

Т Р У Д Ы
СРЕДНЕАЗИАТСКОГО НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОГО ИНСТИТУТА
ИРРИГАЦИИ

Выпуск 54

ДЛЯ СЛУЖЕБНОГО ПОЛЬЗОВАНИЯ

Сборник
статей по ирригации и гидротехнике

САНИИРИ

Ташкент

1939

Т Р У Д Ы
СРЕДНЕАЗИАТСКОГО НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОГО ИНСТИТУТА
ИРРИГАЦИИ

Выпуск 54

Сборник
статей по ирригации и гидротехнике

САНИИРИ

Ташкент

1939

Нахождение критической глубины¹

§ 1. Основные зависимости

Глубину потока, определяемого формой русла и заданным расходом Q , при которой удельная энергия сечения $\mathcal{E}$ наименьшая, называют критической глубиной и обозначают h_k .

Этой глубиной и соответствующими ей другими элементами поперечного сечения потока — критической площадью живого сечения ω_k , критической шириной по верху B_k , критической средней глубиной

$t_k = \frac{\omega_k}{B_k}$ и др. — определяется критическое состояние потока, разделяющее бурное состояние, имеющее место при глубинах $h < h_k$, от спокойного — при глубинах $h > h_k$.

Для русла с любой формой поперечного сечения элементы поперечного сечения потока, соответствующие его критическому состоянию, определяются в зависимости от заданного расхода Q по ур-нию (1)

$$\frac{\omega_k^3}{B_k} = \frac{\alpha Q^2}{g} \dots \dots \dots (1)$$

где α — корректив Кориолиса на неравномерность распределения скоростей в сечении.

Так как в сечении русла любой формы расход выражается формулой

$$Q = \frac{\omega}{\sqrt{\alpha}} \sqrt{2g (\mathcal{E} - h)} \dots \dots \dots (2)$$

где $\mathcal{E} = h + \frac{\alpha v^2}{2g}$ — удельная энергия сечения;

h и ω — глубина и площадь живого сечения, соответствующие данному расходу Q , то из ур-ния (2) можно написать

$$\frac{\omega_k^3}{B_k} = 2 \omega^2 (\mathcal{E} - h) \dots \dots \dots (3)$$

¹ Данная работа доложена 28/X 1938 г. в кружке гидравликов при Тиммех'а. Автор приносит благодарность инж. Вызго М. С., Новокрещенову С. В. и др. за участие в обсуждении работы, позволившее внести в нее некоторые дополнения.

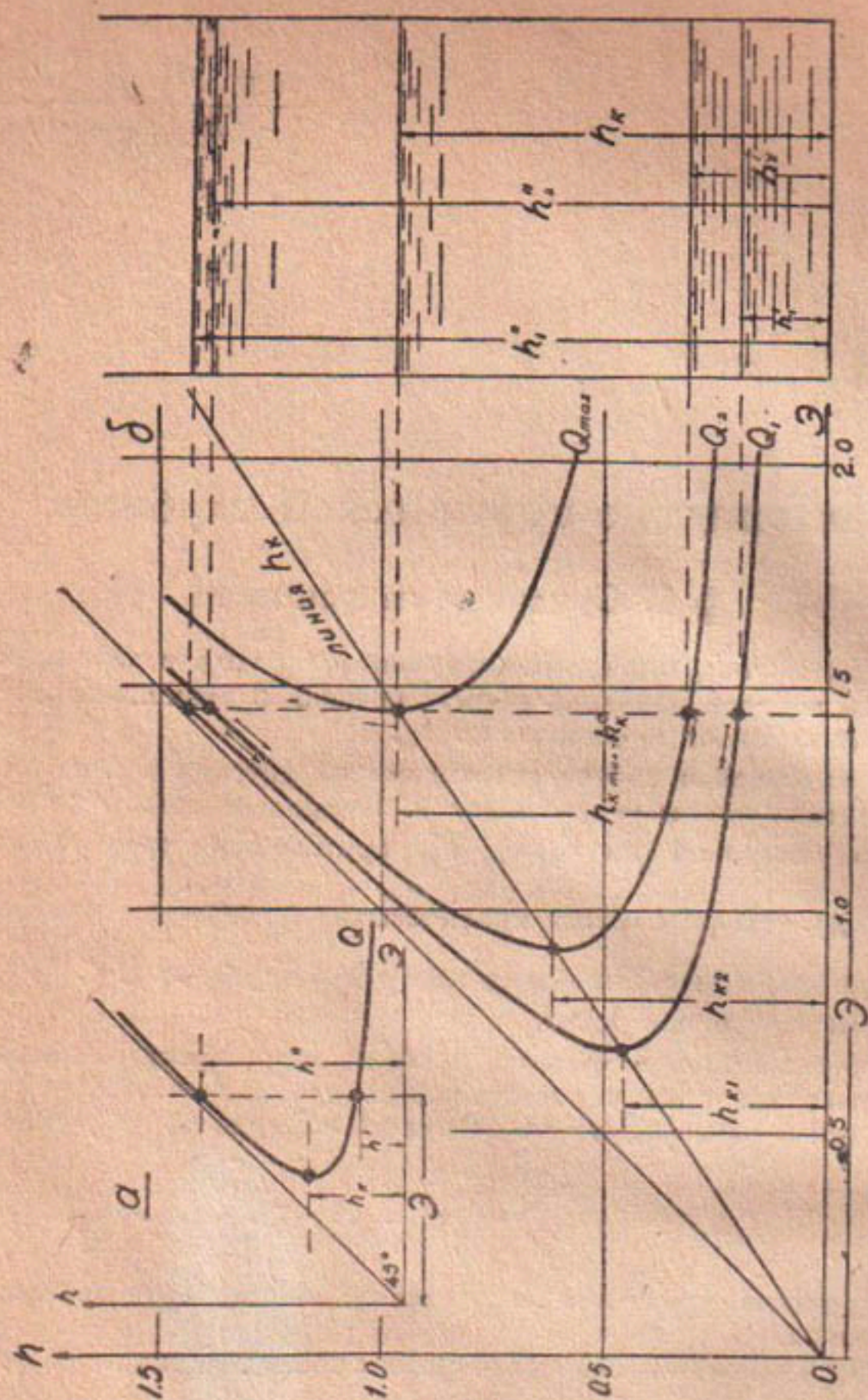


Рис. 1

В последнем уравнении при произвольно принятом (но не меньше определенного предела) значении $\mathcal{E}$ глубина может иметь только два взаимных, вполне определенных значения h' и h'' больше и меньше h_K , соответствующих пропуску данного расхода Q и зависящих от взятого $\mathcal{E}$ (рис. 1).

Выражение (2) служит для определения расчетной (фиктивной), не имеющей места в действительности критической глубины h_K в сечении в зависимости от удельной энергии сечения и глубины русла h , при которой происходит движение заданного расхода Q .

При заданном $\mathcal{E}$ при различных наполнениях h_1 и h_2 могут проходить различные расходы Q , каждому из которых Q_1 и Q_2 будет соответство-

вать своя фиктивная критическая глубина ($h_{к1}$, $h_{к2}$, рис. 1-б) и наибольшему из возможных расходов — $Q_{\max}$, проходящему при глубине $h=h_k^0$, будет соответствовать наибольшая критическая глубина. В этом случае $\mathfrak{E}$ будет минимальное, критическая глубина h_k становится реальной и будет иметь место критическое состояние потока. Так как заданные размеры гидромеханических элементов ω , h , B и др. будут при этом соответствовать критическому состоянию потока, то ур-ние (3) примет вид

$$\frac{\omega_k^3}{B_k} = 2\omega_k^2 (\mathfrak{E} - h_k),$$

откуда

$$h_k + \frac{\omega_k}{2B_k} = \mathfrak{E} \quad \dots \quad (4')$$

С другой стороны, если рассматривать изменение расхода, выражаемого формулой (2), в сечении в зависимости от h при $\mathfrak{E} = \text{const}$, то изменение расхода представится кривой, изображенной на рис. 2.

Наибольший расход будет иметь место при элементах сечения, определяемых из равенства¹

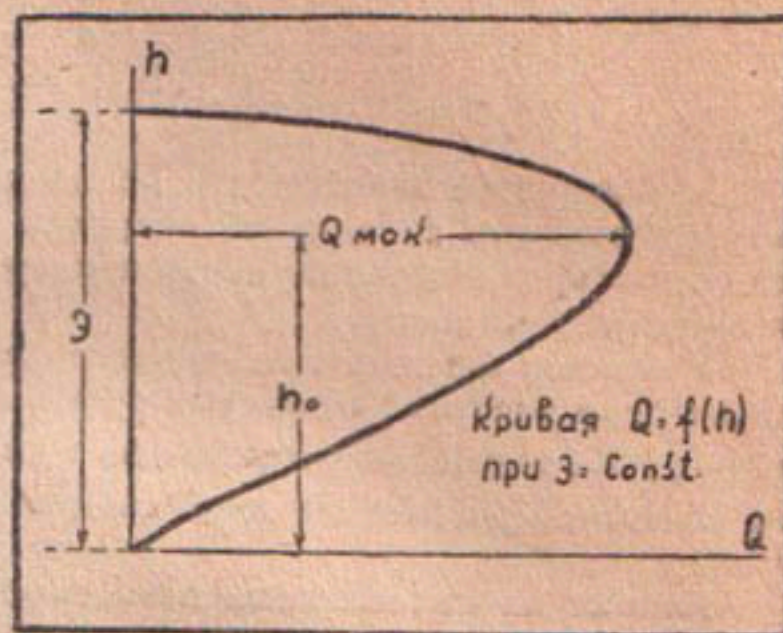


Рис. 2

$$h_0 + \frac{\omega_0}{2B_0} = \mathfrak{E} \quad \dots \quad (4'')$$

где индекс 0 указывает, что элементы сечения соответствуют наибольшему расходу, возможному при данном $\mathfrak{E}$.

Отсюда вытекает, что при размерах сечения, определяемых из ур-ния

$$h + \frac{\omega}{2B} = h + \frac{t}{2} = \mathfrak{E}$$

где t — средняя глубина сечения, имеет место глубина, при которой при данном запасе энергии в сечении проходит наибольший расход. При этом расходе удельная энергия будет в минимуме и элементы сечения будут иметь критическое значение, соответствующее действительной и наибольшей критической глубине, возможной при данном $\mathfrak{E}$.

Поэтому, обозначая действительную критическую глубину, соответствующую наибольшему расходу, через h_k^0 и снабжая такими же индексами другие элементы поперечного сечения, будем иметь для определения ее ур-ние

$$h_k^0 + \frac{\omega_k^0}{2B_k^0} = \mathfrak{E} \quad \dots \quad (4)$$

¹ Инж. Троицкий А. В. „Зависимости между гидромеханическими элементами потока при преобразовании энергии в открытых руслах“. Самарканд, 1934 г.

$$h_k^0 + \frac{t_k^0}{2} = \Theta \quad \dots \dots \dots (5)$$

Так как $\Theta = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = h + h_v$, где h_v — скоростной напор, представляющий удельную кинетическую энергию, то при критическом состоянии потока удельная кинетическая энергия равна половине его средней глубины, т. е.

$$\left(h_v\right)_k^0 = \frac{t_k^0}{2} \quad \dots \dots \dots (6)$$

Приведенные зависимости между критическими элементами сечения потока, расходом и удельной энергией сечения не дают явного выражения для критических глубин, и непосредственное определение их сложно и требует подбора.

Учитывая же широкое применение критической глубины при гидравлических расчетах открытых русел, желательно иметь для различных типов русел явные выражения для h_k и h_k^0 , позволяющие несложным путем находить критические глубины для наиболее употребительных форм русел.

Исходя из приведенных зависимостей, можно наметить два основных вида выражений критической глубины: через расход и через удельную энергию сечения, и дополнительно к ним дать выражение критической глубины через скорость и коэффициент кинетичности λ^1 .

Для поставленных условий общее аналитическое решение может быть дано для случаев русел, удовлетворяющих показательной зависимости, справедливой для большинства практических профилей²

$$\frac{\frac{\omega_1^3}{B_1}}{\frac{\omega_2^3}{B_2}} = \frac{N_1}{N_2} = \frac{M_1^2}{M_2^2} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^x \quad \dots \dots \dots (7)$$

причем $\frac{\omega^3}{B} = N = M^2$, где N , согласно терминологии проф. В. Д. Журина, есть контрольное отношение³, а M , согласно терминологии проф. Б. А. Бахметева¹, есть „функция M “, x — гидравлический показатель русла.

Индексами же отмечено, что данные элементы взяты при двух наполнениях русла.

§ 2. Выражение h_k через Q

Для критического состояния потока из зависимости (7) получаем

$$M_k^2 = \frac{\omega_k^3}{B_k} = M^2 \left(\frac{h_k}{h}\right)^x = \frac{\omega^3}{B} \left(\frac{h_k}{h}\right)^x \quad \dots \dots \dots (8)$$

¹ Бахметев Б. А. „Гидравлика открытых русел“ ОГИЗ, 1934 г.

² Инж. Чугаев Р. Р. „Некоторые вопросы неравномерного движения в открытых призматических руслах“, Известия НИГИ № 1.

³ Проф. Жури́н В. Д. Элементарная практическая гидравлика.

Подставляя в (1) вместо $\frac{\omega^3}{B_x}$ его значение, получим

$$M^2 \left(\frac{h_x}{h} \right)^x = \frac{\alpha Q^2}{g},$$

откуда

$$h_x = h \sqrt[x]{\frac{\alpha Q^2}{g M^2}} \dots \dots \dots (9)$$

Т. к. в выражении (9) h может иметь любое значение, сообразно с чем будет меняться и значение M , то, принимая $h=1$ и обозначая соответствующее ему „единичное значение M^2 “ через M_e^2 , получим

$$h_x = \sqrt[x]{\frac{\alpha Q^2}{g M_e^2}} \dots \dots \dots (10)$$

Таким образом для большинства практических профилей критическая глубина может быть выражена в явном виде как функция расхода и величин, характеризующих форму русла: гидравлического показателя русла и функции M , определяемой при единичном наполнении.

Вычисление этих величин для наиболее употребительных русел затруднения не представляет. В таблице 1 приведены значения x и M_e для типов русел, часто применяемых в практике.

Таблица 1

Тип русла	x	M_e^2	ω_e	τ_e	Примечание
Прямоугольное	3	b^2	b	1	b —ширина русла
Широкое параболическое .	4	$\frac{64}{27} p^2$	$\frac{4}{3} \sqrt{2p}$	$2/3$	$2p$ —параметр параболы
Треугольное несимметричное	5	$\left(\frac{m_1 + m_2}{8} \right)^2$	$\frac{m_1 + m_2}{2}$	$1/2$	m, m_1, m_2 —откосы русла
Треугольное симметричное	5	$\frac{m^2}{2}$	m	$1/2$	то же
Трапециoidalное	3-5	$\frac{(b+m)^2}{b+2m}$	$b+m$	$\frac{b+m}{b+2m}$	$x = \frac{3hB}{\omega} - \frac{2mh}{B}$

Пользуясь ур-нем (9), можно дать выражение для гидравлического показателя русла в зависимости от размеров и формы русла. Найдем максимум h_x в связи с изменением h . Имеем из (9), обозначая $\frac{1}{x} = y$

$$dh_x = \left(\frac{\alpha Q^2}{g} \right)^y \left[\frac{B^y}{\omega^{3y}} dh + \frac{h}{\omega^{3y}} y B^{y-1} dB - h B^y 3y \omega^{-3y-1} d\omega \right] = 0$$

Для любого профиля поперечного сечения можно написать, что $dB = (m_1 + m_2)dh$ и $d\omega = Bdh$, где m_1 и m_2 — коэффициенты откосов (наклона касательных к контуру русла в точках уреза воды) (рис. 3).

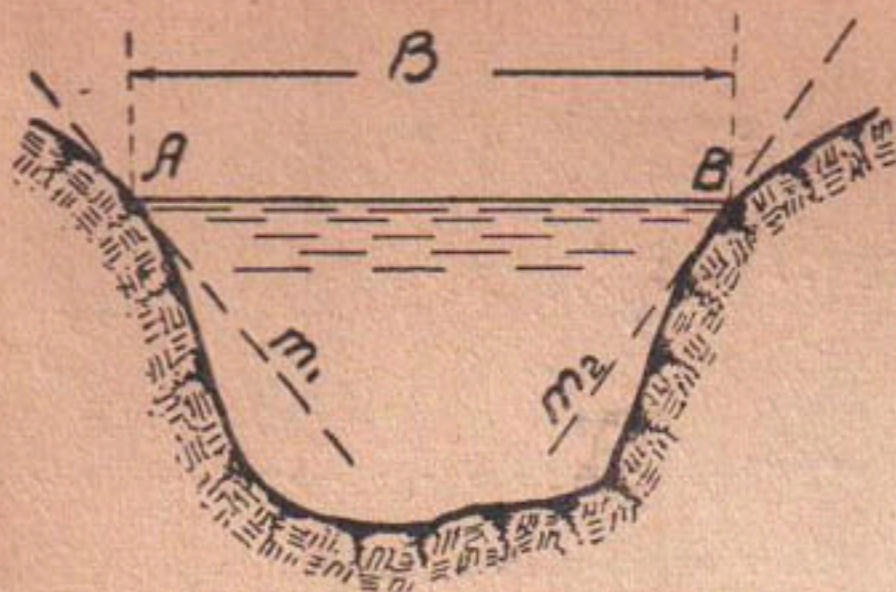


Рис. 3

Вынося $\frac{B^y}{\omega^{3y}}$ за скоб-

ку, будем иметь

$$\frac{B^y}{\omega^{3y}} \left| 1 + y \frac{h}{B} (m_1 + m_2) - \frac{3yhB}{\omega} \right| = 0,$$

откуда

$$1 + y \frac{h}{B} (m_1 + m_2) - \frac{3yhB}{\omega} = 0$$

или

$$1 + \frac{h}{Bx} (m_1 + m_2) - \frac{3hB}{x\omega} = 0$$

и

$$xB\omega + h\omega(m_1 + m_2) - 3hB^2 = 0 \quad \dots \dots \dots (11)$$

Но ранее было установлено, что наибольшая критическая глубина имеет место, когда $h = h_k$ и имеет место критическое состояние потока, вследствие чего ур-ние должно быть переписано так

$$xB_k^0\omega_k + h_k^0\omega_k(m_1 + m_2) - 3h_k^0B_k^0 = 0 \quad \dots \dots \dots (11')$$

Это уравнение связывает критические элементы сечения с гидравлическим показателем русла и не зависит от расхода, обуславливающего ту или иную критическую глубину, а потому оно справедливо для любых значений h и написание его может быть составлено в виде (11).

Из ур-ния (11) имеем

$$x = \frac{3hB}{\omega} - \frac{h}{B} (m_1 + m_2) \quad \dots \dots \dots (12)$$

что для симметричного трапециoidalного русла с откосом m даст

$$x = \frac{3hB}{\omega} - \frac{2hm}{B} \quad \dots \dots \dots (12')$$

§ 3. Выражение h_k через λ и скорость

Б. А. Бахметев для измерения степени бурности и спокойности течения потока ввел понятие о „коэффициенте кинетичности“¹ λ , причем

$$\lambda = \frac{2 \frac{v^2}{2g}}{h} \quad \dots \dots \dots (13)$$

¹ Б. А. Бахметев „Гидравлика открытых русел“, ОГИЗ, 1934 г.

т. е. отношению удвоенной удельной кинетической энергии потока к его удельной потенциальной энергии сечения.

Преобразовывая формулу (9) и учитывая (1), будем иметь

$$h_k = h \sqrt[x]{\frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}} = h \sqrt[x]{\frac{\alpha v^2 B}{g \omega}}$$

При $\frac{\omega}{B} = t$, где t — средняя глубина и $t = \tau h$, получим

$$h_k = h \sqrt[x]{\frac{\alpha v^2}{g t}} = h \sqrt[x]{\frac{\alpha v^2}{g h \tau}} \dots \dots \dots (a)$$

что дает

$$h_k = h \sqrt[x]{\frac{\lambda}{\tau}} \dots \dots \dots (14)$$

Ввиду произвольности выбора h , принимая $h = 1$, получим

$$h_k = \sqrt[x]{\frac{\lambda_e}{\tau_e}} \dots \dots \dots (15)$$

где λ_e должна быть определена в предположении пропуска всего расхода при единичном наполнении по формуле

$$\lambda_e = \frac{Q^2}{g \omega_e^3}$$

Значение τ_e и ω_e для наиболее употребительных профилей дано в таблице 1.

Из формулы (a) имеем для единичного наполнения

$$h_k = \sqrt[x]{\frac{\alpha v_e^2}{g \tau_e}} \dots \dots \dots (16)$$

где $v_e = \frac{Q}{\omega_e}$ — скорость при единичном наполнении. В частности для прямоугольного русла, т. к. $\frac{v_k^2}{g} = h_k$, может быть получено следующее выражение для критической скорости при $\alpha = 1$

$$v_k = \sqrt[3]{g v_e} = \sqrt[3]{g q} = 2,14 \sqrt[3]{q} \dots \dots \dots (17)$$

§ 4. Выражение h_k через Θ

Пользуясь показательной зависимостью (7) и подставляя значение $\frac{\omega_k^3}{B_k}$ в ур-ние (3), получим

$$\frac{\omega_k^3}{B_k} \left(\frac{h_k}{h} \right)^x = 2 \omega^2 (\Theta - h)$$

откуда

$$h_k = h \sqrt[x]{\frac{2(\Theta - h)B}{\omega}} \dots \dots \dots (18)$$

или

$$h_k = h \sqrt[x]{\frac{2(\Theta - h)}{\tau h}} \dots \dots \dots (19)$$

Здесь h уже не может быть взято равным единице.
В частных случаях:

для прямоугольного русла $h_k = h \sqrt[3]{\frac{2(\Theta - h)}{h}} \dots \dots \dots (18')$

„ параболического „ $h_k = h \sqrt[4]{\frac{3(\Theta - h)}{h}} \dots \dots \dots (18'')$

„ треугольного „ $h_k = h \sqrt[5]{\frac{4(\Theta - h)}{h}} \dots \dots \dots (18''')$

„ трапециoidalного „ $h_k = h \sqrt[x]{\frac{2(\Theta - h)}{h} \frac{\delta + 2}{\delta + 1}} \dots \dots \dots (18''')$

где $\delta = \frac{b}{mh}$.

Принимая $k = \frac{h}{\Theta}$ и $\delta_0 = k\delta \frac{b}{m\Theta}$, формулу (18) в частных случаях можно написать так:

для прямоугольного русла $h_k = k \sqrt[3]{\frac{2(1-k)}{k}} \cdot \Theta$

для параболического „ $h_k = k \sqrt[4]{\frac{3(1-k)}{k}} \cdot \Theta$

„ треугольного „ $h_k = k \sqrt[5]{\frac{4(1-k)}{k}} \cdot \Theta$

„ трапециoidalного „ $h_k = k \sqrt[x]{\frac{2(1-k)}{k} \frac{\delta_0 + 2k}{\delta_0 + k}} \cdot \Theta$

Выражением критической глубины не через расход, а через удельную энергию сечения, часто бывает очень удобно пользоваться при решении тех задач, где удельная энергия сечения известна, например, случай истечения через отверстие, через перепад и др.

Приведем пример.

Пример 1

В прямоугольном русле определить критическую глубину, соответствующую расходу, вытекающему из под щита при его открытии на высоту e (рис. 4).

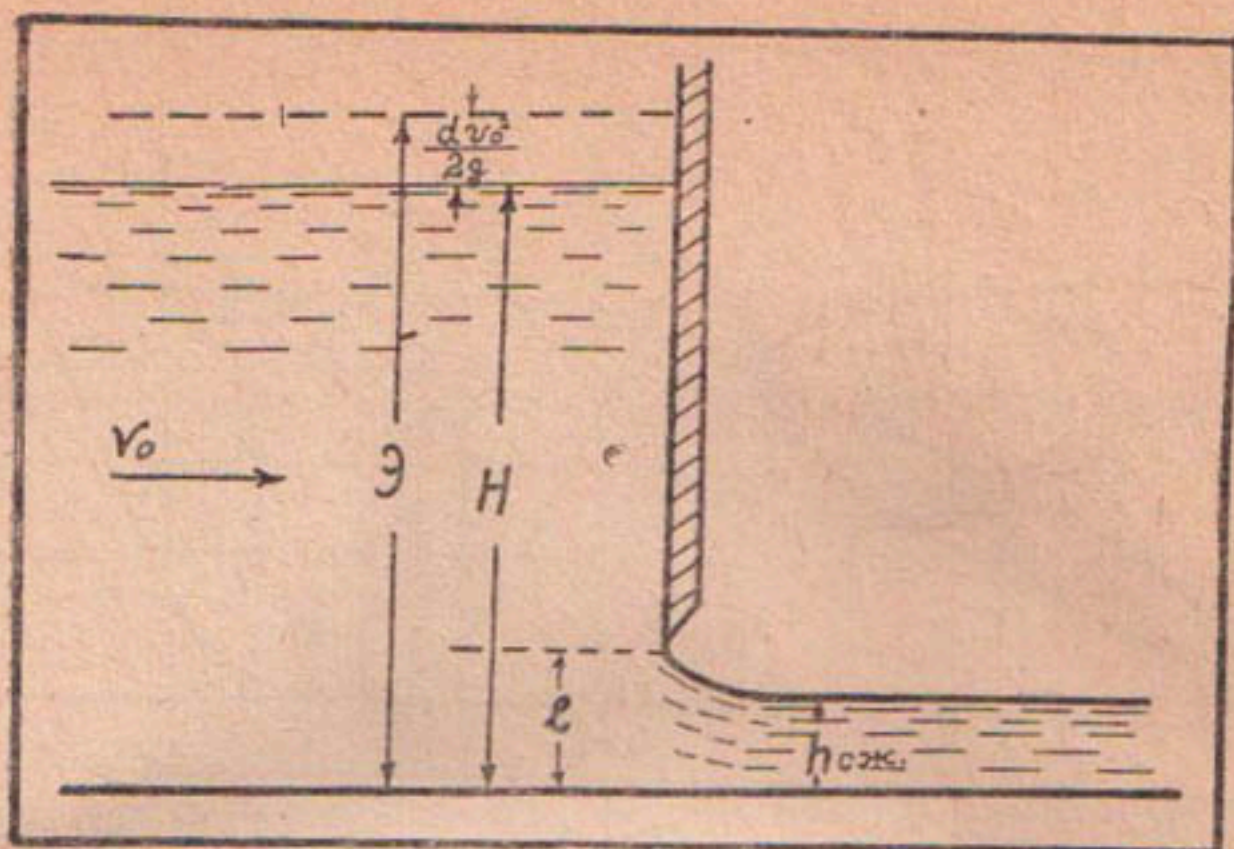


Рис. 4

Согласно формуле (18) имеем

$$h_k = h_{сж.} \sqrt[3]{\frac{2(\Theta - h_{сж.})}{h_{сж.}}}$$

где $h_{сж.} = \epsilon$, а ϵ — коэффициент сжатия.

При учете потерь, на протяжении до сжатого сечения коэффициент скорости φ будем иметь

$$h_k = h_{сж.} \sqrt[3]{\frac{2\varphi^2(\Theta - h_{сж.})}{h_{сж.}}}$$

Как видно из приведенных выражений (18 и 19), критическая глубина, выраженная через удельную энергию сечения, будет меняться в зависимости от глубины русла, от которой зависит величина расхода, протекающего при данной удельной энергии сечения.

Определение критической глубины при заданной удельной энергии сечения Θ и наполнении русла h может быть произведено графическим путем, причем излагаемый ниже прием, как основанный на зависимостях, справедливых для русла любой формы, является более общим решением, пригодным для русел любой формы, а не только для русел, удовлетворяющих зависимости (7).

Решение заключается в следующем:

Для данного сечения (рис. 5) строим кривую $\varphi(h) = Q \sqrt{\frac{\alpha}{g}}$,

где $Q = \omega \cdot v = \omega \sqrt{\frac{2g}{\alpha}(\Theta - h)}$ так как $\Theta - h = \frac{\alpha v^2}{2g}$ и, следовательно,

$\varphi(h) = \omega \sqrt{2(\Theta - h)}$, и вторую кривую $f(h) = M = \omega \sqrt{\frac{\omega}{B}}$.

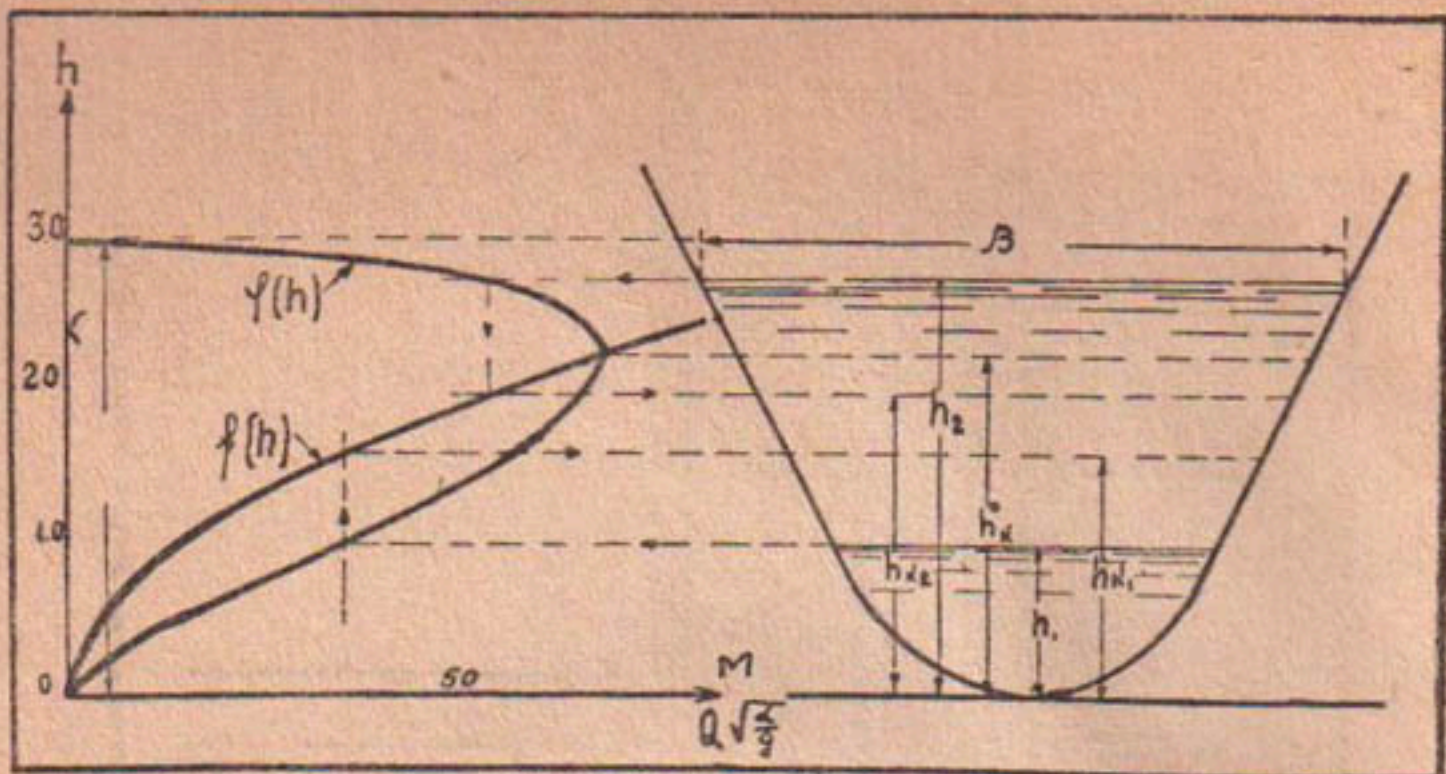


Рис. 5.

По этим двум кривым, соответственно заданным наполнениям h_1 или h_2 , определяются критические глубины h_{k1} и h_{k2} . Для этого соответственно наполнениям h_1 или h_2 проводим горизонтальную прямую до пересечения с кривой $\varphi(h)$, из точки пересечения проводим вертикальную прямую до встречи с кривой $f(h)$, ордината точки пересечения ее и даст значение h_k .

§ 5. Определение h_k^0 через Θ

При решении некоторых вопросов, например, водосливы с широким порогом, нужно знать не расчетную критическую глубину h_k , соответствующую какому-либо расходу, а действительную глубину h_k^0 , соответствующую максимальному расходу, возможному при заданной удельной энергии, максимальную критическую глубину.

Нахождение h_k^0 может быть произведено из ур-ний (18) и (19), положив в них $h = h_k$ или графическим путем согласно решению, указанного в § 4, где ордината пересечения кривых $f(h)$ и $\varphi(h)$ даст искомую действительную критическую глубину для русла любой формы.

Но проще определение действительной критической глубины h_k^0 в зависимости от удельной энергии сечения производить, исходя из ур-ния (4), причем определение h_k^0 через Θ может быть произведено аналитически и графически для русла любой формы.

а) Аналитическое определение h_k^0

Для аналитического выражения h_k^0 воспользуемся выражением (4)

$$h_k^0 + \frac{\omega_k}{2B_k^0} = \Theta \quad \dots \dots \dots (4)$$

справедливым для русла любой формы, из которого получаем для частных случаев русел —

$$\text{для прямоугольного } h_x^0 = \frac{2}{3} \Theta \dots \dots \dots (20')$$

$$\text{" параболического } h_x^0 = \frac{3}{4} \Theta \dots \dots \dots (20'')$$

$$\text{" треугольного } h_x^0 = \frac{4}{5} \Theta \dots \dots \dots (20''')$$

для трапециoidalного русла с помощью решения квадратного уравнения¹

$$h_x^0 = [0,4 - 0,3 \delta_0 + \sqrt{(0,4 - 0,3 \delta_0)^2 + 0,4 \delta_0}] \Theta \dots \dots (20^{IV})$$

$$\text{где } \delta_0 = \frac{b}{m\Theta}.$$

Но для трапециoidalного русла может быть дано и более простое выражение для h_x^0 .

