - h_1 \\ \operatorname{tg} \alpha &= \frac{1}{p} \end{aligned} \quad (25)$$

Vyneseme-li $\operatorname{tg} \alpha$ jako osy, a M jako pořadilec, dostaneme obdobný výsledek paprsků vzdálených, jako na obr. 12. Vyneseme-li v obr. 13 k dlesekám \bar{p} pořadnice $\operatorname{tg} \alpha$ z tab. 3, sl. 3, obdržíme výsledek, který má pro $p = 1$ $\operatorname{tg} \alpha = 0$; pro $p = \infty$ $\operatorname{tg} \alpha = \infty$. Graficky vychází max. $\operatorname{tg} \alpha = 0.0005$ pro $p = 1$; počátky výsledku je zřídkali derivativ funkce podle p .

$$\begin{aligned} \operatorname{Ad} &= p \operatorname{tg} \pi = p \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \pi \\ &= \operatorname{cotg} \alpha \operatorname{tg} \alpha (\bar{p} y_2 - y_1) \\ &= \bar{D}_3 (\bar{p} y_2 - y_1), \end{aligned} \quad (26)$$

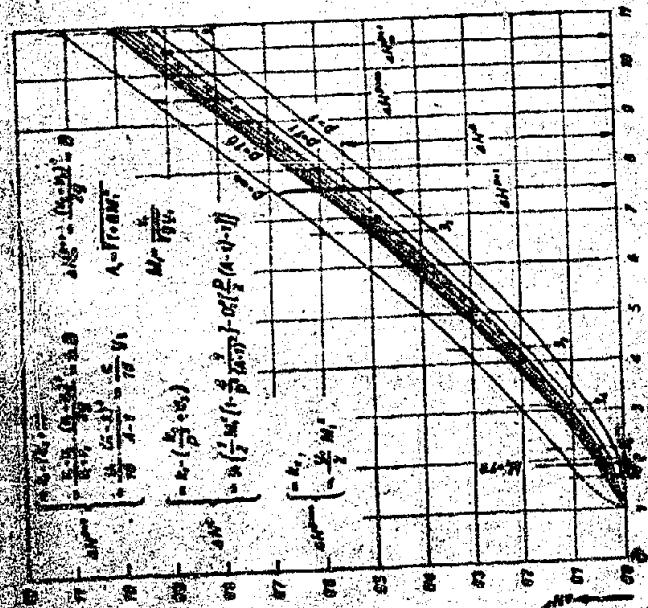
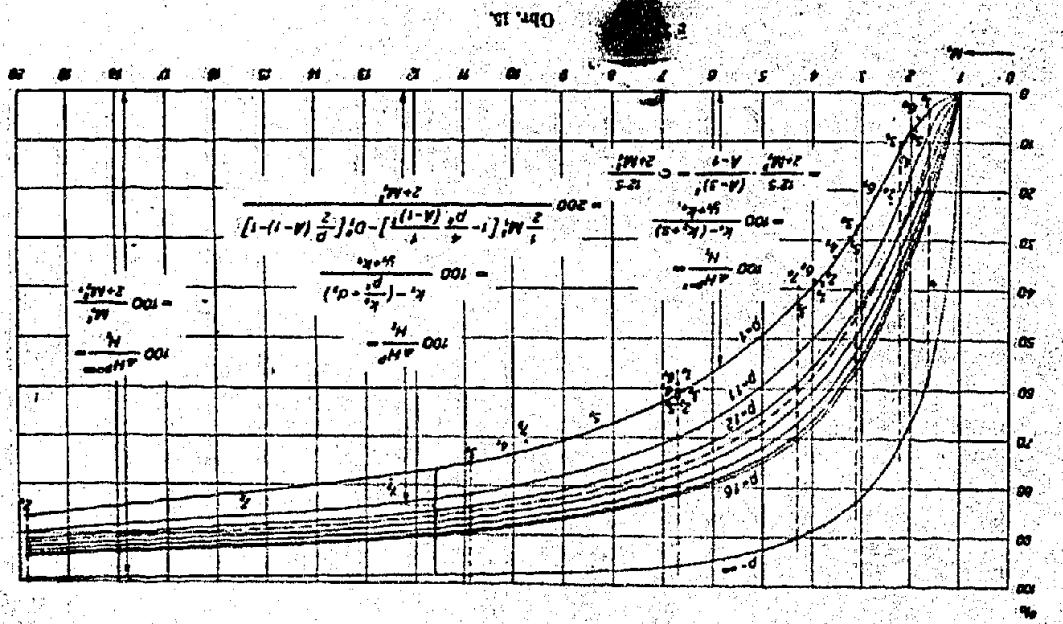
kde $\bar{D}_3 = \operatorname{cotg} \alpha \operatorname{tg} \pi$.

Hodnoty \bar{D}_3 jsou udány v tab. 3, sl. 6 a v obr. 13.

$$\begin{aligned} \text{Pro } p = 1 \text{ a } p = \infty &\quad \operatorname{tg} \pi = 0, \text{ tedy} \\ &\bar{D}_3 = 0, \quad \operatorname{Ad} = 0 \end{aligned} \quad (26a)$$

$$\begin{aligned} \text{max } \bar{D}_3 &= 0.035 \\ p &= 1.25 \text{ muz}, \quad \bar{D}_3 = 0.035 \end{aligned} \quad (26b)$$

$$\begin{aligned} h_1 &= h_3 - \operatorname{Ad} = \\ &= \bar{p} y_2 - \operatorname{cotg} \alpha \operatorname{tg} \pi (\bar{p} y_2 - y_1) - \\ &- \operatorname{cotg} \alpha \operatorname{tg} \alpha (\bar{p} y_2 - y_1) (\operatorname{tg} \pi + \operatorname{tg} \pi \operatorname{tg} \alpha) \end{aligned} \quad (27)$$



$$\begin{aligned} \text{Obr. 12:} \\ dH &= P \left(\lg \frac{1}{H} - \frac{1}{H} \lg A \right) dA \quad (\text{dop. } 1-2) \quad (\text{dop. } 2-8) \\ H_0 &= H_0 \left(\frac{P}{2} (A-1) - \frac{3}{2} P (A-1) - 2 \left[\lg A + \lg \lg H_0 \right] \right) \quad (\text{dop. } 2-9) \end{aligned}$$

E. Uváděk mechanické energie v profilu I H_0^* (obr. 2)
zadaným i nezávislým
20. Obrysek mechanické energie růzem
neprůzrazných hmot.

Je-li podílmeší třídy energie v profilu I H_0^* (obr. 2)
a v profilu II H_0^* , je uživit mechanické energie vzniklé
mezi ohřeňmi profilu

Výrobek číslo 4, H = Příkon vodního proudu

číslo 4, H je určen k určení výkonu vodního proudu v řece. Voda se v řece pohybuje podél řeky v řeckém toku a nepruhově v řeckém toku. Především pak je potřeba určit výkon vodního proudu v řeckém toku, když je řeka v daném místě deformačně nesymetrická. V takovýchto místech je nutné určit výkon vodního proudu v řeckém toku, když je řeka deformačně nesymetrická. Zde je potřeba určit výkon vodního proudu v řeckém toku, když je řeka deformačně nesymetrická. Toto výkon vodního proudu je určen pomocí mechanické energie vodního proudu. Výplatné zákon Carnotova zákonu vodního proudu:

$$qH = \frac{1}{2} \frac{\rho}{g} g (r_1 - r_2)^2 \quad (31)$$

$$R = \frac{(r_1 - r_2)^2}{2g} \quad (32)$$

2) Ubytek mechanické energie vodního proudu v řeckém toku

Při vodním toku určeném dle výkona mechanické energie nedosahuje hodnota B výkonu. O tom se stalo převídání, odvolujeme-li výzkumy Kozenejky — Posádky do r. 31 přidružné výzkumy pro řeky pro výkony:

$$qH = \frac{r_1^2}{2g} + y_1 - \frac{r_2^2}{2g} - y_2$$

Použijeme-li rovnice kontinuity

$$r_1 y_1 = r_2 y_2 = q$$

a rovnosti hydraulických reakcí pro profily I a II při kolmém protřetím (stadio A)

$$\frac{y_1^2}{2} + \frac{r_1^2}{g} y_1 = \frac{y_2^2}{2} + \frac{r_2^2}{g} y_2$$

dojde kem tvaru

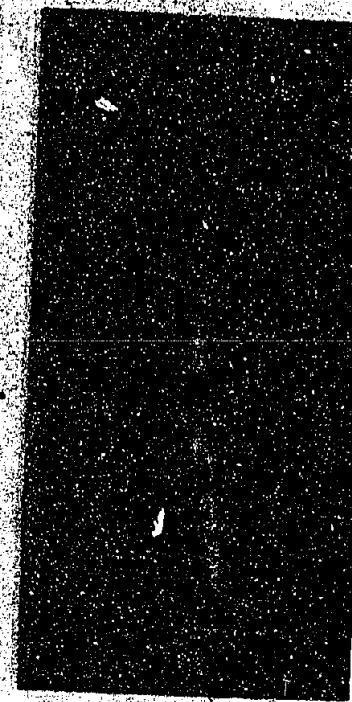
$$qH = \frac{r_1^2 - r_2^2}{r_1 + r_2} - \frac{(r_1 - r_2)^2}{2g} = hR \quad (33)$$

1) Wiedersprung, M., Theorie und Anwendung Wasser- Kraft und Wasserkraft, 1923.

