# ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ




ВЫПУСК

27

ИЗДАТЕЛЬСТВО „НАУКА" УЗБЕКСКОЙ ССР

В. Д. ЖУРИН НОМИДАГИ МЕҲНАТ ҚИЗИЛ БАЙРОҚ ОРДЕНЛИ СУВ ПРОБЛЕМАЛАРИ ВА ГИДРОТЕХНИКА ЎРТА ОСИЁ ИЛМИЙ ТЕКШИРИШ ИНСТИТУТИ

# ГИДРОТЕХНИКА МАСАЛАЛАРИ

27-КИТОБ

## ГИДРАВЛИК ТЕКШИРИШЛАР

ЎЗБЕКИСТОН ССР „ФАН" НАШРИЁТИ

ТОШКЕНТ·1965

СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ
И ГИДРОТЕХНИКИ им. В. Д. ЖУРИНА

# ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК 27

## ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

ИЗДАТЕЛЬСТВО „НАУКА" УЗБЕКСКОЙ ССР
ТАШКЕНТ · 1965

*В сборнике рассматриваются вопросы регулирования потока сквозными конструкциями, деформации русел рек и защиты берегов от размыва, компоновки гидроузлов, регулирования русла и наносов при водозаборе, дается методика расчетов глубины местного размыва за сооружениями и обратного занесения русла в нижних бьефах плотин, приводятся результаты изысканий в области фильтрации и исследований гидравлического сопротивления бурного потока, дана методика измерений элементов турбулентного потока при изучении сопряжений бьефов.*

*Книга рассчитана на научных работников и проектировщиков гидротехнической специальности.*

Ответственный редактор

З. Х. ХУСАН-ХОДЖАЕВ

А. Н. ГОСТУНСКИЙ

# РЕГУЛИРОВАНИЕ ПОТОКА СКВОЗНЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

## § 1. ОСНОВНЫЕ УСТАНОВКИ

Если тело, имеющее наибольшее поперечное сечение $D$ в плоскости, нормальной к направлению его скорости, перемещается в неограниченной жидкости со скоростью $V$ *м/сек*, то давление жидкости на тело, или реакция тела на жидкость, имеет выражение

$$R = \gamma\zeta\frac{v^2}{2g}D \text{ кг}, \tag{1}$$

где $\gamma$ — объемный вес жидкости, *кг/м*$^3$,
$\zeta$ — коэффициент обтекания, зависящий от формы тела и числа Рейнольдса

$$R_l = \frac{v_l\, l}{\nu},$$

причем за $l$ принимается линейный размер тела, а не потока.

С увеличением числа Рейнольдса коэффициент обтекания падает, поэтому при прочих равных условиях конструкции, составленные из мелких элементов, при общей одинаковой площади дадут большую реакцию, чем конструкции из крупных элементов.

Если перемещается не тело, а жидкость, то величина реакции тела будет иная. Это зависит, во-первых, от того, что в движущейся жидкости могут иметь место возмущения, которые влияют на величину коэффициента обтекания $\zeta$, а, во-вторых, от того, что в случае последовательного обтекания расположенных по направлению скоростей тел обтекающий поток начинает приобретать определенную форму.

Структура неограниченного потока жидкости, обтекающего последовательно расположенные препятствия, будет характеризоваться тем, что одинаковые до того во всей толще потока скорости распределятся таким образом, что по оси обтекания они станут уменьшаться, а по мере удаления от нее будут стремиться к первоначальной их величине. Иными словами, кривая распределения скоростей при обтекании последовательно расположенных препятствий в потоке создается в зависимости от их свойств. Если, кроме того, сам поток имеет ограниченные стенами размеры, то он и до обтекания характеризуется определенной кривой распределения скоростей, и в этом случае одна структура будет накладываться на другую.

Помимо структуры потока, на величину реакции обтекаемых тел влияет изменчивость коэффициента обтекания, который зависит от взаимного расстояния препятствий. При достаточно далеком расстоянии

между ними величина коэффициента близка величине его при обтекании одиночного тела. В противном случае возникает гидродинамическое затенение, снижающее величину реакции тела, которая отражается на коэффициенте обтекания, поскольку истинная величина скорости обтекания неизвестна.

Изложенное показывает, насколько сложно аналитическое определение величины сопротивления, вводимого в ограниченный стенками поток. Только динамометрическое определение реакции конструкций в конкретных условиях их работы может дать точную ее величину.

Однако для расчетов необходимо иметь достаточно точное аналитическое выражение сопротивлений конструкций.

Стремиться к особой точности формул не имеет смысла, так как установленные в поток конструкции под влиянием растительного мусора, который они задерживают и роль которого может быть весьма значительна, непременно меняют сопротивление. Так, некоторые из сквозных конструкций, например сетки С. Т. Алтунина, рассчитываются только на сопротивление от задержанного сетками мусора, тогда как сопротивление самих сеток ничтожно. Уместно отметить выгодность применения тонких конструкций, особенно хорошо задерживающих мусор.

Итак, если не предъявлять высоких требований к точности аналитических выводов, основную их цель следует видеть в раскрытии гидравлической сущности взаимодействия потока и сквозных конструкций, что необходимо для правильной методики их проектирования. При этом необходимо учитывать, что точность расчетов не должна выходить из пределов, обычных для формул речной гидравлики (примерно 25%).

Как сказано выше, основное условие, определяющее величину реакции введенных в поток конструкций, — его структура, являющаяся результатом воздействия на поток бытовых условий (стенок) и введенных в него сопротивлений.

Вследствие этого существенно важен выбор основной формулы для распределения осредненных скоростей в потоке.

Поскольку вытянутые в ряды сквозные конструкции могут рассматриваться как стенки, применение одночленных парабол с вертикальной осью и других кривых с нулевой скоростью на стенке здесь невозможно, а так как одновременно с конструкциями приходится иметь дело и с ложем потока, то и для бытовых условий надо брать формулы с конечными скоростями на стенках.

Этим условиям отвечает парабола 2-й степени с горизонтальной осью Буссинеска-Базена, представленная уравнением (2).

Величина внутреннего трения жидкости выражается $\frac{dv_z}{dz}$, трение по дну принимается равным

$$\gamma B v_{\text{дон}}^2.$$

Из этих основных положений выводится уравнение кривой распределения осредненных скоростей по вертикали:

$$v_z = v\left[1 + \frac{k}{6C}\left(1 - 3\frac{z^2}{h_z}\right)\right], \qquad (2)$$

где $v$, $v_z$ — средняя по сечению и на расстоянии $z$ скорость, *м/сек*,

$z$ — расстояние от поверхности, *м*.

$k = 20\sqrt{g}$,

$C$ — коэффициент Шези.

## § 2. РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В бытовых условиях структура потока определяется сопротивлением ложа. В частности, в плоском потоке глубиной $h$ она зависит только от сопротивления дна, то есть от его шероховатости, или величины коэффициента $C$ в формуле Шези.

Всякое сопротивление, вносимое в поток помимо дна, изменяет распределение скоростей по вертикали и, следовательно, отражается на структуре потока.

Как показывают опыты, сопротивления, введенные в поток и распределенные равномерно по его глубине и ширине (например, свайные ряды, захватывающие настолько достаточную по ширине и длине полосу, что ее можно рассматривать как плоскую с равномерным режимом), выравнивают скорости по сечению.

Это видно из сопоставления бытового и зарегулированного распределения скоростей по вертикали в опытном лотке. Принимая поверхностную скорость в лотке за единицу, получаем значения донной скорости:
средняя вертикаль без рядов — 0,31,
средняя по ширине с тремя рядами на всю глубину — 0,74,
то же с четырьмя рядами — 0,94 *м/сек*.

В последнем случае донная скорость мало отличается от поверхностной.

## § 3. КОНСТРУКЦИИ, РАСПОЛОЖЕННЫЕ НЕ НА ПОЛНУЮ ГЛУБИНУ ПОТОКА

Регулирование часто, помимо снижения расходов, проводится для изменения режима скоростей в непосредственной близости у ложа потока, то есть у его берегов или дна с целью предупреждения размыва или создания условий для наращивания ложа за счет отлагающихся наносов.

Очевидно, при таком регулировании важно не столько снижение средней скорости потока, сколько скорости у его границ. Выше показано, что равномерное распределение сопротивлений по сечению потока приводит к выравниванию эпюры распределения скоростей, то есть повышает отношение граничных скоростей к средней, что при незначительном снижении средней скорости может дать даже повышение скоростей на границах.

Это особенно наглядно показывают наши опыты с камышовыми рядами, когда при равномерном распределении сопротивлений наблюдался размыв дна, хотя средняя скорость и понижалась.

Если сопротивления располагаются преимущественно в верхних слоях потока, то размывы дна оказываются еще сильнее, что видно по результатам двух опытов, в которых одни и те же конструкции ставились на разном расстоянии от дна.

Такое же отрицательное влияние на режим донных скоростей наблюдается и при установке щитов М. В. Потапова, поскольку эту конструкцию можно рассматривать как систему сопротивлений, приложенных к верхним слоям потока.

Рассмотрим условия работы сопротивлений в придонном слое потока.

Пусть $h_1$ — высота слоя, занятого равномерно расположенными элементами регулирующей конструкции.

Как показано выше, равномерно распределенные элементы создают в зоне их расположения условия для равномерного распределения скоростей, поэтому принимаем по всей высоте $h_1$ одну скорость $v_1$.