Напишем выражение (4) для трапециoidalного русла, получим

$$h_x^0 + \frac{b + m h_x^0}{2(b + 2m h_x^0)} = \Theta,$$

принимая

$$\frac{h_x^0}{\Theta} = k_0 \text{ и } \frac{b}{m\Theta} = \delta_0,$$

получим после преобразования

$$h_x^0 = \frac{\frac{2\delta_0}{k_0} + 4}{\frac{3\delta_0}{k_0} + 5} \Theta \dots \dots \dots (21)$$

Эта формула для предельных случаев трапециoidalного русла: русла треугольного и прямоугольного непосредственно даст точные значения h_x^0 .

Для общего же случая трапециoidalного русла требуется знание значения неизвестной k_0 . Т. к. k_0 меняется в незначительных пределах, а именно: $k_0 = 2/3$ для прямоугольного русла, $k_0 = 4/5$ для треугольного русла, то, беря среднее значение k_0 и округляя, получим для h_x^0 следующую приближенную формулу

$$\frac{2,8\delta_0 + 4}{4,2\delta_0 + 5} \dots \dots \dots (22)$$

или

$$h_x^0 = -\frac{2}{3} \left(1 + \frac{1}{4,2\delta_0 + 5} \right) \Theta \dots \dots \dots (22')$$

где $\frac{1}{4,2\delta_0 + 5}$ будет являться поправкой к прямоугольному руслу за счет наличия откосов.

¹ Инж. Троицкий А. В. „Зависимости между гидротехническими элементами потока при преобразовании энергии в открытых руслах“. Самарканд. 1934.

Эти формулы дают также точные значения для предельных случаев трапециoidalного русла: русла прямоугольного и русла треугольного, а для чисто трапециoidalных русел дают значения h_k^0 с точностью

до десятых долей процента, что для практических случаев вполне достаточно.

Последние формулы могут быть рекомендованы для определения h_k^0 в трапециoidalном русле, как наиболее простые. Что касается любых форм русел, то для них h_k^0 должно находиться по формуле (4).

б) Графическое определение h_k^0

$$\text{Ур-ние } h_k^0 + \frac{\omega_k^0}{B_k^0} = \Theta \quad (4)$$

может быть использовано для нахождения графическим способом h_k^0 при заданной удельной энергии сечения, причем, т. к. ур-ние (4) дано для русла любой формы, то и графическое решение будет также дано для русла любого поперечного сечения¹.

Строим в координатных осях $hO\Theta$ (рис. 6), из которых ось $O\Theta$ будет осью Θ , h и $t = \frac{\omega}{B}$, а другая ось будет осью h , две функции $h = \varphi(h)$ и $t/2 = f(h)$ следующим образом.

От начала координат строим кривую $t/2 = f(h)$ и, пользуясь тем, что $h = \varphi(h)$ есть прямая, наклонная под углом 45° , откладываем на вертикальной оси Θ и через эту точку проводим прямую, наклонную под углом 45° , до встречи с кривой $t/2 = f(h)$.

Нет нужды строить полную линию $t/2 = f(h)$, достаточно построить ее отрезок, который пересекал бы прямую $h = \varphi(h)$, а т. к. известно,

¹ Здесь, как и в предыдущих случаях применения уравнения (4), должны быть исключены из рассмотрения участки поперечного сечения, для которых вблизи глубины соответствующей h_k^0 , зависимость ширины поверху от наполнения претерпевает разрыв непрерывности.

что h_k^0 обычно может колебаться только в пределах от $h_k^0 = 0,66 \text{ Э}$ до $h_k^0 = 0,8 \text{ Э}$ и, например, для типичных трапециoidalных профилей близко к $0,7 \text{ Э}$, то построение кривой $t/2 = f(h)$ не будет требовать много точек.

Приведенное графическое решение можно рекомендовать для практического применения.

г. Ташкент

Октябрь, 1938 год.

О движении жидкости в непризматическом русле

(Общие исследования и расчет русел)

1. Установление общего уравнения неравномерного движения жидкости для расчета непризматических русел

Общее дифференциальное уравнение установившегося неравномерного медленно изменяющегося движения жидкости имеет вид:

$$I = \frac{\alpha d \left[\frac{v^2}{2g} \right]}{ds} + \frac{v^2}{C^2 R} \dots \dots \dots (1)$$

и относится к самому общему случаю движения. В уравнении (1) приняты следующие обозначения:

I — поверхностный уклон жидкости;

v — средняя скорость в сечении;

C — коэффициент Шези;

R — гидравлический радиус;

α — осредненный коэффициент, учитывающий неравномерность распределения скорости поперечного сечения.

Выражая уклон свободной поверхности как:

$$I = i - \frac{dh}{ds} \dots \dots \dots (2)$$

где i — уклон дна водотока, и заменяя скорость v через $\frac{Q}{\omega}$, основное

уравнение после дифференцирования может быть представлено в таком виде:

$$i - \frac{dh}{ds} = - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} \frac{d\omega}{ds} + \frac{Q^2}{C^2 R \omega^2} \dots \dots \dots (3)$$

Для окончательного преобразования уравнения (3) необходимо выяснить, от каких переменных зависит изменение площади живого сечения $d\omega$ при различных возможных случаях движения жидкости в непризматическом русле. Обычно считают, что изменение площади живого сечения водо-

тока вдоль течения, когда размеры русла по длине меняются, зависит от двух элементов — от h и от s , в силу чего

$$d\omega = \frac{\partial \omega}{\partial s} ds + \frac{\partial \omega}{\partial h} dh \quad \dots \dots \dots (4)$$

Нам представляется, что такое объяснение изменения $d\omega$ является не всегда удобным и вот почему: величина площади живого сечения потока, вообще говоря, является зависимой от двух переменных — от глубины потока и от перехода от одного сечения к другому.

Если основное ур-ие неравномерного движения применяется к водотоку, форма которого, его очертание в плане и кривая свободной поверхности выясняются лишь в результате последовательного решения ур-ия (3), то закон изменения живых сечений должен быть наперед задан.

Выражая этот закон в наиболее простом виде, как функцию одной переменной, а именно — глубины потока,¹ можем написать $\omega = F(h)$

$$\text{и следовательно } \frac{\partial \omega}{\partial s} = \frac{\partial F(h)}{\partial s} = 0, \dots \dots \dots (5)$$

что следует из самого определения частных производных.

Поэтому, при определении формы непризматического русла, за исходное ур-ие должно быть принято ур-ие вида (3), решая которое от-

носительно $\frac{dh}{ds}$, получим:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{C^2 R \omega^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 d\omega}{dh}} \dots \dots \dots (6)$$

При определении формы свободной поверхности в заданном русле исключается возможность установления функциональной зависимости $\omega = F(h)$, ибо ширина русла не зависит от глубины и является функцией только s . Следовательно, только в этом случае справедливым является равенство (4) и основное ур-ие неравномерного движения жидкости принимает общеизвестный вид:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{C^2 R \omega^2} \left[1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega} \frac{\partial \omega}{\partial s} \right]}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\omega^3}} \dots \dots \dots (7)$$

Математическая сложность этого ур-ия затрудняет его решение; оно интегрирует ощупью постепенным приближением.²

Для интегрирования ур-ия (6) необходимо функциональную зависимость $\omega = F(h)$ задать в явном виде. Наиболее простая и достаточно

¹ Решение ур-ия (3) для непризматических водотоков в предположении, что $\omega = F(h)$, дано инж. В. И. Аравинным для частного случая, когда живые сечения водотока изменяются по закону геометрического подобия (Известия НКХ, XII, 1934).

² Инж. И. И. Леви дал частный случай приближенного решения ур-ия (7) для непризматических русел, задавшись линейным законом изменения формы русла. См. „Вестник Иригации“ № 2, 1928 г.

общая связь между шириной и глубиной русла, не ограничивающая ничем выбор двух крайних сечений водотока, предлагается в таком виде:

$$\boxed{B_m = nh^k} \quad \dots \dots \dots (8)$$

или $\omega = nh^{k+1} \dots \dots \dots (9)$

где B_m — определяемая из выражения площади ($\omega = B_m \cdot h$), есть средняя ширина живого сечения; n и K суть некоторые постоянные для любого конкретного случая движения величины, в силу чего имеем

$$K = \frac{\lg \frac{B_{m1}}{B_{m2}}}{\lg \frac{h_1}{h_2}} \dots \dots \dots (10)$$

В практических задачах, при расчете непризматических русел, величины „ n “ и „ K “ могут быть определены при заданных B_m и h в начальном и конечном сечениях.

Для введения необходимой терминологии в показательной зависимости (8) назовем коэффициент „ n “ — „гидравлическим коэффициентом“, показатель степени „ K “ — „гидравлическим показателем“.

Гидравлический коэффициент является числом всегда положительным и постоянным для заданного случая движения. Гидравлический показатель, являясь числом также постоянным, может иметь положительное или отрицательное значение в зависимости от условий изменения ширины и глубины.

Подчиняя основное ур-ие неравномерного движения установленному в предыдущем разделе показательному закону, представляется возможным произвести полное исследование формы свободной поверхности жидкости в непризматическом русле и вывести расчетные формулы для решения практических задач.

Воспользуемся приведенным выше ур-ем (6) и преобразуем его.

Так как $\omega = nh^{k+1}$, то входящий в знаменатель уравнения (6) член $\frac{d\omega}{dh}$ при заданном показательном законе, когда приращение живого сечения потока по длине зависит только от глубины, равен:

$$\frac{d\omega}{dh} = \frac{d(nh^{k+1})}{dh} = n(k+1)h^k \dots \dots \dots (11)$$

Назовем „нормальной глубиной“ h_0 — глубину равномерного движения при данном уклоне дна и расходе Q , удовлетворяющую условию

$$B_{m0} = nh_0^k \dots \dots \dots (12)$$

Очевидно, что эта глубина будет величиной постоянной, т. е. $h_0 = \text{const}$ и при ней поверхностный уклон равен уклону дна, что в ур-ии (6) дает:

$$\frac{dh}{ds} = 0$$

и, следовательно

$$\frac{i}{Q^2} \omega_0^2 C_0^2 R - 1 = 0 \dots \dots \dots (13)$$

Смоченный периметр χ равен

$$\chi = B_m + \xi h = h^x (n + \xi h^{1-x}),$$

где ξ для трапециoidalных русел при принятых обозначениях (B_m есть средняя линия трапеции) равно:

$$\xi = 2 \sqrt{1 + m^2} - m$$

m — коэффициент откоса.

Обозначим величину

$$\frac{C^2 h^x}{\chi} = \frac{C^2}{n + \xi h^{1-x}} = j \quad \dots \quad (14)$$

Так как коэффициент Шези по Маннингу $C = \frac{R^{1/6}}{n}$ и полагая, что

$$\left[\frac{n + \xi h_0^{1-x}}{n + \xi h^{1-x}} \right]^{4/3} = \left[\frac{h_0}{h} \right]^y \quad \dots \quad (15)$$

можем написать:

$$\frac{K^2}{K_0^2} = \left[\frac{h}{h_0} \right]^x \quad \dots \quad (16)$$

где

$$x = 2K + \frac{10}{3} - y \quad \dots \quad (17)$$

Полученное уравнение представляет собою хорошо известную из общего курса гидравлики показательную зависимость проф. Бахметева, установленную им для призматических русел. Показатель x есть „гидравлический показатель русла“.

Таким образом, на основании показательного закона (9) представляется возможным распространить показательную зависимость проф. Бахметева на водотоки непризматической формы. Гидравлический показатель русла, определяемый обычно из выражения (16), можно также находить и по развернутой формуле:

$$x = 2 \left[K + \frac{1}{3} \left(5 - 2 \frac{\lg \frac{n + \xi h_0^{1-x}}{n + \xi h^{1-x}}}{\lg \frac{h_0}{h}} \right) \right] \quad \dots \quad (18)$$

Зависимость (16) можно применять к предельным глубинам. Для более точного решения задачи, следует рассматриваемые глубины подразделить.

Возвращаясь к основному уравнению движения и произведя соответствующие подстановки, получим:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{g \left[\left(\frac{h}{h_0} \right)^x - 1 \right]}{zn (K + 1) j \left(\frac{gn^2}{\alpha (K + 1) Q^2} \cdot h^{\frac{2x+3}{2}} - 1 \right)} \quad \dots \quad (19)$$

Однако, это ур-ие является справедливым лишь для водотока с прямым уклоном дна. Если водоток имеет горизонтальное дно, то в ур-ии (6) нужно положить $i = 0$. Тогда основное ур-ие неравномерного движения для непризматических русел будет иметь такой вид:

$$\frac{dh}{ds} = - \frac{g}{\alpha n (K + 1) j \left[\frac{gn^2}{\alpha (K + 1) Q^2} h^{2K+3} - 1 \right]} \dots \dots (20)$$

Если водоток имеет обратный уклон ($i < 0$), то основное ур-ие для непризматических водотоков напишется так:

$$\frac{dh}{ds} = - \frac{g \left[\left(\frac{h}{h_0} \right)^2 + 1 \right]}{\alpha n (K + 1) j \left[\frac{gn^2}{\alpha (K + 1) Q^2} h^{2K+3} - 1 \right]} \dots \dots (21)$$

II. Об удельной энергии водотока

Из гидравлики известно, что „удельная энергия сечения (т. е. отнесенная к плоскости, проходящей через наинизшую точку дна сечения определяется выражением:

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha v^2}{2g} \dots \dots \dots (22)$$

Будем рассматривать водоток, подчиненный показательной зависимости (9) и характеризуемый некоторым секундным расходом воды Q .

Посмотрим, как будет изменяться „удельная энергия сечения“ по длине водотока, если принять за ось сравнения линию дна.

Подставляя в (22) значение v из (9), получим:

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g n^2 h^{2K+2}} \dots \dots \dots (23)$$

В случае отрицательного значения гидравлического показателя ($K < -1$) ур-ие примет такой вид:

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g n^2} \cdot h^{2K-2} \dots \dots \dots (24)$$

где $2K - 2 > 0$.

Гидравлический показатель $K > -1$

Из ур-ия (23) следует, что при $h \rightarrow 0$ и $h \rightarrow \infty$ удельная энергия $\mathcal{E} \rightarrow \infty$.

Так как функция $\mathcal{E} = f(h)$ является непрерывной и на границах она приобретает значения $+\infty$, то при некоторой глубине эта функция должна иметь минимум.

Назовем ту глубину потока, при которой удельная энергия вдоль течения принимает минимальное значение — „критической глубиной“ водотока $h_{кр}$.

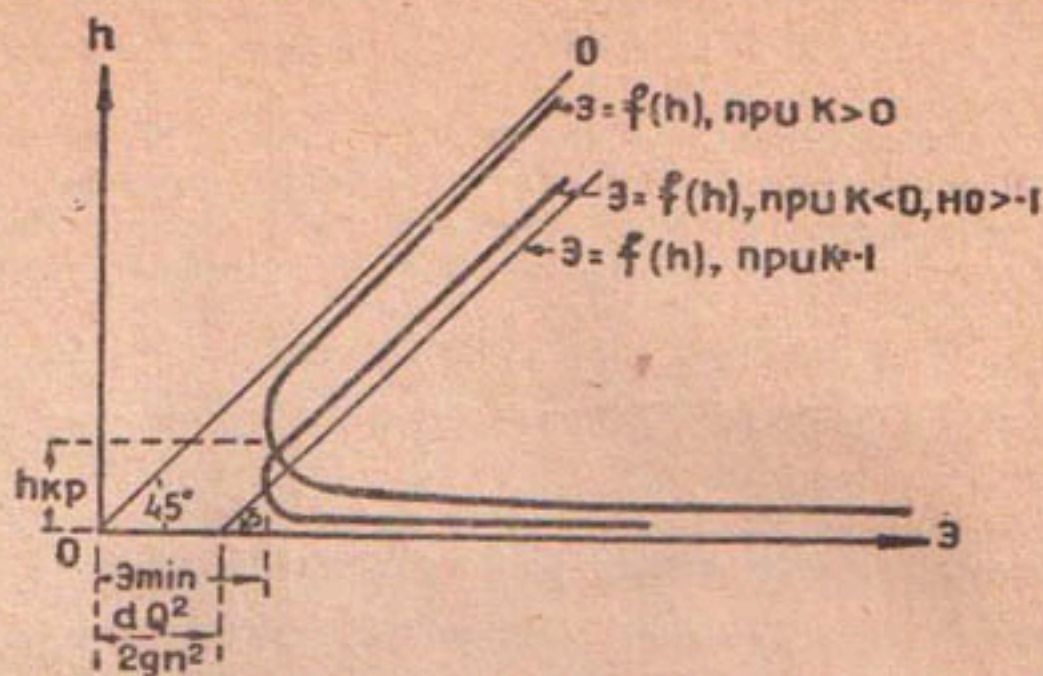


Рис. 1.

Из уравнения удельной энергии нетрудно заметить, что на степень изменения удельной энергии водотока оказывает влияние не только изменение глубины, но и само значение гидравлического показателя. При $K > -1$ удельная энергия будет изменяться с глубиной так, что ее верхняя ветвь при меньших значениях K будет в меньшей степени приближаться к асимптоте $0-0$ и нижняя ветвь при меньших значениях K будет иметь более крутой спуск.

При значении $K = -1$ удельная энергия будет выражаться прямой, начало которой расположено на оси абсцисс в расстоянии $\frac{\alpha Q^2}{2g n^2}$ от начала координат (рис. 1).

Установим теперь зависимость, которой следует пользоваться для определения критической глубины данного водотока.

Отметим прежде всего, что так как площадь живого сечения водотока является функцией только глубины h , то для нахождения $z_{\min}$ совершенно все равно, будем ли мы рассматривать изменение удельной энергии по длине водотока, или условно, в некотором постоянном сечении, ширина и глубина которого изменяются так, что всегда существует связь $B_m = n h^k$.

Дифференцируя выражение (23), будем иметь:

$$\frac{d\Theta}{B_s} = \frac{dh}{ds} \left(1 - \frac{\alpha (K+1) Q^2}{g n^2 h^{2K+3}} \right)$$

Приравнявая производную $\frac{d\Theta}{ds}$ к нулю, получим

$$h_{кр}^{2K+3} = \frac{\alpha (K+1) Q^2}{g n^2} \dots \dots \dots (25)$$

откуда

$$h_{кр} = \sqrt[2K+3]{\frac{\alpha (K+1) Q^2}{g n^2}} \dots \dots \dots (26).$$

Вопрос о выяснении критических глубин вдоль потока, когда каждому сечению соответствует своя критическая глубина, в настоящем

рассмотрении не имеет смысла, так как эти критические глубины не отвечают условию (9) и, следовательно, в действительности наблюдаемы быть не могут.

Для установления возможности появления прыжка при расчете непризматических русел, обратимся к основному уравнению движения (19). Нетрудно видеть, что при существовании равенства (25), знаменатель правой части уравнения обращается в нуль и основное ур-ие принимает такой вид:

$$\frac{dh}{ds} = \infty$$

Это указывает на то, что при критической глубине водотока функция $h = f(s)$ претерпевает разрыв непрерывности. Поэтому величина $\frac{dh}{ds}$ непрерывна для всех значений h , кроме $h = h_{кр}$, а переход через критическую глубину водотока сопровождается прыжком воды.

Перейдем теперь к рассмотрению удельной энергии, определяемой ур-ем (24).

Гидравлический показатель $K < -1$

Из ур-ия (24) следует, что при $h = 0, \Theta = 0$, т. е. кривая имеет начало в начале координат, и что с увеличением глубины удельная энергия возрастает, а с уменьшением глубины — убывает. Следовательно, в водотоках, характеризуемых гидравлическим показателем $K < -1$, удельная энергия не имеет минимума и образование критической глубины невозможно. Поэтому, если бы мы по ур-ию удельной энергии стали находить обычным путем $h_{кр}$, то эта глубина должна была бы потерять физический смысл. В самом деле, обращаясь к выражению (25), определяющему критическую глубину водотока, замечаем, что при $K < -1$

$$h_{кр}^{2K+3} = \frac{\alpha (K+1) Q^2}{gn^2} < 0$$

т. е. критическая глубина получается отрицательной, а так как глубина отрицательной быть не может, то наше предположение об отсутствии критической глубины правильно.

Если теперь обратимся к основному ур-ию (19), то для данного случая движения оно принимает такой вид, что его знаменатель всегда положительный. Следовательно функция $h = f(s)$ никогда не терпит разрыва, а поэтому в рассматриваемом водотоке образование прыжка воды невозможно.

В силу показательной зависимости (9) такие водотоки должны иметь расширяющуюся форму с убывающей глубиной вдоль течения.

Сделанный вывод должен иметь, повидимому, большой практический интерес, потому что расчет и устройство беспрыжковых сопряжений в гидротехнике является часто крайне желательным, а между тем на страницах специальной технической литературы этот вопрос до сих пор был мало исследован и, более того, считалось даже, что переход потока из бурного состояния в спокойное в русле прямого уклона возможен только через образование прыжка воды¹.

¹ См., например, журнал „Гидротехническое строительство“ № 2, 1938 г. инж. Пикалов. Расчет быстротоков переменного сечения.

Придя к выводу, что удельная энергия водотока, будучи непрерывной функцией глубины, в руслах, характеризуемых гидравлическим показателем $K > -1$ имеет минимум при критической глубине, определяемой зависимостью (26), и в руслах, характеризуемых гидравлическим показателем $K < -1$, удельная энергия не имеет минимума, и критическая глубина теряет свой смысл, разобьем все потоки на две основных категории и дадим им следующие названия.

1. Водотоки с переменным режимом—прыжковые водотоки;
2. Водотоки с постоянным режимом—беспрыжковые водотоки.

Первая категория водотоков может быть в свою очередь подразделена на водотоки с бурным и спокойным состоянием, а вторая категория водотоков такого деления иметь не может.

III. Исследование форм свободной поверхности водотока

Для исследования возможных форм свободной поверхности водотока, рассмотрим в отдельности водотоки с переменным и постоянным режимом, причем, так как первая категория водотоков имеет формы свободной поверхности, аналогичные тем, которые наблюдаются в призматическом русле, ограничим рассмотрение этого вопроса лишь соответствующими преобразованиями дифференциального ур-ия. На исследовании второй категории водотоков остановимся более подробно ввиду малой изученности их в гидравлике.

Водоток с переменным режимом $K > -1$

1. Водоток с прямым уклоном дна

Воспользуемся для данного случая ур-ием (19). Вспоминая, что при $K > -1$ водоток имеет минимум удельной энергии при критической глубине и что в этом случае знаменатель уравнения (19) обращается в нуль, имеем:

$$\frac{gn^2}{\alpha(K+1)Q^2} \cdot h_{кр}^{2K+3} - 1 = 0.$$

Подставляя в знаменатель ур-ия (19), получим

$$\frac{dh}{ds} = \frac{g \left[\left(\frac{h}{h_0} \right)^x - 1 \right]}{\alpha n (K+1) j \left[\left(\frac{h}{h_{кр}} \right)^{2K+3} - 1 \right]} \dots \dots \dots (27)$$

Анализ этого ур-ия дает формы свободной поверхности типа: $a_1, b_1, c_1, a_2, b_2, c_2$.

2. Водоток с горизонтальным дном

Воспользовавшись ур-ем (20) и преобразовав знаменатель этого ур-ия так же, как и в предыдущем случае, получим:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-g}{\alpha n (K+1) j \left[\left(\frac{h}{h_{кр}} \right)^{2K+3} - 1 \right]} \dots \dots \dots (28)$$

Исследование ур-ия (28) дает формы свободной поверхности типа b_0 и c_0 .

3. Водоток с обратным уклоном дна

В этом случае основному ур-ию можно придать такой вид:

$$\frac{dh}{ds} = - \frac{g \left[\frac{+i}{Q^2} h^x + 1 \right]}{z_n (K + 1) j \left[\left(\frac{h}{h_{кр}} \right)^{2x+3} - 1 \right]} \dots \dots \dots (29)$$

Это ур-ие дает всего две формы свободной поверхности—тип b'_1 и тип c'_1 .

Анализ приведенных выше ур-ий показывает, что все указанные формы свободных поверхностей имеют место как в сужающихся, так и в расширяющихся руслах.

Водоток с постоянным режимом $K < -1$

1. Водоток с прямым уклоном дна

В случае прямого уклона дна воспользуемся ур-ем (19). Так как знаменатель этого ур-ия всегда положительный, то для простоты напишем его в таком виде:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{\left(\frac{h}{h_0} \right)^x - 1}{+} \dots \dots \dots (30)$$

Отметим прежде всего, что при отрицательном значении гидравлического показателя русла ур-ие (30) примет такой вид:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{\left(\frac{h_0}{h} \right)^{-x} - 1}{+} \dots \dots \dots (31)$$

Будем рассматривать эти два ур-ия в отдельности.

А. Глубина вдоль течения убывает: $\frac{dh}{ds} < 0$.

Уравнение (30) дает: $h < h_0$.

Движение замедленное, и русло имеет расширяющуюся форму. Вверх по течению кривая свободной поверхности асимптотически приближается к прямой равномерного движения и при $h = h_0$, $\frac{dh}{ds} = 0$, т. е.

свободная поверхность параллельна дну. Вниз по течению кривая подходит к заданной глубине. Свободная поверхность должна иметь выпуклую форму (тип B_1). Этот случай движения может быть, например, в каналах с равномерным движением, в которых, начиная с некоторого сечения, русло плавно расширяется (рис. 2).

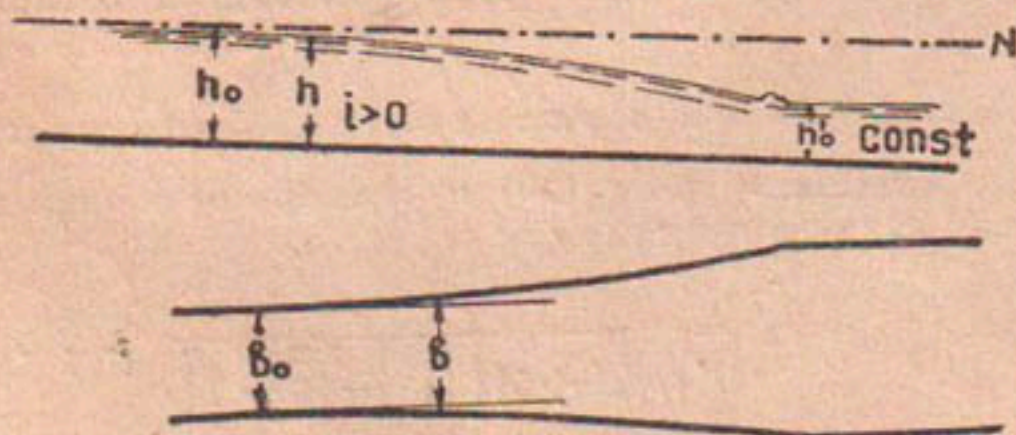


Рис. 2.

Уравнение (31) дает: $h > h_0$.

Глубина убывает вдоль течения, русло имеет расширяющуюся форму, кривая свободной поверхности вниз по течению асимптотически приближается к прямой равномерного движения и при $h = h_0$, $\frac{dh}{ds} = 0$.

Вверх по течению глубина, возрастая, приближается к заданной глубине. В силу выказанного, форма кривой свободной поверхности имеет погнутый вид (тип В_{II}, рис. 3).

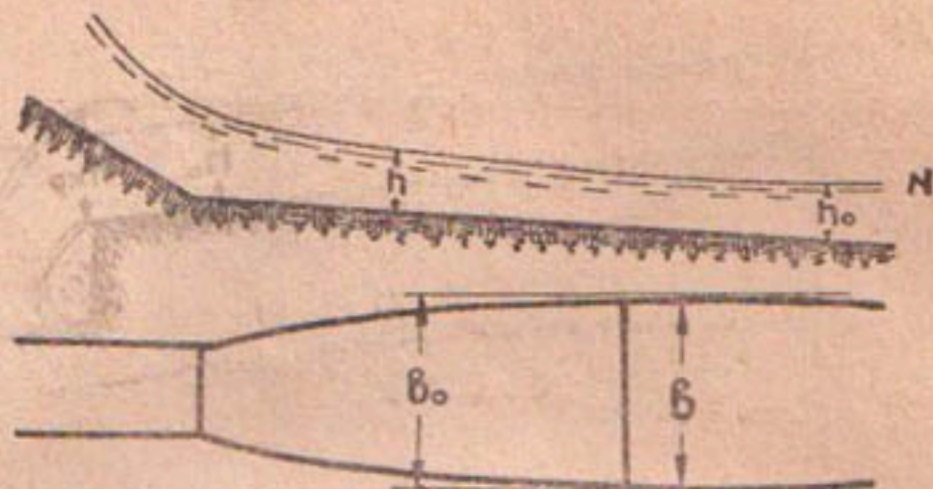


Рис. 3.

Так как при этом скорости вдоль течения убывают и удельная энергия не имеет минимума, то поток может перейти от одних больших скоростей к малым без прыжка. Форма русла имеет вогнутый (относительно оси потока) вид, и ширина его вниз по течению асимптотически приближается к нормальной ширине.

При больших уклонах замедленное движение с убывающей глубиной возможно, например, при истечении жидкости из-под щита в русло расширяющейся формы (рис. 4). В этом случае, при $h = h_0$, уравнение (30) дает $\frac{dh}{ds} = 0$. Следовательно, свободная поверхность асимптотически

приближается к нормальной глубине (точками показана форма свободной поверхности в случае призматического русла).

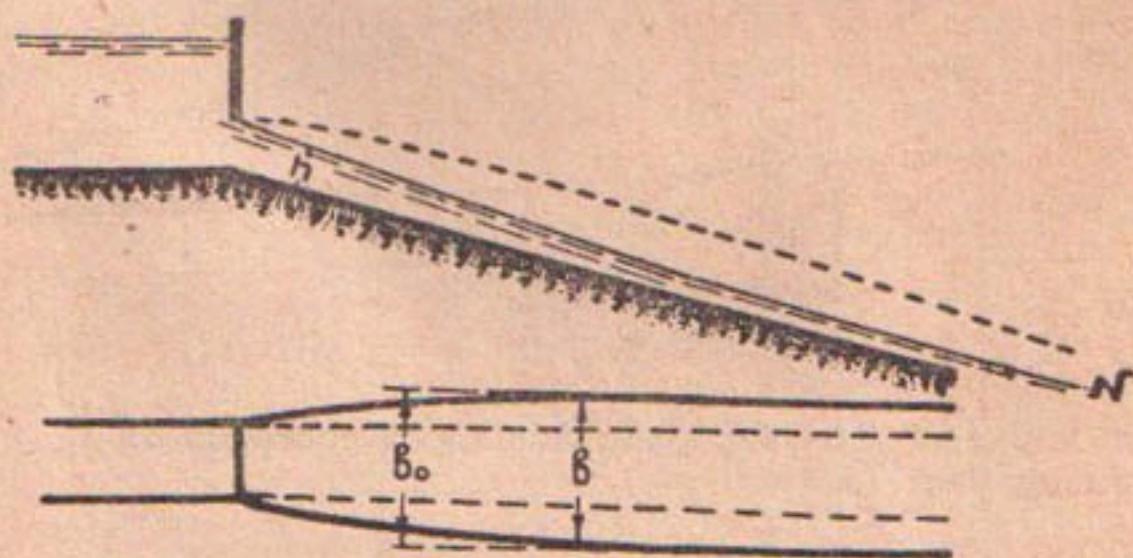


Рис. 4.

В. Глубина вдоль течения возрастает: $\frac{dh}{ds} > 0$.

Уравнение (30) дает $h > h_0$.

Движение ускоренное, русло имеет сужающуюся форму.

Кривая свободной поверхности вниз по течению асимптотически приближается к горизонтальной прямой. Вверх по течению кривая асимптотически приближается к прямой равномерного движения и при $h = h_0 \frac{dh}{ds} = 0$. Кривая должна иметь вогнутую форму (тип A_I). Так как с увеличением глубины скорость течения возрастает, канал должен заканчиваться перепадом (рис. 5).

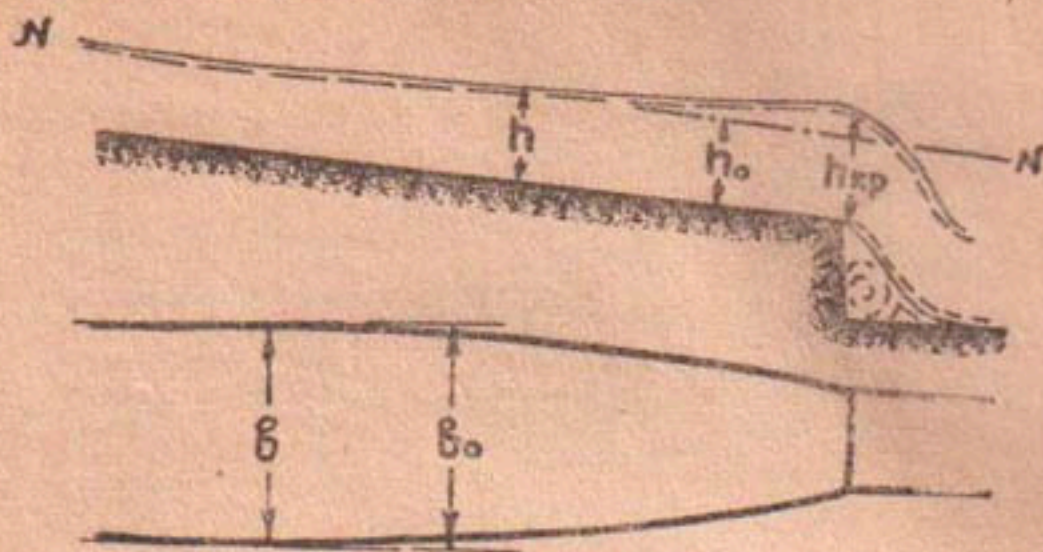


Рис. 5.

Уравнение (31) дает $h < h_0$.

Кривая свободной поверхности вниз по течению возрастает и асимптотически приближается к прямой равномерного движения; вверх по течению кривая уменьшается до заданной глубины. Свободная поверхность должна иметь выпуклую форму (тип C_{II}). Так как скорости по течению растут, русло по длине сужается. Этот случай движения мыслим в руслах большого уклона (быстротоки, рис. 6).