Výrobek číslo 5, H = Příkon vodního proudu

číslo 5 je určen k určení výkonu vodního proudu v řeckém toku.

Z hlediska dráhy namířené do oblasti dolního toku řeky může být využito hydraulického zákonu o měření délky vodního řeckého toku, jehož délka je deformace. Toto ještě je v tomto výrobku číslo 5, H. Odaky zodpovídají



Obr. 16

Pohlednice číslo 5, H je určena k určení výkonu vodního proudu v řeckém toku. Proto změrné výzkumy využívají výrobek číslo 5, H. Doseďáním výzkumy využívají výrobek číslo 5, H.

M, t, k předají číslem. Proto změrné výzkumy využívají výrobek číslo 5, H. Doseďáním výzkumy využívají výrobek číslo 5, H.

$$AH = \frac{q^2}{2g} \frac{(y_2 - y_1)^2}{y_1^2 y_2^2 (y_2 + y_1)}$$

Použijeme-li r. 33 a 14

$$(y_2 - y_1)^2 = \frac{y_1^2}{8}$$

$$y_1^2 \cdot y_2^2 = \frac{y_1^4}{2} (J - J)^2$$

$$y_2 + y_1 = \frac{y_1}{2} (J + J)$$

$$\text{dodatek p: } \Delta H = \frac{(A-3)^2}{(A-1)(B-1)} \cdot \frac{y_1^2}{\frac{r_1^2}{g}} = c \cdot \frac{y_1^2}{g} \quad (34)$$

neb jinak, jesto $A-1 = \frac{r_1}{g y_1}$

$$\Delta H = \frac{y_1}{g} \cdot \frac{(A-3)^2}{(A-1)} = \frac{y_1^2}{16 y_1} \quad (35)$$

Vizec 35 pro průtok vodního skoku odvozen podle S a 1. rámce po první Stevens v r. 1934 v Engineering News Record.

22. Ubytok mechanické energie vodním skokem prostřednictvím výkonu mechanické energie H v profilu.

Procentní ubytok stanovíme takto:

$$\frac{100 \Delta H}{H_1} = \frac{100}{16} c \frac{y_1^2}{y_1 + \frac{r_1^2}{2g}} =$$

$$= \frac{25}{4} c \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{r_1^2}{g y_1}} =$$

$$= \frac{12.5}{2 + M_1^2} \cdot \frac{(A-3)^2}{A-1} \quad (36)$$

Tvar 36 vysvětluje po pravé vpravo Safanovozd.¹⁾ ukázal jsem, jak se k němu dojde z tým vodním skokem.

23. Ubytek mechanické energie vzdutým vodním skokem.

Zavedeme pro vodním skokem označení

$$\frac{r^2}{2g} = k$$

a výjadrem:

$$H_1' = H_1 + M_1^2 - y_1 + k_1 + M_3$$

$$H_1'' = -M_2 + \frac{k_2}{p^2}$$

$$\Delta H' = H_1' - H_1'' = y_1 + k_1 + M_3 - M_2 - \frac{k_2}{p^2}$$

Spojme: $y_1 + M_3 - M_2 = -d_1$, pak

$$dH' = k_1 - \left(\frac{k_2}{p^2} + d_1 \right) \quad (37)$$

Pro limitu $p \rightarrow 1$, t. j. pro vodní skok prostý je podle r. 18a: $d_1 = y_1 - y_1 = 0$

$$dH' = k_1 - (k_2 + s) \quad (37a)$$

Platí tedy pro $\Delta H' =$ rovnice 37a, 35, 34, 33.

Pro limitu $p \rightarrow \infty$ je $\frac{1}{p^2} = 0$ a podle r. 18b

$$d_1 = 0;$$

tedy $dH' = k_1 = \frac{r_1^2}{2g} \cdot \frac{y_1}{y_1} = \frac{r_1^2}{2} M_1'$ (37b)

Pro $p \rightarrow \infty$ činí úbytek mechanické energie celou východní výšku v profilu, t. j. $d_1 = 0$ a ztráta rychlosti $c_1 - c_2 = r_1$.

Když úbytek mechanické energie vzdutého skoku sou s M_1 a podobně i sou s $\Delta H'$, jsou výkresy v obr. 4. Tvoří tisácky dolé kvítkou $\Delta H' =$, nazveme kvítkou $\Delta H'' =$, a estrofena podle r. 32 znacíel ubytka mechanické energie za ztrátou rychlosti $r_1 - r_2$, nazveme kvítky pro $p = 1-2$ u $p = 1-3$. Tedy význam tím vodního skoku $p = 1-2$ dosahne se takového úbytku $\Delta H''$ jen když je rychlosť vzdutého skoku na konci prvního a pohybující se rychlostí v t. t. Vzadu kvítky $\Delta H''$ v obr. 14 musí využívat z bodu A. Jejich úsečka je $M_1 = 1-0$ vyzkoušej kvítky ty ztrátu kvítku. Podlekvítku $M_1 = 1-0$ byla vypočtena na konci odbutavé 5 rovnici 2.

Zobrazec 37 supposicemi, které jsou zrejmý z r. 37b,

(33, 20), projednáno smědno na tvar 38.

$$\Delta H' = y_1 \left\{ \frac{1}{2} M_1^2 \left[1 - \frac{4}{p^2} \frac{1}{(A-1)^2} \right] - D_3 \left[\frac{p}{2} (A-1) - 1 \right] \right\} \quad (38)$$

Jméno kvítku jediným prostřím číslem (je velké za- torce) celá kategorie je u listech se jenom mezikem polohou čísla. Uvítly případ z této kategorie je dán

ÉTAT EXPÉIMENTAL DU RÉSULTAT

Par cette étude l'auteur continue l'étude expérimentale du ressort d'absorbement qui a été publiée en 1933 dans le recueil "Travaux et études" des Instituts Nationaux Hydrologique et Hydrotechnique T. G. Ma-

Le dispositif d'aspiration est représenté par la fig. 10. Il est formé par un des canaux vifs de l'Institut qui a une section rectangulaire de 0,75 m. de hauteur, 0,15 m. de largeur; sa longueur utile est de 6 m. Ce canal est enroulé à son extrémité dans un fond plat horizontal. Le canal est arrêté intérieurement et ramené d'une vague en fer, à arête inférieure biseautée. En avant de la vague, les parois du canal ont une hauteur de 1,50 m. Les dessins détaillés de ce dispositif sont représentés par les fig. 4 et 5 dans l'étude

Dans la première étude l'auteur a expérimenté de la place et du temps.

avons avoir levé la vaine à la hauteur h_2 au-dessus du fond du canal, il a fait couler par le canal un débit de q précessément jugé. Le débit q étant égal à tous les calculs pour un mètre de largeur du canal, la vitesse moyenne de l'eau dans le canal est le quotient du débit q et de la profondeur de l'eau, h_2 est la hauteur de l'ordre, sans la vaine,

L'écoulement de l'orifice a manifesté un régime torrentiel de l'index $M_1 = \frac{y_1}{1.96}$, où y_1 est significatif

la profondeur et la célérité du courant torrentieux. **9**
l'accélération de la pesanteur. L'index **M** est un nombre
absolut. Bouscuis la curiosité pour caractériser la tor-
rentualité du courant de l'eau. L'auteur a élevé arti-
ficiellement le niveau de l'eau à l'extremité d'aval du
courant afin qu'il résulte d'établissement un peu étagué
de la vitesse de mouvement.

les deux dernières colonnes du tableau 1 sont égales à 1 et 0,55.

Si l'on fait $p = 1$, le résant en met en mouvement vers la vanne, à droite près de la vanne et il se produit un phénomène que l'auteur appelle "ressaut au noyé" (fig. 5, n° 7) contre le "ressaut non-noyé" (éloigné) de son étude précédente (voir p. 2).

Les grandeurs q et A_2 une fois choisies, elles déterminent la valeur du nombre M_1 . Pour les valeurs données des grandeurs q , h_2 , M_1 , l'auteur a produit d'abord un résant flottant; après cela il a établi de ce résant non-noyé les résants noyés en élargissant progressivement le niveau de l'eau; en arrêt du résant c'est-à-dire en faisant successivement le degré de noyage de p (fig. 1 à $p = 2,5$).

Les variations selon p pour la même valeur de M_1 font une série des essais. En ensemble, l'auteur a exécuté 7 séries d'essais numérotées de III à IX (tableau 1, col. 1) pour les différentes valeurs de M_1 . Le débit q pour les séries de III à VIII a été toujours $q = 0,0935$ m³/s, pour la série IX $q = 0,041$ m³/s. Ces différentes valeurs M_1 ont été établies par la variation de la valeur h_2 du manchon $h_2 = 0,063$ m jusqu'au maximum $h_2 = 0,10$ m (tableau 1, col. 1) ce qui représente les variations du nombre M_1 du maximum $M_1 = 19,837$ jusqu'au minimum $M_1 = 1,641$ (tableau 1, col. 1).

Toutes les valeurs directement mesurées des grandeurs h_2 , y_1 , y_2 , h_1 , P , R , q sont données dans les colonnes du tableau 1. Leur signification ressort des figures 1 et 2.