Так как у самого дна вследствие его сопротивления скорость несколько меньше, то такое предположение пойдет в „запас прочности".

Для остальной части потока глубиной $h - h_1$, расположенной выше, скорость $v_1$ будет донной скоростью.

Пусть средняя скорость верхнего слоя выражается $v$.

Для установившегося режима можем написать по Буссинеску:

$$v = v_1 + 4{,}8\sqrt{gi(h - h_1)}. \qquad (3)$$

Погонный расход зарегулированной полосы будет иметь выражение

$$q = v(h - h_1) + v_1 h_1$$

или, принимая во внимание (3),

$$q = (h - h_1)\left[v_1 + 4{,}8\sqrt{gi(h - h_1)}\right] + v_1 h_1. \qquad (4)$$

Формула (4) показывает, что при заданной донной скорости погонный расход будет уменьшаться с увеличением высоты $h_1$. Таким образом, один и тот же эффект по защите дна будет достигнут с наименьшим стеснением русла при наименьшей высоте слоя, занятого регулирующими конструкциями.

Рассмотрим конструкции в виде продольных рядов, составленных из одинаковых элементов (например, полос, занятых рядами кольев, тетраэдров, спиралей, гирляндами треугольников и т. п.; в приведенных примерах элементами будут один кол, тетраэдр, треугольник, виток спирали).

За основной размер во всех случаях принимается толщина стержней $d_{,м}$, из которых выполнены элементы конструкций. Все остальные размеры выражаем через толщину:

высота конструкции — $\alpha d$;
ширина — $\beta d$;
длина стержней в элементе конструкции — $\sigma d$;
шаг, то есть расстояние между осями элементов, — $\lambda d$;
площадь дна, занимаемая одним элементом, — $\beta\lambda d^2$;
объем, занимаемый одним элементом, — $\alpha\beta\lambda d^3$;
длина стержней на $м^2$ дна — $\frac{\sigma d}{\beta\lambda d^2} = \frac{\sigma}{\beta\lambda d}$;
сопротивляющаяся воде площадь стержней на $м^2$ дна — $D_1$;

$$D_1 = \frac{\sigma}{\beta\lambda d} \times d = \frac{\sigma}{\beta\lambda};$$

объем стержней на $м^2$ дна $\frac{\sigma}{\beta\lambda d} \cdot \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\sigma\pi d}{4\beta\lambda}$,

устойчивость сдвигу $\eta = \dfrac{(\delta - 1)\gamma\sigma\pi d\mu}{4\beta\lambda\gamma\zeta \dfrac{v_1^2}{2g} \cdot \dfrac{\sigma}{\beta\lambda}} = \dfrac{\mu(\delta - 1)\pi g d}{2\zeta v_1^2}$, (5)

где $\delta$ — удельный вес материала,
$\mu$ — коэффициент трения,
$\eta$ — коэффициент запаса.

Итак, делаем выводы для геометрически подобных конструкций:

1. Тормозящий эффект (реакция) не зависит от диаметра и для данной конструкции есть величина постоянная (при одинаковых скоростях).

2. Напряжение материала не зависит от диаметра, следовательно, конструкции равнопрочны.

3. Устойчивость сдвигу и опрокидыванию для незакрепленных конструкций пропорциональна величине диаметра.

4. Эффективность использования материала обратно пропорциональна диаметру. Следовательно, тонкие конструкции вообще выгоднее. Для незакрепленных конструкций предел уменьшения диаметра определяется условиями устойчивости.

Для квадратного метра зарегулированного дна

$$\gamma h (i - i_{кр}) = \gamma \zeta \frac{v_1^2 \sigma n}{2g\beta\lambda}, \qquad (6)$$

где $i_{кр}$ — критический неразмывающий уклон в бытовом состоянии при глубине $h$,

$n$ — число уложенных по высоте слоев конструкции.

Следовательно,

$$n \geqslant \frac{2g\beta\lambda h (i - i_{кр})}{\zeta \sigma v_1^2}. \qquad (6')$$

Заметим, что в правую часть входят величины $\beta$, $\lambda$, $\sigma$ и $\zeta$, определяемые принятой конструкцией, и $v_1$ — величина допускаемой скорости для данного грунта.

Таким образом, неизвестным остается только число слоев $n$.

Высота зарегулированного слоя $h_1 = \alpha d n$.

Так как прочность конструкции не зависит от диаметра, то можно сделать только поверочный расчет, удовлетворяет ли принятый материал данному типу конструкции.

Нижний предел диаметра для незакрепленных конструкций на сдвиг определяется по (5):

$$d \geqslant \frac{2\eta\zeta v_1^2}{\mu\pi g (\delta - 1)}. \qquad (7)$$

Для спиралей из стальной проволоки $\alpha = \beta$; $\sigma = \pi\alpha$.

Допускаемое сопротивление на кручение

$$k_d = 1200 \ кг/см^2.$$

Допускаемый момент на скручивание

$$M_d \leqslant \frac{\pi d^3}{16} k_d \ кг \cdot см.$$

Скручивающий момент для одного витка

$$M_d = \pi\alpha d d \gamma \zeta \frac{v_1^2}{2g} \cdot \frac{\alpha d}{2} = \frac{\pi\alpha^2 d^3}{4g} \gamma \zeta v^2 \ кг \cdot см.$$

Следовательно, $\alpha = \frac{180}{v_1}$.

Так как из конструктивных соображений $\alpha \leqslant 100$, то спирали могут применяться при донных скоростях до 2 *м/сек*, тогда как для песка допускаемые донные скорости значительно меньше. Итак, для песчаных русел нет ограничений в применении спиралей. По условиям устойчивости незакрепленных спиралей с коэффициентом запаса

$\eta = 2$ и при $\mu \simeq 1$ имеем по (5):

$$d \geqslant \frac{2 \cdot 2 \cdot 0{,}9 \cdot v_1^2}{1 \cdot \pi g (7{,}8 - 1)} \simeq 0{,}02\, v_1^2 \ \ м. \tag{8}$$

Было бы ошибочно принимать для расчетов величины бытовых скоростей, поскольку конструкции (раз они уложены) не допускают повышения скоростей, определенных расчетом.

Однако на верхний участок креплений поступает вода с бытовыми скоростями, которые должны быть погашены. Это требует усиления крепления, если оно предельно нагружено.

## § 4. СПИРАЛИ

Для спиралей имеем $\alpha = \beta$; $\sigma = \pi\alpha$; $\lambda = 12{,}5$; $\zeta = 1{,}25$. Следовательно, (6′) принимает вид

$$n = \frac{80\ h\ (i - i_{кр})}{v_1^2}. \tag{10}$$

Полагая по Соколовскому $v_1 = 0{,}6 \cdot 17\, h^{1}/_{2}\, i^{0{,}4}$, имеем

$$i = \varphi i_{кр}\ ,\ n = 0{,}8\,(\varphi - 1)\, i_{кр}^{0{,}2}. \tag{11}$$

Для одного ряда

$$\varphi = \frac{1{,}2}{i_{кр}^{0{,}2}} + 1. \tag{12}$$

Очевидно, $\varphi$ — коэффициент запаса крепления дна спиралями. Принимая для мелкого песка $i_{кр} = 1{,}2 \cdot 10^{-4}$, получаем:

$$\varphi = \frac{1{,}2}{(1{,}2 \cdot 10^{-4})^{0{,}2}} + 1 \simeq 7{,}5. \tag{13}$$

Итак, спирали имеют очень большой запас, то есть создают значительно большее сопротивление, чем требуется для нормального снижения скоростей. Поэтому их можно ослаблять, что достигается увеличением шага и более редкой укладкой полос.

Если спирали уложены в шахматном порядке, то, принимая $n = 0{,}5$, получим по (13) для одного слоя, эквивалентного половине полного, $\varphi \simeq 4$.

Опыты со спиралями для электроплиток в лаборатории для сравнения устойчивости песка в натуральных условиях при покрытии сетками 100% площади ($n = 1$) дали следующие значения увеличения устойчивости песка под ними, характеризуемые отношением уклонов $i_p$ и $i_{кр}$ соответственно при защищенном и незащищенном ложе.

| Глубина воды, *см* | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Песок, $d = 1{,}0$ *мм* | 3,2 | 3,7 | 4,5 | 4,8 | 4,7 | 4,7 |
| Песок, $d = 0{,}5$ *мм* | 5,2 | 5,8 | 6,2 | 5,8 | 5,5 | 5,5 |

Итак, спирали могут защитить приблизительно при скоростях, вдвое больше бытовых.

## § 5. УЧАСТОК НЕРАВНОМЕРНОГО РЕЖИМА

Пусть на некоторой длине $l$ участка крепления средняя скорость переходит от бытовой величины $v_0$ до $v_1$. Если при этом дно воспринимает нагрузку от уклона $i_{кр}$, то на долю регулирующих конструкций приходится реакция от бытового уклона, поскольку он превышает критический, то есть от уклона $i - i_{кр}$, и, кроме того, реакция импульса сил от преобразования количества движения при изменении скоростей от $v_0$ до $v$.