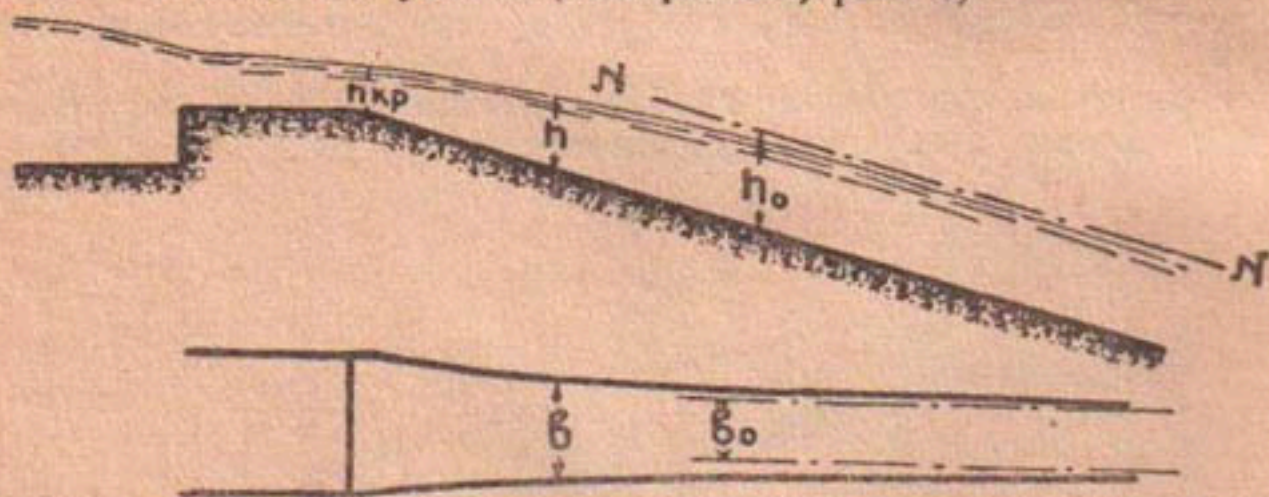


Рис. 6.

Все разобранные случаи форм свободной поверхности представлены на обобщенном рис. 7.

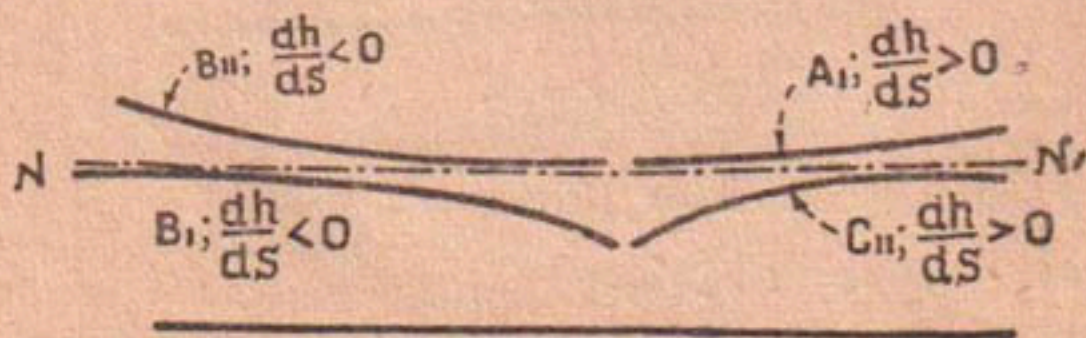


Рис. 7.

2. Водоток с горизонтальным дном

Для данного случая движения ни нормальная глубина, ни критическая не имеют смысла, поэтому воспользуемся ур-ием (20)

$$\frac{dh}{ds} = - \frac{g}{\alpha n (K+1) j \left[\frac{gn^2}{\alpha (K+1) Q^2} h^{2\kappa+3} - 1 \right]}$$

Так как знаменатель этого ур-ия всегда положительный ($K < -1$), то оно всегда дает $\frac{dh}{ds} < 0$.

Глубина вдоль течения убывает от некоторой начальной заданной величины до некоторой конечной заданной величины. Такое движение может иметь место только в расширяющихся руслах, при этом образования прыжка воды быть не может. Установить теоретически форму русла не представляется возможным, так как нет асимптот.

Следовательно, закономерное изменение формы русла нам неизвестно. Русло может, например, иметь такую форму, как показано на рис. 8.

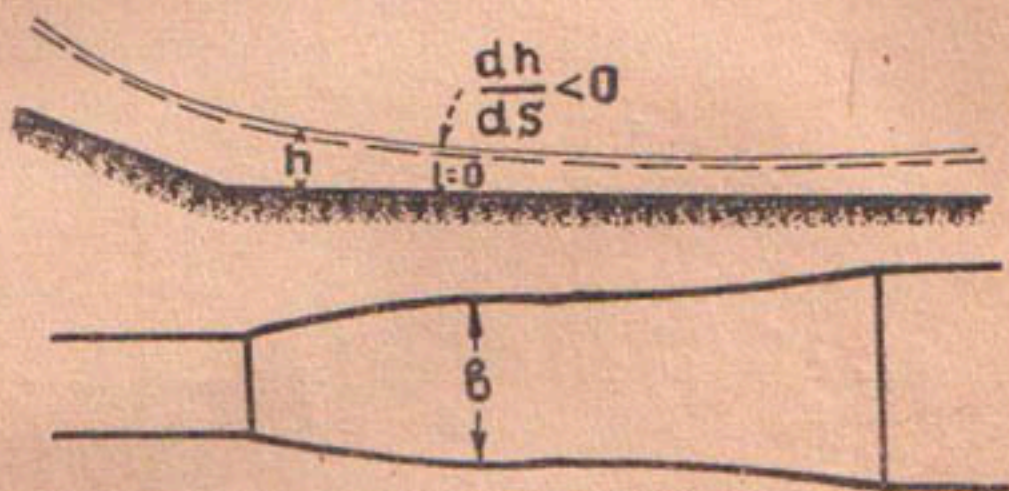


Рис. 8.

Только последовательным решением ур-ия (20) может быть найдено для каждого конкретного случая очертание русла в плане. Мы можем лишь утверждать, что русло по длине не может сужаться, так как при уменьшении глубины вдоль течения сужение русла требует, чтобы гидравлический показатель был больше минус единицы, а это противоречит условию.

3. Водоток с обратным уклоном дна

В этом случае также ни критическая, ни нормальная глубина не имеют смысла. Напишем ур-ие движения в таком виде

$$\frac{dh}{ds} = - \frac{g \left[\frac{+i}{Q^2} h^{\kappa} + 1 \right]}{\alpha n (K+i) j \left[\frac{gn^2}{\alpha (K+1) Q^2} h^{2\kappa+3} - 1 \right]} \dots \dots (32)$$

Так как знаменатель этого ур-ия всегда положительный, то оно выражает только случай замедленного движения ($\frac{dh}{ds} < 0$), т. е. кривую спада. Глубина вдоль течения убывает до некоторой заданной глубины и возрастает также до некоторой заданной глубины. Форма русла изменяется по неопределенному закону и может, вероятно, иметь такой же вид, как и в предыдущем примере (рис. 8).

IV. Интегрирование дифференциального уравнения движения жидкости

1. Водоток с прямым уклоном дна

Воспользуемся в этом случае ур-ием вида (27).

Беря выражение (25) и введя в него зависимость (13), после преобразования, имеем:

$$h_{кр}^{2k+3} = \frac{\alpha n (K+1)}{g} \cdot j_0 \cdot h_0^{2k+3}$$

Подставляя полученное выражение в основное ур-ие, будем иметь

$$\frac{dh}{ds} = \frac{g \left[\left(\frac{h}{h_0} \right)^x - 1 \right]}{\alpha n (K+1) j \left[\frac{g}{\alpha n (K+1) i j_0} \left(\frac{h}{h_0} \right)^{2k+3} - 1 \right]}$$

Умножая член, содержащий $\left(\frac{h}{h_0} \right)^{2k+3}$ в знаменателе этого уравнения, на $\frac{j \cdot j_0}{j_0 j}$ и имея в виду, что $\frac{j}{j_0} = \frac{h^{1/3-y}}{h_0^{1/3-y}}$, после отделения переменных и деления, получим

$$ds = \frac{1}{i} \left[dh + \left(1 - \frac{\alpha n (K+1) i}{g} \cdot j \right) \right] \frac{dh}{\left(\frac{h}{h_0} \right)^x - 1}$$

Для интегрирования этого ур-ия обозначим

$$\frac{h}{h_0} = \eta$$

Принимая во внимание, что

$$dh = h_0 d\eta$$

после интегрирования получим

$$\frac{i}{h_0} S = \eta_2 - \eta_1 - \left(1 - \frac{\alpha n (K+1) i}{g} j_{кр} \right) \left[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1) \right] \quad . \quad . \quad (33)$$

где $\eta_{1,2} = \frac{h_{1,2}}{h_0}$ при $x > 0$ и $\eta_{1,2} = \frac{h_0}{h_{1,2}}$ при $x < 0$

$$\varphi(\eta) = - \int \frac{d\eta}{\eta^x - 1} + \text{const.}$$

Полученный интеграл по виду ничем не отличается от интеграла, полученного проф. Бахметевым при решении задачи для призматического русла. Поэтому при определении функции $\varphi(\eta)$ можно пользо-

ваться таблицами Бахметева. В тех же случаях, когда значение величины x превышает табличное¹, функция может быть вычислена по соответствующим рядам Бахметева (см. Бахметев, О неравномерном движении жидкости в открытом русле).

1-й случай: $\eta < 1$, $x > 0$ и $\eta > 1$, $x < 0$

$$\varphi(\eta) = \eta + \frac{\eta^{x+1}}{x+1} + \frac{\eta^{2x+1}}{2x+1} + \frac{\eta^{3x+1}}{3x+1} + \dots$$

2-й случай: $\eta > 1$, $x > 0$ и $\eta < 1$, $x < 0$

$$\varphi(\eta) = \frac{\eta^{1-x}}{x-1} + \frac{\eta^{1-2x}}{2x-1} + \frac{\eta^{1-3x}}{3x-1} + \dots$$

2. Водоток с горизонтальным дном

Ур-ие неравномерного движения в этом случае имеет вид (28). Обозначим:

$$\frac{h}{h_{кр}} = \xi$$

Тогда, принимая во внимание, что

$$dh = h_{кр} d\xi,$$

после соответствующих подстановок и интегрирования получим:

$$S = \frac{\alpha_n (K+1) h_{кр}}{g} j_{кр} \{ \xi_2 - \xi_1 - [\varphi(\xi_2) - \varphi(\xi_1)] \}, \dots (34)$$

где

$$\xi_{1,2} = \frac{h_{1,2}}{h_{кр}} \text{ и } \varphi(\xi) = \frac{1}{2K+4} \cdot \xi^{2K+4}$$

Полученное выражение для функции $\varphi(\xi)$ также ничем не отличается от соответственной функции Бахметева для водотока с нулевым уклоном.

В случае отрицательного значения гидравлического показателя, введение критической глубины в ур-ие движения нецелесообразно. Поэтому, интегрируя в этом случае непосредственно ур-ие (20), будем иметь

$$S = \frac{\alpha_n (K+1)}{g} j \left\{ h_2 - h_1 - \frac{gn^2}{\alpha (K+1) Q^2} \cdot \frac{1}{2K+4} \left[h_2^{2K+4} - h_1^{2K+4} \right] \right\}.$$

3. Водоток с обратным уклоном дна

При водотоке с обратным уклоном дна воспользуемся ур-ием (29), которое для данного случая примет вид:

$$ds = \frac{\alpha_n (K+1) j \left[\frac{g}{\alpha_n (K+1) i j} \left(\frac{h}{h_0} \right)^x - 1 \right]}{g \left[1 - \left(\frac{h}{h_0} \right)^x \right]} dh.$$

¹ В непрямоугольных руслах значение „ x “ обычно более табличного.

где h_0 — глубина равномерного движения, при котором данное русло с прямым уклоном дна $= i$ пропускает расход Q , т. е.

$$Q = nh_0^{k+1} C_0 \sqrt{R_0 i}.$$

Обозначим:

$$\frac{h}{h_0} = \zeta$$

Тогда

$$dh = h_0 d\zeta$$

Ур-ие с новой переменной, после интегрирования, примет вид

$$\frac{i}{h_0} S = -(\zeta_2 - \zeta_1) + \left(1 + \frac{\alpha n (K+1) i}{g} j_{cp} [\varphi(\zeta_2) - \varphi(\zeta_1)] \right) \quad \dots (36)$$

где

$$\zeta_{1,2} = \frac{h_{1,2}}{h_0} \text{ при } x > 0 \text{ и } \zeta_{1,2} = \frac{h_0}{h_{1,2}} \text{ при } x < 0$$

и

$$\varphi(\zeta) = \int \frac{d\zeta}{1 + \zeta^x} + \text{const.}$$

Значения функции находятся из следующих рядов при условии, что ряд убывающий:

$$1. \zeta < 1, x > 0 \text{ и } \zeta > 1, x < 0$$

$$\varphi(\zeta) = \zeta - \frac{1}{x+1} \zeta^{x+1} + \frac{1}{2x+1} \zeta^{2x+1} - \frac{1}{3x+1} \zeta^{3x+1} + \dots$$

$$2. \zeta > 1, x > 0 \text{ и } \zeta < 1, x < 0$$

$$\varphi(\zeta) = -\frac{1}{x-1} \cdot \frac{1}{\zeta^{x-1}} + \frac{1}{2x-1} \cdot \frac{1}{\zeta^{2x-1}} - \frac{1}{3x-1} \cdot \frac{1}{\zeta^{3x-1}} + \dots$$

Постоянную const во всех случаях интегрирования следует считать равной нулю, что следует из совпадения значений функций Бахметева и автора. Величину j_{cp} необходимо брать равной средней величине, как средне-арифметическое между крайними сечениями, в пределах которых уравнение интегрируется, или как:

$$j_{cp} = \frac{C_{cp}^2}{n + \zeta^{1-x}}$$

где

$$h_{cp} = \frac{h_1 + h_2}{2}$$

Упрощенный способ интегрирования общего уравнения

Американский инженер Хестед (Husted) предложил общий метод интегрирования основного ур-ия неравномерного движения, основанный на применении к открытому водотоку хорошо известного ур-ия Бернулли.

Метод этот получил широкое распространение в гидротехнической практике при решении вопросов, связанных с отысканием вида свободной поверхности в заданном русле. Однако, находить форму русла при заданном расчетном расходе и размерах начального и конечного сечений водотока методом Хестеда нельзя потому, что закономерная связь между живыми сечениями водотока в уравнении Хестеда отсутствует и, следовательно, задаваясь, например, рядом произвольных живых сечений и решая последовательно ур-ие Хестеда, мы можем получить некоторое ломаное и неправильное очертание русла в плане и форму свободной поверхности.

Для того, чтобы задача была вполне определенной и чтобы изменение живых сечений водотока происходило непрерывно и плавно, ур-ие Бернулли должно быть подчинено дополнительному условию. Нам представляется, что подчинение ур-ия Бернулли показательной зависимости (9), дающей связь между шириной и глубиной потока, позволит использовать это ур-ие и для построения формы русла.

Выделяя в потоке два произвольных сечения 1—1 и 2—2, находящихся друг от друга на расстоянии ΔS (рис. 9), ур-ие Бернулли может быть представлено в таком виде (ф-ла Хестеда):

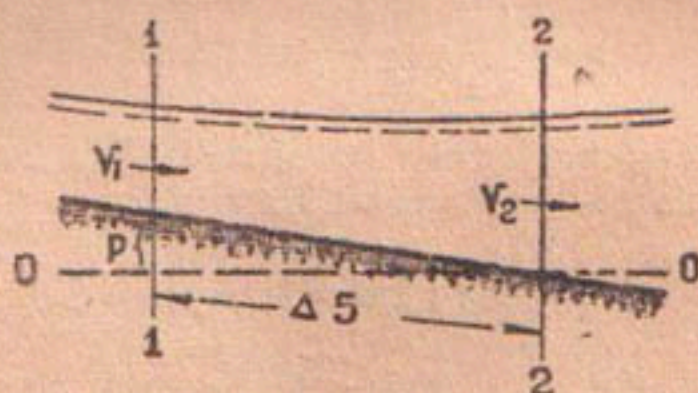


Рис. 9.

$$\Delta S = \frac{h_2 - h_1 + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}}{i - i_{\text{фр.}}} \dots \dots \dots (37)$$

Подчиняя формулу Хестеда показательной зависимости (9), получим:

$$\Delta S = \frac{h_2 - h_1 + \frac{Q^2}{2g n^2} \left[\frac{1}{h_1^{2K+3}} - \frac{1}{h_2^{2K+3}} \right]}{i - i_{\text{фр.}}} \dots \dots \dots (38)$$

где

$$i_{\text{фр.}} = \frac{Q^2}{n^3 j_{\text{фр.}} h_{\text{фр.}}^{2K+2}} \dots \dots \dots (39)$$

Полученное ур-ие (38) может служить для определения формы русла переменного сечения.

Так как в этом ур-ии в качестве искомой величины является расстояние между сечениями — ΔS , то, определив предварительно n и K по заданным начальному и конечному сечениям водотока и задаваясь рядом глубин, можно найти соответствующие длины участков. Последовательное решение ур-ия (38) дает плавное очертание русла в плане.

Пример 1. На канале, служащем для сплава леса, устраивается бетонированный быстроток прямоугольного сечения. Необходимо рассчитать быстроток и сопрячь его с отводящим каналом так, чтобы прыжок воды в нижнем бьефе отсутствовал.

Дано. Расход $Q = 15 \text{ м}^3/\text{сек.}$ Падение $P = 1,8 \text{ м}$, минимальная глубина из условия сплава леса $h = 0,70 \text{ м}$. Допускаемая скорость $v = 6 \text{ м/сек.}$ Ширина входа $b = 4 \text{ м}$. Глубина при входе $h_{кр} = 1,16 \text{ м}$; коэффициент шероховатости $\gamma = 0,28$.

Подводящий канал характеризуется следующими элементами: $b = 5,0 \text{ м}$, $h = 2,0 \text{ м}$, $m = 1,0$ отводящий канал имеет: $b = 6,0 \text{ м}$, $h = 1,0$; $m = 1,0$.

Расчет быстротока

Задаем уклон быстротока $i = 0,03$.

Зададим глубину на конце быстротока $h = 1,0 \text{ м}$ из тех соображений, что для осуществления беспрыжкового сопряжения, глубина на конце водоската должна быть равна или больше глубины на конце сопрягающего участка.

Исходя из допускаемой скорости, находим ширину в конце быстротока

$$b = \frac{Q}{vh} = \frac{15}{6 \cdot 1,0} = 2,5 \text{ м.}$$

Определяем гидравлический показатель K и гидравлический коэффициент n , пользуясь зависимостью (9), имеем:

$$\frac{4,0}{2,5} = \left(\frac{1,16}{1,0} \right)^K; 1,6 = 1,16^K; K = 3,0$$

$$n = \frac{b}{h^K} = \frac{2,5}{1} = 2,5$$

Определяем нормальную глубину h_0 и все остальные гидравлические элементы, имея в виду, что

$$b_0 = 2,5 h_0^3$$

Результаты подсчетов сводим в таблицу.

Таблица 1								
h_0	b_0	ω_0	γ_0	R_0	C_0	v_0	i_0	Q
0,95	2,12	2,01	4,02	0,50	62,3	7,45	0,03	15,0

Находим значение гидравлического показателя русла для средней глубины потока.

Имеем:

$$\xi = 2\sqrt{1+1} - 1 = 2$$

$$h_{кр.} = \frac{1,16 + 1,0}{2} = 1,08 \text{ м.}$$

$$x = 2 \left[3 + \frac{1}{3} \left(5 - 2 \frac{\lg \frac{2,5 + 2 \cdot 0,95^{-2}}{2,5 + 2 \cdot 1,08^{-2}}}{\lg \frac{0,95}{1,08}} \right) \right] = + 10,5$$

Зададимся сечением с шириной $b = 3,5$ м и определим, на каком расстоянии должно быть это сечение от начала быстротока. Находим необходимые элементы

$$h = \sqrt[3]{\frac{3,5}{2,5}} = 1,12 \text{ м}$$

$$h_{\text{ср}} = \frac{1,16 + 1,12}{2} = 1,14 \text{ м}$$

$$b_{\text{ср}} = \frac{4,0 + 3,5}{2} = 3,75 \text{ м}$$

$$\omega_{\text{ср}} = 1,14 \times 3,75 = 4,27 \text{ м}^2$$

$$\chi_{\text{ср}} = 3,75 + 2 \cdot 1,14 = 6,03$$

$$R_{\text{ср}} = \frac{4,27}{6,03} = 0,71$$

$$C_{\text{ср}} = \frac{87}{1 + \sqrt{\frac{1,4}{0,71}}} = 65,5$$

$$j_{\text{ср}} = \frac{C_{\text{ср}}^2}{n + \chi_{\text{ср}}^{1,49}} = \frac{65,5^2}{2,5 + 2,1,14^{1,49}} = 1060$$

$$\eta_1 = \frac{1,16}{0,95} = 1,22; \eta_2 = \frac{1,12}{0,95} = 1,18$$

Так как $\eta > 1$, имеем:

$$\varphi(1,22) = \frac{1,22^{-9,5}}{9,5} + \frac{1,22^{-20}}{20} + \frac{1,22^{-31,5}}{31,5} = 0,018$$

$$\varphi(1,18) = \frac{1,18^{-9,5}}{9,5} + \frac{1,18^{-20}}{20} + \frac{1,18^{-31,5}}{31,5} = 0,024$$

Подставляя в расчетное ур-ие (33) найденные элементы, получим:

$$\frac{0,03}{0,95} S = 1,18 - 1,22 - \left(1 - \frac{1,1 \cdot 2,5 \cdot (3 + 1) \cdot 0,03}{9,81} \cdot 1060\right) \times (0,024 - 0,018)$$

откуда

$$S = 5,4 \text{ м}$$

Произведя аналогично ряд последующих вычислений для других участков быстротока, найдем плавное очертание лотка в плане. Все вычисления сведены в таблицу 2.

При длине быстротока 58,7 м и уклоне $i = 0,03$, падение по дну будет:

$$p_1 = 0,03 \times 58,7 = 1,76 \text{ м}$$

т. е. заданный уклон и найденная длина быстротока при незначительном падении дна в нижнем бьефе удовлетворяют условию задачи.

Таблица 2

№№ сечений	b	h	Участки	b _{ср.}	h _{ср.}	ω _{ср.}	γ _{ср.}	R _{ср.}	C _{ср.}	j _{ср.}	γ ₁₁	γ ₁₂	φ(γ ₁₁)	φ(γ ₁₂)	S	ΣS
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	4,0	1,16	1—2	3,75	1,14	4,27	6,03	0,71	65,5	1060	1,22	1,18	0,018	0,024	5,40	5,40
2	3,5	1,12	2—3	3,25	1,09	3,54	5,43	0,65	64,5	990	1,18	1,12	0,024	0,044	18,5	23,90
3	3,0	1,064	3—4	2,75	1,03	2,83	4,81	0,59	63,8	900	1,12	1,052	0,044	0,085	34,8	58,70
4	2,5	1,00														

Рассчитаем теперь сопрягающий участок, найдем его длину и форму из условия сопряжения бьефов без прыжка воды. Ввиду малого остаточного падения по дну ($p - p_1 = 1,8 - 1,76 = 0,04$ м), сопрягающий участок устраиваем горизонтальным. Примем глубину на конце сопрягающего участка $h = 0,9$ м, что соответствует почти одинаковому горизонту воды на конце сопрягающего участка и в начале отводящего канала (см. рис. 10). Придадим расчетному участку повышенную шероховатость; это позволит значительно сократить его длину. Принимаем коэффициент шероховатости $n = 0,035$. Будем разводить сопрягающий участок до ширины канала, т. е. до $b = 6,0$ м. Посмотрим, будет ли на конце сопрягающего участка глубина $h = 0,9$ м больше критической ($h_{кр}$) данного сечения, для чего из равенства

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb_2^3}}$$

находим критическую глубину при конечной ширине

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{1,0 \cdot 15^2}{9,81 \cdot 6^2}} = 0,86 \text{ м,}$$

т. е. глубина на конце сопрягающей воронки

$$h = 0,9 \text{ м} > h_{кр} = 0,86,$$

а потому при сопряжении расчетного участка с отводящим каналом прыжка воды образоваться не может. Дальнейший расчет, таким образом, сводится к определению такой формы расширяющейся «воронки», сопрягающей быстроток с каналом, при которой удельная энергия потока вдоль течения непрерывно бы уменьшалась, а поток переходил бы от глубины $h = 1,0$ м при ширине $b = 2,5$ м к глубине $h = 0,9$ м и ширине $b = 6,0$ м без прыжка. Очевидно, этот случай движения, как то следует из предыдущих теоретических выводов, соответствует значению гидравлического показателя $K < -1$.

Подчиняя изменение площади живого сечения водотока показательному закону $V_m = nh^k$, имеем:

$$V_{m_{нач}} = nh_{нач}^k \text{ и } V_{m_{кон}} = nh_{кон}^k$$

$$2,5 = n 1^k \text{ и } V = n 0,9^k,$$

откуда $n = 2,5$ и

$$\frac{2,5}{6} = \left(\frac{1}{0,9}\right)^k; 0,417 = 1,11^k; K = -8,25$$

Воспользуемся ур-ем для $i=0$, которое для нашего случая примет вид:

$$S = -1,85 j_{\text{ср}} \left[h_2 - h_1 - 0,003 \left(h_2^{-12,5} - h_1^{-12,5} \right) \right]$$

Найдем необходимые расчетные элементы. Результаты всех подсчетов сводим в таблицу.

Таблица 3

№№ сечений	b	h	участки	b _{ср}	h _{ср}	ω _{ср}	γ _{ср}	R _{ср}	C _{ср}	j _{ср}	S	ΣS
1	2,5	1,000	1—2	2,75	0,995	2,73	4,74	0,576	26,1	145	5,45	5,05
2	3,0	0,980	2—3	3,25	0,975	3,16	5,20	0,608	26,3	136	5,05	10,50
3	3,5	0,960	3—4	3,75	0,958	3,58	5,66	0,633	26,5	124	3,70	14,20
4	4,0	0,945	4—5	4,25	0,938	3,99	6,13	0,65	26,6	115	3,50	17,70
5	4,5	0,930	5—6	4,75	0,925	4,40	6,60	0,666	26,7	109	2,4	20,10
6	5,0	0,920	6—7	5,25	0,915	4,80	7,08	0,678	26,8	102	2,35	22,45
7	5,5	0,910	7—8	5,75	0,905	5,20	7,56	0,687	26,9	97	2,33	24,78
8	6,0	0,900										

На прилагаемом рис. 10 представлена общая схема рассчитанного сооружения.

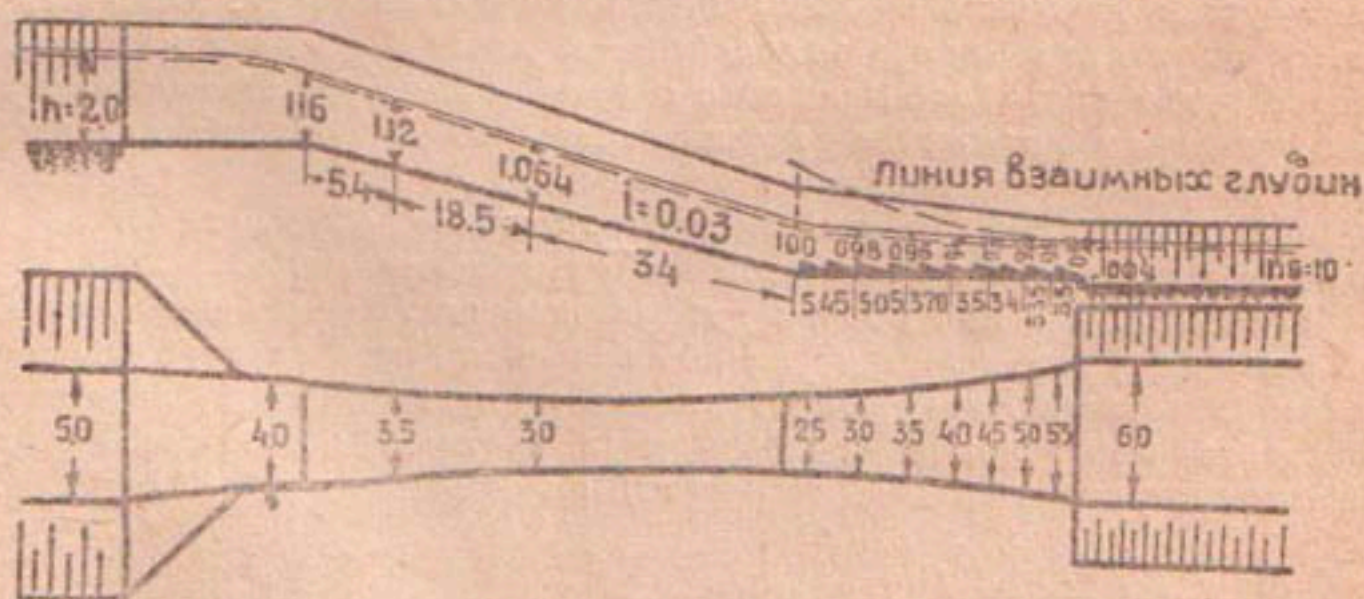


Рис. 10

Если на сопрягающем участке нанести линию взаимных глубин, то эта линия расположится так, как показано на рис. 10 (пунктиром). Конец этой линии будет в сечении с шириной, определяемой из формулы,

$$b = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g h_{\text{кр}}^3}} = \sqrt[3]{\frac{1.15^2}{9.81 \cdot 0.9^3}} = 5,6 \text{ м.}$$

Поэтому рассчитанное беспрыжковое сопряжение является устойчивым.

О сбойном течении в гидротехнических сооружениях

Обычно водосбросные сооружения в форме быстротоков состоят из трех частей: входная часть, водоскат и выходная часть. Последняя соединяет водоскат с отводящим каналом шириной, отличной от ширины водоската, и часто устраивается переменного сечения в форме воронки.

Так как стекающая по водоскату струя имеет бурный характер, а в отводящем канале спокойный, то при сопряжении струй может появиться прыжок. В зависимости от того, в каком месте возникнет прыжок, возможно разное движение в выходной части. Если прыжок возникнет в отводящем канале за пределами воронки, в выходном участке будет бурное движение со свободным растеканием струи. Если же прыжок образуется в конце водоската — в начале воронки в выходном участке будет спокойное движение с несвободным растеканием струи. Промежуточное положение прыжка приводит к образованию особой формы движения — к сбойному течению. Изменение всех трех форм движения в выходной части быстротока будет обуславливаться при прочих равных условиях глубиной воды в нижнем бьефе.

Известно, что при прочих равных условиях, с уменьшением удельного расхода q уменьшается и сопряженная прыжковая глубина. Отсюда стремление, нашедшее свое отражение и в технической литературе, добиваться при сопряжении бьефов (в частности быстротока) прыжка не на конце узкого канала (водоската), а в воронке или на конце ее.

Свободное растекание

Форма струи изучалась при движении ее с лотка шириною 30 см в лоток, шириною 120 и 90 см, с переходным углом $\alpha = 90^\circ$ (внезапное расширение, нормальное значение угла α показано на рис. 3. Оба лотка были прямоугольные, причем отводящий лоток был горизонтальный, а лоток быстротока имел уклон $i = 0,10$.

На рис. 1 показано изменение формы струи для двух расходов $Q = 40$ и 30 л/сек. Рисунок показывает, что растекание потока происходит не сразу, струя стремится сохранить свою глубину по оси потока, резко меняя от сечения к сечению глубины в поперечных сечениях. Схема такого растекания показана на рис. 2.

После пересечения отраженных от бортов волн, которые показаны на рис. 2, струя продолжает на некотором протяжении течь в бурном состоянии, так как глубины за волной, как показали наши измерения, меньше критической глубины.

Возможен такой случай, когда глубина за волной, вызванной ударом струи в борт, будет больше критической, что будет иметь место тогда, когда сама глубина перед волной, или глубина струи, ударяющейся в борт, близка к критической глубине. В этом случае эта волна будет похожа на прыжковую волну, и поток за ней будет спокойный.

В связи с этим возможно появление отличающихся друг от друга форм сопряжения растекающейся струи с нижним бьефом. Мы будем рассматривать явление в потоке, сохраняющем и после образования ударных волн бурный характер. За отраженными волнами происходит выравнивание глубин в поперечном сечении потока, и дальнейшее его движение должно привести к переходу от бурного потока к спокойному, т. е. к прыжку. Такое прыжковое сопряжение будет устойчиво только за зоной свободного растекания.

Если заставить прыжок передвигаться вверх к быстротоку, то он принимает вогнутую по движению форму и флангами своими попадает в зоны А—А с образованием в них глубин h_a , равных глубине в ниж-

нем бьефе. Тогда зона растекания начинает уменьшаться и повышение h_0 до $h_a \geq h_0$ — глубины на конце быстротока резко меняет картину растекания, последнее переходит в сбой.

Описание относится к свободному растеканию при $\alpha = 90^\circ$.

В практике гидротехнического строительства принято принимать угол роспуска воронки α равным от 12° до 25° . Опыты показывают, что при таких углах роспуска нельзя получить струи с одинаковой глубиной в произвольно взятом поперечном сечении. Это обстоятельство приводит к тому, что в случае прыжкового сопряжения нельзя получить устойчивого прыжка в пределах воронки.

Одним из приемов расчета прыжкового сопряжения при наличии воронки рекомендуется рядом авторов такой: назначается роспуск воронки, затем с помощью уравнения Бернулли подсчитываются глубины в намеченных сечениях. Потери в потоке, заполняющем воронку, учитываются по формуле:

$$h'' = \frac{v^3}{C^2 R} L \dots \dots \dots (1)$$

Найдя таким образом глубину в воронке, определяют по обычному уравнению прыжковой функции сопряженные им глубины. Затем строят линию сопряженных глубин по длине воронки, пересечение ее с глубиной в нижнем бьефе должно дать теоретическое место прыжка.