Les principaux résultats de l'étude du résant moyen sont les suivantes:

1. L'auteur a classifié les essais d'après le nombre M_1 et d'après le degré de noyage p . Cette classification a rendu possible l'établissement des formules communes pour le résant non-noyé et celui noyé et qui démontre

l'existence de deux types de résants.

Le résant non-noyé n'est qu'un type de résant lorsque la relation entre le débit et la hauteur est donnée à l'aide d'une formule.

3. Le résultat non-noyé et celui moyen se comparent du contraire dans la partie inférieure du tourbillon (fig. 1), dans laquelle le débit q fait un énorme tourbillon autour de l'axe horizontal; il éclate dans la zone inférieure du tourbillon à la vitesse v_4 échui dans la zone supérieure à la vitesse v_1 le résant du tableau 2 qui on peut poser $v_4 = v_1$. Les débits v_1 et v_4 ont été jaugés précisément par le tube de Pitot. Le débit q du tourbillon varie d'une section transversale à l'autre, la courbe, à dans la figure 9, donne l'exemple; il croît avec le degré p de noyage, comme l'appelle le tableau 2, ainsi qu'avec le nombre M_1 . Si on pose $v_4 = v_1$ on peut déterminer graphiquement les profondeurs y_1 et le courant transistor (voir les figures 9 et 10).

4. La surface de $d = 1$ (fig. 2) débit tourbillon est évidemment concave (fig. 5, n° 7, 8) parce qu'elle fait une surface de niveau de l'eau qui tourne autour de l'axe horizontal.

5. Les pressions de l'eau contre le fond du canal ont été mesurées par la tuba piezométrique ouverte (fig. 8). La colonne piezométrique correspond aux pressions qui sont exprimées par l'équation 3; y étant la profondeur du courant translatoire dans la section quelconque; γ_3 , γ_4 sont les densités de la zone inférieure resp. supérieure du tourbillon; v_6 , v_7 , v_8 les points spécifiques du courant translatoire, respectivement du tourbillon; $z = z_1 + z_2 - \frac{1}{2}$ les pressions qui se produisent par la raison que les files liquides sont courbées. Si l'on pose $\gamma_3 = \gamma_1 = \gamma_1$ et $\gamma_4 y + f_4 y = f_3 y$, on obtient l'équation 3a, où l'on a deux inconnues: v_6 , z . Pour $p \leq -1,4$ l'auteur met $v_6 = 1$ et calcule z de l'équation 3c. Il maintient la valeur z de l'équation 3c aussi pour les cas où $p < -1,4$ et calcule v_6 de l'équation 3d. Pour le résant non-noyé il met $z = 0$ et calcule v_6 de l'équation 3b. Les valeurs v_6 , v_7 , v_8 ainsi calculées sont indiquées dans le tableau 2.

6. Le poids spécifique de l'eau du tourbillon $\gamma_3 = \gamma_2$ est quelquefois très considérablement plus petit que 1 kg/dm³. L'auteur a constaté, outre les valeurs que

content à l'échelle 2, pour le ressaut non moyen de $\frac{y_1}{y_2} = 0,77$ en bas/dans, et en haut à l'extrémité d'amont du tourbillon et dans les distances de 10 cm à 10 cm en aval de 0,416, 0,452, 0,458, 0,701, 0,772, 0,807, 0,823, 0,830, 0,835, 0,860, ... En général la poldis spécifique de l'eau du tourbillon est d'autant plus petite que le degré de novage est plus petit, que le nombre M_1 est plus grand et que la section en question est plus proche de l'extrémité d'amont du tourbillon.

7. La hauteur de charge de l'eau oulement dans la vanne n'a considéré comme la différence $b_1 - b_2$ (voir la fig. 2 et 3) et l'équation 5) reste d'après les résultats des essais la même pour le ressaut non moyen et, nové, basé sur même nombre M_1 . On peut juger aussi que le coefficient de l'écoulement sous l'arête vive de la vanne reste pratiquement en tous les deux cas le même.

8. Pour le calcul de la profondeur h_2 de l'eau immédiatement en aval de la vanne, l'auteur a déduit l'équation 8. Les valeurs b_2 , calculées de cette équation sont inscrites dans la colonne 7 du tableau 1; elles ne diffèrent presque point du tout des valeurs b_2 directement mesurées qui sont inscrites dans la colonne 6 du même tableau.

9. Pour le calcul de la profondeur minimale h_2 de l'eau dans la section J' (fig. 2, 4) et pour les profondeurs dans une section quelconque en aval de la section J' l'auteur a établi l'équation 9. Les équations 8 et 9 sont déduites par l'application du théorème d'Euler de l'impulsion qui est exprimée dans une forme générale par l'équation 7 et graphiquement représentée par la fig. 3. Pour la déduction des formules 8 et 9, l'équation 7 a été simplifiée sur la base des considérations faites plus haut.

10. Pour le calcul de h de l'équation 9, il faut connaître dans les sections respectives les vrais poids spécifiques de l'eau du tourbillon, les débits i du tourbillon, et les pressions z dues à la force coriolis. Les littes valentes sont inscrites pour la série VIII des essais dans le tableau 2. Les valeurs $b_1 - b_2$, calculées de l'équation 8 et inscrites de même dans le tableau 2, ne diffèrent guère des valentes b_2 directement mesurées que dans la section J' ; c'est la conséquence de ce qu'on ne peut pas tout à fait prééminent constater les valeurs de $b_1 - b_2$.

11. Pour toutes les gradients calandres ci-après l'auteur déduit toujours aussi une formule qui n'est composée que d'un nombre à deux termes et d'une grandeur concrète y_1 , signifiant le minimum

de la profondeur du courant torrentieux, alors dans la section J (fig. 2) de la construction la plus grande.

12. La longueur l du ressaut non moyen et celle p du ressaut nové (fig. 1, 2, R. 11) est aux fois très grande que la hauteur du ressaut, $y_1 - y_2$, étant la hauteur du ressaut non moyen et $b_2 - b_1$, étant la hauteur du ressaut nové. Les longueurs l , p sont déterminées par les équations de 11 à 16a.

13. Les poldis spécifiques de l'eau du tourbillon, les pressions z et les débits i étant variables d'après le nombre M_1 , le degré p de novage et la distance de la vanne — ce qui rend l'emploi de l'équation 9 difficile — l'auteur échoue pour le calcul de la grandeur b_2 dans la section J' (fig. 2). C'est l'équation 8 qui, dans la section J' , est équation empruntée aux résultats des essais existantes et devient ainsi les formules empiriques pour les autres grandeurs, dont on peut lire la signification dans les figures 1 et 2. A chaque formule pour le ressaut nové numérique par des chiffres arabes, il ajoute concernant les formules pour la limite $p = 1$, c'est-à-dire pour le ressaut non moyen, et unnes, pour la limite $p = \infty$. Ces dernières sont numérotées par les chiffres arabes avec libelles a, b. Les moyennes des valeurs empiriques sont inscrites dans le tableau 3 et graphiquement représentées dans la figure 13.

L'auteur a déduit:

a) Pour la pente tg 27 du niveau de surface du ressaut nové les équations 17, 18, figure 12 représente l'analyse de tg 27 d'après le degré p novage; elle donne un faisceau des rayons pour les différentes valeurs de p . Les analyses de tg a et de tg b ont été faites d'une façon analogue.

b) Pour la différence $y_1 - y_2 - b_2 - d_2$ les équations 19,

20, 21.

c) Pour la profondeur h_2 les équation 19, 21.

d) Pour la distance l de la vanne du minimum h_2

dans la section J' les éq. 22, 24.

e) Pour la différence $b_1 - b_2 - h_2 = J$ les éq. 25, 28. La grandeur J atteint son maximum pour $p_{\text{max}} = 1,25$ (voir fig. 13, courbe J D).

f) Pour la profondeur minimum h_2 les éq. 27, 28.

14. La pente due à charge due au ressaut non moyen est c'est-à-dire: la différence J entre la hauteur H_2 du plan de charge au-dessus du fond du canal dans la section J l'extremité d'amont du ressaut non moyen (fig. 1) et entre celle H_1 du plan de charge

14. Le bassin II a une superficie de 1000 m², et une hauteur d'eau de 10 m. Pour la formule 14, lorsque $H_1 = 30$ à 35 cm, $H_2 = 15$ cm, pour la formule 15 lorsque $H_1 = 30$ à 35 cm dans tous les cas, le noyau pour le débit continu est donné par Merton en 1911 dans "Experiments on Water Flow in a River Channel", à la formule 23 par K. Saito dans "Engineering Hydrology". — Pour la partie de débit qui n'est pas dans les formules 14 et 15, il faut évidemment faire l'interpolation entre les deux formules.

15. L'auteur a fait faire les formules 17 et 18 à pour le perte de charge due au ressaut, moyenne exprimée en %, de H_1 jusqu'à l'aval dans l'aval. Les formules de 17 à 18 sont représentées dans la figure 16 respectivement un brisé, comme ceci :

1. Quand le ressaut est moyen : jusqu'à la limite $p = \frac{1}{2}$. Dans le brisé 16, ne sont représentées que les pertes de charge des groupes des résuls de III à VIII qui ont un assez débit, et qui ont l'épaisseur du noyau M_1 jusqu'à 10 850, dans la figure 15 sont représentées celles de tous les groupes alors jusqu'au nombre $M_1 = 19 857$.