Обозначая для полосы шириной один метр величину этого импульса $\Delta R$, получаем

$$\Delta R = \frac{\gamma h}{g}\left(v_0^2 - v^2\right).$$

С другой стороны, рассматривая изменение количества движения как некоторый добавочный уклон участка $\Delta i$, имеем

$$\gamma h l \Delta i = \frac{\gamma h}{g}\left(v_0^2 - v^2\right);$$

следовательно,

$$\Delta i = \frac{v_0^2 - v^2}{gl}. \qquad (14)$$

Уравнение (14) показывает, что при неравномерном режиме длина участка крепления определяет величину добавочного уклона $\Delta i$, а следовательно, и потребную сопротивляющуюся площадь защитной конструкции, тогда как на участках равномерного режима при постоянных скоростях длина участка не входит в расчет крепления.

Итак, для участка неравномерного режима средний расчетный уклон $i_p = i - i_{кр} + \Delta i.$ (15)

Величина $\Delta i$ может значительно превосходить величину $i$.

Отсюда следует, что выбору длины крепления надо уделять самое серьезное внимание, а не ограничиваться только креплением непосредственно угрожаемого участка, как это часто делается.

Для расчета конструкций необходимо знать действующую на них скорость $v_1$, которая будет так же менять свою величину, как и средняя.

Пусть на расстоянии $x$ от начала участка средняя и донная скорости будут соответственно $v_x$ и $v_{1,x}$, а уклон $\Delta i_x$.

По Буссинеску

$$v_x = v_{1,x} + 4{,}8\sqrt{gh\Delta i_x}. \qquad (16)$$

Полагая, что сила влечения $\gamma h i_{кр}$ $кг/м^2$ от бытового уклона воспринимается сопротивлением дна и основными конструкциями, будем считать, что импульсы сил, уравновешивающих изменение количества движения, равны реакции площади сопротивления на $\Delta D_1$ одного квадратного метра дна.

Тогда

$$\gamma\zeta \frac{v_{1,x}^2}{2g}\,\Delta D_1 dx = -\frac{\gamma h}{g}\,dv_x^2$$

или

$$v_{1,\,x} = \sqrt{\frac{-2h}{\zeta \Delta D_1} \cdot \frac{dv_x^2}{dx}}. \qquad (17)$$

Заметим, что выражение $-\frac{dv_x^2}{dx}$ эквивалентно добавочному уклону $\Delta l_x$, то есть

$$g\Delta i_x = -\frac{dv_x^2}{dx}. \qquad (18)$$

Следовательно, по (16), (17) и (18) имеем, исключая $v_{1,\,x}$:

$$\sqrt{\frac{-2h}{\zeta \Delta D_1} \cdot \frac{dv_x^2}{dx}} = v_x - 4{,}8\sqrt{-h\frac{dv_x^2}{dx}}$$

или

$$-\frac{dv_x^2}{dx} = \frac{v_x^2}{h\left(\sqrt{\frac{2}{\zeta \Delta D_1}} + 4{,}8\right)^2} = g\Delta i_x. \qquad (19)$$

Запись (19) показывает, что при постоянной величине сопротивлений $\Delta D_1$ величина добавочного уклона $\Delta i_x$ изменяется от начала к концу участка крепления пропорционально квадрату скорости.

Интегрируя, получаем

$$\frac{x}{h\left(\sqrt{\frac{2}{\zeta \Delta D_1}} + 4{,}8\right)^2} = 2 \ln \frac{v_0}{v_x}. \qquad (20)$$

По условиям неразмываемости дна $v_{1,\,x} \leqslant v_1$ — допускаемая донная скорость.

Тогда по (17) и (19) имеем

$$\Delta D_1 = \frac{(\varphi_0 - 1)^2}{11{,}5\ \zeta}, \qquad (21)$$

где $\varphi_0 = \frac{v_0}{v_1}$.

Выражая $\Delta D_1$ через конструктивные коэффициенты, получаем для конструкции $n$ слоев

$$\Delta D_1 = \frac{\sigma}{\beta\lambda} n. \qquad (22)$$

Следовательно,

$$n = \frac{\beta\lambda(\varphi_0 - 1)^2}{11{,}5\ \zeta\sigma}. \qquad (23)$$

В частности, для спиралей из проволоки ($d = 5 \div 10$ *мм*) $\zeta = 1{,}25$;

$$\sigma = \pi\alpha;\ \beta = \alpha;\ \lambda = 12{,}5.$$

$$\frac{\alpha \cdot 12{,}5\,(\varphi_0 - 1)^2}{11{,}5 \cdot 1{,}25\ \pi\alpha} = 0{,}28\,(\varphi_0 - 1)^2.$$

Итак, для спиралей

$$n = 0{,}28\,(\varphi_0 - 1)^2. \qquad (24)$$

Так как по условиям выполнения $n \geqslant 0{,}5$ (шахматное расположение), то имеем:

$$0{,}5 \geqslant 0{,}28\,(\varphi_0 - 1)^2,$$

откуда

$$\varphi_0 \leqslant 2{,}35.$$

Это значит, что наиболее слабая конструкция из спиралей (один слой при 50% покрытия площади) может принять поток со средней скоростью $v_0 = 2{,}35\ v_1$, где $v_1$ — допускаемая для песка донная скорость.

По (24) имеем для входной скорости

$$\frac{v_0}{v_1} = \varphi_0 \leqslant 1 + 1{,}9\sqrt{n}. \qquad (25)$$

Пусть $n$ слоям соответствует величина $\varphi_n$. Найдем величину $\varphi_x$, которая соответствовала бы конструкции, ослабленной на один или половину слоя, то есть имела бы $n - k$ слоев,
где $k = 0{,}5$ или $1{,}0$.

Применяя уравнение (25), получим

$$\varphi_x \leqslant 1 + 1{,}9\sqrt{n-k}. \qquad (26)$$

Возвращаясь к (20), принимая во внимание (21), имеем

$$x = 46\,h\left(\frac{\varphi_0}{\varphi_0 - 1}\right)^2 \ln\frac{\varphi_0}{\varphi_x}. \qquad (27)$$

Величина $\varphi_x$, определенная по (26), будет концевой для участка из $n$ слоев и начальной для участка из $n - k$ слоев.

Длину участка $x_n$ из $n$ слоев найдем, подставляя в (27) значения $\varphi_0$ и $\varphi_x$ по (25) и (26).

Таким образом, получаем

$$x_n = 46\,h\left(\frac{0{,}53}{\sqrt{n}} + 1\right)^2 \ln\frac{1+1{,}9\sqrt{n}}{1+1{,}9\sqrt{n-k}}. \qquad (28)$$

Если для участка равномерного режима с уклоном $i$ и глубиною $h$ оказывается достаточной с избытком минимальная мощность крепления, то есть покрытие 50% площади ($n = 0{,}5$), то на этом покрытии будет закончен также и участок неравномерного режима при полном покрытии ($n = 1$).

Длину этого участка $x$ получим, принимая в (28) $n = 1$, $k = 0.5$. Следовательно,

$$x_1 = 46\,h\left(\frac{0{,}53}{\sqrt{1}} + 1\right)^2 \ln\frac{1+1{,}9\sqrt{1}}{1+1{,}9\sqrt{0{,}5}} = 23\,h.$$

Соответственно для участков при $n = 1{,}5;\ 2{,}0;\ 2{,}5;\ 3{,}0$ и т. д. получаем $x_{1,5} = 13{,}5\ h$; $x_2 = 8{,}7\ h$; $x_{2,5} = 7{,}3\ h$; $x_3 = 5{,}9\ h$; $x_4 = 3{,}9\ h$.

## § 6. ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. В соответствии с материалом русла принимается средняя по сечению расчетная неразмываемая скорость $v$.

Например, для условий Амударьи (Нормы Главтранспроекта, 1952 г., „Справочник по гидротехнике", табл. 7—25) принимаем $v = 0{,}75$ *м/сек* при глубине $h = 3$ *м*.

2. Определяется соответственная донная скорость $v_1$ по формуле Буссинеска:

$$v_1 = v - 4{,}8\sqrt{ghi},$$

причем уклон, если он не задан, определяем по формуле Соколовского:

$$v = 17\ h^{0,5}\ i^{0,4},$$

откуда $i = \left(\frac{0{,}75}{17 \cdot 3^{0,5}}\right)^{2,5} \simeq 10^{-4}$;

следовательно, имеем

$$v_1 = 0{,}75 - 4{,}8\sqrt{g \cdot 3 \cdot 10^{-4}} \simeq 0{,}5\ \text{м/сек}.$$

3. Наибольшее значение $\varphi_0$ определяется по наибольшей скорости входа $v_0$. Пусть $v_0 = 2{,}5$ *м/сек*. Следовательно,

$$\varphi_0 = \frac{v_0}{v} = \frac{2{,}5}{0{,}5} = 5.$$

4. По уравнению (24) определяется наибольшее значение $n$:

$$n = 0{,}28\,(\varphi_0 - 1)^2 = 0{,}28 \cdot 4^2 = 4{,}5.$$

5. Общая длина переходного участка будет около 70 *м*.

6. Очевидно, следует избегать применения спиралей для резкого изменения скоростей, поскольку их назначение — защита дна на участках избыточных уклонов.

Если вода подходит с большими скоростями, то более рационально защитить головной участок шпорой, а основание ее тюфяками из спиралей.

С другой стороны, можно развивать крепление вверх, чтобы предупредить разгон скоростей. Располагать защитные сооружения непосредственно на самом угрожаемом участке, как это обычно делается, нерационально, это обычно не дает хороших результатов. В регулировочных и защитных мероприятиях больше чем где бы то ни было необходимы систематические действия.