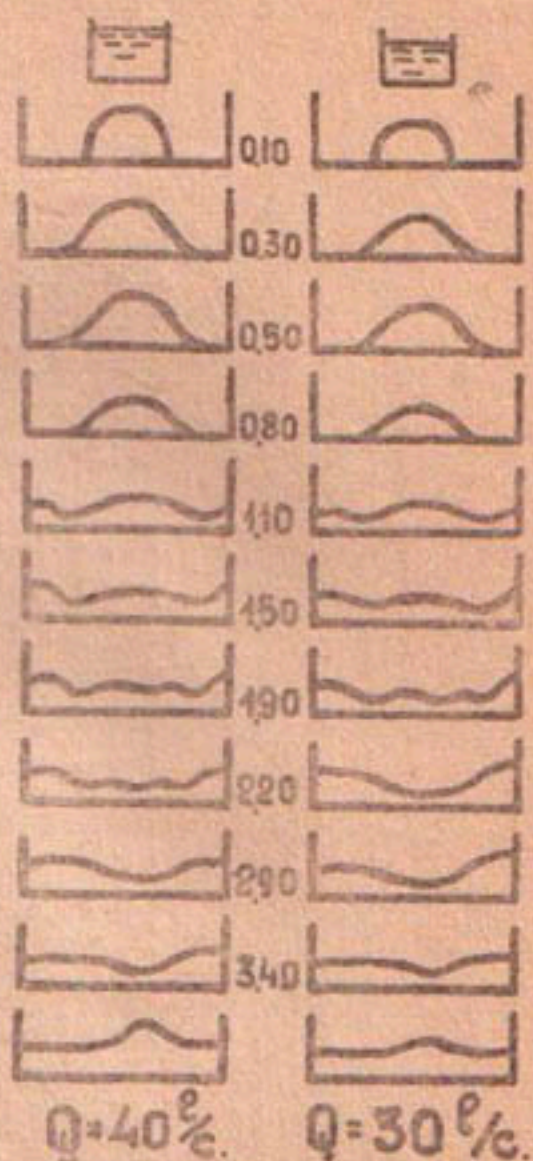


Рис. 1

К этому сводится и метод американского инженера J. Hinds¹. При применении изложенного метода предполагается, что глубины в сечениях воронки одинаковы по сечению и что прыжок может занимать нормальное к оси потока положение. Однако, растекание потока в воронке происходит таким образом, что энергия струи распределяется неравномерно в сечении, прыжок не может при этом занять нормальное положение. Несимметричность растекания вызовет сбойное течение. Это и подтверждается нашими опытами.



Рис. 2

Образовавшийся в нижнем канале прыжок в результате увеличиваемого подпора движется вверх к быстротоку, занимая нормальное положение к направлению движения. Как только прыжок достигает воронки, он изгибается в плане, передвигаясь дальше, теряет свою форму, и в этот момент наступает сбой.

Исследование растекания потока в воронках с углами 12° — 15° показали, что в пределах воронок с такими углами расширения нельзя получить устойчивого прыжка.

На опытной модели прыжок имел устойчивое положение при различных условиях только за пределами воронки на расстоянии, примерно, равном 1,5—2 длинам воронки от конца водоската. При меньших расстояниях прыжок делался неустойчивым, и наступало сбойное течение.

Другую картину мы будем наблюдать в воронке, если будем уменьшать угол роспуска α . Сделаем воронку плавно расширяющимся каналом. Тогда, очевидно, можно будет получить более равномерные глубины в поперечных сечениях воронки. На рис. 3 показано изменение формы свободной поверхности в различных сечениях по длине воронки с углами $\alpha = 6^\circ 30'$. Чертеж показывает, что и в этом случае наблюдается слабо выраженная неодинаковость глубин в сечении. При таком угле роспуска возможен устойчивый прыжок. Угол $6^\circ 30'$, как показывают наши

опыты, есть максимальный угол роспуска, обеспечивающий плавное растекание струи и прыжковое сопряжение в пределах воронки. Поэтому разобранные выше методы расчета местоположения прыжка применимы только к воронкам с малым углом (например, $\alpha \leq 6^\circ$). Но воронка с таким углом будет иметь большую длину, и вряд ли будет целесообразным во

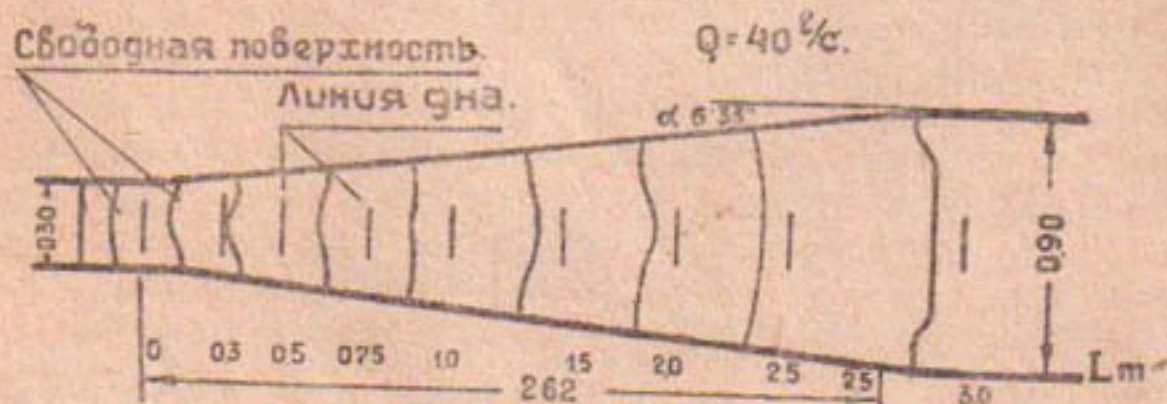


Рис. 3

¹ J. Hinds. The Hydraulic jump and Critical Depth in the Design of Hydraulic structures. E. N. R. 1920

многих случаях добиваться меньшей сопряженной глубины h_2 за счет развития воронки.

Таким образом, несмотря на то, что сопряжение с прыжком в воронке или на конце ее уменьшает требуемую для этого глубину в нижнем бьефе и может исключить необходимость устройства водобойного колодца за счет крепления нижнего бьефа, практически стать на этот путь нельзя, ибо, как об этом указывалось выше, устойчивого прыжкового сопряжения в практически применяемых воронках получить невозможно.

Сбойное течение

Рассмотренное нами свободное растекание наблюдалось при отсутствии созданной искусственным образом глубины в отводящем канале.

Если лоток нижнего бьефа такой длины, что в его пределах находится пересечение отраженных от бортов волн, то при повышении горизонта за этим пересечением волн образуется прыжок. Так как в месте образования прыжка струя достигает полного растекания, то прыжок будет занимать нормальное положение. Двигаясь вверх по течению, этот прыжок будет сохранять нормальное или близкое к нему положение до тех пор, пока не достигнет конца растекания струй (линии пересечения волн). Дальнейшее движение прыжка невозможно с нормальным положением его. Прыжок изгибается в плане, забегая своими флангами вперед.

Если при этом высота (считая от дна) двигающегося прыжка меньше сопряженной глубины h_2 , вычисляемой по приводимому ниже уравнению (5), то явление свободного растекания струи перейдет в явление сбоя.

Созданная глубина в нижнем бьефе при горизонтальном дне будет одинакова во всех сечениях и точках сечения с одинаковым запасом энергии. Стекающая с быстротока струя располагает различным запасом энергии по сечению при различной глубине. Движение такой струи в массу воды с одинаковым запасом энергии в различных точках с одновременным переходом от бурного к спокойному схематически можно было бы представить таким, как оно показано на рис. 4.

Однако, такое движение мыслимо только в случае симметричного потока с осью симметрии, совпадающей с осью движения. Но так как такой симметрии добиться трудно, то и движение такое невозможно, малейшая диссимметрия приводит к образованию сбойного течения. Чем больше диссимметрия, тем сильнее выражено сбойное течение.

Наблюдая за процессом образования сбоя, можно было установить следующее: в начальный момент движения струи из узкого лотка в широкий, по мере возрастания глубины в последнем и движения прыжка вверх к выходному сечению, постепенно заполнялись водою зоны А А (рис. 2). Попад в зону А А, вода в силу вязкости увлекалась растекающейся струей основного потока, в результате в зонах А А создавался вихрь. Так как увлечение воды струей потока у зон А и А неодинаково, то один из вихрей почти мгновенно увеличивался, отжимал струю к другому борту, как бы отвоевывал у нее место для свободного развития; другой вихрь, будучи стеснен отжатой струей, лишился



Рис. 4

питания дополнительной массой, засасывался струей и значительно уменьшался в размерах в плане. Образовавшиеся таким образом вихри, сжимая струю, мешают в дальнейшем свободному растеканию ее¹.

Отжатая к борту струя, ударившись в него, отклонялась в противоположную сторону, и тогда наступало вторичное растекание с образованием прыжка. Двигающийся вверх прыжок терял свою форму, все явление движения принимало форму сбоя — бокового удара струи в борт.

Следует отметить, что струя при сбое может принимать различное положение, ударяя или в один или в другой борт, причем раззанятое положение остается неизменным.

Проследим, как изменяются скорости по длине струи при сбойном течении. На рис. 5 показаны кривые $v = f(l)$, где по оси ординат отложена v , а по оси абсцисс расстояние l , отсчитываемое от конца водоската. Скорости получены путем замеров на модели по оси струи.

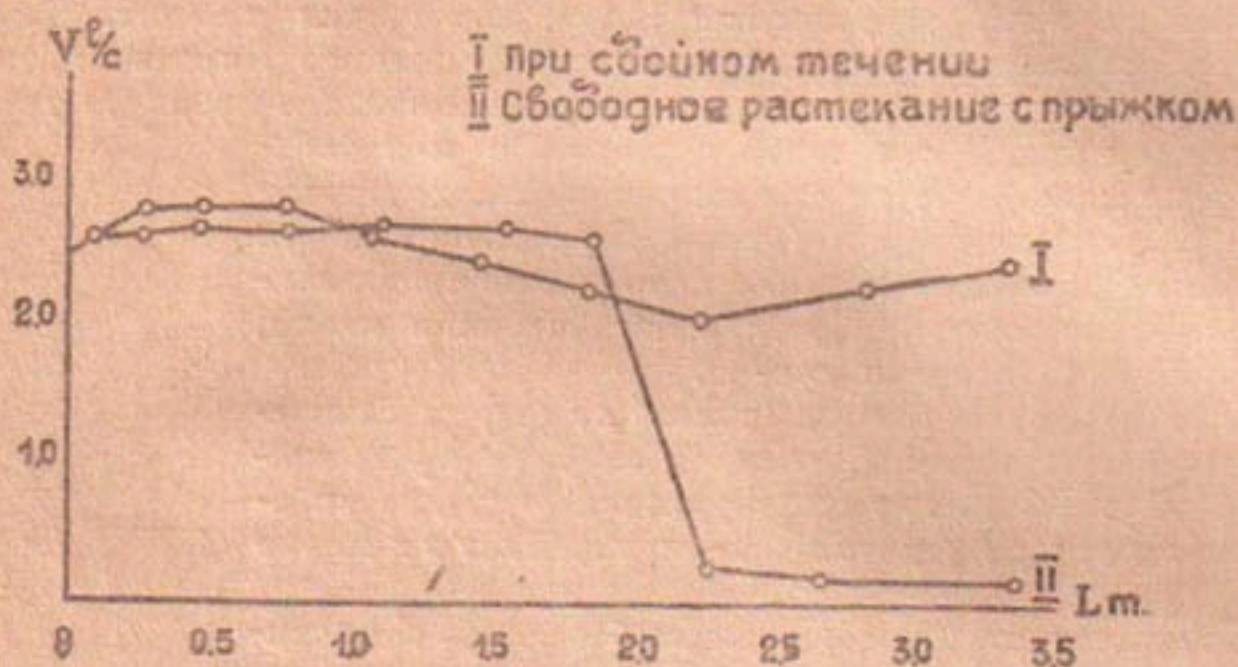


Рис. 5

Одна из кривых показывает изменение скоростей по длине при свободном растекании в воронке и устойчивом прыжке за ее пределами. Другая — изменение скоростей в том же отводящем канале при сбойном течении. Первая кривая показывает, что с образованием прыжка скорость резко падает и вниз за прыжком сохраняет бытовую величину. Если глубину за прыжком увеличить так, чтобы последний передвинулся к воронке, то наступит сбойное течение, и в той зоне, в которой до сбойного течения скорости были бытовые, скорости резко возрастут и будут, примерно, одинаковы с скоростями, которые наблюдаются в зоне свободного растекания, т. е. в бурном потоке.

Это сравнение показывает, что сбой — такое явление в движении, при котором могут возникать далеко от сооружения скорости, опасные для русла. Поэтому при проектировании сооружения следует каждый раз убедиться, не появится ли сбой вместо предполагаемого прыжкового сопряжения каналов разной ширины.

Все сказанное о причине появления сбоя дает возможность утверждать, что сбойное течение есть явление отогнанного прыжка при сопряжении бурного потока со спокойным в руслах разной ширины.

¹ Аналогичная картина наблюдалась при опытах в Санири при изучении движения струи в массе жидкости — см. выпуск 10 Трудов Санири.

Несвободное растекание

Рассмотрим несвободное растекание. Прежде всего выясним, какие условия обеспечивают несвободное растекание. Под несвободным растеканием мы понимаем бесбойное сопряжение быстротока с прыжком в начале воронки или вообще на конце водоската. Достичь такого сопряжения можно при определенной глубине в нижнем бьефе, независимо от ширины последнего. Значения этой глубины можно получить из уравнения прыжка, возникающего в воронке.

Составим уравнение прыжка, возникающего в русле с плавно изменяющимся по длине сечением. К числу таких русел могут быть отнесены выходные воронки быстотоков.

Для получения уравнения прыжкового сопряжения применим закон изменения количества движения. Рассмотрим свободный прыжок.

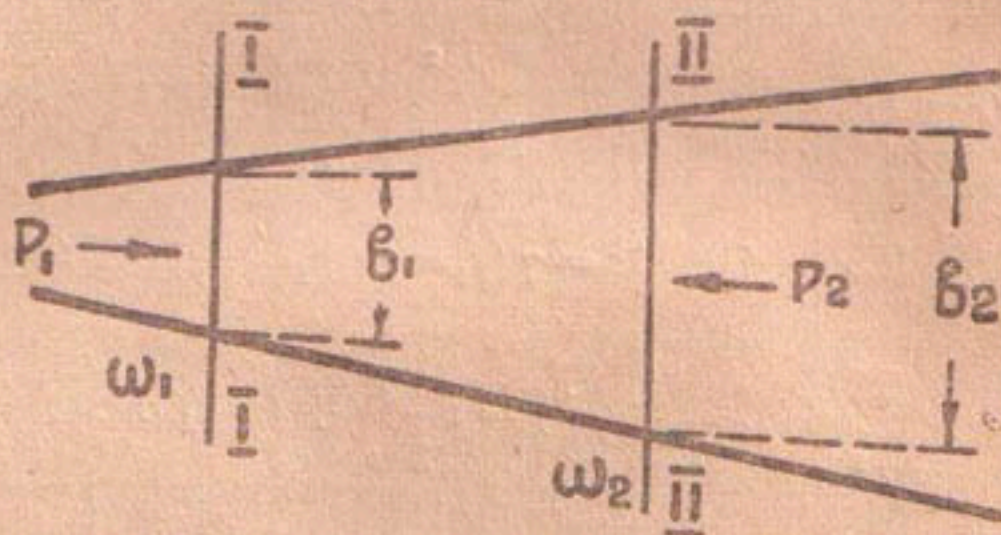


Рис. 6

Пусть мы имеем поток, показанный в плане на рис. 6. Сечение I—I' выбираем непосредственно у начала прыжка; сечение II—II' выбираем непосредственно за прыжком. Для упрощения рассматриваем русло горизонтальное и считаем, что в сечении перед прыжком и за прыжком глубины по ширине не меняются. Для сечения перед прыжком это условие будет выполняться в руслах, угол расширения которых $\alpha \leq 6^\circ 30'$ как это следует из указанных нами опытов, и на границе перехода от русла постоянной к руслу переменной ширины. Глубины за прыжком во всех случаях будут оставаться одинаковыми по ширине канала.

Изменение количества движения за промежуток времени равно

$$\propto \frac{\gamma}{g} (Qv_2 - Qv_1) \Delta t \quad \dots \dots \dots (2)$$

Это изменение количества движения равно проекции на направление движения импульса действующих на выделенный объем I—I' II—II' сил за тот же промежуток времени Δt .

В выражение проекции импульса сил войдут проекции импульса таких сил:

1. Давления в сечении I—I, $P_1 = p_1 \omega_1$
2. Горизонтальной составляющей реакции бортовых стенок от давления воды на стенки $N_x = N \sin \alpha = p' F \sin \alpha = p' \omega'$, где ω' — проекция площади бортовых стенок F на плоскость, перпендикулярную к направлению движения,

3. Давления в сечении II—II. $P_2 = p_2 \omega_2$ где p_1 и p_2 — единичные давления в центрах соответствующих сечений, а p' — в центре ω' .

Проекция других сил, действующих на выделенный объем (вертикальная и поперечная составляющие реакции бортовых стенок, реакция дна канала, веса объема), равны нулю. Силы внутреннего сопротивления, проявляющиеся между струйками прыжка как взаимноравные и противоположные, в выражение проекции импульса не войдут. Силами внешнего сопротивления, ввиду их малости, пренебрегаем. Тогда проекция импульса сил на направление движения будет равна

$$(p_1 \omega_1 + p' \omega' - p_2 \omega_2) \Delta t$$

Принимаем далее, что давление в выбранных нами сечениях распределяется по гидростатическому закону, тогда выражение для проекции импульса сил переписывается следующим образом:

$$\gamma (y_1 \omega_1 + y_2 \omega' - y_2 \omega_2) \Delta t \dots \dots \dots (3)$$

где y_1 и y_2 — глубины погружения центров тяжести названных сечений.

При этом мы приняли, что единичное давление в центре тяжести ω'

$$p' = \gamma y_2$$

так как у бортовых стенок горизонт воды, пренебрегая понижением его у начала прыжка, будет на одном уровне с горизонтом в сечении II—II.

Приравнявая теперь выражения (2) и (3), получаем

$$\alpha \frac{\gamma}{g} (Qv_2 - Qv_1) \Delta t = \gamma (y_1 \omega_1 + y_2 \omega' - y_2 \omega_2) \Delta t$$

или

$$\alpha \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2 (\omega_2 - \omega_1) = \alpha \frac{Q^2}{g\omega_1} + y_1 \omega_1 \dots \dots \dots (4)$$

Это есть уравнение прыжка плавно расширяющегося русла призматической формы.

Аналогичные рассуждения при рассмотрении прыжка в плавносужающемся призматическом канале приводят к уравнению

$$\frac{\alpha Q^2}{g\omega_2} + y_2 (\omega_2 + \omega_1) = \frac{\alpha Q^2}{g\omega_1} + y_1 \omega_1 \dots \dots \dots (4')$$

где ω' имеет то же значение, что и в уравнении (4).

Для случая прямоугольного сечения каналов $\omega' = \pm h_2 (b_2 - b_1)$ плюс для расширяющегося и минус для сужающегося русел

$$\omega_2 = b_2 h_2; \omega_1 = b_1 h_1; y_1 = \frac{h_1}{2}; y_2 = \frac{h_2}{2}, q_1 = \frac{Q}{b_1}, q_2 = \frac{Q}{b_2}$$

оба уравнения (4) и (4') обращаются в общее уравнение прыжка

$$\frac{\alpha 2q_1 q_2}{gh_2} + h_2^2 = \frac{\alpha 2q_1^2}{gh_1} + h_1^2 \dots \dots \dots (5)$$

Уравнение (5) есть уравнение прыжка, возникающего в руслах переменной ширины с прямоугольным сечением; в случае $b_2 = b_1$ получим из него, как для частного случая, уравнение прыжка для канала прямоугольного сечения постоянной ширины. Уравнения (4) и (4') также обращаются в известное уравнение прыжка постоянного сечения при $\omega_1^1 = 0$.

Пользуясь уравнением (5) и уравнением Бернулли, можно путем простых преобразований вводя $\beta = \frac{b_1}{b_2}$, получить выражение энергии в таком прыжке в виде

$$h'' = \frac{h_2^2 - h_1^2}{4h_1 h_2} (h_2 + \beta h_1) + (h_1 - h_2) \dots \dots \dots (6)$$

Легко видеть, что, когда мы переходим к руслу равной ширины, для которого $\beta = 1$, уравнение (6) превращается в уравнение потерь в обычном прыжке, а именно:

$$h_1'' = \frac{h_2^2 - h_1^2}{4 h_1 h_2} (h_2 + h_1) + (h_1 - h_2) \dots \dots \dots (7)$$

или

$$h_1'' = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 h_1 h_2} \dots \dots \dots (7^1)$$

Полученное уравнение (5) можно применить к нахождению сопряженных глубин прыжка, возникающего в воронке быстротока. Если за глубину перед прыжком принять глубину на конце водоската—на границе перехода от постоянного сечения к переменному—равную h_0 , то при глубине в нижнем бьефе $t = h_2$, сопряженной с h_0 , будет иметь место устойчивое положение прыжка у водоската. В противном случае, т. е. при $t < h_2$ или, что то же, при

$$\alpha \frac{2 q_0 q_2}{g t} + t^2 < \frac{2 q_0}{g h_0} + h_0^2$$

прыжок будет отогнан в воронку. Если угол роспуска воронки $\alpha > 6^\circ$, то перемещение прыжка приведет к образованию сбойного течения.

Вычисляемые по формуле (5) сопряженные глубины совпали с теми глубинами на модели, при которых имеет место устойчивое положение прыжка в начале воронки. При всех глубинах в канале, меньших h_2 , мы наблюдали отогнанный прыжок в форме сбойного течения.

Рассмотрим, как будет изменяться сопряженная глубина h_2 в случае расширения или сужения русла. Будем рассуждать от обратного. Будем считать, что глубина h_2 остается постоянной для всех трех случаев: русло с постоянной шириной, расширяющееся и сужающееся русло. Тогда при равных условиях перед прыжком $h_1 = \text{Const}$, $b_1 = \text{Const}$, $q_1 = \text{Const}$ импульс сил, действующий на объем жидкости, включающей прыжок, остается постоянным.

В то же самое время приращение количества движения, составленное для каждого в отдельности взятого прыжка, будет разное, потому что скорости в сечении II—II не одинаковы, а именно:

$$v_2'' > v_2 > v_2^1 \dots \dots \dots (2)$$

где v_2'' — скорость в сужающемся канале,

v_2 — в канале постоянного сечения,

v_2^1 — в расширяющемся канале.

Значит, наше предположение, что $h_2 = \text{Const}$, неправильно, оно в каждом из трех разбираемых случаев будет разное. Особенно наглядно это видно, если уравнение (5) переписать так:

$$h_2^2 = \frac{\alpha 2 q_1^2}{g h_1} + h_1^2 - \frac{2 \alpha}{g} q_1 v_2$$

Подставляя в эти уравнения скорость в соответствии с зависимостью (6), получаем, что

$$h_2'' < h_2 < h_2^1$$

где h_2'' — сопряженная глубина в сужающемся канале,
 h_2 — „ в канале постоянного сечения,
 h_2^1 — „ в канале расширяющемся.

Этим мы и объясняем тот факт, что на модели быстротока при установлении глубины $t = h_2$ нельзя получить бессбойное течение, так как такая глубина меньше действительной сопряженной глубины, и явление отгона прыжка переходило в сбой. При глубине $t = h_2$ струя сопрягалась без сбоя с прыжком в конце водоската.

Сделанные нами выводы о прыжковом сопряжении быстротока с воронкой применимы и в случае внезапного расширения быстротока, т. е. в случае, когда воронка быстротока имеет роспуск $\alpha = 90^\circ$ при $\frac{B}{b} \leq 4$, где B — ширина отводящего канала. В этих пределах она проверена нами на модели.

Выяснив условия, обеспечивающие бессбойное течение, осветим другие условия, обеспечивающие нормальную работу сооружения. Известны случаи, когда сооружения в натуре разрушались, благодаря неустойчивости переходного участка быстротока. Иногда устройство водобойных колодцев, обеспечивающих сопряжение с подвинутым прыжком, не предохраняет сооружения от размыва. Нам кажется, что сооружению можно придать устойчивость, если строить сопряжение его с нижним каналом, исходя из условий растекания потока и закона изменения скорости по длине выходной части сооружения. Эти последние мы также изучали на нашей модели — быстротока с резким переходом к широкому каналу, т. е. при $\alpha = 90^\circ$ и при переходе в форме воронки с углом $\alpha = 15^\circ 10'$ при ширине нижнего бьефа $B = 4b_0$ и $3b_0$ ширинам быстротока и при глубине в этом канале, обеспечивающей нормальное бессбойное течение, которая вычислялась по полученному нами уравнению прыжковой функции.

Таким образом мы имеем движение из узкого канала в широкий, сопровождающееся резким переходом из бурного потока в спокойный в форме надвинутого прыжка.

Последим, как изменяются скорости по длине струи, стекающей с быстротока в массу жидкости, заполняющей нижний бьеф.

Если через v_x обозначить среднюю из трех замеренных по вертикали скоростей в данном сечении, а через x — расстояние данного сечения по оси потока от конца водоската, то при глубинах в нижнем бьефе $t \geq h_2$ сохраняется такая зависимость¹

$$v_x x = C \dots \dots \dots (7)$$

Выразим постоянную C через глубину и скорость на конце водоската, положив

$$C = \varphi v_0 h_0$$

Тогда коэффициент

$$\varphi = \frac{v_x x}{v_0 h_0}$$

Сводим результаты наших опытов по определению в таблицу 1.

¹ См. Теперин Н. И. Выпуск 10 трудов Санири; Милович А. Я. — Основы газовой борьбы.

Таблица 1
значений v_x $x = C$ и коэффициента φ

Расх. Q в л/с.	Ширина в см	Расст. x в см	Скорости в вертик. сечении			v_x	$v_x x$	φ	$v_0 h_0$
			$v_{дон.}$	$v_{ср.}$	$v_{пов.}$				
20	0,90	0,50	0,116	0,770	0,805	0,564	0,282	4,23	0,0666
20	0,90	0,80	0,099	0,370	0,525	0,330	0,264	3,96	0,0666
20	0,90	1,10	0,198	0,198	0,397	0,234	0,257	3,86	0,0666
20	0,90	1,50	0,140	0,099	0,243	0,160	0,240	3,60	0,0666
		1,90	0,099	0,099	0,198	0,132	0,250	3,76	0,0666
		2,30	0,099	0,099	0,17	0,123	0,283	4,25	0,0666
$\varphi_{ср.} = 3,94$									
30	0,90	0,50	0,702	0,885	0,920	0,835	0,417	4,35	0,096
30	0,90	0,80	0,344	0,542	0,743	0,543	0,435	4,54	0,096
30	0,90	1,10	0,198	0,198	0,515	0,304	0,334	3,48	0,096
30	0,90	1,50	0,140	0,140	0,440	0,240	0,360	3,76	0,096
30	0,90	2,30	0,140	0,140	0,198	0,159	0,366	3,82	0,096
$\varphi_{ср.} = 4,07$									
30	1,20	0,50	0,415	0,685	1,000	0,700	0,35	3,51	0,090
30	1,20	0,80	0,280	0,370	0,770	0,473	0,378	3,82	0,090
30	1,20	1,10	0,178	0,250	0,538	0,322	0,354	3,57	0,090
30	1,20	1,50	0,140	0,171	0,440	0,250	0,374	3,78	0,090
30	1,20	1,90	0,171	0,198	0,252	0,206	0,392	3,98	0,090
30	1,20	2,30	0,171	0,198	0,243	0,201	0,465	4,70	0,090
$\varphi_{ср.} = 3,89$									

$Q = 20$ л/сек. $\alpha = 15^\circ 10'$

x	$v_{дон.}$	$v_{ср.}$	$v_{пов.}$	v_x	$v_x x$	φ
0,50	0,171	0,642	0,756	0,523	0,262	3,97
0,80	0,140	0,315	0,595	0,350	0,280	4,20
1,10	0,140	0,243	0,397	0,260	0,286	4,30
1,50	0,099	0,140	0,280	0,173	0,260	3,90
1,90	0,099	0,140	0,171	0,136	0,259	3,92
2,30	0,099	0,099	0,140	0,112	0,258	3,90

$\varphi_{ср.} = 4,03$

$Q = 30$ л/с $\alpha = 15^\circ 10'$

0,50	0,420	0,815	1,000	0,745	0,342	3,90
0,80	0,243	0,440	0,743	0,509	0,408	4,25
1,10	0,198	0,243	0,686	0,376	0,414	4,30
1,50	0,140	0,171	0,420	0,233	0,363	3,80
1,90	0,099	0,140	0,370	0,209	0,386	4,02
2,80	0,099	0,099	0,280	0,159	0,366	3,82

$\varphi_{ср.} = 4,01$

Из таблицы видно, что φ мало отклоняется от постоянного значения; если брать средне-арифметическое, то практически можно принять

$$\varphi = 4$$

Установив таким образом изменение скорости по оси потока, можно подойти к решению ряда практических задач.

Не приводя здесь всех выкладок, укажем, что в результате обработки опытного материала, пользуясь зависимостью (8), мы получили уравнение для определения элементов несвободного растекания струи

$$b = 2b_0 \sqrt[6]{\frac{x}{t}} \dots \dots \dots (10)$$

где b — ширина растекающейся струи на расстоянии x от начала растекания

b_0 — ширина водоската,

t — глубина в широкой части канала.

Уравнение показывает, что струя вначале резко растекается, а затем переходит в кривую, плавно приближающуюся к прямой, параллельной оси x .

Уравнение (10) дает возможность подойти к назначению зоны растекания струи с соответствующим креплением дна в этой зоне в случае сопряжения с внезапным расширением канала, при значительно широком нижнем бьефе.

С помощью полученной зависимости (8) можно определить длину крепления нижнего бьефа при прыжковом сопряжении с ним быстрого тока.

Пусть предельной допустимой скоростью для канала нижнего бьефа на размыв будет скорость v . Для участка нижнего бьефа, где скорости будут больше заданной v , должно быть назначено соответствующее крепление. Тогда из формулы (8) длина крепления x , считая от выходного сечения быстрого тока, будет равна

$$x = \frac{C}{v} = \frac{4q_0}{v} \dots \dots \dots (11)$$

где q_0 — единичный расход быстрого тока, отнесенный к выходному сечению водоската.

Эту формулу и можно положить в основу расчета крепления, выбирая скорости, соответствующие условиям проектирования, из общеизвестных таблиц, причем мы считали бы необходимым уменьшать всякий раз эти скорости (на 5—10 %) в зависимости от ответственности сооружения.

Выражение (11) может служить для определения длины колодца. Роль колодца при сопряжении быстрого тока с широким каналом состоит в том, чтобы с помощью его добиться бессбойного течения. Для определения длины таких колодцев нет никаких данных в технической литературе.

Будем считать, что нам задана скорость выхода струи из колодца, тогда, пользуясь основной зависимостью (8), получаем длину колодца

$$x_k = \varphi \frac{v_0 h_0}{v_k} = \frac{4 q_0}{v_k} \dots \dots \dots (12)$$

где v_k — допустимая скорость движения при выходе из колодца, которую можно принимать равной скорости, допускаемой на размыв в нижнем бьефе. Конструктивное крепление за колодцем будет идти в запас надежности.

Уравнение (12) может быть применено для вычисления длины колодца при сопряжении русел разной ширины и при отношении $\frac{B}{b_0} \leq 4$. При этом длина колодца зависит от q_0 и скорости за колодцем и не зависит от ширины нижнего бьефа.

При устройстве колодца необходимо, чтобы струя, втекающая в колодец, не отрывалась от дна. Для этого передней грани колодца надо придать соответствующее очертание. Элементарным способом его можно получить, построив траекторию падающей с быстротока струи, пользуясь уравнением свободно падающего тела, тогда с некоторым приближением получим

$$x = v_0 \cos \theta \sqrt{\frac{2y}{g}} = 0,45 v_0 \cos \theta \sqrt{y} \dots (13)$$

где x — расстояние по оси абсцисс,

y — по оси ординат,

θ — уклон быстротока в градусах.

На предлагаемый метод расчета колодца надо смотреть как на метод приблизительного расчета, требующий более детального изучения в лаборатории и в натуре, так как мы построили его на основе закона изменения скоростей в прыжке по длине его без колодца.

При этом более точное значение x_k получаем при $h_2 > 2\alpha$, при котором отклонения не превышали $+7\%$. Здесь α — глубина колодца. Длина колодца на модели определялась по длине прыжка.

Все сказанное показывает, что длина колодца в случае сопряжения русла с внезапным расширением, для вычисления которой не предложено до сих пор никаких методов расчета, может быть в первом приближении определена по приведенным нами формулам.

Формула (5) может быть применена для вычисления сопряженных глубин свободного прыжка. Если прыжок происходит в водобойном колодце, то сопряженная глубина будет другая. Об этом говорят опыты, проведенные по исследованию водобойных колодцев в прямоугольных руслах¹.

Составим уравнение

$$2 \frac{\alpha q_1}{g} v_0 + h_k^2 = \frac{2 \alpha q_1}{g} v_1 + h_1^2$$

откуда

$$h_k = \sqrt{h_1^2 + \frac{2 \alpha q_1}{g} (v_1 - v_0)} \dots (13)$$

где h_k — сопряженная глубина несвободного прыжка (глубина в колодце)

v_0 — скорость в нижнем бьефе равная $\frac{q}{t}$,

q_1 , h_1 и v_1 — единичный расход, глубина и скорость, отнесенные к сечению перед прыжком.

Если в колодце будет создана глубина, определяемая по уравнению (13), то она обеспечит сопряжение без сбоя, с надвинутым прыжком.