16. Pour la valeur du nombre $M_1 = 1-9$ on voit dans les figures 14 et 15 l'inversion de la courbure de lignes. L'auteur explique cette inversion par l'analyse du coefficient du coefficient de l'écoulement sous l'arche vive de la vanne et calcule la valeur $M_1 = 1-9$ de l'équation 2.

17. Pour le degré $p = 1-25$ de moyage, la perte de charge due au ressaut moyen est égale à la perte de Borda exprimée par l'équation 3, c'est-à-dire la vitesse en amont, v_1 , en aval du ressaut non-moyen respectif.

18. Le résultat moyen est un phénomène fondamental pour la élévation naturelle la profondeur et de la longueur d'un bassin d'amortissement des hargues. Les essais effectués par l'auteur ont une étendue qui permet d'effectuer toute l'étude de la pratique hydraulique, par le nombre M_1 pour l'eau — à l'aval d'un barrage par déversement ou sous la vanne — atteint les valeurs de 3 à 5, pour les grands barrages celles de 8 à 16; pour la profondeur du bassin d'amortissement l'auteur considère les valeurs du moyen $p = 1-2$ à 14 comme satisfaisantes.

U.S.B.R. Translation - 170:

Two instances where the rational theory of below dam sections was used, by Jan Smetsma. Reprints from national periodicals, reports of regular technical duties, 1935. Translated from the Czech by A. D. Kalal, 1937

Part of Hydraulic Laboratory Report-106

Below dam stilling basin enlightened
and its applications to the
problems of plain and swollen hydraulics
are briefly explained in the description
of the behaviour of the below dam of the water reservoir at
Svitavy.

Note 1. Reports of Regular Technical Work in the year 1935
No. 2, copybook Nos. 2, 3, 4, and 12, 1934,
copybook No. 13.

In Section A of these paragraphs are mentioned the principles for measuring of the below dam section stilling basin in Svitavy on the Morava River. Accompanying these are enlightened some further important terms relative to the depth and length of the below dam sections as they are a single classification of the dangerousness of every below dam section. Further it is warned to use positive care, which is necessary for the manipulation of a moving dam.

In Section B is shown a special form of movement of water in a below dam section at the outlet under the gate, when the outflow occurs below the surface of the lower water. There are given reasons of these certain manifestations and derived constructive conclusions. Material for Section B was acquired partly from a travelling or a model of a below dam section stilling basin in Hluboka on the Vltava River, and partly from the observation of actual outflow of water under a stony gate of a dam in Kyjovice on the Elbe River.

A. The dam in Svitavy on the Morava River is in the

State Institution of Hydrology and Hydrotechnics of
P. G. Ministry in Prague

Director-Doc. Eng. Dr. JAN SUTTA

No. 14

WORK AND STUDY

Doc. Eng. Dr. Jan Smetna

TWO INSTANCES WHERE THE RATIONAL THEORY OF BELOW DAM SECTIONS

WAS USED

Reprints from National Periodicals
Reports of Regular Technical Duties

(Year 1935)

13 Figure in text

Translated by A. D. Kainz
U. S. G. R.
1937

Printed by Dr. E. Uppra and Son in Prague

The center field overflow in this instance $85 \text{ m}^3/\text{s}$ on 1 m. of length, whereas for each of the two side fields $25 \text{ m}^3/\text{s}$ on 1 m. of length (FIG. 2).

III. The center valve is fully closed; and the through flow overfalls in the center field, and over the side fields there is no water at all. The specific overfall discharge is given at $44.2 \text{ m}^3/\text{s}$, but at a difference of level of 1.5 m (FIG. 3).

The hydraulic quieting by outflow of water under the falls we do not hinder to the will of trifles, as this overflow occurs with the upper level at elevation 181.20 and in with a lesser fall; and for the areas below dams is favorable. The hydraulic quieting at the highest discharge $75 \text{ m}^3/\text{s}$ with full raising of the dam does not indicate any danger for a solitary below dam section, only is arranged a prevention of an undermining of the sillars on the sides, by the heavy side throat, whose plan and elevation we have given according to the results of our investigations.

To aid the clearness of the explanation we presuppose that the below dam section has as in FIG. 1 and we investigate how the hydraulic quieting satisfies the depth and length of the below dam section.

Hydraulic quieting is characterized by a specific discharge q and a difference of levels Δh and is given mobility, i.e. the product of the substances $m = \frac{q}{\Delta h}$ and velocity $v = \sqrt{2g \cdot \Delta h}$. The symbol indicates depth and velocity of a turbulent stream: v is measured at the entrance of the overfallink into the lower level.

The numerical table (a) presents in instance III the greatest hydraulic quieting or the greatest mobility 52.85 . The symbol

land division of Arno. Above the dam there turns aside on the right bank an irrigation flood gate, which serves at the same time the small local navigation as a port or a protect for small vessels in the tract of Orrovoice-Bodonin. Beside the project there is a dam of 7 fields (or bays) of 27 m , bore with pillars 3.50 m. wide. The backbone of the thresholds of the dam is at an elevation of 177.28, i.e. directly in line with the bottom. Each field is closed by a stoney gate with a regulation sloping valve. If the valve is fully down there obtine the regular level of water at an elevation of 181.10. With this it is possible to flood and irrigate the land lying on the right bank of the Morava River above Old Town. Fifth a raised valve the water is raised to its highest elevator 182.93 and this only for the use of irrigation of certain land on the left bank of the Morava River near Podian. Navigation should be carried on up to a greater through flow of water of $20 \text{ m}^3/\text{s}$. The moletening by the surrounding waters should be accomplished by a throat of $80 \text{ m}^3/\text{s}$. From these conditions is given the hydraulic quieting in below dam sections in the overfall of water from the higher level at the elevation of 182.93.

I. Through flow $1 \text{ m}^3/\text{s}$ is obtained with the overfall cross on 1 m. of length of the overfall is the specific discharge $q = 33.53$. The difference between the upper and lower water levels is $h = 3.02 \text{ m}$ (FIG. 1).

II. The through flow is obtained with the overfall so when the center valve is closed in its lowest position and the two side valves are adjusted so that the elevation of the level is held at 182.93 very carefully. The difference of both levels is $h = 2.27 \text{ m}$.

that, on the opposite bank, β , and in the downstream of the dam, β' . This enables us to fix easily by a known triangulation, the overall overfall over a sharp edged weir; and directly for overfalls over a wide stream. The whole distance below dam is then $\lambda' = \lambda - \beta - \beta'$.

If we arrange the effective length below dam β' with the length of the plain hydraulic jump β then $\lambda' = \frac{\beta'}{\beta}$. From the numerous test tables we see that β' has for the instance III both the greatest hydraulic quieting and the lowest values, and is $\lambda' = 0.783$

The dangerousness of the below dam sections may be best characterised for its depth and length by the letters μ and γ . We indicate the relative depth of below dam sections as μ' , and the relative length as γ' . Both quantities μ' and γ' were best investigated for their greatest values, i.e. the most dangerous hydraulic quieting.

As was given in a previous work it is found between the limits of γ , 2 to γ , 5. For overfall of water into below dam sections it is possible to have for the time being, the relative size of length γ , 50 to γ , 1 as completely fulfilled.

From our completed tests we obtain the formulae for the effective depth of below dam μ' and the effective length γ' , thusly:

Bee copy

Pages 8 and 9

Almost on the lower limit of $\gamma = 2.5$ we have obtained the dimensions below the gate in the reservoir at Hustnac, where as the greatest hydraulic quieting we took a discharge of $1/10 m^3/s$ which hydraulically is possible, but which was not, up till now considered

It is substitute in the place of the sloping reservoir the lower level to the bottom of the stilling pool. (Pigs. 1, 2, 3) and arrange from the given β , plain hydraulic jump. The depth of the river stream behind the hydraulic jump is

Bee copy

Page 6

Page 6

Bee copy

Page 6

accompanying this plain hydraulic jump has the height

Bee copy

Page 6

and length

Bee copy

Page 6

In all three of the given instances, the bottom of the stilling pool is below the level of the lower water to the depth β , which we name 'the effective depth below dam'. So we obtain in the stilling pool, a plain hydraulic jump by the measure β of the cushion hydraulic jump, affecting an overtopping $\beta = \frac{1}{\sqrt{2}}$

By this table it may be seen that $\beta = \frac{1}{\sqrt{2}}$ the measure of swollen for the instance no. III is the smallest of the three used instances $\beta = 1/1.54$

By the Pigs. 1, 2, 3 we may see that the transformation of the torrential stream in the river stream occurs in the length

it would have a devastating effect on the bottom or the below dam section.

It is then possible to conclude :

1. Every below dam stilling pool is comprehended and bent characterized on the premise of the rational theory of two quantities: relative size of depth, and the relative size of length. Both quantities form a singular law for the evaluation of any below dam stilling pools dangerous dimensions.

2. It is the purpose so that the manipulations occur for movable cars' rear laid down according to the introduced plan of the relative size of depth and length. Then it is possible to fix economically cor dimensions of the below dam section, provided the bottom part of the below dam section would not be negligently devastated.

Acknowledgment:

M. Kandibek has given for the length of the below dam section (Handbook der I. W., III 1912) the formulae

Page 10

See 3) by

$\frac{L}{h}$ denotes the whole length of the below dam section,
 $\frac{h}{H}$ denotes the height of overfall above surface of the river water,
 L denotes the overfall height.

These formulae fit for instance 1 of the dam in Sogtikney, Russia.