С. Х. АБАЛЬЯНЦ

# ГЛУБИНА РАЗМЫВА У БЕРЕГОЗАЩИТНЫХ КРЕПЛЕНИЙ НА АМУДАРЬЕ

Вопросы размыва берегов Амударьи и их защиты привлекают внимание в связи с большим ущербом, приносимым этим явлением в ее нижнем течении. Значительная протяженность берегов, подверженных размыву, и неэффективность применения тяжелых поперечных шпор в условиях Амударьи вызывают необходимость устройства продольных береговых креплений на участках, нуждающихся в защите.

Такими участками в условиях естественного режима реки могут быть берега в районе бесплотинного водозабора, жилых и промышленных объектов и ценных угодий, а также в верхнем и нижнем бьефах низконапорной плотины (например, Тахиаташский гидроузел).

Существующие методы расчета береговых креплений или построены применительно к предгорным участкам рек, или не относятся прямо к данной задаче. Так, в практике проектирования широко применяются две расчетные формулы для определения глубины размыва у береговых креплений: И. А. Бузунова, выведенная для предгорных участков рек с учетом отмостки воронки размыва крупным камнем, и И. А. Ярославцева, выведенная для определения глубины размыва у мостовых опор [2, 3, 4].

Вопрос о глубине размыва у береговых креплений равнинных участков рек, текущих в неустойчивом песчаном русле, целесообразно рассмотреть заново, исходя по возможности из наиболее простых и наглядных представлений.

## § 1. СХЕМА РАЗМЫВА И МЕТОД РЕШЕНИЯ

Предположим, что размыв дна у берегового крепления или у стенки происходит в результате поперечного свала к берегу части речного потока с максимальными значениями погонного расхода, глубины и средней по глубине скорости течения, свойственными потоку и руслу на данном участке. Если же такого свала нет и течение направлено вдоль преграды, то глубина дна около нее не может быть больше обычной максимальной глубины русла на данном участке.

Известно, что поток, встречаясь с преградой, изменяет свое направление, не изменяя существенно скорости течения, поэтому мы можем считать, что наш поток, встретившись со стенкой, повернет книзу с прежним значением скорости, но затем, находясь в водной среде, будет постепенно расширяться, как затопленная турбулентная струя. Далее, у дна, поток поворачивает в сторону от стенки, размывая дно до тех пор,

пока скорость течения, уменьшаясь, не достигнет некоторого предельного значения, при котором размыв прекращается. Схема такого движения показана на рис. 1.

Таким образом, общая схема размыва принимается близкой к схеме И. А. Бузунова [2], но решение будет иным.

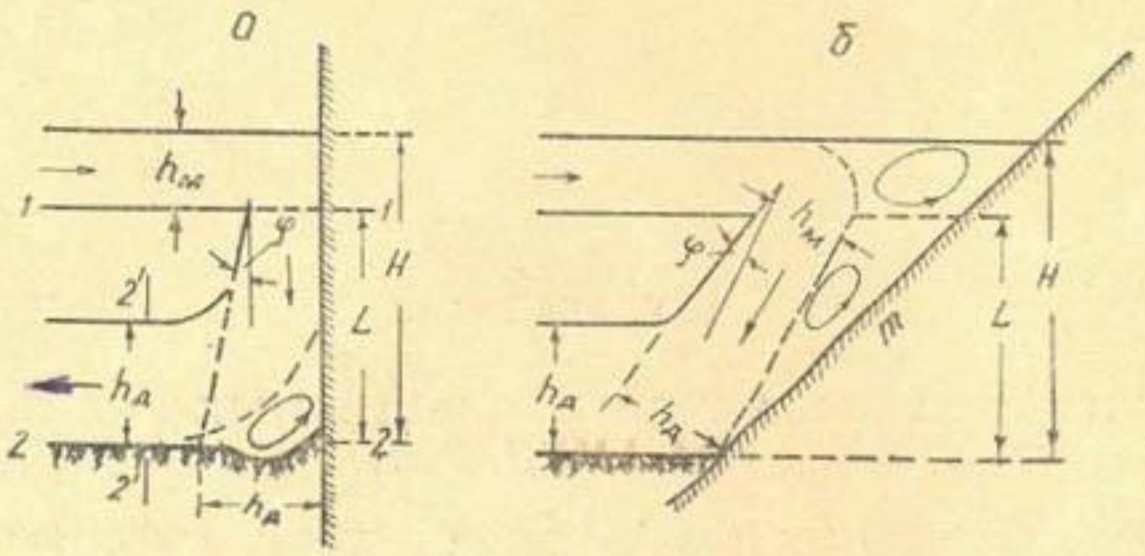



Рис. 1. Схема размыва дна у берегового крепления.

*а* — с вертикальной стенкой, *б* — с наклонной.

Поток, устремляясь к стенке, совершает далее движение, подобное винтовому, опускается по стенке под углом к урезу, равным углу встречи потока со стенкой, и под тем же углом отходит от стенки у дна. В пределе под прямым углом встречи поток под таким же углом устремляется вниз по стенке. Если стенка не вертикальная, а наклонная (откос), то поток направляется вниз с наклоном, по-видимому, меньшим, чем наклон стенки (рис. 1 б).

Примем условно за начало струи створ 1—1 со скоростью и толщиной, равными скорости $v_м$ и толщине (глубине) $h_м$ потока на подходе к стенке, а за ее конец — створ 2—2 по дну реки после прекращения размыва со скоростью течения $v_д$ и толщиной $h_д$. В сечении $2'—2'$, то есть сразу за поворотом струи у дна, скорость и толщина будут такими же, что и в сечении 2—2, то есть $v_д$ и $h_д$.

Далее будем считать, что условия неразмываемости определяются, главным образом, режимом возвратного движения струи у дна в горизонтальном направлении от стенки. В области же нисходящего движения, непосредственно у стенки, в связи с поворотом возникают местные вальцы с движением у дна в сторону стенки (рис. 1 а). Эти вальцы и вызываемые ими деформации дна, по-видимому, невелики по размерам и ими в первом приближении можно пренебречь. Допущения, подобные вышесказанному, делались и ранее, в частности, И. А. Бузуновым.

Длина струи $L_0$ связана со своей проекцией на вертикальную плоскость, нормальную к стенке $L$, то есть с глубиной погружения сечения 2—2 под сечением 1—1 зависимостью

$$L_0 = \frac{L\sqrt{1 + (\beta m)^2}}{\sin \alpha}, \qquad (1)$$

где $\alpha$ — угол встречи потока со стенкой,

$m$ — заложение откоса,

$\beta$ — коэффициент, меньший единицы.

С другой стороны, длина струи определяется из уравнения

$$h_д = h_м + kL_0 = \frac{v_м h_м}{v_д},$$

$$L_0 = \frac{1}{k} h_м \left( \frac{v_м}{v_д} - 1 \right), \qquad (2)$$

где $k$ — тангенс угла расширения струи $\varphi$. Из (1) и (2) находим

$$L = h_м \frac{\sin\alpha}{k\sqrt{1 + (\beta m)^2}} \left( \frac{v_м}{v_д} - 1 \right). \qquad (3)$$

Искомая глубина размыва

$$H = h_м + L = h_м \left[ 1 + \frac{\sin\alpha}{k\sqrt{1 + (\beta m)^2}} \left( \frac{v_м}{v_д} - 1 \right) \right]$$

или

$$H = Ch_м, \qquad (4$$

где

$$C = 1 + \frac{\sin\alpha}{k\sqrt{1 + (\beta m)^2}} \left( \frac{v_м}{v_д} - 1 \right). \qquad (5)$$

Правая часть уравнения (5) обращается в единицу в двух случаях: при $\alpha = 0$ и при $v_м = v_д$. В обоих случаях глубина у стенки равна наибольшей глубине потока на данном участке. Заметим, что для нашей расчетной схемы необходимо, чтобы соблюдалось условие $H \geqslant h_м + h_д$. При $h_м + h_д > H > h_м$ мы имеем некоторую переходную область, для которой можно также с известным допущением пользоваться уравнением (5).

Перейдем к выяснению величин, входящих в уравнение (5).

Величина $K$ — тангенс угла расхождения струи $\varphi$ — согласно данным теории и опыта [1], заключается в узких пределах, и ее можно принять средней:

$$k \approx 0{,}2. \qquad (6)$$

Угол свала или встречи потока со стенкой $\alpha$ определяется, исходя из конкретной конфигурации потока на данном участке и защищаемого берега. У верхового оголовка этот угол может быть максимальным или близким к 90—60°. По основной же линии берегового крепления он может оказаться не более 20—30°, достигая в редких случаях 45°.

Коэффициент $\beta$ можно получить из опытных данных и рекомендаций, имеющихся в литературе. Согласно данным С. Т. Алтунина [2], для откосов с заложением от 1 до 3 этот коэффициент заключается в пределах 0,83—0,64, а по данным К. Ф. Артамонова [6], имеем соответственно 0,92—0,79.

Примем (с осторожностью) $\beta = 0{,}6$.