¹ См. работу инж. В. А. Шаумяна: "Гидравлический прыжок и расчет водобойных колодцев". Труды ВНИИГ им. том XII, 1935 г.

Приближенное гидравлическое решение задачи о фильтрации из каналов

В случае однородных мелко-зернистых грунтов при фильтрации, подчиняющейся закону Дарси, т. е. когда $v = K \cdot I$, имеем на единицу длины канала

$$dq = v \cdot d\chi = K \cdot I \cdot d\chi$$

Здесь dq — расход фильтрации через элементарную площадку равную [численно], при длине участка равной единице, элементарной доле смоченного периметра $d\chi$.

v — скорость фильтрации,

K — коэффициент фильтрации,

I — гидравлический градиент или уклон фильтрации, т. е. отношение разницы напоров для двух точек струйки к расстоянию между ними, вернее к пути фильтрации.

При точном решении следует брать для величины градиента (уклона) его значение в дифференциальной форме, находя ее для зоны в непосредственной близости к смоченному периметру. С некоторой неточностью мы берем эту величину равной средней по всей длине фильтрационной струйки, что значительно упрощает интегрирование и дает в ряде частных случаев достаточно точное решение. Ниже рассмотрены¹ два таких случая.

Случай 1. Фильтрация при легко водопроницаемом подстилающем слое

Расход фильтрации будем определять для наиболее частого в практике трапециoidalного сечения (для других профилей решение может быть получено аналогично). Как известно, по отношению к горизонту воды, т. е. к свободной поверхности в живом сечении канала (см. рис. 1) значение напорной функции равно нулю в пределах всего живого сечения, следовательно, и для смоченного периметра². Для свободной по-

¹ При изложении основ спецкурса гидравлики студентам ирригационного факультета Тинимех в 1937-38 уч. году. Работа оформлена ко дню выборов Верховного Совета УзССР (24.VI 1938 г.)

² Напорная функция определяется суммой энергии давления и энергии положения, иначе пьезометрическим напором. См. напр. „Гидравлический справочник“, акад. Н. Н. Павловского, изд. 1937 г., стр. 41.

Так как на свободной поверхности близ легко водопроницаемого слоя в случае достаточного его удаления от дна канала скорость равна $v = K$, то ширину фильтрационного потока B_ϕ найдем равной

$$B_\phi = \frac{Q}{K} = b \frac{h+t}{t} + 2 \sqrt{1+m^2} (h+t) \ln \frac{h+t}{t} \dots (1')$$

Как легко видеть из этой формулы, при значительной величине t увеличение t практически не увеличивает ширину B_ϕ .

Случай 2. Фильтрации через противофильтрационный слой

Задача о фильтрации из закольматированного русла или из резервуара

Примем толщину противофильтрационного слоя одинаковой по всему смоченному периметру, т. е. примем $\delta = \text{Const}$ (если $\delta \neq \text{Const}$, способ решения не меняется, но несколько усложняются математические преобразования). В общем случае формы поперечного сечения имеем расход фильтрации¹ (см. рис. 2)

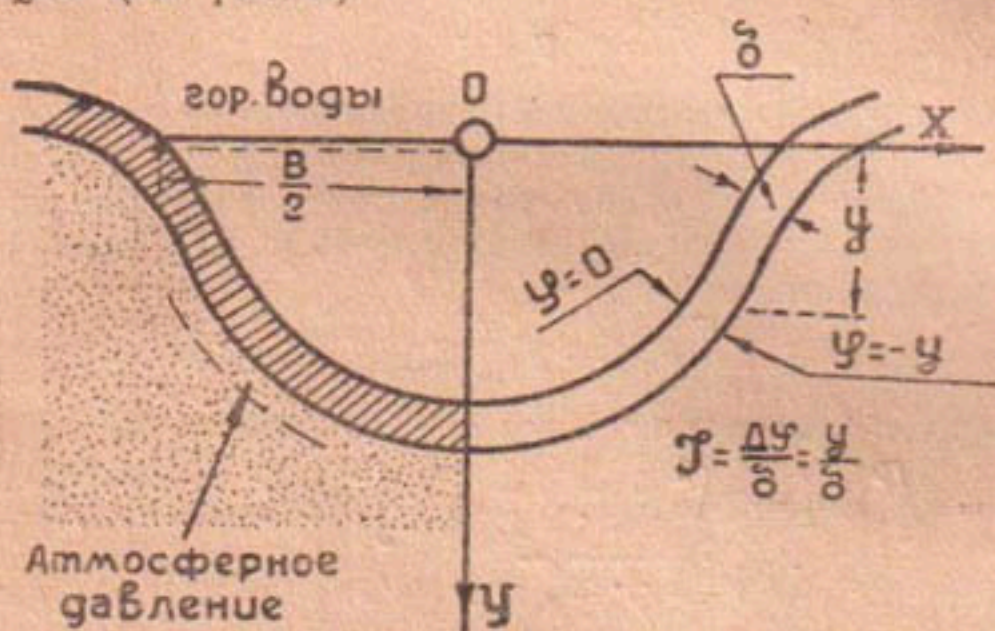


Рис. 2

$$Q = \int_{\chi} d\chi \cdot K \cdot l \text{ — здесь } l = \frac{\Delta \varphi}{\delta}$$

На смоченном периметре $\varphi = 0$; на наружном контуре, считая на нем давление равным атмосферному, имеем значение напорной функции равным $\varphi_2 = -y$. Поэтому $\Delta \varphi = \varphi_1 - \varphi_2 = y$; тогда

$$Q = \int_{\chi} d\chi \cdot K \cdot l = \int_{\chi} K \frac{1}{\delta} \Delta \varphi \cdot d\chi = \frac{K}{\delta} \int_{\chi} \Delta \varphi \cdot d\chi \Big|_a^b$$

для трапециoidalного сечения имеем расход фильтрации через дно:

$$q_1 = \frac{2K}{\delta} \int_0^{b/2} \Delta \varphi \cdot db = \frac{K \cdot b}{\delta} (h + \delta)$$

так как здесь

$$\Delta \varphi = \varphi_1 - \varphi_2 = 0 - [-(h + \delta)] = h + \delta$$

¹ Считая уклон однообразным вдоль струйки, фильтрующей через слой нормально к смоченной поверхности.

Расход фильтрации через откосы равен:

$$q_2 = \frac{2K}{\delta} \int_0^h \Delta\varphi \cdot dy \sqrt{1+m^2} = \frac{2K}{\delta} \cdot \sqrt{1+m^2} \int_0^h y \cdot dy = \frac{K\sqrt{1+m^2}}{\delta} \cdot h_2$$

так как здесь

$$\Delta\varphi = \varphi_1 - \varphi_2 = 0 - (-y) = y$$

Поэтому общий расход фильтрации получаем равным:

$$Q = q_1 + q_2 = \frac{Kb}{\delta} \left(h + \delta + \frac{h^2}{b} \sqrt{1+m^2} \right) \dots \dots (2)$$

Для обоих рассмотренных случаев расход потерь на фильтрацию имеет следующую размерность (размеры элементов b' , h' , T' , t и δ предположены взятыми в метрах):

1. Если коэффициент фильтрации K выражен в сантиметрах в секунду, то расход фильтрации (Q), подсчитанный по формулам (1) или (2), будет выражен в кубических метрах в секунду на 100 погонных метров длины канала. Для получения потерь на один километр длины канала в процентах ($\sigma\%$) от расхода воды в канале (Q_0) надо расход Q умножить на $\frac{1000}{Q_0}$, тогда получим

$$\sigma = \frac{1000 Q}{Q_0} \% \dots \dots \dots (3)$$

2. Если коэффициент фильтрации K выражен в метрах в сутки, то расход (Q) фильтрации будет выражен, после подсчета по формулам (1) или (2), в куб. метрах в сутки на погонный метр длины канала. Для получения потерь на километр длины канала в процентах от расхода воды в канале, надо вычисленный расход Q умножить на $\frac{1.16}{Q_0}$, тогда получим

$$\sigma = \frac{1.16 Q}{Q_0} \% \dots \dots \dots (4)$$

Несколько общих замечаний

В заключение отметим, что, вводя в нашем решении наибольшее значение уклона с преувеличением против возможного в действительности, мы несколько увеличиваем расчетную величину расхода фильтрации как для случая первого, так и для случая второго.

Этим несколько компенсируется недоучет, при гидравлическом решении неизбежный, — явление капиллярного отсасывания, увеличивающего расход фильтрации. Насколько нам известно, учет этих явлений в полной мере намечается В.В. Ведерниковым в разрабатываемой им работе по дальнейшему развитию вопроса о фильтрации из каналов.

Считаем нужным напомнить, что для первого случая имеется в настоящее время более точное гидромеханическое решение задачи, данное В.В. Ведерниковым в опубликованной им в 1934 г. работе „Фильтрация из каналов“, с дальнейшим развитием в журнале „Гидротехническое строительство“ № 5 за 1935 г. (где показано влияние капиллярных свойств грунтов).

Этому же вопросу фильтрации из каналов посвящены работы академика Н. Н. Павловского: „Основы метода гидромеханического решения задачи о свободной фильтрации из открытых русел“ и „Свободная фильтрация на бесконечность из открытых русел с круговой основной формы“. Эти работы помещены в 19-м томе „Известий научно-исследовательского института гидротехники“ в Ленинграде; кроме того, вопросу фильтрации из каналов посвящена его же работа „О применении комплекса Кирхгофа к гидравлическому решению задачи безнапорной фильтрации“ (в 20 томе „Известий“) Акад. Павловский Н. Н. для фильтрации „на бесконечность“ для каналов трапециoidalного сечения дает приближенную формулу

$$Q = K (B + 2h) \dots \dots \dots (5)$$

Здесь B — ширина по верху (т. е. по зеркалу воды).

В. В. Ведерников для этого же случая дает формулу

$$Q = K \left(B + 2 h \frac{\Theta}{\Theta_1} \right) \dots \dots \dots (6)$$

Здесь Θ и Θ_1 — полные эллиптические интегралы 1-го рода, зависящие от $\frac{B}{h}$ и от m .

Для случая 1-го, т. е. при наличии водопроницаемого слоя, формула В. В. Ведерникова имеет тот же вид (6), но здесь отношение

$\frac{\Theta}{\Theta_1}$ зависит еще и от отношения $\frac{T}{h}$.

В. В. Ведерниковым дано также решение для случая конечного положения уровня грунтовых вод; этот случай, являясь наиболее важным для ирригационной практики, не поддается простому гидравлическому решению.

Гидромеханическое решение вопроса для одного из частных случаев фильтрации через противофильтрационный слой, именно для русла корытообразной формы, предложено инж. В. И. Аравиным. Его работа „О фильтрации из резервуаров“ помещена в 16-м томе „Известий“ Нииг. Для указанного частного случая решение Аравина приводит к формуле $Q = \frac{KB(h+\delta)}{\delta}$, где B — ширина по верху корытообразного русла, h — глубина наполнения, δ — толщина слоя в наинижней точке сечения, где толщина слоя наибольшая.

На русло трапециoidalного сечения эта формула не распространяется. Давая свою формулу (2) гидравлического решения, мы считаем, что она может оказаться полезной для практического применения, тем более, что более точного решения пока не имеется.

Приведем следующие сравнительные подсчеты:

1. Определяя для одинаковых условий потери на фильтрацию по формулам (1) и (6) для $m=1,5$, находим величину $(B_{\Phi})_1 = \frac{Q}{K}$, подсчитанную по формуле (1) на 12—20% меньше подсчитанной по формуле Ведерникова В. В. величины $(B_{\Phi})_0 = \frac{Q}{K}$, что видно из таблицы.

Таблица 1

$\frac{T}{h}$	b	h	Величина $\frac{Q}{K^{(1) \text{ и } (6)}}$ по формулам		Отноше- ние (B_{ϕ}) ₆ (B_{ϕ}) ₁	Примечание															
			(B_{ϕ}) ₁	(B_{ϕ}) ₆																	
10	0,50	0,25	1,5	1,8	1,20	По формуле Павловского для $\frac{T}{h} = \infty$ получаем															
	2,0	0,5	4,1	4,8	1,17																
	5,0	1,0	9,3	10,8	1,16																
	10,0	2,0	18,6	21,6	1,16																
5	0,5	0,25	1,6	1,8	1,16	<table><tr><th>b</th><th>h</th><th>$B_{\phi} = \frac{Q}{K}$</th></tr><tr><td>0,5</td><td>0,25</td><td>1,75</td></tr><tr><td>2</td><td>0,5</td><td>4,5</td></tr><tr><td>5</td><td>1</td><td>10,0</td></tr><tr><td>10</td><td>2</td><td>20,0</td></tr></table>	b	h	$B_{\phi} = \frac{Q}{K}$	0,5	0,25	1,75	2	0,5	4,5	5	1	10,0	10	2	20,0
	b	h	$B_{\phi} = \frac{Q}{K}$																		
	0,5	0,25	1,75																		
	2	0,5	4,5																		
5	1	10,0																			
10	2	20,0																			
3	0,5	0,25	1,7	2,0	1,15																
	2,0	0,5	4,7	5,4	1,14																
	5,0	1,0	10,8	12,3	1,14																
	10,0	2,0	21,5	24,6	1,12																

2. Влияние противofильтрационного слоя видно из следующей таблицы, где $\frac{Q}{K_{\text{ф.с.}}}$ подсчитана по формуле (2).

Таблица 2

№№	B м	h м	δ	$\frac{Q}{K_{\text{ф.с.}}}$	$A = \frac{Q}{33K_{\text{ф.с.}}}$	$\frac{Q}{K} = (B_{\phi})_1$
1	0,5	0,25	2	12,3	0,37	1,7
2			5	5,2	0,15	
3			10	2,9	0,09	
4			15	2,0	0,06	
5	2,0	0,5	2	74,0	2,22	4,7
6			5	30,8	0,39	
7			10	16,4	0,49	
8			15	11,6	0,35	
9	5,0	1,0	2	345,0	10,5	10,8
10			5	141,0	4,2	
11			10	73,0	2,2	
12			15	50,3	1,5	

В предпоследнем столбце таблицы подсчитано соотношение $\frac{Q}{33 K_{\text{ф.с.}}}$, т. е. принято, что коэф. фильтрации К. ф. с. противofильтрационного слоя в 33 раза меньше коэффициента фильтрации К основного грунта; это соотношение, например, получим, если возьмем отношение коэф. фильтрации суглинка ($K \cong 0,007$ см/сек.) к коэффициенту фильтрации глины ($K \cong 0,0002$ см/сек.).

В последнем столбце приведены значения $\frac{Q}{K}$, подсчитанные по формуле (1) для случая без противofильтрационного слоя при $T = 3$ м, т. е. при $\frac{T}{h} = 3$.

Из таблицы 2 легко видеть, что увеличение толщины слоя в начале резко уменьшает расход фильтрации и затем это влияние несколько уменьшается.

Обратим внимание, что не всякая толщина слоя и не всякий ее состав будут удовлетворять условию задачи. Действительно, если профильтровавшая через противофильтрационный слой вода заполнит большую часть пор основного грунта в зоне под противофильтрационным слоем, то нарушится основная предпосылка, принятая при решении задачи. Например, если бы слой (см. таб. 2) имел коэффициент фильтрации не в $n = 33$ раза меньший, а всего лишь хотя бы в $n = 20$ раз, то при $b = 5$ м, $h = 1$ м и $\delta = 2$ см, мы имели бы $A = \frac{Q}{n K_{ф.с}} = \frac{345}{20} = 17,3$, т. е. больше чем $B = \frac{Q}{K} = 10,8$.

Это показывает, что в том случае, когда под противофильтрационным слоем, например, из глины, был бы очень водопроницаемый грунт, расход фильтрации при $\delta = 2$ см был бы больше, чем расход фильтрации без слоя, но конечно, при условии, что канал проходит в глине (т. е. в грунте, одинаковом по свойствам грунту слоя, а не в легко проницаемом грунте) заполняющей на всю толщу зону T от канала до подстилающего слоя (в данном случае $T = 3$ м, т. к. $\frac{T}{h} = 3$).

Это очевидно из простых рассуждений, следовательно, вопрос заключается в том, чтобы найти границы при расчетах и задавать необходимую и достаточную толщину слоя.

В качестве такого критерия, очевидно, следует рассматривать соотношение величин $A = \frac{Q}{n \cdot K_{ф.с}}$, где Q вычислено по формуле (2) и

$B = \frac{Q}{K}$, где Q вычислено по формуле (1) или (6).

Если $A > B$, то очевидно, толщина или состав слоя не может обеспечить условие сохранения атмосферного давления под слоем. Если нельзя изменить состав в сторону увеличения числа $n = \frac{K}{K_{ф.с}}$, то следует увеличить расчетную величину δ .

Это увеличение числа n или толщины δ должно быть сделано с таким расчетом, чтобы не только A стало бы меньше B , но и чтобы при этом оставалось достаточно свободных пор под слоем. До проведения специальных опытов можно рекомендовать вводить в расчет критерий:

$$A \leq 0,25 B \quad \dots \dots \dots (7)$$

Поэтому, например, для случая 1-го в таблице 2 мы считаем вполне достаточной толщину $\delta = 2$ см; для случая же 5-го толщина $\delta = 2$ см уже не достаточна, хотя $\delta = 5$ см уже излишне велика (случай 6-ой). Для случая 11-го толщина $\delta = 10$ см вполне удовлетворяет указанному требованию (7).

Решение задачи можно было бы расширить рассмотрением фильтрации через две зоны — через слой и через подстилающий основной грунт в случае, когда величина числа n недостаточна. Точно также можно было бы рассмотреть влияние капиллярных сил. В данной работе мы себе такой задачи не ставим.

К вопросу проектирования незаиляемых ирригационных каналов

Вопросам проектирования «незаиляемых» ирригационных каналов уделяется чрезвычайно большое внимание. Большое число авторов Союза и заграницы работали и работают над проблемой «взвешивания наносов» в движущемся потоке воды, над раскрытием «картины» явления, над выяснением причин, обуславливающих взвешивание и выпадение наносов в ирригационных каналах. Громадное количество наносов, отлагающихся в ирригационных каналах, необходимость постоянной очистки каналов, громадное количество труда и средств, вкладываемых в мероприятия по борьбе с последствиями заиления — являются причиной этого.

Краткому анализу существующих формул для расчета незаиляемых каналов и некоторым новым предложениям в этом вопросе посвящена настоящая статья.

I. Существующие формулы для расчета незаиляемых каналов

§ 1. Формула Кеннеди и приводящиеся к ней

Первой из формул, предложенных для расчета незаиляемых каналов, имела практическое применение формула английского инженера Кеннеди, выведенная им в 1890 г. из наблюдений над работой Бари-доабской ирригационной системы в Пенджабе (Индия), имеющая вид:

$$v_{кр} = Ch^{0,64}$$

где $v_{кр}$ — критическая скорость, при которой не происходит ни заиления, ни размывания каналов;

C — коэффициент, зависящий от качества и количества наносов, равный для условий Бари-Доаба $C = 0,84$ (в футов. измер.) $C = 0,545$ (для метр. измер.).

Каналы, над которыми Кеннеди вел наблюдения, проработав определенный период времени, заилились слоем наносов в 1 м, после чего заиление прекратилось. Форма сечения их приближалась к прямоугольной.

Отношение ширины к глубине каналов изменялось в пределах

$$\beta = \frac{b}{h} = 4 - 15$$

Глубина h — от 0,65 до 2,1 м, ширина b — от 4,5 до 26 м. Расход Q — от 2 до 47 м³/сек.

Коэффициент шероховатости $n = 0,0225$.

При выводе своей формулы Кеннеди полагал:

1. Что наносы поддерживаются направленными вверх вихрями, эффект коих обратно пропорционален глубине потока;
2. Взвешивающая сила пропорциональна некоторой степени скорости;
3. Мутность (к-во наносов в 1 м³ воды) постоянна во всех каналах сети.

Простота структуры формулы и отсутствие каких-либо других формул для расчета незаиляемых каналов привели к тому, что она приобрела мировую известность и по ней во многих случаях и теперь „проверяют“ каналы на незаиляемость.

При этом многие авторы рекомендуют коэффициент к формуле Кеннеди изменять в соответствии с характеристикой наносов.

Неодинаковая работа каналов, удовлетворявших расчету по ф-ле Кеннеди — незаиляемость одних и катастрофическое заиление других, заставило критически отнестись к предложенной Кеннеди зависимости.

Не имея возможности подробно здесь останавливаться на всех произведенных в этом направлении работах, отметим лишь, что многие авторы, сохраняя характер предложенной Кеннеди зависимости в соответствии с местными условиями, одновременно с изменением коэффициента к формуле изменяли и показатель степени у „ h “.

Не останавливаясь на подробной критике отдельных выводов и формул, приводящихся к типу $v_{кр} = Kh^m$ или $v_{кр} = K_1 R^m$, укажем лишь на то, что:

1. Основным недостатком предложенных различными авторами зависимостей, приводящихся к зависимости типа $v_{кр} = Kh^m$, является то, что все они не раскрывают количественной стороны явления взвешивания наносов.

2. Выведенные для определенных условий эти зависимости и коэффициенты могут иметь лишь местное значение.

3. Назначение постоянного для всех звеньев системы коэффициента в формуле приводит к абсурдным результатам расчетов.

Так, например, для системы, критическую скорость которой предложено исчислять по формуле $v_{кр} = 0,50 h^{0,50}$ (замена „ h “ на „ R “ результата не меняет), критическая скорость для $h = 4$ м (магистральный канал)

$$v_{кр} = 0,50 \times 4^{0,5} = 1 \text{ м/сек.},$$

для $h = 0,5$ м (групповой ороситель)

$$v_{кр} = 0,50 \times 0,50^{0,50} = 0,35 \text{ м/сек.}$$

Обе эти скорости являются критическими, незаиляющими для двух звеньев системы, транспортирующей наносы данной наносной характеристики. Трудно предположить, что при изменении скорости в системе с 1 м/сек. до 0,35 м/сек. при неизменном количестве и качестве наносов (вернее при увеличивающемся количестве наносов в 1 м³) не происходит выпадения наносов ни в одном звене системы. Результат явно абсурден. Система, рассчитанная подобным образом, неизбежно заилится.

Действительно, обращаясь к таблице Флинна и принимая вертикальную составляющую скорость $W = \frac{1}{20} v$ для магистрали и $\frac{1}{10} v$ для мелкой сети, имеем:

$$\text{для магистрали } W = \frac{1}{20} \times 1 = 0,05 \text{ м/сек.},$$

$$\text{для группового } W = \frac{1}{10} \times 0,35 = 0,035 \text{ м/сек.},$$

или магистрали могут поддерживать во взвешенном состоянии частицы от 0,50 мм и мельче, в групповом — частицы от 0,30 мм и мельче.

Естественно, что все частицы, диаметром от 0,50 до 0,30 мм должны в каком-то звене ирригационной сети выпасть; каналы, рассчитанные по этой формуле и по проекту незаиляющиеся, в работе неизбежно заилятся.

§ 2. Другие формулы для расчета незаиляемых каналов

Признавая основной недостаток формул „типа“ Кеннеди — недоучет количественной стороны явления взвешивания наносов, многие авторы предложили для расчета незаиляемых каналов формулы, так или иначе стремившиеся устранить этот недостаток.

1. Доцент И. И. Леви¹, анализируя все сделанные работы о взвешивающей способности потока и придя к выводу, что причиной взвешивания твердых тел жидкостью является турбулентное состояние, в котором находится поток при движении, предлагает свою формулу для расчета незаиляемых каналов

$$u_{\text{ср}} = 1,5 \sqrt{\frac{g i H}{\beta (1 + P)}}$$

где $(1 + P)$ — коэффициент, зависящий от количества и крупности наносов.

Казалось бы, довольно простая структура формулы для $u_{\text{ср}}$, предложенная И. И. Леви, однако, включает в себя коэффициент $(1 + P)$, для исчисления которого И. И. Леви дает чрезвычайно громоздкую формулу, практически делающую невозможным расчет незаиляемых систем.

2. В 1932 г. проф. В. В. Пославский, анализируя материалы исследований по наносам на каналах Хорезма и полагая, что:

а) взвешивание наносов в движущемся потоке обуславливается турбулентным его состоянием,

б) турбулентность потока есть следствие силы трения на стенках, дает следующее выражение для взвешивающей силы потока:

$$\rho = \varphi Ri$$

где ρ — взвешивающая сила потока,

φ — коэффициент, зависящий от количества и качества наносов,

¹ Известия Научно-исследовательского института гидротехники 1931 г., №№ 1 и 2.

R — гидравлический радиус,

i — уклон потока.

При этом „ φ “ для каналов Хорезма им определялось равным 17. 000.

Критическая скорость определяется из предложенной им формулы

$$v_{кр} = KR^{1/4}$$

где

$$K = \frac{\rho^{0,5}}{\varphi^{0,5} n}$$

Структура предлагаемых проф. В. В. Пославским формул чрезвычайно удачно разрешала вопросы расчета незаиляемых ирригационных систем. Та неопределенность, а порой и абсурдность результатов, которые имели место при расчетах по формулам „типа Кеннеди“, здесь отсутствует. Но тем не менее эти формулы, выведенные для условий хорезмских ирригационных систем и оперирующие лишь с количеством наносов, не смогли явиться формулами, применимыми для других, отличных от хорезмских условий взвешивания наносов.

3. В 1934 г. по заданию Сазгипровода Саниири был проработан вопрос о взвешивании наносов в движущемся потоке, на основе имеющихся материалов гидравлических исследований на каналах чимбайских и южно-хорезмских ирригационных систем низовьев Аму-дарьи.

Саниири, предполагая, что взвешивание наносов в движущемся потоке обуславливается работой сил сопротивления (внутренних и внешних), дает формулу транспортирующей способности потока

$$\rho_{кр} = \varphi \sqrt{vRi}$$

где $\varphi = 400$ для расчета каналов,
 $\varphi_1 = 450$ для расчета отстойников,
 v — средняя скорость потока,
 R — гидравлический радиус,
 i — уклон,

$$v_{кр} = KR^{1/9}$$

где $K = \sqrt[3]{\frac{\rho^2}{\varphi^2 n^2}}$

Формулы Саниири, так же как и формулы В. В. Пославского, оперирующие лишь с количеством наносов, имеют местное значение.

4. Проф. А. А. Черкасов, обработав 79 точек наблюдений за движением наносов в каналах различных ирригационных систем, дает для критической скорости формулу:

$$v_{кр} = 0,646 \alpha \beta R^{0,5}$$

где $v_{кр}$ — критическая скорость в м/сек.,

R — гидравлический радиус в м,

α — коэффициент, учитывающий размеры, форму и уклон потока,

β — коэффициент, характеризующий наносы.

Значения коэффициентов α приведены в таблице.

Таблица 1

Ri 10	α	Ri 10 ⁶	α	Ri 10 ⁶	α
50	0,97	200	0,995	400	1,020
75	0,975	225	1,00	450	1,025
100	0,98	275	1,005	500	1,030
125	0,985	300	1,010		
150	0,770	350	1,015		

где i — уклон потока,

R — гидравлический радиус.

Значения коэф. " β " определяются по таблице:

Таблица 2

	β	η	β	η	β
0,001	0,735	0,15	0,925	1,5	1,075
0,01	0,815	0,20	0,950	2,0	1,090
0,020	0,840	0,30	0,975	3,0	1,120
0,030	0,860	0,40	0,990	4,0	1,140
0,040	0,870	0,50	1,005	5,0	1,160
0,050	0,880	0,60	1,015	7,0	1,180
0,060	0,890	0,70	1,025	10,0	1,215
0,080	0,900	0,80	1,030	15,0	1,250
0,100	0,915	0,90	1,040	20,0	1,270
		1,00	1,045		

где η — гидромеханический эквивалент наносов, равный

$$\eta = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1} E \frac{\sum_1^n (W_i P_i)}{\sum_1^n P_i} \text{ гр. см/л. сек.}$$

где γ_1 — удельный вес материала наносов,

γ — удельный вес воды,

E — мутность потока (количество граммов наносов в 1 л расхода потока),

W_i — осредненная гидравлическая крупность частиц фракции порядка i см/сек.,

P_i — содержание этой фракции во всем составе в %,

n — число фракций при гранулометрическом анализе.

Если $\gamma_1 = 2,65$ и $\gamma = 1$

$$\eta = 0,624 E \frac{\sum_1^n (W_i P_i)}{\sum_1^n P_i}$$

Значения W по Хазену-Черкасову приведены в таблице:

Диаметр фракций мм	
< 001	0,00005
0,001—0,005	0,00158
0,005—0,010	0,01635
0,01 —0,05	0,124
0,05 —0,25	1,272
0,25 —0,50	3,899
0,50 —1,00	7,527

По заявлению проф. А. А. Черкасова критические скорости, исчисленные по его формуле, хорошо совпадают с действительно наблюдаемыми критическими скоростями. Им произведены вычисления критических скоростей по формулам:

$$1. \text{Пославского} - v_{кр} = \frac{R^{1/6} \rho^{0,5}}{130 n};$$

$$2. \text{Ласея} - v_{кр} = 0,646 \left(\frac{n}{0,022} \right)^{2,5} R^{0,5};$$

$$3. \text{Ласея} - v_{кр} = 0,646 R^{0,5};$$

$$4. \text{Пышкина} v_{кр} = 0,63 R^{0,5}$$

$$\text{и по своей } v_{кр} = 0,646 \alpha R^{0,5}$$

При этом исчисленные им расхождения действительно наблюдаемых критических скоростей и скоростей, полученных по каждой из этих формул, показаны в таблице:

Таблица 3

	Послав- ский	Ласей II	Ласей I	Пышкин	Черкасов
Наибольшее	+16	+541	+56	+52	+35
Наименьшее	-88	-46	-36	-38	-30
Ср. арифмет.	-30	+43	+6	+3	+0,4
Ср. квадрат.	±39	±100	±15	±14	±11

После ознакомления с материалом, на основании которого проф. Черкасов вывел свою формулу, мы не можем согласиться ни со структурой ее, ни с результатами выводов, ставящими его формулу на первое место по совпадаемости скоростей, по ней исчисленных, с действительно наблюдаемыми.

В число точек, по определению проф. Черкасова, „критических“ вошли точки с примечаниями: „скорость близка к размывающей“, „скорость граничит с размывающей“. По каналам Хорезма им взяты точки или явно недонасыщенные наносами или точки неустойчивых участков (Газават, Шават уч. № 1 и т. д.), или, наконец, точки явно заиляющихся каналов (канал Бек-яб). Почему выводы проф. Черкасова о совпадаемости исчисленных им скоростей со скоростями, действительно наблюдаемыми, ошибочны. Исчисленные им скорости не соответствуют критическому состоянию потока.

Вообще же структура самой формулы, предложенной проф. Черкасовым, излишне громоздка и может быть упрощена за счет исключения из нее коэффициента „ α “, т. к. этот коэффициент, изменяющийся для значений $Ri 10^6$ от 50 до 500 в пределах 0,97—1,03 по существу никакого влияния на значение критической скорости не оказывает. Скорости, исчисленные при крайних значениях „ α “, изменяются в пределах 5—6%, что соответствует точности расчетов.

Формула проф. Черкасова дает критическую скорость канала, но не отвечает на вопрос о количественной стороне явления взвешивания наносов, в чем ее громадный недостаток.

5. Проф. В. Гончаров¹ при расчете незаиляемых каналов рекомендует формулу:

$$P = \frac{0,535}{h} \left(\frac{v_k}{v_0 h^{0,2}} \right)^4 \times \left(1 - \frac{v_0 h^{0,2}}{v_k} \right)$$

где P — весовое содержание наносов крупнее 0,005 мм в %;

v_0 — скорость, при которой происходит осаждение наносов данной крупности при глубине потока в 1 м в м/сек.;

v_k — критическая скорость в м/сек.;

h — глубина потока.

Скорость v_0 по наблюдениям характеризуется следующими данными:

Таблица 4

Состав взвешенных наносов			Средняя скорость в м/сек.
1,0—0,25 мм %	0,25—0,05 %	0,05—0,005 %	
75	25	—	0,570
25	75	—	0,395
—	75	25	0,285
—	25	75	0,220

В результате исчисления скоростей по формуле проф. Гончарова им составлена таблица критических скоростей на заиление.

Таблица 5

Состав взвешенных наносов	Средняя глубина	Весовое содержание фракций наносов крупнее 0,005 мм в %						
		0,1	0,5	1,0	,	5,0	7,5	10
1,0—0,75 мм	1,00	0,35	0,45	0,52	0,64	0,75	0,81	0,86
75%	2,00	0,45	0,59	0,70	0,85	1,00	1,09	1,15
0,25—0,05	3,00	0,53	0,72	0,83	1,02	1,21	1,33	1,38
25%								
1,0—0,25 мм	1,00	0,45	0,58	0,67	0,83	0,97	1,06	1,12
25%	2,00	0,59	0,77	0,90	1,10	1,30	1,42	1,49
0,25—0,05	3,00	0,69	0,93	1,08	1,33	1,56	1,72	1,80
75%								
0,25—0,05 мм	1,00	0,62	0,81	0,93	1,14	1,34	1,46	1,55
75%	2,00	0,79	1,07	1,25	1,53	1,80	1,96	2,06
0,05—0,005	3,00	1,18	1,29	1,49	1,84	2,16	2,38	2,49
25%								
0,25—0,05 мм	1,00	0,90	1,17	1,34	1,65	1,94	2,11	2,24
25%	2,00	1,18	1,54	1,81	2,20	2,60	2,83	2,97
0,05—0,005	3,00	1,38	1,87	2,16	2,65	3,12	3,44	3,60
75%								

¹ Гидротехническое строительство № 10, 1936 г.

Анализируя таблицу 4, видим, что чем крупнее наносы, тем при большей скорости происходит их осаждение (при глубине потока в 1 м).

Анализируя же таблицу 5, видим, что принцип таблицы 4 здесь почему-то нарушен. Действительно по таблице 5 для глубины потока в 1 м при 1 кг наносов в 1 куб. метре воды имеем критическую скорость в зависимости от качества наносов.