See 3) by

With these figures will arranged our useful length for Sogtikney,

feasible under these conditions, and which should not ever occur in the future below the gate, as the reservoir is built for this purpose. For overtaking or for the size of the relative depths, for this instance there were also used values of the lower limit, i.e. $L = 1.2$.

How clearly the reaction affects the bottom of the below dam section from the given two values $\frac{L}{h}$ and $\frac{h}{H}$, is evident from the Fig. 4, 5, and 6 which show the instances of hydraulic quieting I, II, and III. There are photographs of deformed sand bottoms of models of the dam in Sogtikney arranged in the scales of $1:10$. By the deformation was measured the size of the erosive strength of the water flowing away from the below dam section.

Tests with the overfall of water we have conducted for each quieting for 2 hours and 12 minute, which is a conservative interval to 12 hours in the actual life. The result was (see photo-plate) as the condition nearer stability, i.e. a form which was not changed further by the effect of the effect of water. Fig. 4 gives for the quieting I the greatest scour at $L/H = 0.5$; Fig. 5 for instance II gives the greatest scour at $L/H = 1.0$; Fig. 6 gives the greatest scour at $L/H = 1.1$ for instance III.

This then denotes the greatest hydraulic quieting of the least values of relative length and relative depth for a given below dam section. To those least values is responsible the greatest deformation of the bottom, i.e. The greatest erosive strength.

The hydraulic quieting of II and III are easily possible to obtain, because somewhat discharges obtained by the same methods across the face of all three fields. It is very necessary not to change the lowering of a valve of any one field rapidly.

fall to the bottom. It should move then perpendicularly horizontally.

From this, that the ray in FIG. 7 and 8 does not move horizontally, but in a curve upward, we might conclude that under the ray is a pressure, which manifests itself by a greater potential height. This namely is tried for the instances illustrated in FIG. 7 which has a symbol of torrentness $\gamma/\gamma = 3.158$. The stream illustrated in FIG. 8 has near the face a symbol of torrentness $\gamma/\gamma = 1.7$ that is, quite low; also it is seen that in a further advance of the stream, this symbol still increases, so it has a wavy surface which is always discovered when the stream approaches the form of a critical stream. (VIE. FIG. 7 in Study A.)

If the ray falls to the bottom it may be for two reasons.
1. Either the center has not a specific weight of γ/γ_m , but is less. It has been shown in studies of swollen hydraulic jump, that the specific weight of a mixture of water and air forms a whirlpool above the ray, can be perceptibly less than γ/γ_m . It was shown that the specific weight was less as was 1668 the measure of the overtopping γ/γ and as was greater the symbol of torrentness γ/γ .

Because with the given disposition of thin disk we cannot have an influence on the symbol of torrentness we make use of this so that we may obtain in FIG. 7 and 8 the traced ray down to the bottom of the stilling pool of the second nutch, adding: lessening, at least at the beginning of the stilling pool, the tensile of the swollen accented form of the below das section, as is shown in drawing in FIG. 9 and 10. In these drawings the currents are shown as in our texts. The current rays in the undisturbed field have shown

$$d_1 = 10.24 \text{ in} \text{ and a total length } L = 15.05 \text{ in.}$$

These formulae however for the reservoir in Huéneec require

FIG. 7

See copy

Page 11

$$\text{Free lengths agree with our length for Huéneec } d_1 = d = 15.96 \text{ in.}$$

We obtain then on the supposition of the rational theory a solving of consequences and also a saving.

9. If there occurs branching of water under the gate below the surface of the lower water, it may be stated that the ray of overflowing water does not fall to the bottom of the stilling pool, but by an upward curve to the top and to cross the undle stilling pool. We have art with this same phenomena in the recycling of the model of the water communication in Huéneec on the Ucara River as is shown in FIG. 7 and 8. We constantly observed this phenomena in fact by an upward under the gate of the dam at Nyuturce, as is plainly shown photographically in FIG. 11. The form of the below das section in Nyuturce is drawn in FIG. 12.

In FIG. 7 we account for may be lifted altogether above the level of the lower water, which is also contained in its further travel to a lower level by this is for two reasons viz. a horizontal axis, a front or under the ray of water, and a smaller above it. In FIG. 7 the vortex below the ray fills the entire below das section and the upper surface is negligible.

In FIG. 12 we show that the quantity under water, resting at the center of a constant specific weight, as it has no reason to

full stability. The instance in Fig. 9 and 10 is much nearer for the strain on the bottom taking the apron of the below the section than the instance in Figs. 7 and 8 so that in the instance given in Fig. 10 even the testing trough behind the apron of the below the section may be justified.

2. The second reason for after the current may start fall when which the water flow which requires centrifugal force, which accompanies the movement of the stream threads accompanying currents under the apron. This is in the direction down, vertically, on the current threads. If we place the pipe at the bottom being by Fig. 3, i.e. further toward the water, from the edge of the settling soil, it takes over the stable centrifugal pressure of the current threads over the crest of the apron or the side. So that the centrifugal force might almost fulfill the direction down, it is necessary to repeat the pipe so that the pressure can hold until on the very edge of the apron.

From the reasons 1 and 2 we have noticed that the rate and the sections should be arranged as in Fig. 15. The center section behind the gate seat has a slope of 1:1. This slope assists in the decrease of the specific weight, but also in the creation of the under pressure under the current rate, as the ray slightly descends a small particle of water above the electric apron.

Státní výzkumný ústav pro
stavební inženýrství T.G. Masaryka pro
výzkum a vývoj
T. G. Masarykův ústav pro
výzkum a vývoj
Technických a strojních
Průmyslových

Prodejna - Directeur: Doc. Ing. Dr. JAN SMETANA.

Cíl. No.	PRÁCE A STUDIE
14	Travaux et études.

Doc. Ing. Dr. JAN SMETANA:

DVA PŘÍKLADY UŽITÍ RATIONELNÍ TEORIE PODJEZÍ.

Deux exemples de l'application de la théorie rationnelle du bassin
d'amortissement. (Avec un extrait en français.)

Zvěšení otisk z časopisu

"ZPRÁVY VĚDEJNÉ SLUŽBY TECHNICKÉ".

(roč. 1935).

S 13 obr. v textu.
Avec 13 fig. en texte.

1935.

NAKLADEM VLASTNINM. — DÍSKLEM DR. ED. GRMGR. A SYNA V PRÁZE.

Racionel teorii podjezí byla vystudována dřemna jehož
ehožní experimentální studiem o vodním skoku pro-
stém a vzdáleném; jedna zásada byla srovnána výsloveny při
popisu řešení padlinaří vodního nádrže u Husinec.¹⁾

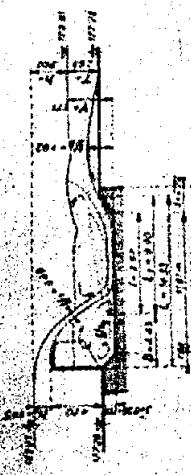
V části A tétoho článku jsou zmíněny zásady uží-
ty pro výměnu podjezů z důvodu výšky vodního skoku pro-
strem a vzdáleností na řece Moravě. Při tom jsou objasněny
některé další důležité pojmy: relativní velikost houbek
a relativní velikost délky podjezů jako základ jednotné
klassifikace lezečností kvalitativního podjezů. Dále je upozor-
něno na jistou opatrnost, kterou je třeba při manipulaci
pohyblivým jezem.

V části B je ukázán zvláštní způsob pohybu vod-
ního jezu v případě výšky pod stavidlem, aby bylo výška pod
hledanou dolní vodou. Jeden jeden houbek tohoto rezi-
nitivu zde je v celkovém konstrukčním důsledku. Materiál
k části B byl získán jednak modelovým řešením pro d-
jez z dřevního dřeva v Hlubočec na Vltavě, jednak
pozorováním skutečného výroby pod Stoneyvým
stavidlem, jež je u v Nymburce na Labi.

A. Jezev ve Špindlerově na řece Moravě pro-
jektuje zemský úřad v Brně. Nad jezem odbočuje po pravém
břehu záhadový náhon, který má sloužit zároveň
„mimo“ místnímu plavání jako část projektu pro „malo-
plavový trať Ostrava–Hodonín–Pohoří–Projekt má
jez a pole po 20 m výškou s pláštěm 3–50 m šířkou
říček podél jezu je na kótě 177–28, t. j. přímo v úrovni
dnu. Jednotlivá pole hradí Stoneyova stavila se sklop-
nou rampou klasickou. Jeji rampa uplatňuje sklopenou
vzdálenou vlastní tahalou vodou do kotv. 181 do. Tento
projektum má být možná využito k zavádění pozemků
především na pravém břehu řeky Moravy, tedy Starým M-
stem. Využití nového klasického so zároveň využít vodou na nevyužití
kolem 182–83 a to pouze pro účely výroby vodního skoku

¹⁾ Zprávy o vývoji staveb v Čechách, roč. 1927, sv. 2,
čís. 2, 1. 4 a 12/1927, str. 12.

Na řece Teplé u Teplic bylo na lete pro-
vedeno výzkum vodního průtoku v délce 200 m. Zde
by výzkum využit nařízení o dnu od protoka 60 m.
Výzkum proveden tak, aby druhá klas-
ifikace výzkumu nebyla významně významnější než
první. Výzkum proveden vodou vodního prů-
toku v délce 200 m.