Глубина и скорость течения части речного потока, сваливающегося на стенку и образующего струю размыва, представляют собой, как указывалось, наибольшие значения глубины и скорости на данном участке реки. Эти значения должны быть получены путем изучения гидрометрических данных на створах, располагаемых на участке защиты. Приближенные соотношения между наибольшими и средними значениями глубины и скорости течения можно выявить на основе следующих общих соображений.

Г. В. Железняков [8] указывает, что параболический профиль является наилучшим аналогом естественного профиля живого сечения. В параболическом сечении наибольшая глубина в полтора раза больше средней. По многочисленным данным, приведенным Г. В. Железняковым, приблизительно такое соотношение имеет место и в естествен-

42011

ных реках. В плесовых участках рек наибольшая глубина бывает у вогнутого берега, но указанное соотношение сохраняется.

Следует отметить, что и в такой реке с неустойчивым руслом, как Амударья, отношение наибольшей глубины к средней бывает обычно близким к полутора. По поперечникам близ Тахиаташа, использованным для расчетов по проекту плотины, получены такие отношения наибольшей глубины к средней: 1,36; 1,78; 1,57; 2,10; 1,65; 1,73; 1,60 и 1,30.

Рассмотрение 30 выборочных поперечников Амударьи с расходами более 1000 $м^3/сек$ у гидропоста Чатлы за 1953—1960 гг. показывает, что отношение наибольшей глубины к средней, заключаясь в пределах 1,1—2,0, составляет в среднем 1,57, причем отдельные значительные отклонения в большую сторону связаны с явно выраженным раздвоением русла [11].

Согласно изложенному, и для Амударьи отношение наибольшей глубины к средней может быть принято приблизительно

$$\frac{h_m}{h_{ср}} \approx 1{,}5, \tag{7}$$

где $h_c$ — средняя глубина потока.

Средняя бытовая глубина определяется по гидрометрическим данным по участку. Если же участок реки зарегулирован, например, устройством системы берегоукрепительных сооружений, стесняющих русло, то ее следует определять расчетом, согласно рекомендациям, приведенным в курсах регулирования русел.

Весьма важное значение имеет величина наибольшей скорости течения. Ее также, как указывалось, можно определить по материалам гидрометрических наблюдений на данном участке. Отношение наибольшей (средней по вертикали) скорости течения к средней по сечению может быть выявлено из таких общих соображений.

Полагая сечение русла параболическим (или приводимым к нему) и скорость течения изменяющейся по ширине в соответствии с местной глубиной, получим приближенные выражения для средней скорости по сечению и скорости по вертикали с наибольшей глубиной:

$$v_c = C_0 R^{1/3} i^{0.5},$$

$$v_м = C_0 h_м^{2/3} i^{0.5}.$$

Учитывая, что для широких русел гидравлический радиус и средняя глубина приблизительно равны, имеем

$$\frac{v_м}{v_c} = \left(\frac{h_м}{h_c}\right)^{2/3} = 1{,}5^{2/3} = 1{,}31.$$

По натурным данным Г. В. Железнякова, отношение это в среднем оказалось равным 1,30, то есть близким к расчетному. Однако на Амударье это отношение значительно больше, чем полученное.

По указанным тридцати выборочным данным по гидропосту Чатлы, отношение наибольшей (средней по глубине) скорости к средней по сечению составляет 1,8, причем в пяти случаях оно равно 2,0 и в одном — 2,2. Это обстоятельство составляет одну из особенностей Амударьи, связанную с неустойчивостью ее русла.

Следует отметить отсутствие на Амударье ясно выраженной связи между отношением наибольшей скорости к средней и величиной расхода. Это отношение с увеличением расхода не растет, а скорее уменьшается. В пяти случаях с расходами 2000—2500 *м³/сек* отношение наибольшей скорости к средней заключается в пределах 1,4—2,2, в других пяти случаях с расходами 4000—4600 *м³/сек* — 1,4—2,0, в одном случае с расходом 5320 *м³/сек* — 1,7 и в одном — с расходом 6500 *м³/сек* — 1,4. Этим можно объяснить, что явление дейгиша не обязательно связано с большими расходами реки.

Большое расхождение между наибольшей и средней скоростями течения можно объяснить тем, что поперечный и продольный профили дна на Амударье в отличие от рек с устойчивым руслом состоят из чередующихся гладких участков обычно с большой глубиной и участков сильно „пересеченных" с большой извилистостью. Если эту извилистость отнести условно только к поперечному профилю, то можно сделать несложный расчет. Обозначим отношение периметра русла к периметру соответствующей параболы, то есть „коэффициент извилистости" профиля, через $\varepsilon$. Тогда

$$v_c = C_0 \left(\frac{h_c}{\varepsilon}\right)^{2/3} i^{0,5},$$

$$v_м = C_0 h^{2/3} i^{0,5},$$

откуда, полагая по-прежнему $h_м : h_c = 1,5$, получим

$$\varepsilon = \frac{2}{3}\left(\frac{v_м}{v_c}\right)^{3/2}.$$

Если подставить в это выражение отношение $v_м : v_c = 1,8$, то

$$\varepsilon \approx 1,6.$$

Такую среднюю величину коэффициента извилистости профиля для Амударьи можно считать вполне реальной.

Для условий Амударьи, учитывая изложенное, можно принять при отсутствии наблюдений приближенное значение отношения скоростей течения равным полученному выше среднему значению, а именно:

$$\frac{v_м}{v_c} \approx 1,8. \qquad (8)$$

Принимать это отношение больше указанного не целесообразно, так как возможные ее отклонения в большую сторону компенсируются в расчете большим значением расчетного расхода и соответствующей глубины.

Вопрос о величине $v_д$, средней скорости течения струи у дна, при которой прекращается размыв, рассматривается ниже.

## § 2. РЕЖИМЫ ДВИЖЕНИЯ И ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЙ

Величина средней скорости течения струи у дна, при которой прекращается размыв, связана с режимом движения на участке реки у берегового крепления. Для рассматриваемых условий можно представить три основных режима движения.

1. **Бытовой режим.** Защита берега производится без изменения естественного режима реки, которая в этом случае несет наносы в среднем в количестве, соответствующем ее транспортирующей способности.

Рассмотрение множества поперечников за ряд лет по створу станции Чатлы на Амударье, расположенному на сравнительно типичном для реки неустойчивом участке русла, показывает, что мутность в различных вертикалях по ширине сечения изменяется обычно незначительно и весьма слабо связана со скоростью течения в этих вертикалях. Так, на одном из поперечников в отчете „Наносы реки Амударьи" [11] отношение наибольшей скорости к наименьшей оказалось равным 5,7, а соответствующее отношение мутностей — лишь 1,26.

Приблизительно равномерное распределение мутности по сечению является, по-видимому, следствием интенсивного перемешивания потока в поперечном направлении.

Таким образом, можно считать, что удельное содержание наносов в потоке соответствует некоторой осредненной транспортирующей способности потока, а его часть с увеличенными скоростями течения обладает соответственно более высокой транспортирующей способностью.

Последнюю можно определить, как теперь признано, приближенным уравнением [5]

$$\rho = D \frac{v^3}{vw} \left(1 - \frac{v_0}{v}\right)^4 \text{ кг/м}^3. \tag{9}$$

Учет влияния скорости, соответствующей началу подвижки наносов, записан здесь в форме, полученной В. С. Кнорозом [9].

Погонный расход наносов при этом

$$q_т = \rho v h = D \frac{v^4}{w} \left(1 - \frac{v_0}{v}\right)^4 \text{ кг/сек}. \tag{10}$$

При достаточно большой скорости течения уравнения упрощаются:

$$\rho = D \frac{v^3}{hw}, \tag{9_1}$$

$$q_т = D \frac{v^4}{w}. \tag{10_1}$$

Таким образом, расход взвешенных наносов зависит от скорости и не зависит от глубины. Примерно к такому же виду зависимости можно привести и известные уравнения для расхода донных наносов.

В наблюдениях по створу гидропоста Туямуюн на Амударье, расположенному в узкой теснине с повышенными скоростями, коэффициент в формуле (9) оказался равным 0,026. Можно предположить, что в этом створе происходит взвешивание „донных" наносов, чем и объясняется увеличенный коэффициент в данном случае. В наблюдениях за движением взвешенных наносов [5, 10] этот коэффициент приблизительно равен 0,02.

Отсюда мы можем заключить, что для учета движения всех наносов мы можем пользоваться уравнениями (9, 10) с коэффициентом $D = 0{,}026$.

Часть потока с увеличенной скоростью течения, образующая свал к берегу, несет наносы в количестве, соответствующем средней скорости течения, но обладает более высокой транспортирующей способ-

ностью. Струя, направленная после встречи со стенкой в сторону от берега, размывает дно до тех пор, пока скорость течения в результате расширения струи не уравняется со средней скоростью течения всего потока.

Таким образом, при бытовом режиме реки средняя скорость течения у дна в нашей схеме должна равняться средней бытовой скорости реки на участке, и формула (5) примет вид

$$C = 1 + \frac{\sin\alpha}{0{,}2\sqrt{1 + (0{,}6m)^2}}\left(\frac{v_м}{v_c} - 1\right). \qquad (5_1)$$

Пример. Защищается берег Амударьи в районе Тахиаташа. Расчетный расход обеспеченностью 10% равен 6100 *м*³/*сек*. Средняя и наибольшая глубины, согласно гидрометрическим данным, равны соответственно $h_c = 3{,}0$ *м*, $h_м = 5{,}8$ *м*, средняя скорость течения $v_c = 2{,}30$ *м/сек*.