Таблица 6

Состав взвешенных наносов			Критическая скорость м/сек.
1,0—0,25 мм %	0,25—0,05 %	0,05—0,005 %	
75	25	—	0,52
25	75	—	0,67
	75	25	0,93
	25	75	1,34

Т. е. по данным таблицы 5 при одном и том же количестве наносов в 1 м³ имеем воды—чем мельче фракционный состав наносов, тем большая скорость потока потребна для их осаждения (!), что конечно, абсолютно неверно и противоречит данным таблицы 4, почему рекомендуемая проф. Гончаровым таблица „критических скоростей“ к практическому пользованию принята быть не может.

II. Новые формулы для расчета незаиляемых систем

§ 1. Транспортирующая способность потока и критическая скорость

Полная величина работы свободного падения частиц наносов в воде за время T

$$E = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1} T \int_0^u \rho u du^1$$

где γ_1 — удельный вес наносов,

γ — удельный вес воды,

ρ — количество наносов в кг на м³ (мутность потока),

u — гидравлическая крупность наносов. При $T = 1$ сек.

$$E = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1} \int_0^u \rho u du = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1} S$$

Если имеем две пробы наносов разных фракций, но одинакового значения E_0 , то

$$E_0 = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1} S_1 = \frac{\gamma_2 - \gamma}{\gamma_2} S_2$$

при $\gamma_1 = \gamma_2$ имеем $S_1 = S_2$

Если каждая проба состоит из наносов только одной фракции (фракция одной крупности), имеем

$$\rho_1 u_1 = \rho_2 u_2 \text{ и } \frac{\rho_1}{\rho_2} = \frac{u_2}{u_1}, \text{ т. е.}$$

¹ В. В. Чиков. Заиление ирригационных каналов, 1915 г., ч. 1.

насыщенность потока наносами обратно пропорциональна гидравлической крупности наносов.

Для того, чтобы уяснить себе физический смысл зависимости $\rho_1 u_1 = \rho_2 u_2$, представим себе две пробы наносов одинакового удельного веса, состоящих из частиц:

в 1-й пробе — диаметром d

во 2-й пробе — диаметром $\frac{d}{2}$,

тогда будем иметь:

	Объем частицы	Полная по- верхность частицы	Объем всех частиц в пробе	Полная по- верхность всех частиц в пробе
1-я проба	$\frac{\pi d^3}{6}$	πd^2	v	P
2-я проба	$\frac{\pi d^3}{48}$	$\frac{\pi d^2}{4}$	v	$2P$

т. е. при неизменном объеме частиц обеих проб полная поверхность частиц 2-й пробы оказывается в два раза большей, чем полная поверхность частиц 1-й пробы.

Так как взвешивание частиц в движущемся потоке происходит вследствие турбулентного состояния его, под действием вертикальной составляющей скорости, очевидно, что в потоке со скоростями, достаточными для взвешивания частиц 1-й пробы, может быть взвешено частиц 2-й пробы (при одинаковом удельном весе) больше, т. к. во втором случае больше суммарная поверхность частиц (поверхность, на которую воздействуют вертикальные составляющие скорости). Соответственно же увеличению количества (и объема) взвешенных частиц 2-й пробы увеличится и их вес.

Разумея под транспортирующей способностью потока количество данной крупности наносов, которое он может транспортировать во взвешенном состоянии, можем написать

$$E = \rho u$$

где E — транспортирующая способность потока,

ρ — мутность потока (кг на m^3),

u — осредненная гидравлическая крупность наносов.

Полагая, что взвешивание наносов в движущемся потоке обуславливается работой сил сопротивления (внешних и внутренних), можем написать

$$E = \alpha (vRi)^m = \rho u \dots \dots \dots (1)$$

где α — коэффициент, зависящий от формы потока, от удельного веса воды и удельного веса наносов;

v — средняя скорость потока;

R — гидравлический радиус;

i — уклон.

Представив коэффициент α в виде

$$\alpha = \frac{\gamma_1}{\gamma_1 - \gamma} \varphi$$

переписываем уравнение (1)

$$\rho u = \frac{\gamma_1}{\gamma_1 - \gamma} \varphi (vRi)^m \quad \dots \dots \dots (2)$$

Для нахождения значений коэффициентов φ и m нами обработаны данные гидравлических исследований на каналах Южного Хорезма, Чимбая, Азизбековской системы, Голодной степи и Вахша.

Обработке подвергнуто всего 136 точек устойчивых (в отношении заиления) участков каналов (см. ведомость № 1). Накладкой обработанных точек на график (см. рис. 1) в логарифмической сетке и обработкой этого графика установлено, что значения $m = 1$; $\varphi = 2500$.

Тогда уравнение (2) принимает вид

$$\rho u = \frac{2500 \gamma_1}{\gamma_1 - \gamma} vRi \quad \dots \dots \dots (3)$$

Приняв удельный вес наносов $\gamma_1 = 2,60$, удельный вес воды $\gamma = 1,0$, имеем:

$$\alpha = \frac{\varphi \gamma_1}{\gamma_1 - \gamma} = 4000$$

и уравнение (3) переписывается

$$\rho u = 4000 vRi \quad \dots \dots \dots (4)$$

Подставляя вместо i его значение из формулы Шези $v = C \sqrt{R} \sqrt{i}$

$$i = \left(\frac{v}{CR_{0,5}} \right)^2 = \left(\frac{vn}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2, \text{ имеем}$$

$$\rho u = \frac{4000 v^3 n^2}{R^{1/3}}$$

решая какое-то относительно v , имеем

$$v_{кр.} = \sqrt[3]{\frac{R^{1/3} \rho u}{4000 n^2}} \quad \dots \dots \dots (5)$$

Сопоставление исчисленных по ф-ле (5) скоростей со скоростями, полученными по ф-ле проф. Черкасова, и со скоростями, действительно наблюдаемыми, произведено в ведомости № 1.

Результаты сопоставления сведены в таблице.

Таблица 7

Формула	Отклонение в %			
	Макс.	Миним.	Средн. арифм.	Средн. квадрат.
$v_{кр} = 0,646 \alpha \beta R^{0,5}$	+148	-56	+16,2	$\pm 38,2$
$v_{кр.} \sqrt[3]{\frac{R^{1/3} \rho u}{4000 n^2}}$	+30	-30	+0,2	$\pm 13,2$

§ 2. Расчет незаиляемых ирригационных систем

п. 1. Основной формулой для расчета незаиляемых систем является

$$\rho u = \frac{2500 v R_i \gamma_1}{\gamma_1 - \gamma} \dots \dots \dots (3)$$

переписываемая для $\gamma_1 = 2,60$ и

$$\gamma = 1,00$$

$$\rho u = 4000 v R_i \dots \dots \dots (4)$$

Осередненная гидравлическая крупность наносов „u“ определяется по формуле:

$$u = \frac{\sum_1^n u_i P_i}{\sum_1^n P_i} \dots \dots \dots (6)$$

где n — число фракций, на которое разбиты наносы при механическом анализе;

u_i — гидравлическая крупность данной фракции наносов;

$$\sum_1^n P_i = 100$$

Вычисление гидравлической крупности наносов производится при помощи таблицы Хазена.

Таблица 8

Размер частиц в мм	Скорость падения в стоячей воде в мм/сек.	Размер частиц в мм	Скорость падения в стоячей воде в мм/сек.
1,0	100	0,03	1,3
0,80	83	0,02	0,62
0,60	63	0,015	0,35
0,50	53	0,010	0,154
0,40	42	0,008	0,098
0,30	32	0,006	0,055
0,20	21	0,005	0,0385
0,15	15	0,004	0,0247
0,10	8	0,003	0,0138
0,08	6	0,002	0,0062
0,06	3,8	0,0015	0,0035
0,05	2,9	0,001	0,00154
0,04	2,1	0,0001	0,0000154

или по таблице Хазена-Черкасова

Таблица 9

Размер частиц в мм	Скорость падения в стоячей воде в см/сек. (u_i)
< 0,001	0,00005
0,001—0,005	0,00158
0,005—0,01	0,01635
0,01—0,05	0,124
0,05—0,25	1,272
0,25—0,50	3,899
0,50—1,00	7,527

При анализе наносов на 4 фракции можно гидравлическую крупность определять по таблице:

Таблица 10

Диаметр частиц в мм	Скорость падения в стоячей воде в см/сек.
> 0,25	3,00
0,25—0,05	1,272
0,05—0,01	0,124
< 0,01	0,015

п. 2. Критическая скорость в канале (наименьшая скорость, при которой транспортируется во взвешенном состоянии данное количество данной крупности наносов) вычисляется по формуле

$$v_{кр} = \sqrt[3]{\frac{R^{1/3} \rho u}{4000 n^2}}$$

(при $\gamma_1 = 2,60$)

где n — шероховатость канала по Маннингу.

Остальные обозначения по предыдущему.

Значения $v_{кр}$ при различных гидравлических радиусах, коэффициенте шероховатости и произведении ρu , при удельном весе наносов $\gamma_1 = 2,6$ и $\gamma = 1,0$ определяется по таблице 11 или по номограмме (рис. 2) (см. таблицу 11).

п. 3. а) Мутность (количество наносов в куб. м воды), которую возможно допустить в каналы проектируемой ирригационной системы без опасения их заиления, определяется по транспортирующей способности низшего порядка канала системы (картовый ороситель). Эта мутность (при известной гидравлической крупности наносов) определяется по формуле

$$\rho = \frac{4000 v R i}{u} \dots \dots \dots (7)$$

Значения $v_{кр}$

R	n	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
0,20	0,0200	0,332	0,419	0,479	0,527	0,54	0,57	0,6	0,64	0,66	0,68
	0,0225	0,308	0,386	0,443	0,488	0,51	0,54	0,57	0,59	0,62	0,64
	0,0250	0,286	0,360	0,414	0,454	0,47	0,49	0,52	0,54	0,57	0,59
	0,0275	0,269	0,339	0,388	0,426	0,44	0,47	0,49	0,51	0,53	0,55
0,50	0,0200	0,3 ⁸ 8	0,464	0,530	0,58	0,63	0,67	0,70	0,73	0,76	0,79
	0,0225	0,342	0,428	0,490	0,54	0,59	0,62	0,66	0,68	0,72	0,74
	0,0250	0,317	0,399	0,457	0,50	0,54	0,57	0,60	0,63	0,66	0,68
	0,0275	0,298	0,377	0,430	0,47	0,50	0,54	0,57	0,59	0,62	0,65
1,00	0,0200	0,398	0,500	0,572	0,63	0,68	0,73	0,76	0,80	0,83	0,86
	0,0225	0,368	0,462	0,529	0,585	0,64	0,68	0,72	0,74	0,78	0,80
	0,0250	0,342	0,431	0,493	0,54	0,59	0,63	0,66	0,69	0,72	0,74
	0,0275	0,321	0,404	0,463	0,51	0,55	0,58	0,62	0,65	0,67	0,70
1,50	0,0200	0,416	0,520	0,600	0,66	0,72	0,77	0,79	0,84	0,87	0,90
	0,0225	0,395	0,484	0,554	0,61	0,67	0,71	0,75	0,78	0,82	0,84
	0,0250	0,358	0,450	0,516	0,57	0,62	0,66	0,69	0,73	0,75	0,78
	0,0275	0,336	0,424	0,485	0,535	0,57	0,62	0,65	0,68	0,70	0,73
2,00	0,0200	0,429	0,539	0,619	0,68	0,74	0,79	0,82	0,87	0,90	0,93
	0,0225	0,398	0,480	0,571	0,63	0,69	0,74	0,77	0,80	0,84	0,87
	0,0250	0,370	0,465	0,534	0,59	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78	0,80
	0,0275	0,346	0,436	0,500	0,55	0,59	0,63	0,66	0,70	0,73	0,76
2,50	0,0200	0,439	0,554	0,635	0,70	0,75	0,80	0,84	0,88	0,91	0,94
	0,0225	0,406	0,512	0,586	0,645	0,70	0,75	0,79	0,83	0,86	0,89
	0,0250	0,364	0,477	0,552	0,60	0,65	0,69	0,73	0,76	0,79	0,82
	0,0275	0,356	0,449	0,514	0,565	0,61	0,65	0,68	0,72	0,74	0,78
3,00	0,0200	0,448	0,565	0,646	0,71	0,76	0,82	0,85	0,90	0,93	0,96
	0,0225	0,414	0,521	0,600	0,66	0,71	0,76	0,80	0,84	0,87	0,90
	0,0250	0,386	0,486	0,557	0,615	0,67	0,70	0,74	0,78	0,81	0,83
	0,0275	0,362	0,456	0,524	0,575	0,62	0,67	0,69	0,72	0,75	0,78
4,00	0,0200	0,464	0,584	0,667	0,735	0,79	0,84	0,88	0,93	0,96	0,99
	0,0225	0,428	0,561	0,619	0,68	0,74	0,79	0,84	0,87	0,90	0,93
	0,0250	0,399	0,503	0,576	0,635	0,69	0,74	0,76	0,80	0,84	0,86
	0,0275	0,374	0,473	0,540	0,595	0,65	0,69	0,72	0,75	0,78	0,82
5,00	0,0200	0,475	0,598	0,685	0,755	0,82	0,87	0,92	0,96	1,00	1,03
	0,0225	0,439	0,553	0,633	0,695	0,76	0,82	0,86	0,88	0,93	0,96
	0,0250	0,410	0,516	0,590	0,65	0,72	0,75	0,79	0,83	0,86	0,88
	0,0275	0,384	0,484	0,553	0,61	0,66	0,71	0,74	0,77	0,80	0,84

б) Мутность каждого последующего звена системы (в возрастающем порядке каналов) определяется по формуле:

[illegible]

где: ρ_1 — мутность низшего канала,

 ρ_{i+1} — мутность следующего по старшинству канала,

η_i — к. п. д. системы ниже рассматриваемого звена системы, исчисленный по расходу брутто и по расходу без потерь на фильтрацию и испарение (эксплуатационные потери не учитываются).

в) Мутность, которая может быть допущена в голове магистрального канала незаиляемой системы, определяется по формуле

$$\rho_m = \rho_i \times \eta_c \dots \dots \dots (9)$$

где ρ_m — мутность в голове магистрального канала,

$\eta_c = \eta_{ii} \times \eta_{ii+1} \times \dots \times \eta_m = \text{к. п. д. системы.}$

г) Сопоставление мутности, исчисленной по ф-ле (9) с мутностью источника орошения, определяет необходимость устройства отстойника. Так, при всяком $\rho_{\text{реки}}$ большем $\rho_{\text{канала}}$ при запроектированных гидравлических элементах канала, необходимо устройство отстойника на системе.

§ 3. Определение гидравлических элементов незаиляемых каналов

При желании обойтись без отстойника и при наличии благоприятных рельефных условий для этого, возможно стремиться к проектированию незаиляемых каналов:

Порядок проектирования в этом случае таков:

а) по данным гидрологических исследований определяется максимальная мутность источника орошения в голове проектируемого магистрального канала;

б) по коэффициентам полезного действия каналов системы определяется мутность, которая поступит в каждое звено системы по формуле

$$\rho_i = \frac{\rho_{i+1}}{\eta_{ii}}$$

где ρ_{i+1} — мутность данного канала,

ρ_i — мутность следующего по порядку низшего канала,

η_{ii} — к. п. д. системы ниже рассматриваемого ее звена.

в) Задаваясь гидравлическим радиусом R , вычисляется скорость в канале по формуле

$$v = \sqrt[3]{\frac{R^{1/3} \rho u}{4000 n^2}}$$

В случае, если v получит значение, превышающее допускаемое для данного материала канала, необходимо, изменив R , вычисление повторить.

г) Определяется уклон канала по формуле

$$i = \frac{\rho u}{4000 v R}$$

Примечание. И скорость в канале при заданных ρu , и уклон могут быть определены по номограммам (рис. 2 и 3).

д) Определяется площадь живого сечения канала¹

$$\omega = \frac{Q}{v}$$

¹ Расчет заимствован из труда проф. В. В. Пославского „К вопросу о наносах в низовьях р. Аму-дарьи“ — машинопись 1932 г., Сазгипровод.

е) Вычисляется $\lambda = \frac{\omega}{R^2}$

При этом нужно иметь в виду, что задача решается только в том случае, если $\lambda \leq \lambda_0$, значения коего приведены в таблице.

Таблица 12

m	λ_0
0	8
1,0	7,32
1,5	8,40
2,0	9,92
3,0	13,32

ж) Вычисляется

$$\beta = \frac{\lambda}{2} - r + \sqrt{\left(\frac{\lambda^2}{2}\right) - \lambda(r-m)}$$

где

$$r = 2 \sqrt{1 + m^2}$$

„r“ определяется по таблице.

Таблица 13

	Откос канала m					
	1,2	1	1,5	2	2,5	3
r	2,24	2,83	3,60	4,48	5,38	6,32

з) Вычисляется h по формуле

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{\beta + m}}$$

и) Вычисляется ширина по дну

$$b = \beta h$$

Примеры: I. Определить мутность, которую можно допустить в канале без опасности его заиления при следующих данных:

1. Элементы канала: $R = 0,47$, $v = 0,42$ м/сек., $i = 0,0003$.
2. Фракционный состав наносов:

I	фракция	— отсутствует
II	„	— 6%
III	„	— 20%
IV	„	— 74%

Решение: 1. Осередненная гидравлическая крупность наносов, согласно ф-лы (6) и таблицы (10)

$$u = \frac{\sum u_i P_i}{\sum P_i} = \frac{(6 \times 1,272) + (20 \times 0,124) + (74 \times 0,015)}{100} = 0,11$$

2. Расчетная незаиляющая мутность канала при заданных гидравлических элементах, согласно ф-лы (7)

$$\rho = \frac{4000 \times 0,47 \times 0,42 \times 0,0003}{0,11} = 2,25 \text{ кг/м}^3$$

II. Определить, при какой мутности источника орошения система будет незаиляемой, если транспортирующая способность канала низшего порядка системы $\rho = 2,25 \text{ кг/м}^3$; к. п. д. системы (от рассматриваемого звена до головы) (без учета эксплуатационных потерь) — $\eta = 0,65$.

Решение: Мутность, которую можно допустить в голове системы, согласно ф-лы (9)

$$\rho_2 = \rho_1 \times \eta_c = 2,25 \times 0,65 = 1,47 \text{ кг/м}^3.$$

Следовательно, при мутности источника орошения $\rho_{\text{реки}} \approx 1,47 \text{ кг/м}^3$ система будет незаиляемой; при всяком $\rho_p > 1,47$ — система заилится.

III. Определить элементы поперечного сечения незаиляемого канала при следующих данных:

- а) расход — $Q = 150 \text{ м}^3/\text{сек.}$,
- б) мутность, возможная на канале $\rho = 7 \text{ кг/м}^3$,
- в) гидравлическая крупность наносов

$$u = 0,11 \text{ см/сек.},$$

- г) коэффициент шероховатости $n = 0,0200$,
- д) откосы $m = 2$.

Решение: 1. Задаемся гидравлическим радиусом $R = 3,0$.

2. Определяем скорость в канале по ф-ле (5)

$$v_{кр} = \sqrt[3]{\frac{R^{1/3} \rho u}{4000 n^2}} = \sqrt[3]{\frac{3^{1/3} \times 7 \times 0,11}{4000 \times 0,02^2}} = 0,87 \text{ м/сек.}$$

(эту же скорость можно получить по номограмме — рис. 2).

3. Определяем уклон канала

$$i = \frac{\rho u}{4000 v R} = \frac{0,77}{4000 \times 0,87 \times 3,0} = 0,00007$$

4. Определяем площадь живого сечения

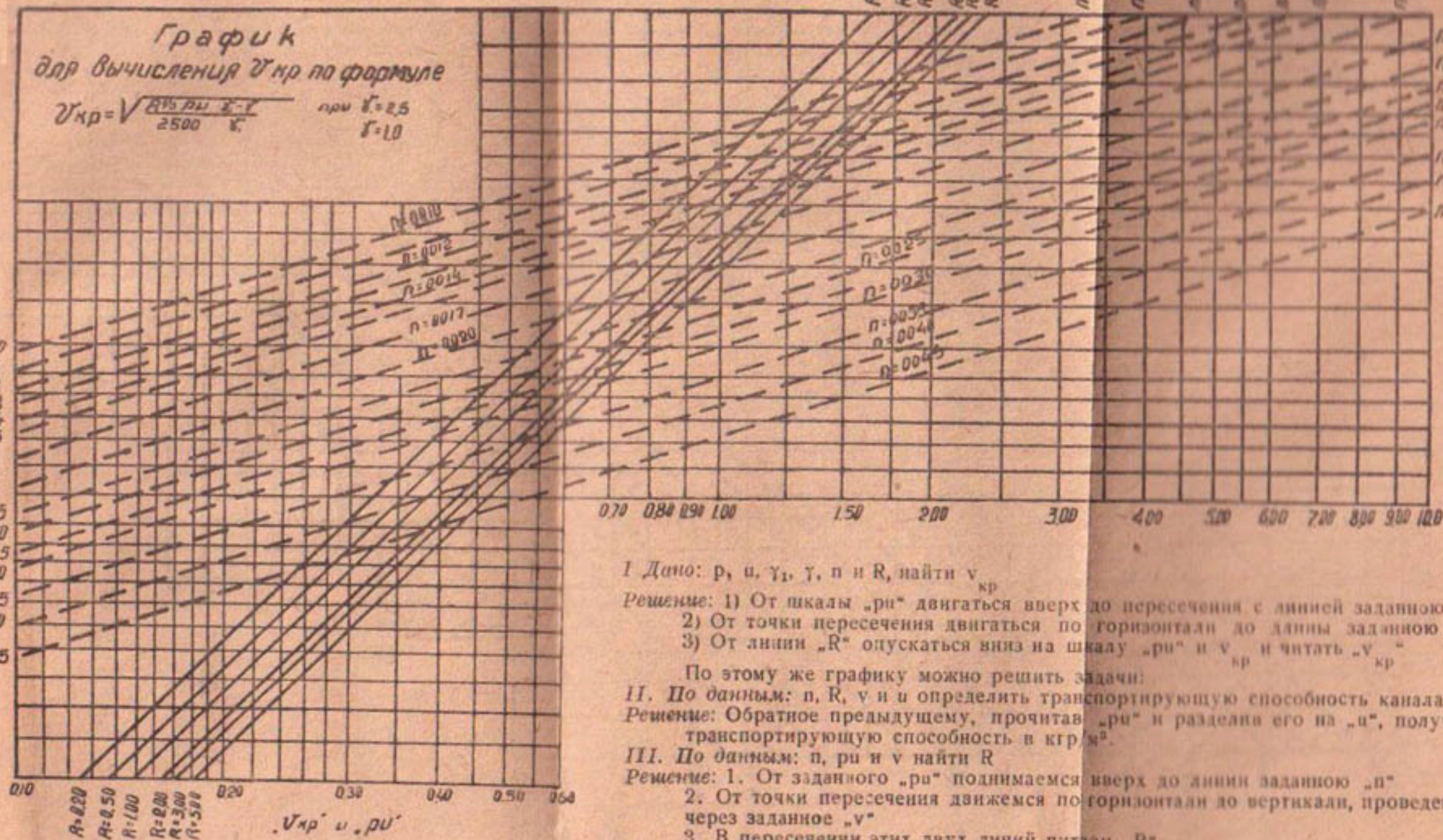
$$\omega = \frac{Q}{v} = \frac{150}{0,87} = 172 \text{ м}^2$$

5. Вычисляем $\lambda = \frac{\omega}{R^2} = \frac{172}{9} = 19,2$, т. к.

$\lambda = 19,2 > \lambda_0 = 9,92$ (см. таблицу 12) решение возможно.

График
для вычисления $v_{кр}$ по формуле

$$v_{кр} = \sqrt{\frac{R^{1/3} p u}{2500 \gamma}} \quad \text{при } \gamma = 2.5 \quad \gamma = 1.0$$



I. Дано: p , u , γ , n и R , найти $v_{кр}$

Решение: 1) От шкалы „ pu “ двигаться вверх до пересечения с линией заданною „ n “
2) От точки пересечения двигаться по горизонтали до линии заданною „ R “
3) От линии „ R “ опускаться вниз на шкалу „ pu “ и $v_{кр}$ и читать „ $v_{кр}$ “

По этому же графику можно решить задачи:

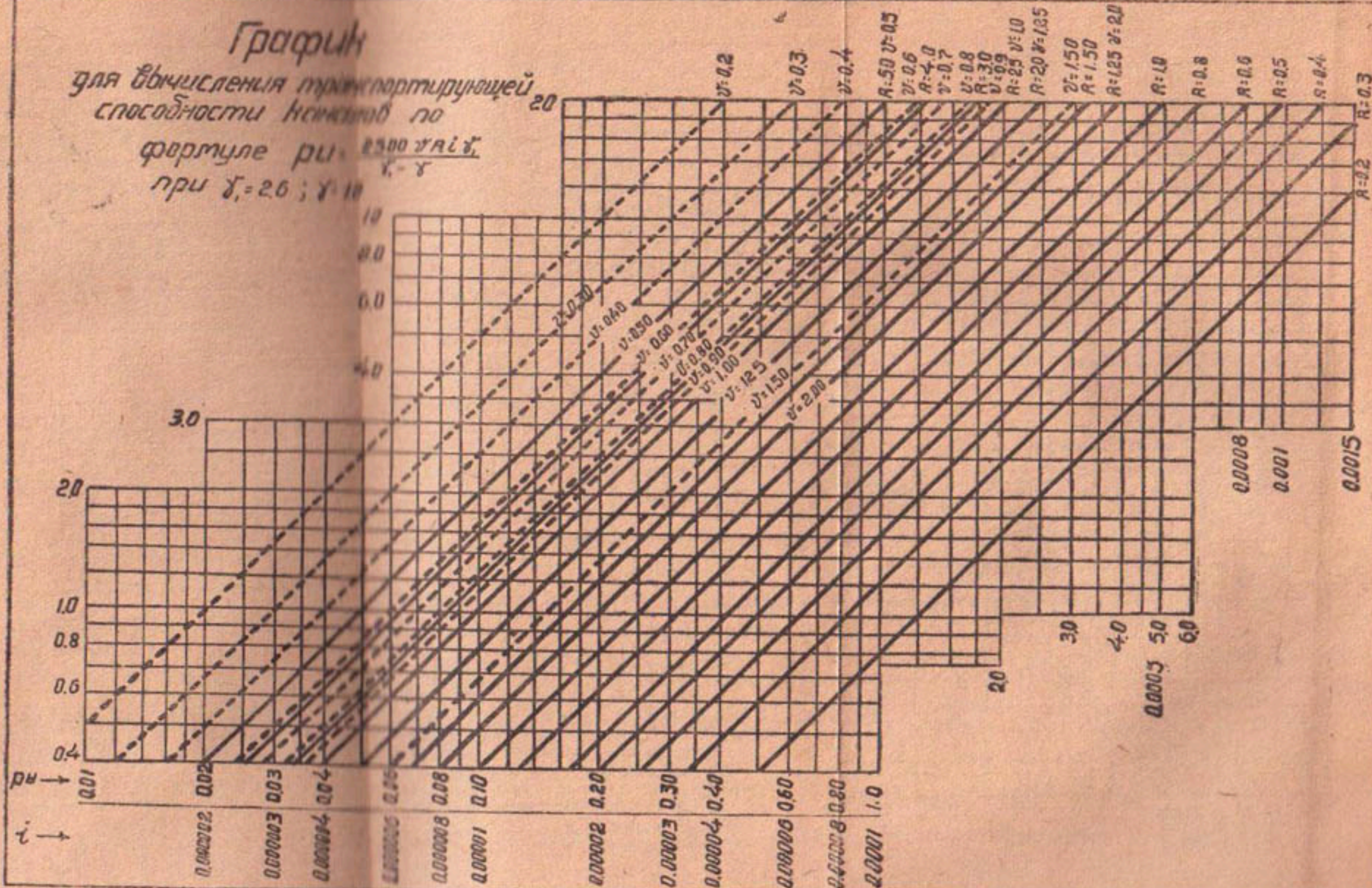
II. По данным: n , R , v и u определить транспортирующую способность канала „ p “
Решение: Обратное предыдущему, прочтав „ pu “ и разделив его на „ u “, получаем транспортирующую способность в $кг/м^2$.

III. По данным: n , pu и v найти R

Решение: 1. От заданного „ pu “ поднимаемся вверх до линии заданною „ n “
2. От точки пересечения движемся по горизонтали до вертикали, проведенной через заданное „ v “
3. В пересечении этих двух линий читаем „ R “.

График

для вычисления параметрирующей
способности K_{sp} по
формуле $ri = \frac{2000 \cdot \gamma \cdot i}{\gamma - \gamma_0}$
при $\gamma_0 = 2.6$; $\gamma = 10$



6. Вычисляем

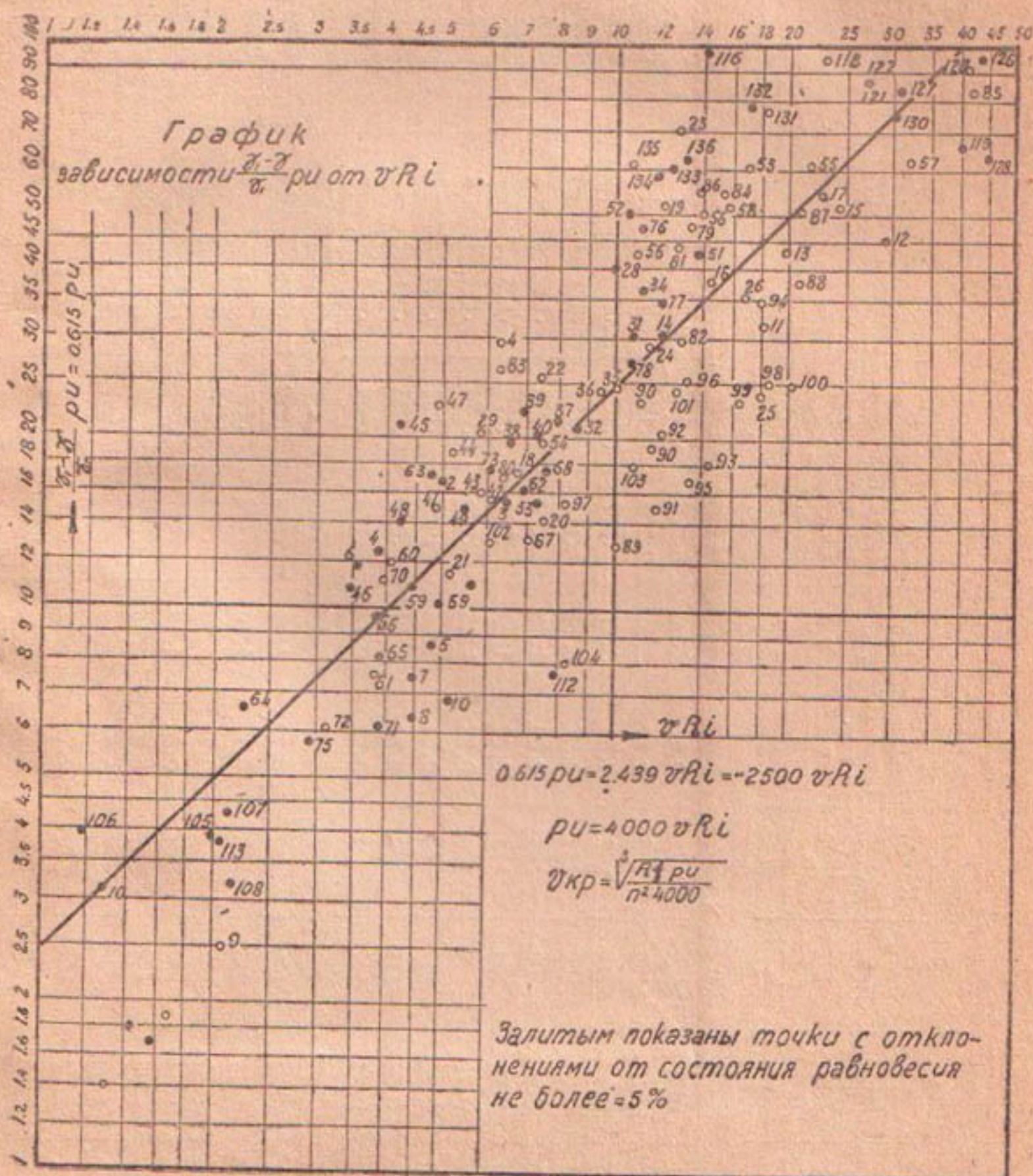
$$\beta = \frac{\lambda}{r} - r + \sqrt{\left(\frac{\lambda}{r}\right)^2 - \lambda(r-m)} = 9,60 - 4,48 + \\ + \sqrt{9,60^2 - 19,20(4,48 - 2)} = 12,0$$

7. Вычисляем

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{\beta+m}} = \frac{172}{12+2} = 3,50 \text{ м.}$$