Obr. 1.

I. Průtok 200 m³/s se převádí přes jednoduchou klasifikaci, tedy
poli pánve sestavených z jednotlivých klasifikací, tedy
na 1 m délky přesunu je "specifický" průtok $q = 3.133$
m³/s. Rozdíl mezi hladinou horní a dolní vody činí $h =$
 $= 3.05$ m (obr. 1).



Obr. 2.

II. Tenžíž průtok se převádí přes jednoduchou klasifikaci je aktuálně možno klasyfikovat v po-
stranních polích jsou sklopeny jen tak, aby kota hla-
din 182 cm byla přiváděna dohromady. Rozdíl mezi hladin-
je opět $h = 3.02$ m. Sledujme pouze přesun v tomto

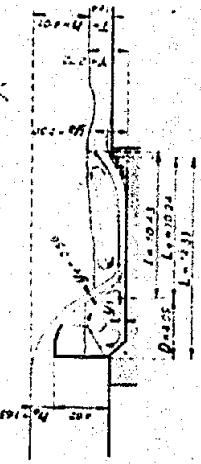
Tabu-

q m ³ /s	h m	y_1 m	y_2 m	r_1 m/s	m_1 m	m_2 m	M m	y_1 m
1 3.333	3.02	0.48	6.403	3.05	26.9	3.03	0.18	1.429
II 4.955	3.02	0.54	7.349	4.13	31.7	3.01	2.16	1.480
III 6.255	3.02	0.56	7.546	4.58	32.45	3.02	2.29	1.738

přesun 86 m³/s, t. j. $q = 4.25$ m³/s na 1 m délky, kde-
to prostřední průtok bude $q = 3.87$ m³/s (obr. 2).

III. Sledujme klasifikaci je opět sklopena; prostok. činn přa-
vrt 86 m³/s, takže výsledný průtok přesunu sklopena prostok. činn
a přes prostřední pole nejdřív žádou voda. Specifický prů-
tok výsledný průtok činn (zase $q = 4.25$ m³/s), avšak při roz-
dílu hladin $h = 4.01$ m (obr. 3).

Hydraulická zátěž výsledný výsoký výsoký pod stavidlem ne-
uváděme k věti stručnosti, jesto tento systém se dleji při
fikaci hladiny na kótě 181.30 a tedy při menším spadu
a je pro uvažovaný přesun významný. Hydraulické za-
těžení nejdřív žádou prostok. činn 750 m³/s při upín výhraze-
ném jezu ustanovené pro samotné přesun žádou nebez-
pečné zatěžení, jesto je nutno zabezpečit příslušnou stran-
nou vodou proti potenciální zátěži zákonem jehož podle-



Obr. 3.

rysunou plochu a hladinu jene udali podle místních zkou-
šek.

K vědi jasnost výkazu předpokládejme, že podle
bylo navrženo podle obr. 1 a zkonkrétně, jak pro ustanovení
hydraulické zátěži výhovní hladiny a délka i výslední.

Hydraulické zatěžení je charakterisováno specifickým
průtokem q a rozdílem hladin h a je dánou hybností, t. j.
součinem $\frac{q}{g}$ a rychlosť $v = \frac{q}{g}$, a rychlosť $v_1 = \frac{q}{g}$.

y_1, v_1 znamenají hladinu a rychlosť vystřímného proudu;
 y_2 je uvedeno v místě ručku předpátečního proudu do-
dolní hladiny. Podle řešebná tabulky a) provádzíme při-

pro M vložíme když už máme vlastnosti \bar{M} a \bar{N} , ještě jednu vlastnost $\bar{M} \oplus \bar{N}$.
 22.3.2. Znak byzníšení $M \oplus N$ je $\frac{1}{\sqrt{2}}$ jen se v těch
 třech případů něco větší než $\frac{1}{\sqrt{2}}$: jenž je větší než hodnota
 2-330 dva rovných případ, viz.
 První z těchto tříhodnotníků může vzniknout při rozdílu mezi hodnotou M a N , kterou je možné vypočítat z daných M a N , vzdálejíc se prostým. Hloubka říčního
 průvodu je vzdálejíc se prostým.

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8M^2} \right)$$



134

$$y_1 = \frac{y_1}{2} - (A - 1)k$$

(1)

(2)

(3)

卷之三

卷之三

卷之三

卷之三

卷之三

卷之三

Podle tabulek formule pro výrobek III se jmenují podle všech tří uvažovaných případů; $p = 1-64$.

Podle ohr. 1, 2, 3 vidíme, že při použití hydroxymethylho proudu v proud. H_1 se deje na díle L_1 . Jmenovitě L_1 , L_2 , L_3 nebo L_1 a L_2 když je L_3 zkrácen pětadvacátinou. Dálež D_{100} , D_{100} a D_{100} na rovnosti hranic A . Na předloze výroby n a na rovnosti hranic A . A se uvede výše.



三

prostřednictvím výroby, pro výrobu vodohrany, přibližně pro
průmysl o silné konzistence i většinou díky postoji je tedy

Specijalne učimene delke postoji L_1 s delkom prete-

and sketch it.

三

III *největšího hydrostatického zatížení, které jmenovitě
za to je*

Obrana čísl. n. je poslední možností charakterizovanou dobrovolnou výzvou svého hradce k vzdoru.

卷之三

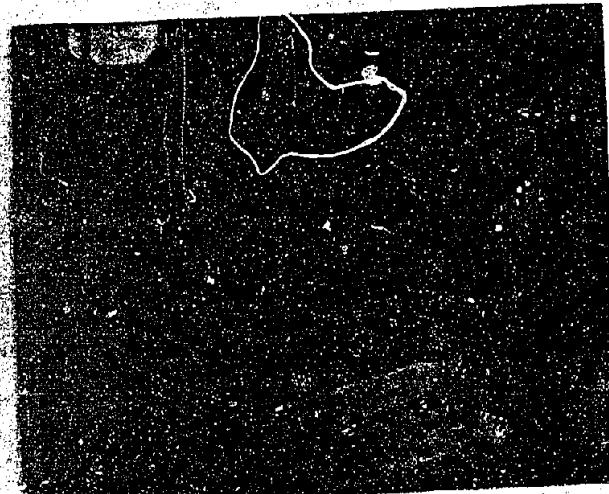
卷之三

卷之三

卷之三

卷之三

प्राचीन विद्या के अधिकारी एवं विद्यालयों के प्रबोधकों के बीच विशेष विवरण विद्या के अधिकारी एवं विद्यालयों के प्रबोधकों के बीच विशेष विवरण



三

v mezech 1:2 až 1:5. Pro přesný výsledek je potřeba být u měchů výšky až pravzorčitně za to, že relativní velikost délky měchů by měla být výhodná. Jejich délka měla by být výhodná vzhledem k tomu, že výška měchů je podle našich obvyklých poznání výhodná vzhledem k délce měchů. Výška měchů je podle našich obvyklých poznání výhodná vzhledem k délce měchů.

$$Y_{\min} = 1 - \frac{1 + \sqrt{1 + 4\alpha}}{2} (M - 1) \approx 0.6 - \eta_1(M - 1)$$

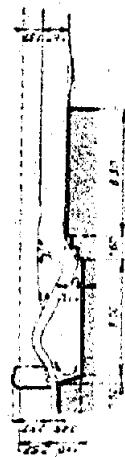
$$Y_{\text{min}} = 1.5 - \frac{p_1}{2} (1 + \epsilon) \approx 0.75 p_1 (1 + \epsilon)$$

$$\begin{aligned}E_{\text{sum}} &= 0.4 \cdot 2y_1(y_1 - 3) = 2.4 \cdot y_1(y_1 - 3) \\E_{\text{sum}} &= 1.6 \cdot 3y_1(y_1 - 3) = 4.8 \cdot y_1(y_1 - 3)\end{aligned}$$

Povrch na dole je meř. $a = 0,80$ jeho dimenzorů, na pr. hranolovitý, nadto v houbě, jesto jako severní hydraulické zábrany kde vrah. ploch. 310 m^2 , který hydrodynamicky je silně možný, ak který nelyší dosud v tomto parciu usazováním a který se nemá v houbových částech pod hrází růživ dídatrati, jesto za tím dletem je nejdří vlastna. Pro převýšení sítí pro velkost relativa houbky bylo pro tentýž případ užito také hodnoty dobré meř. t. j. $p = 1,2$.

Jak cítlivé reaguje neoprenné dno za podjezdem na udalé dvě výšinky p , když je zřejmo z obr. 4, 5, 6, které odpovídají případům hydraulického zábrany I, II, III, jsou to fotografie de formace blázkového dnu.

Jak dříve řešují neoperné dny za podjezdem na
odnávě dveřní výšky p. n. je zřejmo z obr. 4, 5, 6, které
dovídají případnou hydraulickou zatížení I., II. III.
či IV. fotografií dle formace pliskového odtoku



21

**m o d e l u j e z u v e s p o t i h n k e i z s t r u j ě n ě h o
s měřítku 1 : 30. Temto deformacemi měřme velikost
značek církevních až rovněž celé oblasti.**

Pokusy s přepadem vody jsme konali pro každou zářízení po 2 hod. (22 min., endohydriční trávní příslušenství zářízení ve skutečnosti 12 hod.). Relief tak byl u každého zářízení stejný. Fotografování se dělalo stavu seřazenému, j. stavu, který dala tímto působením hromadné rody se zářízení. Obr. 4 ukává pro zářízení I největší výnos vody v období 5 mrtvých dní, obr. 6 pro III 2-37 m.