За отсутствием достаточных данных примем отношение наибольшей скорости к средней $v_м : v_c = 1{,}8$. Грунт русла — мелкий песок.

Определим глубину возможного размыва у вертикальной стенки и у откоса с заложением $m = 3$ для двух случаев: под углом встречи $\alpha = 90°$ (верховой оголовок) и при $\alpha = 30°$ (рядовое крепление).

1) Оголовок с вертикальной стенкой, $m = 0$, $\alpha = 90°$. Имеем

$$C = 1 + \frac{1{,}0}{0{,}2\sqrt{1+0}}(1{,}8 - 1) = 5{,}0,$$

$$H = 5{,}0 \cdot 5{,}8 = 29{,}0 \text{ м}.$$

Полученная величина может показаться слишком большой, однако следует учесть, что в данном случае нами взяты наиболее неблагоприятные условия: вертикальная стенка и встреча потока под прямым углом.

Согласно многократным наблюдениям, у мыса Тахиаташ на Амударье наблюдались глубины размыва, достигавшие наибольшей величины — 28 *м*. Этот выступ по своему положению можно скорее рассматривать как оголовок шпоры, однако условия работы оголовка продольной дамбы мало чем отличаются от условий работы оголовка шпоры.

Определим для сравнения глубину размыва для тех же условий по И. А. Бузунову [2, формулы 26, 26а, стр. 34]:

$$H = h_c\left\{\frac{1}{\sqrt{1+m^2}}\left[6\left(\frac{v_p \sin\alpha}{v_p'}\right)^{3/4} + \sin\alpha\,(m-6)\right] + 1\right\}.$$

Скорости в этой формуле, согласно выводу, означают скорость формирования и предельную неразмывающую, отнесенные к глубине один метр.

$$v_p = \frac{v_c}{h_c^{1/3}} = 1{,}60 \text{ м/сек},$$

$$v_p' = 0{,}35 \text{ м/сек} \text{ (см. ниже)},$$

$$v_p : v_p' = 4{,}6,$$

$$H = 3{,}0\left\{\frac{1}{1}\left[6 \cdot 4{,}6^{3/4} + 1\,(0-6)\right] + 1\right\} = 41{,}5 \text{ м},$$

то есть глубина размыва почти в полтора раза больше, чем по формуле (5). Объяснить это можно тем, что вывод формулы [2] сделан практически для условия размыва дна чистой водой.

По формуле И. А. Ярославцева [4, стр. 217] мы получим

$$H \approx \frac{23 v_м^2 \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}{g \sqrt{1+m^2}} = \frac{23\,(1{,}8 \cdot 2{,}3)^2 \cdot 1}{9{,}81 \cdot 1} = 40 \text{ м}.$$

Напомним, что эта формула выведена ее автором для определения глубины воронки размыва у опор мостов; в этой связи можно считать полученный результат приемлемым.

2) Оголовок продольного крепления с наклонной стенкой, $\alpha = 90°$, $m = 3{,}0$. Имеем

$$C = 1 + \frac{1{,}0}{0{,}2\sqrt{1+(0{,}6 \cdot 3)^2}}(1{,}8 - 1) = 2{,}95,$$

$$H = 2{,}95 \cdot 5{,}8 = 17{,}1 \text{ м}.$$

3) Рядовая стенка, $\alpha = 30°$, $m = 0$. Тогда

$$C = 1 + \frac{0{,}5}{0{,}2\sqrt{1+0}}(1{,}8 - 1) = 3{,}0,$$

$$H = 3{,}0 \cdot 5{,}8 = 17{,}4 \text{ м}.$$

4) Рядовой откос, $\alpha = 30°$, $m = 3{,}0$. Получаем

$$C = 1 + \frac{0{,}5}{0{,}2\sqrt{1+(0{,}6 \cdot 3)^2}}(1{,}8 - 1) = 1{,}97,$$

$$H = 1{,}97 \cdot 5{,}8 = 11{,}4 \text{ м}.$$

Глубина 10—12 *м*, по данным наблюдений, встречается на отдельных, трудно размываемых участках берега. Определим для последнего случая глубину размыва по формуле И. А. Бузунова:

$$H = 3{,}0\left\{\frac{1}{\sqrt{1+3^2}}\left[6\,(4{,}6 \cdot 0{,}5)^{3/4} + 0{,}5\,(3-6)\right] + 1\right\} = 12{,}2 \text{ м}.$$

Расхождение в данном случае получилось менее существенным. По формуле И. А. Ярославцева получим

$$H \approx \frac{23\,(1{,}8 \cdot 2{,}3)^2 \cdot 0{,}27}{9{,}81\sqrt{1+3^2}} = 3{,}4 \text{ м}.$$

В данном случае глубина размыва получилась нереальной: она меньше наибольшей глубины потока в бытовых условиях.

**2. Режимы подпора в верхнем бьефе плотины.** Здесь может быть одно из трех состояний (или периодов).

1) Средняя скорость течения не превышает размывающих значений для материала ложа, то есть

$$v_c \leqslant v_0,$$

где $v_0$ — предельная неразмывающая скорость для данного грунта.

В этом случае возможность размыва исключается.

2) Средняя скорость течения больше предельной неразмывающей, но происходит заиление верхнего бьефа, так как поток несет наносы в количестве, превышающем его транспортирующую способность.

Если обозначить через $v_п$ скорость течения в данном створе, соответствующую действительному расходу наносов, то будем, очевидно, иметь $v_п > v_с$.

Размыв дна у берегового крепления в этом случае прекратится при скорости течения у дна $v_д = v_п$.

В этом случае глубина размыва меньше, чем при режиме бытового русла. Кроме того, следует ожидать, что явления размыва будут несущественны.

3) Процесс заиления и формирования верхнего бьефа завершился, и режим его не отличается от режима русла в бытовом состоянии. Этот случай сводится к режиму бытового русла и является для верхнего бьефа низконапорных плотин самым выгодным.

**3. Режимы в нижнем бьефе плотины.** Здесь может иметь место одно из трех состояний.

1) Начальный момент работы плотины и начальный створ нижнего бьефа. Расход, скорости течения и глубины будут такие же, как и при бытовом режиме за вычетом водозабора, и в связи с задержанием наносов в верхнем бьефе начнется процесс общего размыва нижнего бьефа и уполаживание уклона потока. Поступающий в нижний бьеф поток не содержит наносов или (что наиболее вероятно) содержит наиболее мелкие их фракции.

Этот случай является наиболее опасным, так как скорости течения велики, а поток почти не содержит наносов.

Размыв у дна прекратится при достижении донной скоростью неразмывающего значения для частиц грунта (при чистой воде), а именно при

$$v_д = v_0, \tag{11}$$

где $v_0$ — предельная неразмывающая скорость для частиц грунта при данной глубине. За глубину неразмывающего потока мы можем принять условно толщину струи у дна $h_д$.

Предельную неразмывающую скорость течения, соответствующую глубине в один метр, следует взять на основании ТУ Главгидроэнергостроя (СТ24-4396), причем, учитывая самоотмостку дна, нужно взять верхний предел рекомендуемой скорости, например, для мелкого песка — 0,32 *м/сек*. Кроме того, в связи с неизбежным содержанием мелких глинистых частиц в потоке можно, согласно существующим рекомендациям, повысить величину предельной скорости на 10%, то есть для приведенного примера мелкого песка получим для глубины в один метр

$$v_{0,1} = 1{,}1 \cdot 0{,}32 = 0{,}35 \ м/сек.$$

Переход к предельной неразмывающей скорости для данной толщины струи рекомендуется, согласно „Техническим указаниям по проектированию каналов оросительных систем“ (1955 г.), произвести по формуле

$$v_0 = v_{0,1} h_д^{1/3}. \tag{12}$$

Расчетная формула для данного случая:

$$C = 1 + \frac{\sin\alpha}{0{,}2\sqrt{1 + (0{,}6m)^2}} \left(\frac{v_м}{v_0} - 1\right), \tag{5$_2$}$$

где $v_0$ определяется согласно формуле (12).

Пример. Расчетный расход равен 5600 $м^3/сек$, $h_с = 2{,}7$ *м*; $h_м = 5{,}1$ *м*; $v_с = 2{,}10$ *м/сек*. За отсутствием данных примем $v_м : v_с = 1{,}8$.

Определим глубину размыва у вертикальной стенки при величинах: $\alpha = 30°$, $m = 0$, грунт — мелкий песок, $v_{0,1} = 0{,}35$ *м/сек*.