8. Вычисляем ширину по дну

$$b = \beta h = 3,50 \times 12 = 42 \text{ м.}$$



Ведомость № 1 наблюдений по движению наносов в каналах ирригационных систем

№ п/п	Гидравлическ. радиус R	Уклон 10 ⁴ I	Коэф. шероховатости 10 ⁴ n	Измерен. скорость м/сек. v	Мутность г/л ρ	Усреднен. гидравл. крупность см/сек. и	Гидро-мех. эквивалент E г. см. сек. л	г. см. р _и сек. л.	Характер отложения	Критическая скорость				
										$v_k \sqrt{\frac{3}{R} \frac{1}{4000 n^2}}$	$\frac{R^{1/3} p_{и}}{4000 n^2}$	$v_{кр} = C \frac{646}{\alpha \beta R^{0.5}}$	14	15
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
Ар. Кайсарсак (уч. № 2 — Хорезм)														
1	0,78	128	171	0,57	2,60	0,073	0,118	0,19	+5	0,53	-7	0,52	-9	0,057
2	11,69	150	185	0,49	2,57	0,108	0,17	.278	+3	0,55	+12	0,495	+1	0,050
3	0,72	172	200	0,54	3,27	.077	0,155	.252	-3	0,51	-5,5	0,51	-5,5	0,065
4	0,89	122	182	0,57	2,75	.175	.296	.481	-12	0,65	+14	0,57	0	0,063
5	0,82	106	166	0,56	1,80	.078	.086	.140	+1	0,49	-12,5	0,53	-6	0,049
6	0,72	106	173	0,48	1,43	.035	.119	.193	+5	0,52	+12,5	0,49	+2	0,036
7	0,71	122	169	0,52	1,36	.090	.075	.122	+8	0,47	-9,5	0,49	-8	0,045
8	0,73	106	166	0,54	1,85	.056	.064	.103	-8	0,46	-15	0,50	-8	0,045
9	0,52	111	184	0,36	0,867	.047	.025	.041	-8	0,27	-25	0,39	+8	0,021
10	0,42	117	208	0,27	0,485	.106	.032	.052	0	0,27	0	0,36	+33	0,013
Ар. Клыч-Нияз-бай (уч. Хорезм)														
11	1,65	139	209	0,79	4,28	.126	.322	.540	+8	0,75	-5	0,81	+2,5	0,181
12	1,73	213	263	0,79	4,49	.166	.460	.745	0	0,69	-13	0,87	+10	0,295
13	1,46	181	211	0,75	4,58	.154	.435	.705	+10	0,77	+5	0,78	+4	0,197
14	1,34	134	207	0,68	4,16	.118	.302	.490	0	0,69	+1,5	0,73	+7	0,122
15	1,72	171	237	0,81	2,49	.341	.522	.685	+11	0,85	+5	0,87	+7,5	0,248
16	1,38	148	216	0,71	2,98	.206	.377	.613	+1	0,72	+1,5	0,74	+4	0,145
17	1,67	181	238	0,73	2,83	.317	.532	.90	+8	0,81	+11	0,85	+16,5	0,225
18	0,92	151	245	0,47	2,28	.083	.178	.19	-6	0,43	-8,5	0,57	+21	0,068
19	1,14	176	240	0,60	2,11	.398	.518	.84	-22	0,72	+20	0,70	+16,5	0,120

Арык Пазван (Хорезм)

20	0,69	188	202	0,58	4,42	.052	.141	.230	0,60	+3,5	0,40	-15,5	0,075
21	0,59	164	181	0,54	3,95	.047	.114	.186	0,49	-9	0,44	-18,5	0,052
22	0,66	196	198	0,57	2,30	.178	.251	.408	0,60	+5	0,50	-12	0,074
23	0,87	196	199	0,76	6,25	.182	.70	.1.14	0,88	+16	0,615	-19	0,129
24	0,81	224	205	0,64	3,36	.140	.289	.470	0,64	0	0,565	-12,5	0,116
25	1,32	176	226	0,78	2,53	.154	.240	.390	0,59	-24	0,71	-9	0,181
26	1,29	172	232	0,73	2,57	.228	.360	.585	0,67	-8	0,72	-1,5	0,169

Кызылкеткен (Чимбай)

27	0,95	100	197	0,49	2,19	.108	.145	.236	0,52	+6	0,58	+18	0,0465
28	1,47	90	170	0,73	3,55	.187	.407	.662	0,85	+16	0,77	+5,5	0,100
29	1,58	70	215	0,63	3,90	.086	.206	.336	0,63	+19	0,77	+45	0,058
30	1,42	110	200	0,74	4,56	.084	.236	.383	0,65	-8,5	0,73	+3	0,111
31	1,35	130	200	0,62	4,32	.113	.30	.487	0,69	+11	0,72	+16	0,109
32	1,26	110	200	0,63	4,09	.084	.212	.344	0,61	-3	0,68	+8	0,088
33	1,17	100	200	0,63	4,09	.060	.152	.245	0,54	-14	0,68	+1,5	0,074
34	1,47	110	200	0,69	4,71	.127	.368	.598	0,75	+9	0,76	+10	0,112
35	1,39	120	200	0,61	4,02	.100	.247	.402	0,66	-8	0,72	+18	0,102
36	1,30	120	200	0,61	3,83	.103	.243	.395	0,65	+6,5	0,70	+15	0,095
37	1,59	80	200	0,63	4,60	.077	.217	.354	0,64	+1,5	0,77	+22	0,080
38	1,50	80	200	0,56	4,21	.075	.195	.316	0,60	+7	0,74	+32	0,067
39	1,40	90	200	0,55	3,75	.097	.224	.364	0,63	+14,5	0,72	+31	0,069
40	1,33	100	200	0,56	3,31	.099	.202	.327	0,61	+9	0,70	+26	0,075
41	1,56	60	200	0,53	3,92	.061	.148	.240	0,57	+7,5	0,74	+38	0,049
42	1,42	80	200	0,55	3,48	.072	.155	.252	0,56	+2	0,71	+29	0,062
43	1,34	80	200	0,55	3,10	.084	.160	.260	0,56	+2	0,69	+25	0,059
44	1,88	50	200	0,55	3,80	.081	.190	.308	0,61	+11	0,82	+49	0,052
45	1,77	50	200	0,49	3,90	.089	.213	.347	0,64	+31	0,80	+63	0,043
46	1,59	40	200	0,54	3,39	.053	.111	.180	0,51	-5,5	0,73	+35	0,035
47	1,49	60	200	0,54	3,18	.119	.233	.378	0,65	+20	0,74	+37	0,049
48	0,76	100	197	0,56	2,16	.108	.143	.233	0,52	-7,5	0,51	-9	0,043
49	1,04	100	197	0,54	2,19	.111	.149	.243	0,54	0	0,60	+11	0,056

п/п №№	Гидрав- лическ. радиус R	Уклон 10 ⁶ I	Коэф. шерохо- ватости 10 ⁴ n	Измерен. скорость м/сек. v	Мутность г/л ρ	Усред. нон. гидравл. круп- ность см/сек. u	Гидро- мех. эк- вивалент г. см. E	г. см. ρ ₀ сек. л.	Характер отложе- ний	К р и т и ч е с к а я с к о р о с т ь				
										$v_k \sqrt{\frac{R^{1/2} \rho u}{4000 n^2}}$	$\frac{R^{1/2} \rho u}{4000 n^2}$	$v_{кр} =$ 0,646 αβR ^{0.5}	+	1000R _{кв}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Кегейли (Чимбай)

50	1,70	100	220	0,65	4,60	.152	.430	.700	+10	0,77	+18,5	0,83	+28	0,110
51	1,79	120	255	0,65	6,84	.102	.430	.697	+2	0,70	+7,5	0,85	+31	0,140
52	1,41	100	162	0,76	5,62	.144	.495	.807	+5	0,91	+20	0,76	0	0,107
53	1,33	100	210	0,96	5,92	.170	.615	1,010	0	0,86	-10	0,74	-23	0,111
54	1,47	80	215	0,63	2,40	.136	.200	.330		0,58	-8	0,73	+16	0,074
55	2,14	110	215	0,94	4,96	.203	.620	1,010		0,92	-2	0,96	+1	0,220
56	1,67	90	215	0,93	4,24	.193	.500	.820		0,85	-11	0,84	-11	0,140
57	2,27	140	215	0,06	6,11	.170	.630	1,030		0,92	-13	1,00	-5,5	0,336
58	1,91	100	215	0,83	4,47	.192	.530	.860		0,85	+2,5	0,90	+8,5	0,154

Абад-ярмыш (Чимбай)

59	0,96	120	240	0,39	3,14	.056	.108	.176	-5	0,41	+5	0,55	+41	0,045
60	0,90	100	215	0,44	3,41	.058	.121	.197	-5	0,47	+7	0,55	+25	0,040
61	0,98	110	282	0,36	2,90	.043	.077	.125	+8	0,33	-8	0,56	+55	0,039
62	1,09	130	240	0,49	4,51	.058	.161	.262	-4	0,50	+2	0,62	+26	0,070
63	1,05	100	240	0,46	4,76	.058	.170	.276	-5	0,49	+6,5	0,61	+32	0,048
64	1,01	80	240	0,28	2,43	.044	.066	.107	+3	0,36	+28,5	0,57	+103	0,023
65	0,77	130	235	0,40	2,74	.048	.081	.132	+1	0,38	-5	0,50	+25	0,040
66	0,90	100	215	0,44	3,41	.047	.068	.160	-2	0,43	-2	0,55	+25	0,040
67	1,05	140	250	0,49	4,62	.047	.132	.216	+7	0,44	-10	0,60	+22	0,072

68	1,06	140	235	0,51	4,35	.067	.176	.227	-1	0,52	+2	0,61	+19,5	0,076
69	0,95	120	250	0,42	3,78	.044	.102	.168	+10	0,40	-5	0,56	+33,5	0,052
70	0,98	110	282	0,36	2,90	.064	.114	.186	+8	0,39	+8	0,54	+61	0,039
71	0,77	130	235	0,40	2,74	.036	.061	.009	+2	0,35	-12,5	0,51	+28	0,040
72	0,83	110	260	0,35	2,40	.041	.061	.009	+7	0,33	-5,5	0,51	+46	0,032
73	1,03	140	290	0,43	4,62	.063	.178	.290	-5	0,44	+2	0,60	+40	0,062
74	0,94	110	267	0,37	3,75	.053	.122	.190	0	0,41	+11	0,56	+51	0,038
75	0,87	100	257	0,35	2,65	.036	.058	.095	-1	0,33	-7	0,53	+51,5	0,03

Беш-яб (Чимбай)

76	0,80	260	252	0,54	6,46	.114	.455	.736	+5	0,64	+18,5	0,57	+5,5	0,112
77	0,84	270	274	0,53	5,92	.095	.346	.562	+2	0,55	+4	0,58	+9,5	0,120
78	0,84	260	277	0,50	5,49	.080	.270	.440	+1	0,51	+2	0,57	+14	0,109
79	0,90	260	268	0,57	6,83	.114	.480	.780	+5	0,65	+14	0,62	+9	0,133
80	0,51	260	252	0,49	6,46	.044	.170	.281	+5	0,44	-10	0,43	+12	0,065
81	0,90	270	274	0,53	6,04	.119	.440	.720	+2	0,61	+15	0,61	+17	0,129
82	0,87	260	277	0,57	5,71	.085	.300	.485	+4	0,53	-7	0,59	+3,5	0,129
83	0,54	260	277	0,45	5,49	.080	.270	.440	+4	0,49	+9	0,45	0	0,063

Катгар

84	2,18	90	210	0,78	5,54	.174	.550	.900		0,89	+14	0,96	+23	0,153
85	3,22	150	325	0,86	6,17	.221	.840	1,360		0,78	-9,5	1,23	+43	0,415
86	2,01	90	205	0,76	3,74	.241	.550	.900		0,88	+16	0,92	+21	0,137

Шанат (II уч.)

87	2,11	138	221	0,87	4,63	.182	.520	.840		0,81	-3,5	0,96	+10	0,254
88	1,91	138	222	0,81	2,77	.222	.380	.615		0,75	-7,5	0,89	+10	0,214
89	1,21	140	223	0,60	1,28	.166	.130	.215		0,50	-16,5	0,65	+8	0,101
90	1,26	145	222	0,63	1,33	.237	.190	.316		0,56	-11	0,68	+8	0,115
91	1,28	145	220	0,64	1,34	.182	.150	.244		0,52	-19	0,68	+6	0,119
92	1,31	143	225	0,64	1,71	.197	.210	.336		0,58	-9,5	0,70	+9	0,120

№ п/п	Гидравлическ. радиус R	Уклон 10 ⁶ I	Кэф. шероховатости 10 ⁴ n	Измерен. скорость м/сек. v	Мутность г/л ρ	Усред. неп. гидравл. крупность см/сек. u	Гидромех. эквивалент E г. см сек. л.	г. см. ру сек. л.	Характер отложений	Критическая скорость				
										$v_k \sqrt{\frac{R^3}{4000n^2}}$	$\frac{R^2}{4000n^2}$	$v_{кр} = 0,646 \sqrt{R}$	$\frac{R^2}{4000n^2}$	1000 R _{ви}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Азизбековская система — магистр. № 1

93	1,02	250	286	0,56	0,94	.318	.184	.298		0,46	-18	0,62	+11	0,143
94	1,07	250	246	0,67	0,90	.635	.350	.570		0,64	-4,5	0,66	-1,5	0,180
95	1,00	250	287	0,55	1,09	.250	.169	.270		0,45	-18	0,61	+11	0,137
96	0,91	250	266	0,57	0,72	.235	.258	.410		0,51	-10,5	0,61	+7	0,134

Азизбековская система — магистр. № 3

97	0,74	200	202	0,57	0,88	.285	.157	.250		0,51	-10,5	0,52	-9	0,084
98	1,28	200	231	0,72	0,79	.506	.296	.400		0,59	-18	0,71	-1,5	0,184
99	1,27	200	254	0,65	0,93	.408	.239	.38		0,55	-15	0,70	+7,5	0,165
100	1,40	200	245	0,72	1,56	.259	.251	.400		0,58	-19,5	0,73	+1,5	0,202

Приараксинская ветвь Азизбековской системы

101	0,46	580	290	0,48	1,29	.311	.249	.400		0,45	-6	0,43	-10	0,128
-----	------	-----	-----	------	------	------	------	------	--	------	----	------	-----	-------

Распределитель Азизбековской системы

102	0,22	1040	434	0,27	1,11	.190	.131	.210		0,26	-4	0,28	+5,5	0,062
103	0,29	1040	392	0,36	1,09	.270	.182	.290		0,32	-11	0,34	-5,5	0,109
104	0,25	1040	399	0,32	0,83	.156	.081	.130		0,24	-25	0,29	-9,5	0,083

Голодная степь

105	0,257	390	323	0,202	2,27 ¹	0,028	.039	.064	0	0,235	+16	0,278	+37,6	.020,2
106	0,356	440	740	0,134	2,30 ¹	0,028	.040	.064	0	0,127	-5,2	0,332	+148,0	.011,7
107	0,370	420	725	0,139	2,50 ¹	0,028	.043	.070	0	0,134	-3,6	0,340	+145,0	.021,6

108	0,356	400	660	0,154	1,86 ¹	0,028	.032	.062	0	0,128	-17,0	0,328	+113,0	0,022,0
109	0,224	430	600	0,151	1,02 ¹	0,028	.018	.029	0	0,106	-30,0	0,252	+67,0	.014,5
110	0,252	480	680	0,131	0,95 ¹	0,028	.017	.027	0	0,100	-23,7	0,264	+101,0	.015,8
111	0,294	500	264	0,357	4,00	0,028	.069	.112	+2	0,300	-16,0	0,310	-13,0	.052,5
112	0,349	570	285	0,403	4,50	0,028	.077	.126	0	0,302	-25	0,340	-15,5	.080,0
113	0,356	440	740	0,134	2,20	0,028	.038	.062	+4	0,126	-6	0,331	+147,0	.021
114	0,259	500	650	0,130	1,10	0,028	.019	.031	+8	0,105	-19	0,272	+109,0	.017
115	0,238	470	655	0,117	0,80	0,023	.014	.022	+11	0,100	-17	0,253	+116,0	.013

Канал Балдай (Вахш)

116	0,368	612	292	0,632	2,91	0,55	0,93	1,60	+1	0,66	+4,5	0,41	-35	0,142
117	0,552	720	254	0,671	2,81	0,652	1,12	1,83	0	0,84	+25	0,51	-24	0,266
118	0,601	530	219	0,744	2,82	0,55	0,95	1,55	-	0,90	+21	0,525	-29	0,336

Старый Кизыл (Вахш)

119	0,575	616	149	1,16	2,17	0,501	0,665	1,08	-4	0,98	-15	0,51	-56	0,410
120	0,868	424	182	1,16	2,55	0,574	0,905	1,47	-17	1,00	-14	0,64	-45	0,427
121	0,762	736	412	0,536	2,79	0,469	0,805	1,31	+4	0,56	+4,0	0,60	+1	0,300
122	0,902	620	507	0,492	2,74	0,526	0,885	1,44	+2	0,51	+4,0	0,66	+34	0,275
123	0,562	998	288	0,727	7,72	0,470	2,23	3,62	+0,5	0,91	+29,0	0,55	-24	0,406
124	0,585	986	281	0,758	7,11	0,470	2,06	3,34	+8	0,93	+23	0,55	-27	0,437

¹ Мутность критическая, определенная опытом.

п/п №№	Гидравлическ. радиус R	Уклон 10 ⁶ I	Коэф. шероховатости 10 ⁴ n	Измерен. скорость м/сек. v	Мутность г/л ρ	Усреднен. гидравлит. крупность см/сек. u	Гидромех. эквивалент E г.см. сек.л.	г.см. ρи сек.л.	Характер отложения	Критическая скорость				
										$v_{кр} = \sqrt[3]{\frac{R \rho_{и}}{4000 n^2}}$	12	13	14	15
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Ильм (Валт)

125	0,689	545	222	0,815	3,62	0,928	2,06	3,36	-2	1,05	+23	0,60	-26	0,306
126	0,762	720	284	0,778	3,74	0,416	0,953	1,55	+4	0,74	-5	0,82	+5	0,437
127	0,601	586	190	0,902	2,72	0,504	0,842	1,37	+10	0,94	+3	0,53	-41	0,318
128	0,688	776	256	0,844	2,48	0,428	0,65	1,06	-2	0,72	-15	0,56	-34	0,450

Джинкулькафрская ветка (Валт)

129	1,05	390	242	0,84	5,84	0,337	1,21	1,97	-5	0,97	+16	0,70	-17	0,346
130	1,03	370	242	0,810	4,96	0,25	0,765	1,24	-7	0,85	+5	0,70	-14	0,310
131	1,03	240	228	0,739	4,87	0,25	0,75	1,22	+8	0,87	+18	0,67	-9	1,83
132	1,01	230	217	0,720	4,84	0,26	0,79	1,28	+1	0,90	+25	0,665	-8	1,67

Кафьркала (Валт)

133	0,877	270	278	0,532	4,88	0,194	0,58	0,945	-2	0,66	+24	0,61	+14	0,126
134	0,888	280	317	0,481	4,95	0,194	0,59	0,96	0	0,58	+21	0,62	+29	0,120
135	0,872	270	328	0,449	4,41	0,158	0,61	0,70	+11	0,50	+11	0,61	+36	0,105
136	0,909	290	321	0,492	4,41	0,158	0,61	0,70	0	0,51	+4	0,62	+26	0,129

Авария пловучей струенаправляющей системы проф. М. В. Потапова на реке Вахш

На реке Вахш перед головным регулятором магистрального канала имени Сталина, орошающего до 50000 га (Вахшская левобережная долина) в ноябре 1936 г. Вниигим'ом была установлена одна из крупнейших — пловучая струенаправляющая двухрядная деревянная система щитов — по методу проф. М. В. Потапова¹. Схема установки показана на рис. 1.

Назначение системы сводилось:

а) К недопущению в магистральный канал донных наносов крупных фракций (гальки);

б) К изучению данного метода — регулирования потока с помощью создания искусственной поперечной циркуляции — в условиях эксплуатации, выявления эффекта от действия таковой системы, в целях широкого практического применения последних на ирригационных системах.

Указанная система по своим размерам представляла весьма солидное и дорогостоящее сооружение: ее длина достигала 86 м и ширина между осями, расположенными в два ряда против понтонов, равнялась 4,5 м. В каждом ряду находилось по 10 понтонов — щитов, связанных между собой плоской деревянной фермой, состоящей из продольных, косых (по диагоналям) и поперечных брусьев, сечением 20×22 см, связанных путем врубок и 25 мм болтов.

Каждый из щитов-пontoнов имел вид сегмента, состоящего из каркаса и обшивки. Длина понтона $l=6$ м, ширина или стрела изгиба $f=1,1$ м и высота $h=2,2$ м.

Каркас состоял из верхней и нижней обвязок, сечением 16×30 см, шести основных вертикальных стоек 20×20 см, связующих одновременно понтон с фермой или верхним строением, и шести вспомогательных стоек 12×16 см для большей жесткости конструкции.

Каркас обшивался досками: плоская сторона — 5 см досками, выпуклая и верхняя — 3 см, дно двойное $5 + 3$ см. Все швы проконопачивались паклей и заливкой смеси смолы с гудроном, чем достигалась водонепроницаемость понтонов. Доски пришивались 150—175 мм гвоздями, концевые части обшивались кровельным железом. В верхней стенке понтонов имелось по два отверстия: одно для шланга насоса, размер отверстия 18×18 см, и другое — для внутреннего осмотра, размером 40×40 см.

¹ Описание метода изложено в книжке „Борьба с донными наносами и защита берегов от размыва“, проф. Потапова, издание 1936 г.

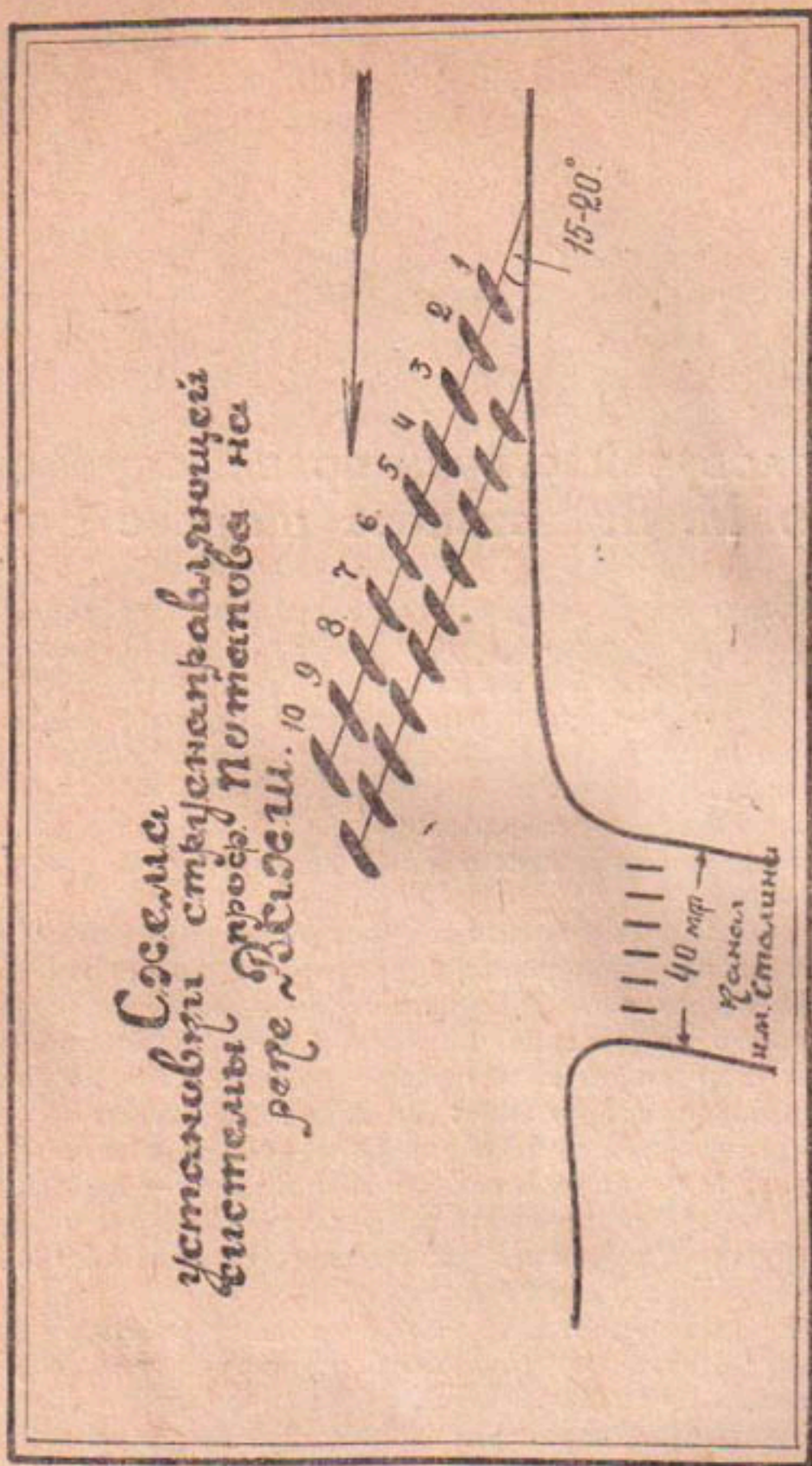


Рис. 1. Схема установки струенаправляющей системы проф. Потапова на р. Вахш

В продольном отношении (по оси системы) расстояние между понтонами равнялось 9,4 м, а расположение понтонов по отношению их плоскости к оси системы для понтонов первого, или ведущего ряда, определялось углом в $33^{\circ} 30'$ и для второго ряда, или внутреннего — углом в $43^{\circ} 30'$. Такое расположение щитов рассчитывалось на создание большей поперечной циркуляции, т. е. на интенсивное расслоение потока — направление его поверхностного слоя к левому берегу, к регулятору, и отжатию нижнего слоя, а следовательно, и донных наносов — к правому берегу Вахша, от регулятора. Рабочее положение всей системы в целом поддерживалось с помощью двенадцати 30 — 32 мм тросов и 5 — 7-тонных лебедок, закрепленных по левому берегу анкерами с оттяжками.

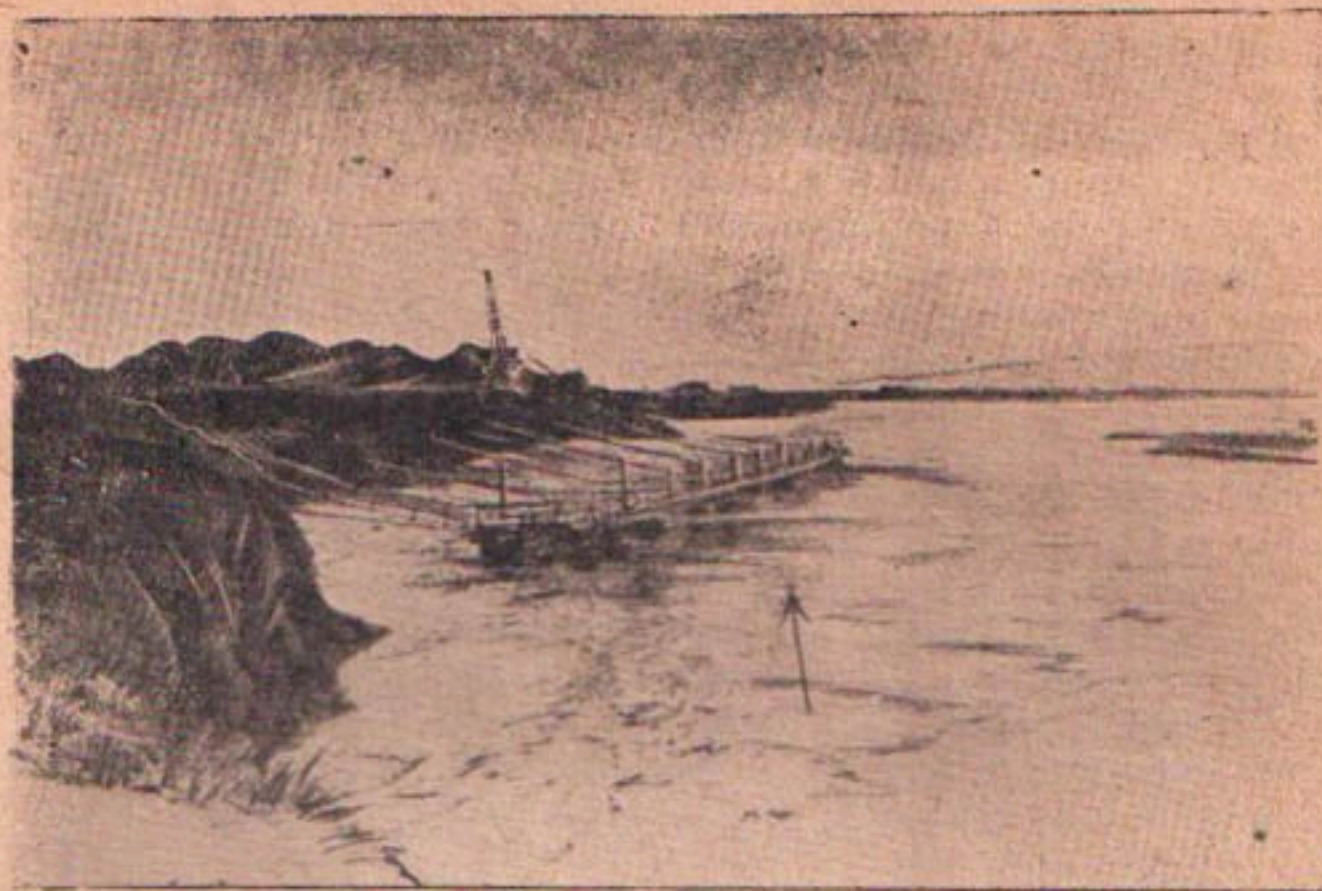


Рис. 2. Общий вид струенаправляющей установки из щитов проф. Потапова на р. Вахш перед головой Вахшского магистрального канала. Вид вниз по течению

Минимум условий для нормальной работы системы сводился к следующему:

1. Горизонтальное положение системы;
2. Погружение понтонов на $0,3—0,4 H$ от средней глубины (H) реки под струенаправляющей системой;
3. Сохранение угла в $15^{\circ}—20^{\circ}$ между направлением течения потока и рабочей плоскостью щита.

Первые два условия решались путем загрузки понтонов балластом (заливка водой) и последнее — регулированием и натяжением тросов. Рабочее местоположение системы определялось в зависимости от колебания горизонтов в р. Вахш, так, расстояние от оси головного регулятора колебалось от 100 до 150 м против проектных 60 м, чему, впрочем, не способствовали скальные недоборы левого берега в месте, намеченном по проекту для установки системы.

В 1937 г. направляющая система из-за слабой конструкции верхнего строения неоднократно подвергалась угрозе разрушения (из-за наличия создавшихся прогибов под напором потока), это особенно сильно чувствовалось в период прохождения паводков. Тем не менее 1937 год система выдержала, и по отчетным данным Вниигим'а результат работы направляющих оценивается как положительный. Оценка, правда, базируется на несколько условных данных, т. е. на снижении вовлечения галечника в магистральный канал до 1000 кбм против 9 т. кбм, как будто, ежегодно попадавших в среднем в канал с 1934 года до установки настоящей системы проф. Потапова. В том же отчете за 1937 год указывается на общее улучшение забора воды в канал, на дальнейшее прекращение роста ранее образовавшегося галечникового острова в аванкамере перед регулятором (последний от линии естественного берега отстоит на 20 м по не совсем удачному проекту). Весной 1938 г. система получила ремонт в части усиления верхнего строения (фермы) и к паводкам 1938 г. считалась подготовленной.

Из-за производства взрывных работ по недобору вышеуказанного скального берега, в апреле система была отведена несколько выше своего рабочего месторасположения, где и находилась до момента аварии.

В связи с наступлением весеннего снегового паводка и увеличения скоростей течения в р. Вахш, в десятых числах мая 1938 г. для системы создались угрожающие условия: в силу значительно возросшего гидродинамического давления — система дала крен, в результате которого понтоны второго (внутреннего) ряда значительно загрузились в воду, имея запас от поверхности воды до верхних стенок в 20-25 см, т. е. система стала занимать опрокидывающееся положение.

13.V 1938 года отдельные понтоны второго ряда через люки (отверстия) стали захлестываться волной, вследствие чего стала накапливаться излишняя статическая нагрузка — положение системы ухудшилось. Предпринятая откачка воды не давала положительных результатов, так как количество заливаемых понтонов волной беспрестанно возрастало, и нужно полагать, отдельные из понтонов дали течь в силу изменившихся нагрузок, давлений и т. п.

На следующий день стало захлестывать волной понтон первого ряда, авария надвигалась со всей неизбежностью, и в тот же день 14.V — в 7 часов вечера, система начала тонуть: вначале затонули крайние три понтона, через непродолжительное время затонули все понтоны 2 ряда — система погибла, и предотвратить аварию при отсутствии мощных агрегатов в виде лебедок, тракторов ЧТЗ и пр. вообще не представлялось возможным.

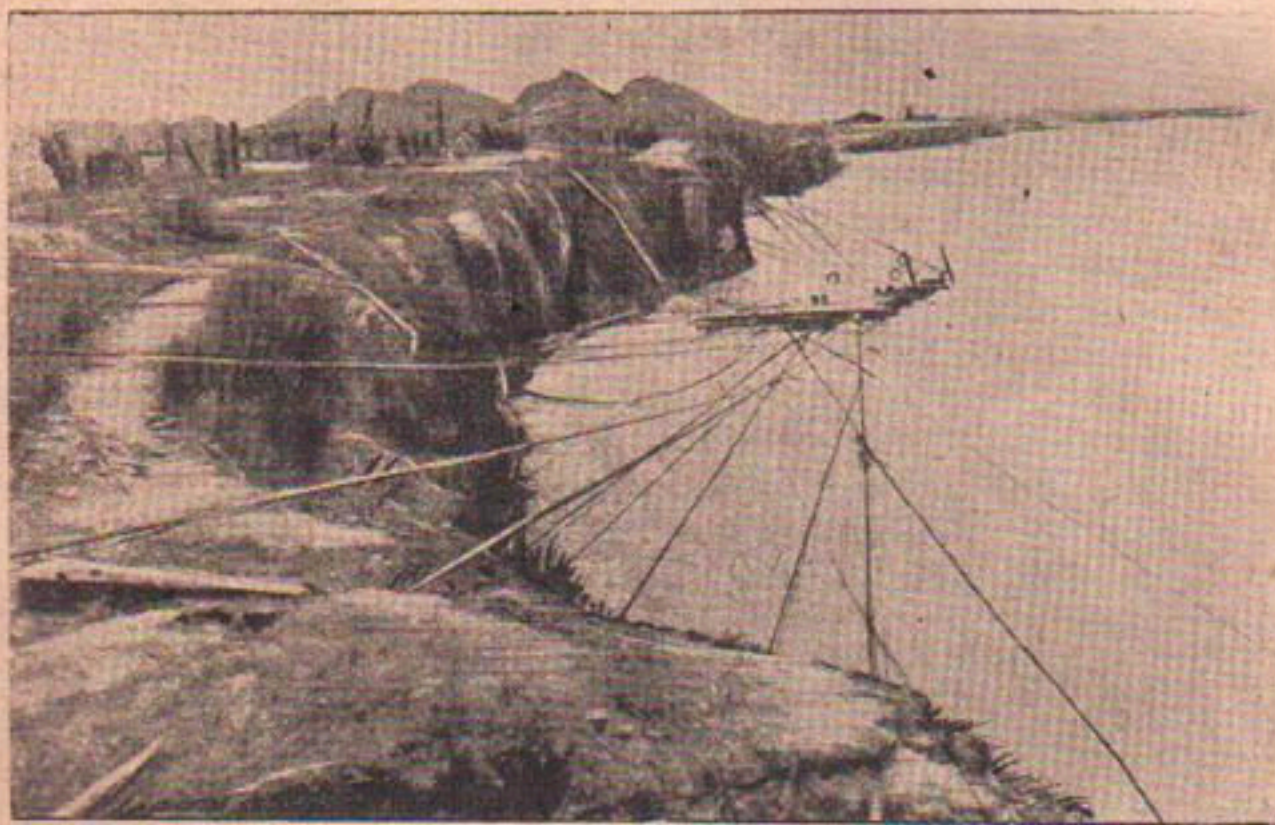


Рис. 3. Удержание системы (из щитов на тросах после ее подтяжки к берегу троссами. Общий вид системы после аварии.