Opomízení významu nejmenšího zatížení nevymenšuje hodnoty z relativní délky a relativní hodnoty vzdálenosti mezi významnými bodovými hodnotami očekávanou nejmenší deformaci. Dle t. 1. učebnice erování sila.

Hydraulickým zatížením H. H. lze snadno se vyhnout tak, že při hliníkovém prototypu jsou používány stejnovýšné stěny, stavědla, nichž nejsou svislé, všechny když pol. je vlna zfre- něna, že zpravidla rychlost skutečné klasifikace jednotlivé pole by

卷之三

t. Když dle podjezdů vystřízne a nějž je charakteristický pro jednotlivé

teorii dvojma vzdálinami: relativní lativní velikost hlonky a relativní volnostní délky. Obě veličiny tvoří jednotnou základnu pro srovnávání, jak to ktere podjezd je bezpečně monzován.

2. Je účelnic, aby manipulační had pro pohyblije jazy byl založen podle provedeného rozboru relativní volnosti a hlonky a délky. Pak je možno jej určit, když podárné pro dimenzování podjezdu tak, aby dno za podjezdem nebylo zbytelně devastováno.

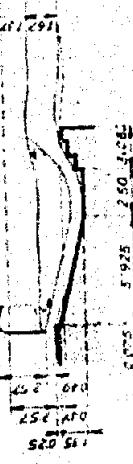


Obr. 8
Poručník:

W. R. Lubbeck pro délku podjezdu nad (Handbuch der
V. W., III, 1912) vzdore

$$h_{\min} = 1.5 \cdot h_0 + 6 \cdot h_0$$

$$h_{\max} = 2 \cdot h_0 + 8 \cdot h_0$$



Obr. 9
Poručník:

b znamená celkovou délku podjezdu,
h_0 výšku překazu nad hladinou dolní vody.

h_0 předpovídavou výšku.

Vzdore ty dlejí pro případ I jezu ve Spythněvi

$$h_{\min} = 1.5 \cdot 4.2 m + 6 \cdot 1.45 m = 15.0 m$$

$$h_{\max} = 2 \cdot 4.2 m + 8 \cdot 1.45 m = 20.0 m$$

S těmito výslily je srovnatelná vzdělka pro Spythněvi $L_1 = 10.34$ m a celkovou délku $L = 15.05$ m.

Tyto vzdorce vlast pro nadir v Husinec by daly
 $b_{\min} = 1.5 \cdot 23.80 m + 6 \cdot 1.25 m = 44.70 m$
 $b_{\max} = 2 \cdot 24.80 m + 8 \cdot 1.25 m = 59.60 m$.
 Tyto délky je srovnat s naší slíbenou pro Husinec $L_1 =$
 $= L = 15.96 m$.



Obr. 10

Obdržíme tedy na podkladě rationální teorie řešení bezpečné a zároveň úsporné.

B. Dlejí se výtok vody pod stavbou pod hladinou dolní vody, může se stat, že naprsek vystřídal vodě obloženém náhoru výplním předejde případně reži spadiste. S tímto úkolem jeme



Obr. 11

se setkali při modelovém řešení podjezdu v Hlubočec na Vltavě, jak ukazují obr. 7, 8. Tentož zjev konstatovali ve skutečnosti při výtoku pod stavbou ležící v Nymburce, jak zřejmě ukazuje fotografie obr. 11. Tvor podjezdu v Nymburce je nakreslen v obr. 12.

V obr. 7 vidíme, že naprsek se zvedne docela nad hladinu $L_1 = 10.34$ m a zvedne do výšky $L = 15.05$ m.

1874-1875. — *Journal of the Royal Microscopical Society*, Vol. 24, pp. 101-102.



Obr. 12.
případný výr pod hranickou věží pevnosti, když je výr je ne-
patrný.
Doporučujeme využívat z otvorem pod vedenou polohou li-

v přestědi stejně specifické vahy, nemá přičemž, aby

Fig. 13. Arrangement of the backbone of the basin below the rate where the outflow occurs beneath the surface of the lower water.

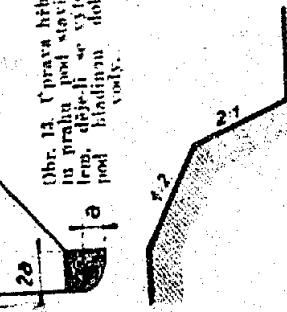


Abb. 13. Uprava hřebenů prahu pod vstupem do výroby, dleží se výrobci vlastního hřebenu podle

7. který má znak bystrčíkového $M = 3 \cdot 159$. Případem
znamená v obr. a má počítat až všechny znaky bystrčíkové
 $M = 1 \cdot 7$, tedy všichni znaky; také je všeliká. Ze všechn
přestupu proud, jednot znaku ještě obvykle má již zřejmě
parech. Které se však objevuje, blíže-li se proudu proudu
přiležitosti (viz obr. 7 ve studiu o vedení akonu pro-
střední)

Pád II je naprostek ke dniu, mohou vloho být dvě příčiny:
 1. Bud přesťední normy specifickou vahu 1 t/m², nežrž
 menst. Bylo ukázáno v studii o vzdálinu skoku evolučn.
 specifická vaha smí vzdály a vzhledu k různému vlivu nad
 penerkem, mimo hřív značně menší než 1 t/m². Tímto
 bylo ukázáno, že tato specifická vaha je čím menší, čím
 ménou. Je mítu převýšení v délce vzdálosti je různý hygrofín.

Ponkračíl při dání dispozicí bez nezměněné mítí cílu využití znaku bytříkosti, ponějž k tomu, abychom mohli obdržet v ohře, z. s. vykreslený římský dole k dnu jednoduše vložit do jedné okolnosti, znamená, adeponovat na začátku dispozice, mimo vzdálost umělo-čtvrtin podleší, jinak je narušení v ohře, z. s. V nich jeom obrazu pravidel počítat i následující pokus římský v závěti podle vykazovaného vlastního stohoru. Případ v ohře, z. s. je mnohem přiznání pro vzdálosti pro namáhaní dnu za pravoum podjeří i už případ v ohře, z. s. takže v případu dřívějšího ohře, to i dřívější

jedná ke dnu. Tedy má se počítat s výrobou v obří řadě vodovodů, vlnic, dorovníků.

Z toho, že paprsek v obří řadě vodovodů můžeme soudit, že pod pojmem obložením vzhledem k množství jednotlivých vlnic a dorovníků vznikla překlad, který se projevuje zvýšenou koncentrací vlnic v oblastech výroby. To znamená platí pro případ zákonem vydání.

du r. en. h. à la profondeur $p = 1$ et en donnant au degré n de négativité les valeurs de $\rho = \frac{1}{M}$ à $p = 2^{\frac{1}{n}}$. Cette classification des phénomènes indiquées par M et p et $\rho = \frac{1}{M}$ nous donne la valeur (voir les fig. 14 et 15) du coefficient $c_0 = 6$ pour toutes les valeurs de P et de M , ainsi que la détermination empirique de la valeur I_0 à ont rendu possible de déduire des équations — concernant la courbure α du ressaut, la perte de charge dH due au ressaut etc. — établies pour le ressaut noyé, qui passent aux équations pour le ressaut non-noyé en y tenant compte que le ressaut n'est qu'un cas particulier d'un ressaut noyé. — En outre l'auteur a constaté que le poids spécifique de la mélange de l'eau et de l'air du tourbillon à axe horizontal au-dessous du courant ferme, inférieure et d'autant plus élevée que c'est plus petit que M est plus grand, et que la section en question est plus proche de l'extrémité d'about du tourbillon.

Le phénomène hydrodynamique qui se produit dans le bassin d'amortissement par l'écoulement de l'eau sous la vanne du barrage ou sur le déversement de l'eau est en principe le ressaut noyé de différentes valeurs de M . C'est pourquoi l'auteur base la théorie rationnelle du bassin d'amortissement sur les conditions suivantes:

1. L'eau s'écoulant d'un barrage, par divers canaux, ou sous l'arcade inférieure de la vanne, manifeste ordinairement un régime torrentiel. Il faut transformer ce régime torrentiel en régime fluviel (tranquille), par un ressaut d'échancrure noyé.

2. Afin que ce ressaut se produise, il faut que le fond de la cavité du bassin d'amortissement soit à la profondeur ρ au-dessous du niveau de l'eau (voir fig. 1, 2, 3).

$\rho = \frac{1}{M} \quad \rho M = p \cdot \frac{P}{2} \quad (A - 1)$

C'est la profondeur effective du bassin d'amortissement.