Для определения предельной неразмывающей скорости течения у дна зададимся предварительно толщиной струи у дна $h_д = 20$ *м*. Имеем

$$v_0 = 0{,}35 \cdot 20^{1/3} = 0{,}95 \text{ м/сек},$$

$$C = 1 + \frac{0{,}5}{0{,}2\sqrt{1+0}}\left(\frac{1{,}8 \cdot 2{,}1}{0{,}95} - 1\right) = 8{,}5,$$

$$H = 5{,}1 \cdot 8{,}5 = 43{,}3 \text{ м}.$$

Проверим толщину струи у дна при размыве по уравнению

$$h_д = \frac{v_м h_м}{v_0} = \frac{1{,}8 \cdot 2{,}1 \cdot 5{,}1}{0{,}95} = 20{,}3 \approx 20 \text{ м}.$$

Глубина размыва оказалась значительно большей, чем в предыдущем случае, что объясняет большие размывы и разрушения берегов, вызываемые косым направлением потоков в нижнем бьефе сооружений при неправильной эксплуатации. Поэтому береговые крепления в начале нижнего бьефа нуждаются в защите дна от размыва, и следует избегать возможности косого направления потока в таких случаях, добиваясь различными мерами уменьшения угла встречи. Следует отметить, однако, что такие тяжелые условия могут иметь место в самом начале нижнего бьефа, сразу за сооружением. В связи с размывом ложа удельное содержание наносов в потоке быстро нарастает, величина неразмывающей скорости у дна соответственно увеличится, а глубина размыва уменьшится (этот случай рассмотрен ниже).

2) Нижний бьеф ниже начального створа, наносы поступают в поток в результате размыва ложа и могут поступать частью из верхнего бьефа. В литературе описаны методы расчета общего размыва нижнего бьефа [3, 9], пользуясь которыми можно определить удельное содержание и расход наносов в каждом створе во времени. Количество наносов в потоке может увеличиться и за счет поступления с верхнего бьефа.

Неразмывающая скорость для струи у дна $v_т$ определится подбором по расходу наносов из уравнения

$$q_т = D\frac{v^4}{w}\left(1 - \frac{v_0}{v}\right)^4.$$

Расчетная формула в этом случае будет иметь вид

$$C = 1 + \frac{\sin\alpha}{0{,}2\sqrt{1 + (0{,}6m)^2}}\left(\frac{v_м}{v_т} - 1\right). \qquad (5_3)$$

Для облегчения расчетов выясним отношение количества наносов, транспортируемых потоком, к количеству, соответствующему его полной транспортирующей способности:

$$q_{т,\, v_т} : q_{т,\, v_0} = \Theta.$$

Получим, согласноуравнению (10),

$$v_т = v_с \frac{1 - \frac{v_0}{v_с}}{1 - \frac{v_0}{v_т}} \sqrt[4]{\Theta}. \qquad (13)$$

Величина $v_т$ определится подбором из уравнения (13).

В пределе, по завершении общего размыва русла и при отсутствии поступления наносов с верхнего бьефа, то есть при $q_т = 0$, $v = v_0$, мы приходим к случаю, когда размыва русла не будет.

Пример. Пусть на расстоянии 100 *м* от начала неукрепленного русла нижнего бьефа расход наносов в результате размыва ложа составляет 10% от полного расхода наносов, соответствующего транспортирующей способности потока. Определим глубину размыва у стенки в условиях предыдущей задачи. $\Theta = 0{,}1$. Для определения $v_т$ по уравнению (15) зададимся предварительно толщиной струи у дна и определим $v_0$ при $h_д = 12$ *м*.

$$v_0 = 0{,}35 \cdot 12^{1/3} = 0{,}80 \ м/сек.$$

Из формулы (15) подбором получаем

$$v_т = 2{,}1 \frac{1 - \frac{0{,}80}{2{,}1}}{1 - \frac{0.80}{1{,}53}} \sqrt[4]{0{,}1} = 1{,}53 \ м/сек,$$

$$C = 1 + \frac{0{,}5}{0{,}2}\left(\frac{1{,}8 \cdot 2{,}1}{1{,}53} - 1\right) = 4{,}66; \quad H = 5{,}1 \cdot 4{,}66 = 23{,}8 \ м.$$

Проверим заданную ранее величину

$$h_д = \frac{v_м h_м}{v_т} = \frac{2{,}1 \cdot 1{,}8 \cdot 5{,}1}{1{,}53} = 12{,}6 \approx 12 \ м.$$

Как видим, глубина размыва с нарастанием мутности быстро уменьшается.

## § 3. О РАСЧЕТНОМ РАСХОДЕ И ЯВЛЕНИИ ДЕЙГИША НА АМУДАРЬЕ

Выбор расчетного расхода для определения глубины размыва имеет важное значение: с его увеличением повышается расчетная глубина размыва. В этой связи необходимо рассмотреть явление поперечного свала потока к берегу и вызываемого им интенсивного смыва берега в низовьях Амударьи, который происходит довольно часто и приносит значительные убытки народному хозяйству. Несмотря на это, причины его изучены слабо.

Известно лишь, что дейгиш проявляется преимущественно в период нарастания паводковых расходов и иногда (в меньшей степени) при спаде расходов и уровней. Можно считать, что в первом случае основной причиной смыва берега является поперечный свал потока к нему, во втором интенсивность свала невелика, но возникает другой фактор, ускоряющий смыв: движение фильтрационного потока к реке с большими градиентами. Такое мнение высказывалось неоднократно различными наблюдателями (А. И. Гостунский, С. Т. Алтунин и др.) и является, повидимому, правильным.

Общую картину поперечного свала и дейгиша в Амударье, отличающейся большим количеством наносов, можно представить так. Транспорт наносов в реке сопровождается, как известно, интенсивным образованием гряд различного порядка — от мелких рифелей до побочней, или баров, занимающих значительную часть ширины русла. Наиболее крупные из них — побочни — образования меньшего порядка по сравнению с перекатами.

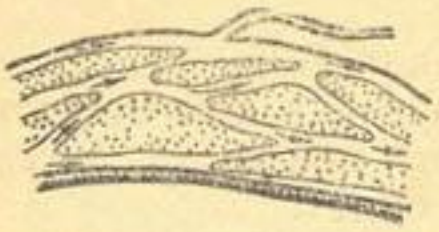


Рис. 2. Схематический план участка реки в межень.

Во время малых расходов побочни образуют систему островов (или мелей) и протоков между ними, направленных нередко косо к берегу; схематический план реки в межень изображен на рис. 2. При нарастании расходов основной материал, составляющий всю систему гряд, постепенно переходит во взвешенное состояние, но процесс этот запаздывает и при определенном сочетании условий в отдельные протоки проходит значительная часть расхода реки с направлением под углом к берегу.

Процесс этот усиливается при поперечном уклоне, который может возникнуть, например, в случае, если вдоль берега пролегает проток в прошлом мощный, но с занесенной головной частью. При длине его в несколько километров перепад от основного русла в его сторону может составить несколько десятков сантиметров.

Можно предполагать, что при достаточно больших расходах, когда поток протекает одним целым руслом, явления поперечного свала будут значительно ослаблены. В связи с этим при определении глубины размыва у береговых креплений следует брать в качестве расчетного реальный расход, нередко повторяющийся в реке и, во всяком случае, не более, чем максимальный расход 20 ÷ 10% обеспеченности.

Небезынтересно представить картину смыва берега сваливающейся на него частью речного потока. Поток, ударяясь о берег, сложенный из легко размываемых грунтов, обрушивает его и обратным током по дну уносит продукты размыва. Интенсивность смыва берега в данном случае зависит целиком от интенсивности уноса потоком продуктов размыва. При этом, поскольку полное измельчение продуктов размыва происходит не сразу, избыточная транспортирующая способность потока используется не полностью. Пусть на берег направлен поток глубиной $h_м$ и скоростью течения $v_м$, превышающей $v_с$. Погонный расход $q$ будет при этом равен $v_м h_м$, а погонный расход, приходящийся на один метр линии берега, $q_1 = v_м h_м \sin \alpha$.

Если учесть, что струя, ударяясь о берег, почти не расширяясь, тут же возвращается по дну обратно, то можно считать, что унос потоком продуктов размыва определится приближенно выражением для средней мутности

$$\rho = De \frac{v_м^3 - v_с^3}{h_м w} \; кг/м^3,$$

где $e$ — коэффициент, меньший единицы, учитывающий неполное использование транспортирующей способности потока.

Количество материала берега, уносимого с каждого его погонного метра в единицу времени, или дополнительный погонный расход наносов потока, размывающего берег, определяется

$$q_т = \rho q_1 = De v_м \sin \alpha \frac{v_м^3 - v_с^3}{w} \; кг/сек. \qquad (14)$$

Произведем примерный расчет для определения возможной интенсивности смыва берега. Пусть средняя скорость течения в реке будет равна 2 *м/сек*, скорость свала $v_м = 1{,}8\,v_с = 3{,}6$ *м/сек*, угол встречи $\alpha = 30°$, $\sin\alpha = 0{,}5$. Средняя гидравлическая крупность продуктов размыва $w$ равна 0,020 *м/сек*. Примем условно величину коэффициента $e = 0{,}3$. Будем, наконец, считать, что берег возвышается над уровнем воды на 7 *м*, а глубина у берега при его размыве равна 8 *м*. При этом для смыва берега вглубь на один метр должно быть унесено материала $(7 + 8)\,1{,}7 \approx 25$ *т*.

При принятых данных дополнительный погонный расход наносов

$$q_т = 0{,}026 \cdot 0{,}3 \cdot 3{,}6 \cdot 0{,}5 \frac{3{,}6^3 - 2{,}0^3}{0{,}020} = 26 \text{ кг/сек}.$$

Для смыва берега вглубь на один метр потребуется времени $t = \frac{25 \cdot 1000}{26} = 960$ *сек*, или 16 минут.

За 8 часов смыв берега произойдет на глубину $\frac{8 \cdot 60}{16} = 30$ *м*.