Затонувшая система, прибитая к берегу, создала собой две новые опасности: первая — в случае срыва системы с троссов, последняя могла быть затянута к головному регулятору и тем самым вызвать крайние осложнения с водозабором, не исключая возможности угрозы разрушения всего головного сооружения, и вторая — занятое положение системы (рис. 4) представляло водоотбойную шпору, способствующую созданию отмели (косы) перед сооружением, что также угрожало нормальному водозабору. В том и другом случае орошение 50 тысяч га

земель Вахшской долины ставилось под угрозу. Чтобы устранить столь отрицательные последствия, всю утонувшую систему требовалось подтянуть выше по течению, метров на 40—50, к чему и приложены были усилия работников Вахшстроя.

В процессе ликвидации аварии до 25 мая было сорвано 8 понтонов. Вся операция по передвижке системы заняла время свыше месяца, с использованием при этом тракторов ЧТЗ, экскаватора Менк VI (случайно находившегося на месте аварии) и 10 восьмитонных лебедок.

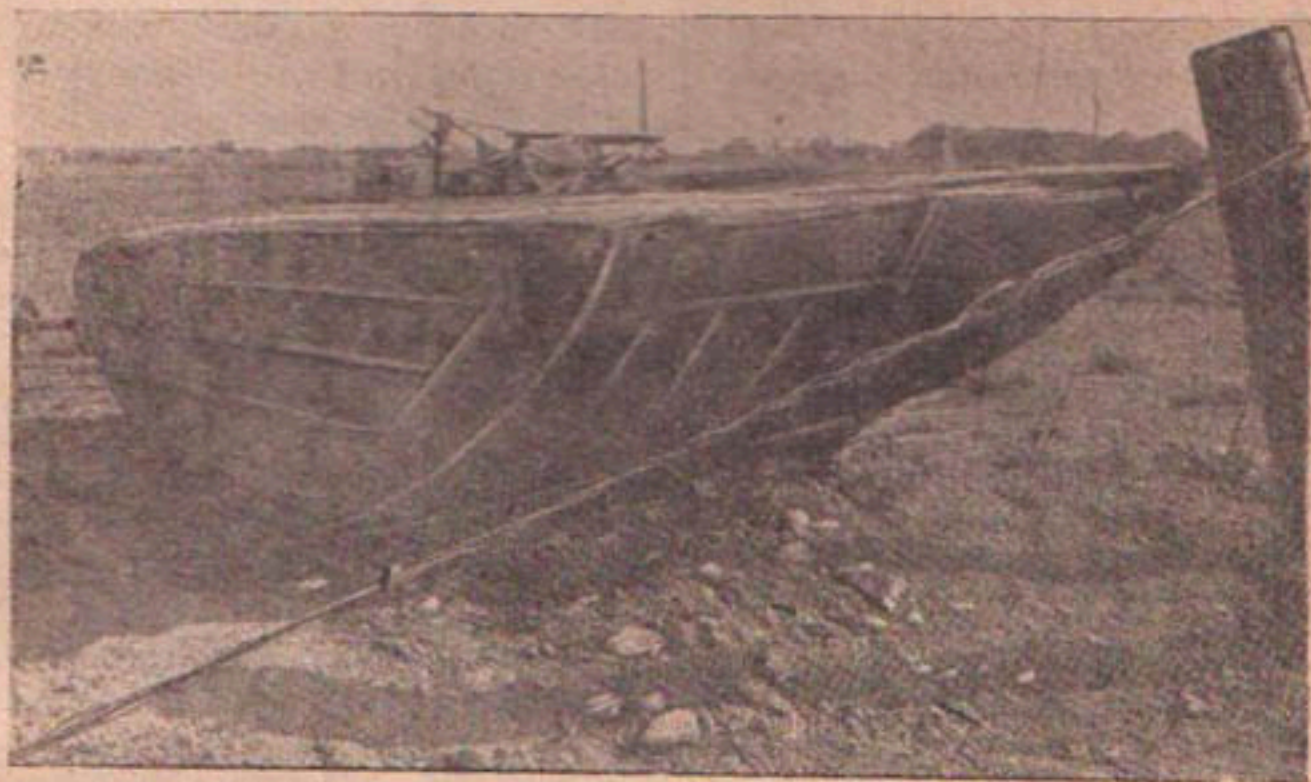


Рис. 4. Вид извлеченного понтона 4. VI — 1938 года. Незначительные механические повреждения видны в хвостовой части. Виднеющаяся в центре дна пробоина — иного происхождения.

Наконец, система была подтянута и закреплена, но этим история ее гибели не заканчивается, т. к. при прохождении ледникового паводка 9. VII-1938 года систему в целом сорвало с троссов и снесло на остров, где она и застряла. Незначительное повышение горизонтов в реке Вахш неминуемо могло привести к катастрофе по причине, описанной выше. К этому моменту от 20 понтонов осталось всего лишь три, которые поддерживали все верхнее строение. 13. VII — остатки системы были взорваны, и таковая окончательно прекратила существование, не выдержав своего нормального срока действия (как указывалось Вниигим) трех-четырех лет. Основной причиной аварии, надо полагать, послужило несоответствие данных, принятых при гидравлических и статических расчетах, т. е. заниженных. Детали конструкции системы в целом также не отвечали условиям и требованиям, сложившимся в действительности и тем более, что паводок 1938 года является по силе ниже средним.

Дать более конкретный анализ вышесказанного не представляется возможным, поскольку система погибла в конечном результате бесследно. На сегодняшний день единственным памятником от системы остался извлеченный 4. VI — один из понтонов второго ряда, состояние которого оказалось весьма интересным и во всяком случае заслуживающим внимания. Во время передвижки затонувшей системы этот понтон был сорван потоком, но, будучи захваченным троссом, около 7 дней продержался под водой в свободном состоянии. При извлечении этого понтона с помощью экскаватора Менк VI (двадцатитонный), обследованием установлено, что особой деформации понтон не претерпел, за ис-

ключением расхождения шва обшивки в месте сопряжения ее с нижней обвязкой каркаса, что может характеризовать недостаточную жесткость последнего. Механических повреждений нет, кроме легкой пробоины дна в месте сопряжения с плоской стенкой хвостовой части, и незначительного расщепления носа последней, эти повреждения произошли при подъеме понтона, задевавшего за скальный берег.

Особый интерес представляло дно понтона, которое оказалось равномерно стертым или сглаженным под некоторым углом к плоскости самого дна. Сглаживание 8 см дна начинается, отступя метр от носовой части, постепенно увеличивается равномерно по всей площади дна к концевой части, где толщина стенки днища в месте виднеющейся на фото пробоины остается всего лишь в три-четыре миллиметра.

Кроме того, в хвостовой части, за центром понтона, начинается сглаживание нижней обвязки — более интенсивная к плоской стороне понтона и менее к выпуклой, так что сопряжение дна со стенками вместо прямоугольного образовалось овальным. Причиной столь интенсивного истирания углов и дна понтона (8 см) явилось воздействие твердых донных наносов во время работы системы. Менее вероятно приписать этот весьма существенный дефект механическому воздействию, т. е. происходившему трению дна понтона о скальный берег во время подъема, или во время его нахождения в свободном состоянии на трассе. Против последних предположений серьезным возражением являются следующие факты:

1. 32-миллиметровый тросс, которым был обвязан понтон, абсолютно не имел следов стирания,

2. Тросс, плотно обхватывая понтон до легкого врезывания в дерево, нисколько не менял общей картины равномерного сглаживания, даже по отношению гвоздей, изношенных в одинаковой степени с деревом.

Об истирании гвоздей нужно сказать следующее: они имеют известный загиб и равномерное сглаживание в плоскости дерева, но в различных направлениях, не лишенных некоторой закономерности, напоминающих линию завихряющейся струи.

Учитывая сильную насыщенность твердыми наносами придонного потока реки Вахш и еще большие скорости, вполне можно предполагать описанный выше износ понтона, и в этом случае, в условиях реки Вахш, применение деревянных струенаправляющих систем по методу проф. Потапова, конечно, будет нецелесообразно, не говоря уже о дороговизне этого метода, о чем убедительнее всего могут говорить цифры. Строительство системы, не считая проектировки, выражается суммой 205 тыс. рублей; ее эксплуатация в течение 1,5 лет — 120 тыс. руб., ее спасение и ликвидация аварии — 50 тыс. руб. Получается круглая сумма в 375 тыс. рублей и, если эти затраты в порядке опыта ложатся на условный эффект 8 тыс. кубм недопущенного в канал галечника, то нужно сказать, — опыт дорогой и повторения не требующий.

О солестойкости известково-пуццолановых цементов и пуццолановых портланд-цементов, полученных с гаурдагской трепеловидной породой

Вопрос о солестойкости вяжущих материалов, изготавливаемых с гидравлическими добавками местных месторождений, является существенной частью проблемы пуццоланизации гидротехнического строительства республик Средней Азии, поэтому кабинет строительных материалов Санири при исследовании гидравлических добавок не ограничивался установлением только их активности, но изучал и солестойкость вяжущих, получаемых на их основе. В первом нашем сообщении рассматривалась солеустойчивость вяжущих, получаемых с вулканическим туфом и обожженными глинами. В настоящей же статье излагаются результаты исследования вяжущих, имеющих в своем составе новый вид гидравлической добавки — трепеловидную породу.

1. Описание месторождения и характеристика породы

Гаурдакское месторождение трепеловидной породы расположено в 45 км от ст. Мукры Ср. Азиатской ж. д. (Туркменская ССР).

Месторождение состоит из нескольких участков, обладающих различной мощностью залегания. Специальных разведочных работ по выявлению запасов трепеловидной породы не производилось и указать последние точно нельзя, но количество их приближается к промышленным запасам. Месторождение не обладает однородностью, причем есть участки, которые содержат породу, негодную для использования ее в качестве гидродобавки вследствие значительного содержания свободной серной кислоты. Месторождение загипсовано, поэтому эксплуатация его потребует обогащения породы.

По мнению проф. А. С. Уклонского, образование трепеловидной породы явилось результатом действия на глину серной кислоты, получившейся путем окисления серы. Для изучения трепеловидной породы как гидравлической добавки, нами были взяты три пробы, которые содержали отдельные разности: первая разность — белого цвета с легким кремовым оттенком; вторая — желтоватого цвета, более темная.

Для лабораторных опытов из указанных проб были созданы три композиции:

- 1-ая — смесь разностей белого цвета двух первых проб;
- 2-ая — смесь разностей желтого цвета двух первых проб;
- 3-я — разность белого цвета третьей пробы.

Перед составлением композиций крупные частицы гипса отбирались ручным способом. В дальнейшем изложении описанные композиции названы пробами.

Химический состав породы приводится в таблице 1, в которой данные изложены в процентах. Выясняется, что по своему химическому составу белая и желтоватая разности (пробы №№ 1 и 2) сравнительно мало отличаются друг от друга, как увидим ниже, они мало отличаются и по показателям активности.

Таблица 1

№ № проб	Гигроскопическая вода	Потеря при прокаливании	Состав прокаленной породы						Соляно-кислая вытяжка				
			SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	SiO ₂	R ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
1	2,03	13,31	74,68	1,92	8,47	5,40	1,15	7,22	0,12	10,38	3,82	0,36	6,96
2	2,62	14,15	70,30	1,65	9,81	7,28	0,97	9,98	0,13	10,21	4,93	0,40	7,88
3	1,07	18,03	61,94	14,77	9,39	5,02	0,98	8,13	0,22	4,15	2,62	0,40	3,45

Третья проба резко выделяется по содержанию алюминия. Характеристика гидравлической активности гаурдакской породы и некоторые технические свойства вяжущих, получаемых на ее основе, сведены в таблицу вторую.

Таблица 2

№ № проб.	Поглощено мг CaO 1 гр. породы в течение двух месяцев	Максимальное количество мг CaO, поглощенное 1 гр. породы за двое суток	Количество мг CaO, поглощенное 1 гр. породы за первые пять титрований	Максимальный объем 2 гр. породы в см ³ , наблюденный в течение двух месяцев	Количество SiO ₂ (в процентах) растворяющееся в 5-ти вытяжках 5% соды	Коэффициент качества по Кюлю, полученный из оптимальных дозировок породы с портланд-цементом при термо-статических испытаниях	Коэффициент количества по Кюлю, полученный из оптимальных дозировок породы с известью пушонкой	Коэффициент качества по Кюлю, полученный из оптимальных дозировок породы с п/цементом
1	124,03	41,95	64,54	18,0	10,92	219	1376	3486
2	126,75	41,28	62,06	25,0	9,91	184	—	—
3	62,34 ¹	41,28	62,34 ¹	100,0 ¹	2,74	200	—	—

II. Принятая методика

Определение солестойкости пуццолановых п/цементов и известково-пуццолановых цементов производилось по ускоренному методу, разработанному инж. В. В. Кинд. Исследования по этому методу ведутся с маленькими (кюлевскими) образцами, причем нами готовились только одни призмы.

Призмы готовились с вольским песком, проходящим через сито 144 отв./см² и остающимся на сите — 225 отв. см².

¹ Опыт прекращения после трех титрований.

Отношение между вяжущим и песком равнялось 1:3,5. Образцы готовились на ручном прессе с применением давления в 100 кг/см^2 в течение 5 секунд. Затворение производилось на дистиллированной воде, которая всегда бралась в количестве 11%. Для каждой дозировки готовилось по пяти близнецов, следовательно, цифры механической прочности, приводимые ниже, являются средними из пяти определений, за исключением тех случаев, когда из-за резкого выделения результатов отдельных определений их приходилось отбрасывать. Смеси трепеловидной породы с известью и портланд-цементом брались в оптимальных дозировках, установленных при выявлении активности породы.

Порядок хранения образцов был принят следующий: образцы из пуццоланового п/цемента до погружения в солевые растворы хранились один день во влажном пространстве и 14 дней в воде; образцы из известково-пуццоланового цемента без добавки 10% п/цемента 12 дней хранились во влажном пространстве и 14 дней в воде; образцы из известково-пуццоланового цемента с добавкой 10% п/цемента во влажном пространстве хранились 7 дней и 14 дней в воде.

Количество солевого раствора, приходящееся на один образец, было установлено в 40 см^3 . Солевые растворы менялись через месяц. Каждую шестидневку производилось перемешивание их.

Действие солевых растворов на цементы устанавливалось определением механической прочности призм на излом, а также внешним состоянием образцов, которое описывалось каждый месяц. Механическая прочность призм выражалась изгибающим моментом, получаемым умножением разрушающего груза в кг на длину рычага (длина рычага в приборе 10 см).

Испытания механической прочности производились в следующие сроки: 1, 3, 6 и 12 месяцев.

Хранение образцов велось в 10% растворе сернокислого натра и трех специально приготовленных растворах, причем два раствора (3 и 4) готовились применительно к солевому составу грунтовых вод Южного Хорезма и один (5-ый) — к району Ходжабакирганского строительства. Химический состав растворов приведен в таблице 3, в которой компоненты его выражены в мг/л.

Таблица 3

№№ растворов	Cl ⁻	SO ₄ ⁼⁼	HCO ₃ ⁻	Na ⁺	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Σ
3	1910,0	4095,0	588,9	1730,8 ¹	425,0	635,0	9384,7
4	1130,0	1408,0	624,2	900,0 ¹	454,0	112,0	4637,2
5	2200,0	2500,0	176,9	1891,0 ¹	432,0	172,0	7371,9

Для получения сравнительной характеристики поведения цементов в солевых растворах, образцы из всех вяжущих погружались в пресную воду и брались в качестве эталонов.

Кроме того, во все растворы погружались также образцы, приготовленные из чистого п/цемента. Пуццолановый п/цемент получался смешением трепеловидной породы с куvasайским п/цементом следующего химического состава (см. таблицу 4)

¹ Определено вычислением.

Таблица 4

В п р о ц е н т а х												Модули			НК
Потеря при прокаливании	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Вероятный силикатный состав					m	n	p	
							3CaO SiO ₂	2CaO S O ₂	3CaO, Al ₂ O ₃	4CaOAl ₃ O ₃ Fe ₂ O ₃	CaSO ₄				
2,32	23,24	3,72	5,20	61,20	3,00	1,37	28,16	45,46	7,47	11,31	2,33	1,90	2,60	1,40	0,75

Химический состав извести пушонки, которая бралась для приготовления известково-пуццолановых цементов, приводится в таблице 5.

Таблица 5

В п р о ц е н т а х						
Нерастворимый остаток	Потери при прокаливании	SiO ₂	SO ₃	CaO	MgO	R ₂ O ₃
3,42	21,79	3,00	0,13	69,76	1,49	0,43

III. Результаты исследования

Перейдем к рассмотрению данных исследований. Величины механической прочности пуццолановых портланд-цементов и динамика изменения ее приведены в таблице шестой.

В таблице седьмой для оттенения поведения образцов при хранении в солевых растворах — механическая прочность их выражена в процентах от таковой в пресной воде.

Пуццолановые цементы с обеими пробами гаурдакской породы в оптимальных дозировках во всех принятых нами агрессивных растворах к шестимесячному сроку показывают непрерывное увеличение механической прочности, при чем она (прочность) выше таковой образцов, хранившихся в пресной воде. В это же время чистый портланд-цемент в третьем растворе и растворе сернокислого натра обнаруживает снижение прочности, особенно сильное в последнем, причем прочность чистого п/цемента без исключения во всех солевых растворах ниже, чем в пресной воде (см. табл. 7). К годовому сроку пуццолановые цементы в большинстве солевых растворов, за исключением сернокислого натра, показывают рост прочности или стабилизацию ее, давая величины большие, чем величины в пресной воде.

Таким образом, пуццолановые цементы во всех растворах и во времени, за отдельным исключением, показывают механическую прочность большую, чем в пресной воде. Резких изменений в поведении пуццолановых цементов в различных солевых растворах не наблюдается, т. е. характер солевого раствора не получает такого сильного отражения на состоянии цементов, как это наблюдается у цементов с глинами.

За все время проведения опыта во всех солевых растворах образцы пуццолановых цементов не дали никаких внешних изменений и не показали крошения, только у образцов смеси 22 в третьем растворе, начиная с шести месяцев, стало наблюдаться слабое крошение с углов и ребер.

Таблица 6

№№ сме- сей	№№ проб	Состав смеси	Сроки испытаний				
			до погруже- ния	1 мес.	3 мес.	6 мес.	12 мес.
Р а с т в о р № 3							
19	1	30% трепела+70% п-цемента	5,61	8,59	10,63	11,45	11,01
22	3	" " "	6,79	8,80	10,51	11,97	11,80
25	—	Портланд-цемент	6,07	7,10	6,99	4,75	Разруш.
Р а с т в о р № 4							
19	1	30% трепела+70% п-цемента	5,61	8,11	9,89	10,19	11,46
22	3	" " "	6,79	8,94	10,18	11,39	12,01
25	—	Портланд-цемент	6,07	6,94	7,41	7,39	7,56
Р а с т в о р № 5							
19	1	30% трепела+70% п-цемента	5,61	8,55	8,61	—	11,29
22	3	" " "	6,79	8,73	10,42	11,19	11,16
25	—	Портланд-цемент	6,07	6,33	6,94	7,23	7,24
10% Na ₂ SO ₄							
19	1	30% трепела+70% п-цемента	5,61	8,66	9,72	10,43	9,27
22	3	Портланд-цемент	6,79	9,81	10,94	12,68	11,66
25	—	Портланд-цемент	6,07	6,24	4,63	4,16	Разруш.
П р е с н а я в о д а							
19	1	30% трепела+70% п-цемента	5,61	7,97	9,49	10,01	10,64
22	3	Портланд-цемент	6,79	8,06	9,17	10,95	11,22
25	—	Портланд-цемент	6,07	7,32	8,15	8,67	8,57

Таблица 7

№№ сме- сей	Состав смеси	№№ проб породы	С р о к и			
			1 мес.	3 мес.	6 мес.	12 мес.
Р а с т в о р № 3						
19	30% трепела+70% п-цемента	1	108	117	114	104
22	" " "	3	109	121	109	105
25	Портланд-цемент	—	97	81	55	Разр.
Р а с т в о р № 4						
19	30% трепела+70% п-цемента	1	102	104	102	108
22	" " "	3	111	120	104	107
25	Портланд-цемент	—	95	86	85	88
Р а с т в о р № 5						
19	30% трепела+70% п-цемента	1	107	91	—	106
22	" " "	3	108	114	102	100
25	Портланд-цемент	—	86	80	83	84
10% Na ₂ SO ₄						
19	30% трепела+70% п-цемента	1	109	102	104	87
22	" " "	3	122	121	116	104
25	Портланд-цемент	—	85	54	48	Разр.

В то же самое время образцы из чистого п/цемента при хранении их в сернокислом натре и третьем растворе сильно изменяются, подвергаясь полному разрушению. Картина разрушения в обоих раст-

ворах одинакова: сначала образцы набухают, появляются отдельные утолщения белого цвета и образцы выгибаются; на месте утолщений впоследствии образуются глубокие раковины. Связанность всей массы образцов ослабевает. У некоторых образцов появляются трещины. Полное разрушение образцов из чистого п/цемента наступает к семи месяцам. Результаты наблюдений за известково-пуццолановыми цементами сведены в таблицу 8.

Таблица 8

№№ сме- сей	№№ проб	Состав смеси	Сроки испытаний				
			до пог- руж. в ра- створ	1 мес.	3 мес.	6 мес.	12 м.
Р а с т в о р № 3							
23	3	30% изв. + 70% трепела	3,13	3,90	3,89	3,78 ¹⁾	3,75
24	3	30% " + 70 + треп. + 10% п-це м.	3,76	4,94	5,55	5,97	5,99
27	2	30% " + 70% "	3,42	3,19 ³⁾	3,03 ²⁾	3,06	2,86
28	2	" " " 10% п-ц	4,27	4,19	4,01	3,97	3,85
29	1	" " " "	4,68	4,55	4,11	4,02	4,02
Р а с т в о р № 4							
23	3	30% изв. + 70% трепела	3,13	3,62	3,74 ²⁾	3,36	3,51
24	3	" " " 10% п-ц	3,76	5,36	5,73	6,72	5,91
27	2	" " " "	3,42	2,83	2,85	2,55	2,78
28	2	" " " 10% п-ц	4,27	4,02	3,74	3,67	3,56
Р а с т в о р № 5							
23	3	30% изв. + 70% трепела	3,13	4,02	3,37	3,38	3,29
24	3	" " " 10% п-ц	3,76	5,86	5,74	6,11	5,50
26	2	" " " "	3,42	2,79 ³⁾	2,52 ²⁾	2,79	2,93
18	2	" " " 10% п-ц	4,27	4,06 ³⁾	3,41	3,20	3,58
10% Na ₂ SO ₄							
23	3	30% изв. + 70% трепела	3,13	3,04	3,24 ²⁾	2,96	2,90
24	3	" " " 10% п-ц	3,76	4,94	5,04	4,58	3,50
27	2	" " " "	3,42	2,95	2,76	2,54	2,44
28	2	" " " 10% п-ц	4,27	4,56	3,77	3,53	3,08
П р е с н а я в о д а							
23	3	30% изв. ± 70% трепела	3,13	3,30	4,35	3,18	4,29
24	3	" " " 10% п-ц	3,76	4,51	5,10	5,47	5,49
27	2	" " " "	3,42	3,14 ¹⁾	2,64	2,72	3,00
28	2	" " " 10% п-ц	4,27	4,65	4,52	3,82	3,68

Примечания: 1. Один образец сломался при вставлении в прибор для испытания.
2. Один образец сломался от веса ведерка прибора.
3. Среди из трех испытаний. Два образца сломались от веса ведерка.

В таблице 9 сопротивления образцов, хранившихся в солевых растворах, выражены в процентах от сопротивлений образцов, находившихся в пресной воде.

Таблица 9

№№ сме- сей	Состав смеси	№№ проб по- роды	С р о к и			
			1 мес.	3 мес.	6 мес.	12 мес.
Р а с т в о р № 3						
23	30% изв. + 70% трепела	3	118	89	119	87
24	" " " + 10% п-ц	3	110	109	100	101
27	" " —	2	102	110	120	95
28	" " + 10% п-ц	2	90	89	104	105
Р а с т в о р № 4						
23	30% изв. + 70% трепела	3	110	86	106	82
24	" " 10% п-ц	3	119	112	109	100
27	" " —	2	90	108	94	93
28	" " 10% п-ц	2	86	83	96	97
Р а с т в о р № 5						
23	30% изв. + 70% трепела	3	122	77	—	77
24	" " 10% п-ц	3	130	99	112	93
27	" " —	2	89	95	103	98
28	" " 10% п-ц	2	87	75	84	97
10% Na ₂ SO ₄						
23	30% изв. + 70% трепела	3	92	74	93	68
24	" " 10% п-ц	3	110	99	84	60
27	" " —	2	94	105	93	
28	" " + 10% п-ц	2	98	83	92	84

Известково-пуццолановые цементы с гаурдакской породой ведут себя в солевых растворах на много лучше, чем остальные, испытанные нами цементы такого типа, но все же и на них очень агрессивные растворы (например, сернокислый натрий) оказывают значительное разрушающее влияние. Как показывают годовые испытания, добавка 10% портланд-цемента не уменьшает солестойкости, а в большинстве случаев даже повышает ее.

Наблюдения показывают, что характер разрушения у известково-пуццолановых цементов с добавкой 10% портланд-цемента и без таковой различен: у первых и в длительные сроки не наблюдается в подавляющей массе крошения, в то время как у вторых даже образцы, хранившиеся в пресной воде, показывают ее с первого момента погружения. Для того, чтобы проследить изменение солевых растворов в первые сроки хранения в них образцов из различных цементов, нами были произведены химические анализы растворов третьего и четвертого после того, как в них в течение одного месяца хранились образцы из пуццоланового п/цемента и известково-пуццоланового цемента. Результаты анализов и их сопоставление с первоначальными растворами приведены в таблице 10.

Очень интересно отметить, что содержание иона хлора в растворах во всех случаях уменьшается, при чем известково-пуццолановые це-

менты сильнее поглощают ион хлора, чем пуццолановые п/цементы. Это обстоятельство наводит на мысль о возможности образования гидратом окиси кальция двойных соединений с хлоридами. Кремневая кислота и полуторные окислы увеличивают свои содержания.

В наибольшем относительном количестве из растворов удаляются ионы HCO_3' и Mg'' . Наблюдается общее объединение растворов при уменьшении почти всех ионов. Уменьшение содержания отдельных ионов, не могущих переходить в раствор из цементов, тем сильнее, чем выше их концентрация в первоначальном растворе. Приведем основные реакции, которые, по нашему мнению, могут привести к удалению отдельных ионов из раствора:

1. $\text{Ca}'' + \text{SO}_4'' + \text{aq} \rightarrow \text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
2. $\text{Mg}'' + 2\text{OH}' \rightarrow \text{Mg}(\text{OH})_2$
3. $\text{Ca}''(\text{HCO}_3')_2 + \text{Ca}''(\text{OH}')_2 \rightarrow 2\text{CaCO}_3 + 2\text{H}_2\text{O}$
4. Хлориды образуют с $\text{Ca}(\text{OH})_2$ двойные соединения.
5. Образование сульфоалюмината кальция.

Таблица 10

Компо- ненты	Пуццолан. п-цемент			Известк.-пуццолан. цемент		
	Первоначальный раствор мг/л	После одного-месячного хранения образца мг/л	Разница мг/л	Первоначальный раствор мг/л	После одного-месячного хранения образца мг/л	Разница мг/л
Р а с т в о р № 3						
Cl'	1910,0	1560,0	—350,0	1910,0	1370,0	— 540,0
HCO_3'	588,9	169,4	—419,5	588,9	48,8	— 540,1
SO_4''	4095,0	3130,0	—965,0	4095,0	2890,0	—1205,0
Ca''	425,0	239,0	—186,0	425,0	727,0	+ 302,0
Mg''	635,0	119,0	—516,0	635,0	198,0	— 437,0
SiO_2	4,0	52,0	+ 48	4,0	28,0	+ 24,0
R_2O_3	10,0	20,0	+ 10	10,0	28,0	+ 18,0
Р а с т в о р № 4						
Cl'	1130,0	950,0	—180,0	1130,0	700,0	—430,0
HCO_3'	624,2	847,0	+223,0	624,2	10,9	—613,3
SO_4''	1408,0	1130,0	—278,0	1408,0	1130,0	—278,0
Ca''	454,0	368,0	— 86,0	454,0	427,0	— 27,0
Mg''	112,0	20,0	— 92,0	112,0	41,0	— 71,0
SiO_2	0,0	24,0	+ 24,0	0,0	24,0	+ 24,0
R_2O_3	10,0	32,0	+ 22,0	10,0	32,0	+ 22,0

Заключение

Из всех изученных нами пуццолановых портланд-цементов и известково-пуццолановых цементов — цементы с гаурдагской трепеловидной породой оказались наиболее солестойкими.

По нашему мнению, пуццолановый портланд-цемент, полученный с гаурдагской трепеловидной породой, допустим в употреблении при гидротехническом строительстве в районах с грунтовыми водами, обладающими сравнительно высокой минерализацией.

В отношении солестойкости известково-пуццолановых цементов с трепеловидной породой остаются в силе те соображения, которые нами уже высказывались в первом сообщении.

Кроме того, следует отметить, что добавка 10% портланд-цемента к известково-пуццолановым цементам вообще не уменьшает их солестойкости, но значительно увеличивает абсолютную механическую прочность их.

Последнее обстоятельство имеет очень важное значение, т. к. одним из крупных недостатков известково-пуццолановых цементов является слабая механическая прочность их и поэтому к ним обычно добавляют 10% портланд-цемента; опыт же показывает, что такая добавка не оказывает вредного влияния на солестойкость. Интересно отметить влияние химического состава гидравлических добавок на солестойкость цементов, получаемых с ними.

Выше было указано, что третья проба трепеловидной породы отличается от остальных бóльшим содержанием алюминия. Можно было предполагать, что солестойкость цементов, получаемых с этой пробой, будет ниже, чем у цементов с другими пробами, но в действительности вырисовывается несколько другая картина: хотя известково-пуццолановые цементы с этой пробой и показывают меньшую солестойкость по сравнению с цементами, полученными с другими пробами, но пуццолановые портланд-цементы с ней обладают уже более высокой солестойкостью, чем однотипные цементы с другими пробами.

Таким образом, химический состав гидравлической добавки различно влияет на солестойкость пуццолановых портланд-цементов и известково-пуццолановых цементов.

Содержание

	Стр.
• 1. А. В. Троицкий — Нахождение критической глубины	3
2. Л. И. Вальдгард — О движении жидкости в непризматическом русле . .	16
• 3. Ф. Пикалов — О сбойном течении в гидротехнических сооружениях . . .	36
4. М. С. Вызго — Приближенное гидравлическое решение задачи о фильтрации из каналов	48
• 5. Г. О. Хорст — К вопросу проектирования незапираемых ирригационных каналов	55
• 6. С. А. Портнов — Авария пловучей струенаправляющей системы проф. М. В. Потапова на реке Вахш	79
• 7. Е. Д. Рождественский — О солестойкости известково-пуццолановых цементов и пуццолановых портланд-цементов, полученных с гаурдагской трепеловидной породой	85

Ответственный редактор А. И. Алексеев

Технический редактор Е. П. Глаголева

Сдано в производство 20/IV 1939 г.

Подписано к печати 22/X 1939 г.

Уполн. Ташоблагорлита № 3767 Б₂. 6 п. л. 1000 экз.

Ташкент, Узполиграфкомбинат. 1939 г. Заказ № 675.

До пользования книгой просьба внести следующие исправления

Стр.	Строка		Напечатано	Следует читать
	сверху	снизу		
4		6	Выражение (2)	Выражение (3)
7		10	$\left(\frac{m_1 + m_2}{8} \right)^2$	$\frac{(m_1 + m_2)^2}{8}$
10	12		$k\delta \frac{b}{m \Theta}$	$k\delta = \frac{b}{m \Theta}$
11		2	$Q = \omega v = \omega \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} (\Theta - h)^{1/2}$	$Q = \omega v \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} (\Theta - h),$
13	7		$\delta_0 = \frac{b}{M \Theta}$	$b_0 = \frac{b}{m \Theta}$
13		5	$\frac{2,8 \delta_0 + 4}{4,2 \delta_0 + 5}$	$h^0_k = \frac{2,8 \delta_0 + 4}{4,2 \delta_0 + 5}$
14	15		$\frac{\omega^0_k}{B_k} = \Theta (4)$	$\frac{\omega^0_k}{2B^0_k} = \Theta (4)$
49		20	$dq_1 - 2$	$dq_1 = 2$
50		8	$\varphi_2 - y$	$\varphi_2 = y$
53		22	В м	б.м
53		2	при $T = 3$ м, т. е.	не читать
86	таб. 2 графа 8		Коэффициент количества	Коэффициент качества