3. L'auteur recommande comme valeurs rationnelles du degré p de noyage celles de $p = 1/2$ jusqu'à $p = 1/2$.

4. Par conséquent l'autorisation pour la profondeur effective ρ du bassin d'amortissement sera les formules suivantes:

$$\rho_{\text{max}} = \frac{1}{2} (A - 1) \approx 0.5 M (A - 1)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1}{2} (A - 1) \approx 0.75 M (A - 1)$$

$A \rightarrow 1 + \frac{1}{2} M^2 \approx \sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{P^2}{M^2}} = \sqrt{1 + \frac{g}{2g}}$

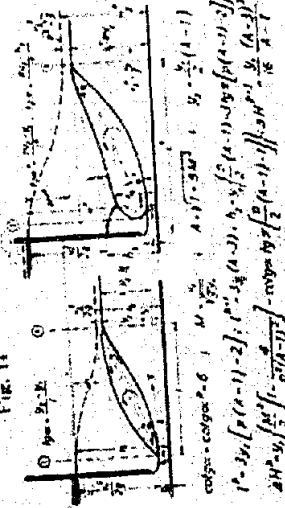
5. Tenant la profondeur de l'eau dans l'état $I = \frac{1}{2} M$, le fond du bassin d'amortissement peut être située au

⁶ Le même auteur: Le bassin d'amortissement du barrage réservoir sur le affluent de la Vltava près de Hlinsko. Traité et étude, No 10 (1931). Voir aussi: XVI^e Congrès Internationale de Navigation Bruxelles 1931, rapport de l'auteur à la deuxième réunion.

Deux exemples de l'application de la théorie rationnelle du bassin d'amortissement.

L'auteur établit la théorie rationnelle pour la détermination des dimensions et de la forme optimale du bassin d'amortissement exclusivement sur la base de ses études du ressaut d'échancrure noyé. Pour faire comprendre en résumé l'activité notuelle il faut établir en revue les résultats des études mentionnées ci-dessous.

Fig. 13



L'auteur a effectué, en 1928-1929 à l'Institut des recherches hydrotechniques, à G. Mataryk de nombreux essais pour le ressaut d'échancrure noyé (fig. 14 et sur le ressaut noyé). Il a constaté des résultats très bons aux différentes valeurs de l'indice M de l'ordre de $M = 1$ à $M = 3$. Il a donc obtenu le quotient de l'écoulement de l'eau dans le canal torrentiel et de la vitesse v du courant torrentiel et de la vitesse critique v_{crit} (c'est à dire, de la perte de profondeur des courants). De ces résultats résulte, il a construit les courbes moyennes et agrandies la profondeur ρ en fonction

⁷ Dr. Ing. J. Smetana: Étude expérimentale du ressaut d'échancrure noyé. Thèse pour les doctorats en sciences physiques et mathématiques, éditée par les Instituts hydrologiques et hydrodynamiques T. G. Masaryk de la République tchécoslovaque à Prague-Podoláha, No 1933, No 15-1934.

8. Mais lorsque la hauteur du bassin d'amortissement est suffisante et lorsque l'écoulement est assez régulier, le courant passe à la forme de l'émissaire et le débit de l'eau dans le bassin devient alors nul.

$$L_1 = w_1 - 3 \cdot s_1 \cdot I_1 - 3$$

9. Comme volonté du coefficient n l'autour respectabilis sur la base des canaux celles de $n = 11$ jusqu'à $n = 17$.

$$L_{min} = 2 \cdot g \cdot h \cdot I_1 - 3$$

$$L_{max} = 3 \cdot g \cdot h \cdot I_1 - 3$$

Il faut déterminer la profondeur et la longueur effective du bassin d'amortissement pour éviter le plus dangereux. Le débit le plus dangereux est ordinairement donné qui donne la valeur de mouvement la plus grande rencontrée qui correspond ordinairement à la plus grande vitesse qui correspond au rapport de l'index M de l'orifice.

10. Parce que la longeur effective est plus courte que la longueur du ressaut moyenne respectif

$$L_1 = n_1 < L_0$$

le courant d'eau sortant du bassin d'amortissement a encore une vitesse qui est plus grande que la vitesse finale v_0 correspondant au caractère du lit naturel. C'est pourquoi il faut dévier le courant d'eau vers la surface au moyen d'un parapet sans affouillement du fond de la rivière, afin qu'il ne puisse pas affouiller le fond de la rivière immédiatement en amont du bassin d'amortissement. Sous le courant d'eau devient le sens de rotation. Un tombillon A axe horizontal et ayant le sens de rotation près du fond vers le parapet, le matériel du lit que ce tombillon érode, doncement le dévise immédiatement enaval plus loin du parapet et le dévise immédiatement enaval du parapet, le cas inverse.

11. L'autour donne au parapet du bassin d'amortissement une forme tout à fait simple: il l'induit en forme de 2 à 3 mètres dont la hauteur est deux fois plus élevée que la largeur. Cette forme de parapet suffit généralement pour la déviation du courant d'eau et c'est le rôle principal du parapet. L'autour l'applique toutefois avec des résultats très satisfaisants. Le courant d'eau n'économise pas un barrage pour diverses raisons ou sous la forme atteint les valeurs de $M = 4$ pour les grands barrages de $R = 15$. Pour la profondeur h pour les bassins d'amortissement les valeurs exigées dans le bassin d'amortissement sont satisfaisantes, les valeurs n de 12 à 15 sont satisfaisantes, les valeurs n de 1 à 2 pour l'autour concernant le recouvert d'érosion aux valeurs de M de 1 à 34 et aux valeurs de p de 1 à 25, suffisent donc à assurer faire toute l'œuvre de la pratique hydraulique.

Si l'on a une situation rationnelle des proportions entre le bassin d'amortissement et le bassin d'écoulement, alors il peut être obtenu et avoir la forme de seuil du barrage dans tous un certain cas.

A. Il appert de l'ensemble précédent comment faire les dispositions nécessaires manœuvrables pour le barrage près de Sorthin, sur la rivière Mohne, actuellement en construction, à 3 pertuis. Barres de 3 mètres de Stoney, échancrure de 30 m de largeur et de 4 m de hauteur. Chaque rampe est munie d'une charnière par rotation de bâtuur de 1 m. Parce que lorsqu'il ait rotation le barrage doit servir on devrait manœuvrer comme suit:

1. Un débit de 200 m³/s doit déverser par tous les 3 pertuis, il faut haïser respectivement (pas complètement) toutes les 3 charnières.

II. La même débit de 200 m³/s doit déverser par le pertuis du milieu ou la charnière est complètement baissée et le reste par les pertuis latéraux où les charnières sont baissées partiellement.

III. Le débit de 85 m³/s ne doit pas servir par déversement par le pertuis du milieu ou la charnière est complètement baissée.

Le tableau numérique en texte telque contient les valeurs respectives calculées pour les cas I, II et III. Il appart de ce tableau que le maximum de M et le minimum de n et p appartiennent au cas III.

Les figures 4, 5 et 6 montrent clairement comment le fond de bâtuur en aval du bassin d'amortissement régit sensiblement sur les différentes valeurs de M , n , p correspondant aux cas I, II, III ci-dessous.

Ces photographies représentent la disposition du fond de bâtuur du modèle du barrage près de Sorthin construite à l'échelle 1:30. Pour le cas I (fig. 4) la plus grande profondeur de l'affouillement fait 1 m (2 pour le cas II (fig. 5) 1 m 80; pour le cas III (fig. 6) 2 m 70. La plus grande profondeur de l'affouillement correspond au cas III, c'est-à-dire au maximum de M et au minimum de n .

Si on faisait déverser les débits de 200 m³/s et 85 m³/s toujours par tous les 3 pertuis uniformément on évidemment les affouillements profonds.

L'applications des trois bâtuurs d'après la dimension

du riveau autunnoy à la détermination des dimensions

du radij et la rive, la détermination de ces dimensions

est difficile, le degré p de mouvement et d'après le quan-

tient n de la longueur effective L_0 et de la longueur L_1

on résulte nonvoie font évidemment voir aussi le

principe de laquelle dans le tableau et dans

pour établir les affouillements au mi-

R. Dispositions à donner au seuil du barrage en fonction de l'écoulement sous la rampe et effectuer quelques sondages dans le niveau de la rampe.

Pour les certaines cas, si l'acquérément de l'eau sous la forme de barrages se fait au-dessous du niveau de l'eau le courant d'eau dépasse, arqué en haut.

Fig. 12, montre à constaté ce phénomène en réalité, pour l'expérience sous la vanne du barrage à Nymbyrk sur l'Ile (fig. 11, 12). Aussi les casses sur le modèle réduit pour le barrage à Hlubočky sur la rivière de Vltava ont montré le même phénomène (fig. 13). Dans ce cas la longueur effective L du bassin d'assainissement se raccourci et l'efficacité du radier se réduit beaucoup.

Le courant d'eau jaillissant sous la vanne au-dessous du niveau d'eau se met dans un nœud du même paradoxe spécifique. Alors il doit se montrer sur l'nette horizontalement mais il choisit la voie de un mouvement résistant. Si on fait la force du radier d'arriver la fig. 9, 10, le devers p de l'ouvrage immédiatement au aval du seuil du barrage est très petit, le mélange de l'eau et de faire à le fonds spécifique plus petit que 1 kg/dm³, et par conséquent le courant d'eau ayant le poids spécifique 1 kg/dm³ tombe vers le fond de la cavette. On peut aussi déclarer cet effet de la façon que la grande vitesse du courant de l'eau jaillissant sous la vanne entraîne (auce) la petite quantité de l'eau qui se trouve au commencement au-dessous du courant jaillissant de sorte qu'une sous-pression se produit et le courant de l'eau est attiré vers le fond.

Il suffit pour atténuer le même effet de donner au

seuil du barrage la forme indiquée sur l'autre dans la fig. 14. Dans ce cas la longueur effective L se pro-

longe et l'efficacité du radier augmente.