Наблюдения показывают, что смыв берега с такой или еще большей интенсивностью встречается при дейгише нередко.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Изложенный метод расчета глубины размыва дна русла у береговых креплений разработан применительно к среднему и нижнему течению Амударьи, основан на ясных предпосылках, учитывает материалы натуры и дает возможность определения необходимых данных для креплений, возводимых в естественных руслах в верхнем и нижнем бьефах низконапорных плотин.

В последующем, возможно, возникнет задача улучшения предложенного метода расчета, причем в теории может оказаться целесообразным применение специальных случаев движения турбулентной струи (например, случая струи, бьющей в тупик), а в опытном обосновании — проведение поверочных опытов в лаборатории и наблюдений в натуре.

Однако и в представленном виде предлагаемый метод расчета приводит к реальным результатам, лучше других известных методов учитывает условия равнинных рек и может быть рекомендован для применения.

Отметим в заключение, что этот метод может быть использован и для определения глубины размыва у шпор и отдельных свай. Характер явления в этом случае остается прежний, но вызванное шпорой стеснение русла приводит к увеличению погонного расхода и скорости. Это можно учесть, приняв увеличенное значение погонного расхода и соответственно глубины в формуле (4), а именно: вместо $h_м$ принять $ah_м$, где $a > 1$. По-видимому, величина $a$ невелика, не больше $1{,}2 \div 1{,}5$, однако этот вопрос нуждается в дополнительном изучении.

## ЛИТЕРАТУРА


1. Абрамович Г. Н. Теория турбулентных струй, М., Физматгиз, 1960.
2. Алтунин С. Т., Бузунов И. А. Защитные сооружения на реках, М., Сельхозгиз, 1953.

3. Алтунин С. Т. Регулирование русел, М., Сельхозиздат, 1962.
4. Андреев О. В. Проектирование мостовых переходов, М., Автотрансиздат, 1950.
5. Абальянц С. Х. Движение взвесей в открытых потоках, Труды САНИИРИ, вып. 96, Ташкент, 1958.
6. Артамонов К. Ф. Регулировочные сооружения при водозаборе, Фрунзе, Изд-во АН КиргССР, 1963.
7. Гончаров В. Н. Основы динамики русловых потоков, Л., Гидрометеоиздат, 1954.
8. Железняков Г. В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии, М., Изд-во АН СССР, 1950.
9. Леви И. И. Динамика русловых потоков, М.-Л., Госэнергоиздат, 1957.
10. Леви И. И., Кулеш Н. П. Транспортирующая способность потока, насыщенного мелкой взвесью, Известия ВНИИГ, т. 66, М.—Л., 1960.
11. Цветкова Н. А. Наносы реки Амударьи, В сб. «Вопросы гидротехники», вып. 13, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1963.

А. М. МУХАМЕДОВ, Х. А. ИРМУХАМЕДОВ, Т. Т. УТЕГАЛИЕВ

# ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОМПОНОВКИ БЕШКЕНТСКОГО ВОДОЗАБОРНОГО УЗЛА НА РЕКЕ КАФИРНИГАН (ТАДЖИКИСТАН)

Гидроузел запроектирован для забора воды в Бешкентский магистральный канал с расходом 89 *м*³/*сек*, который рассчитан в основном для орошения и освоения новых земельных массивов в Бешкентской и Нижнекафирниганской долине.

Выбор створа в этом месте обусловлен высотным положением трассы магистрального канала, имеющимся в излучине реки, в месте водозабора, и саевым выносом с правого берега.

Во избежание занесения саем верхнего бьефа плотины ось узла располагается выше центра излучины, в 115 *м* от устья сая. Кафирниган — типичная среднеазиатская горная река. Гидроузел находится в предгорном участке реки шириной 110—130 *м*. Среднемноголетний расход реки равен 162 *м*³/*сек*. Наибольшие максимальные расходы, наблюдавшиеся в 1952 г., таковы: весенний — 1150 *м*³/*сек*, летний — 1358 *м*³/*сек*, среднемноголетний паводковый — 808 *м*³/*сек*. Расчетные максимальные расходы: при 0,1% обеспеченности — 1870 *м*³/*сек*, при 1% — 1570 *м*³/*сек*. Меженные зимние расходы составляют 40—50 *м*³/*сек*. Средний уклон реки в районе гидроузла равен 0,002. Наносный режим реки изучен слабо. За расчетную принята мутность 3,3 *кг*/*м*³. Данные о стоке донных наносов отсутствуют, поэтому количество их принимается по аналогии с рекой Карадарьей (6% от взвешенных наносов). Средний сток взвешенных наносов — 4 636 000 *м*³, соответственно сток донных наносов равен примерно 270 тыс. *м*³. Средний диаметр донных наносов составляет 53 *мм*, а максимальный — до 200 *мм*.

1. **О моделировании и схеме гидроузла.** Лабораторные исследования водозаборного узла сооружений выполнялись по заданию Таджикгипроводхоза, проект составлен Гипроводхозом СССР. Модельные исследования (1962—1963 гг.) проводились для проверки и уточнения конструктивных особенностей с точки зрения гидравлики сооружения и эффективности борьбы с донными и взвешенными наносами, а также для установления эксплуатационных режимов гидроузла.

Исследованию подвергались три схемы компоновки гидроузла. Первая схема — проектный вариант, принятый в проектном задании (рис. 1а). Узел состоит из щитовой водосливной плотины (7 пролетов по 12 *м*), глухой земляной части плотины, водоприемника, криволинейного отстойника конструкции И. К. Никитина и дюкера через сай. Отметка порога щитовой части плотины приподнята от средней отметки дна реки на 4 *м*, напор на пороге равен 3,5 *м*.

К правому устою примыкает водоприемник, расположенный на одной линии с плотиной.

Водозаборное сооружение представляет собой сложную конструкцию — трехпролетную коробку с пролетами по 7 *м*. В два средние быка и береговой устой вделывается лоток переменного сечения, который на берегу сопрягается с криволинейным отстойником. Напорная стенка лотка между быками имеет прорезы высотой 1,8 *м*, служащие водоприемными отверстиями. Отверстия заглублены под горизонт верхнего бьефа на 0,7 *м* от отметки НПГ. Водозабор в количестве 89 $м^3/сек$ осуществляется в условиях полунапорного и напорного режима. Лоток водозаборного сооружения на участке крайнего к берегу пролета перекрыт сверху плитой, позволяющей пропускать шугу в нижний бьеф.

Для борьбы с вовлечением донных наносов в канал в нижнем ярусе водоприемника (в пороге) размещены три донные промывные галереи размером по $1,5 \times 7,0$ *м* каждый с пропускной способностью до 170 $м^3/сек$.

Вторая схема[1] принципиально отличается от первой как по типам сооружений, так и по их компоновке (рис. 1б). Головной узел состоит из плотины, водоприемника, криволинейного отстойника и дюкера.

Щитовая часть плотины с тремя отверстиями (по 12 *м* каждое) имеет порог, расположенный на уровне средней отметки дна реки, напор на плотине при НПГ равен 7,2 *м*, а при КПГ — 8,5 *м*. Щитовая плотина с левым берегом соединяется глухой водосливной плотиной, очерченной по кругу радиусом 90 *м*. Гребень водослива расположен на отметке НПГ и автоматически пропускает катастрофический паводок при напоре 1,3 *м*.

К правому устою плотины примыкает водоприемник с тремя отверстиями шириной по 7 *м* каждое, фронт водоприемника 24 *м* и составляет с фронтом плотины 120°. Водоприемник имеет порог высотой 4,7 *м*, в котором устроены четыре промывные галереи размером $1,5 \times 4,5$ *м*, причем одна из них выдвинута вверх по течению. Пропускная способность промывных галерей составляет 220 $м^3/сек$.

Третья схема (предлагаемая) отличается от второй тем, что глухая водосливная плотина заменяется щитовой с четырьмя отверстиями по 12 *м*, расположенной в одну линию с тремя заглубленными отверстиями. Водоприемник расположен так же, как во второй схеме (рис. 1в).

Оценка работы сооружений всех принятых для исследований схем производилась по делению наносов по отводам на узле и характеру потока в верхнем и нижнем бьефах. При этом определялись проценты деления воды и донных наносов на узле, протекание потока на подходе к сооружениям, деформация русла в верхнем и нижнем бьефах гидроузла, элементы конструкции сооружений, влияние возможных регулировочных работ на подходном к водозаборному сооружению участке на деформацию русла и деление наносов по отводам узла.

Модель гидроузла в маштабе 1 : 80 была установлена на открытой площадке отдела русел. В качестве заменителей наносов применялся речной песок, состав которого определялся по сохранению геометрического подобия натурным частицам ($d_{ср} = 0,7$, $d_{max} = 2,5$ *мм*). Исследования охватывали участок русла в верхнем бьефе длиною 2,5, в нижнем — 0,5 *км* и выполнялись в нескольких сериях. Первая серия опытов для получения модели русла, подобного натуре исследуемого участка реки, проводилась в бытовых условиях, устанавливалось количество наносов ($\rho$), транспортируемых потоком, для получения связи $\rho = f(Q)$. Остальные опыты посвящались исследованию работы гидроузла в условиях компоновки по 1,2 и 3 схемам, при этом на модели пропускались расходы, соответствующие натурным (101,5; 152; 225; 275; 400; 808; 1570

[1] Вторая схема возникла в процессе исследований первой.

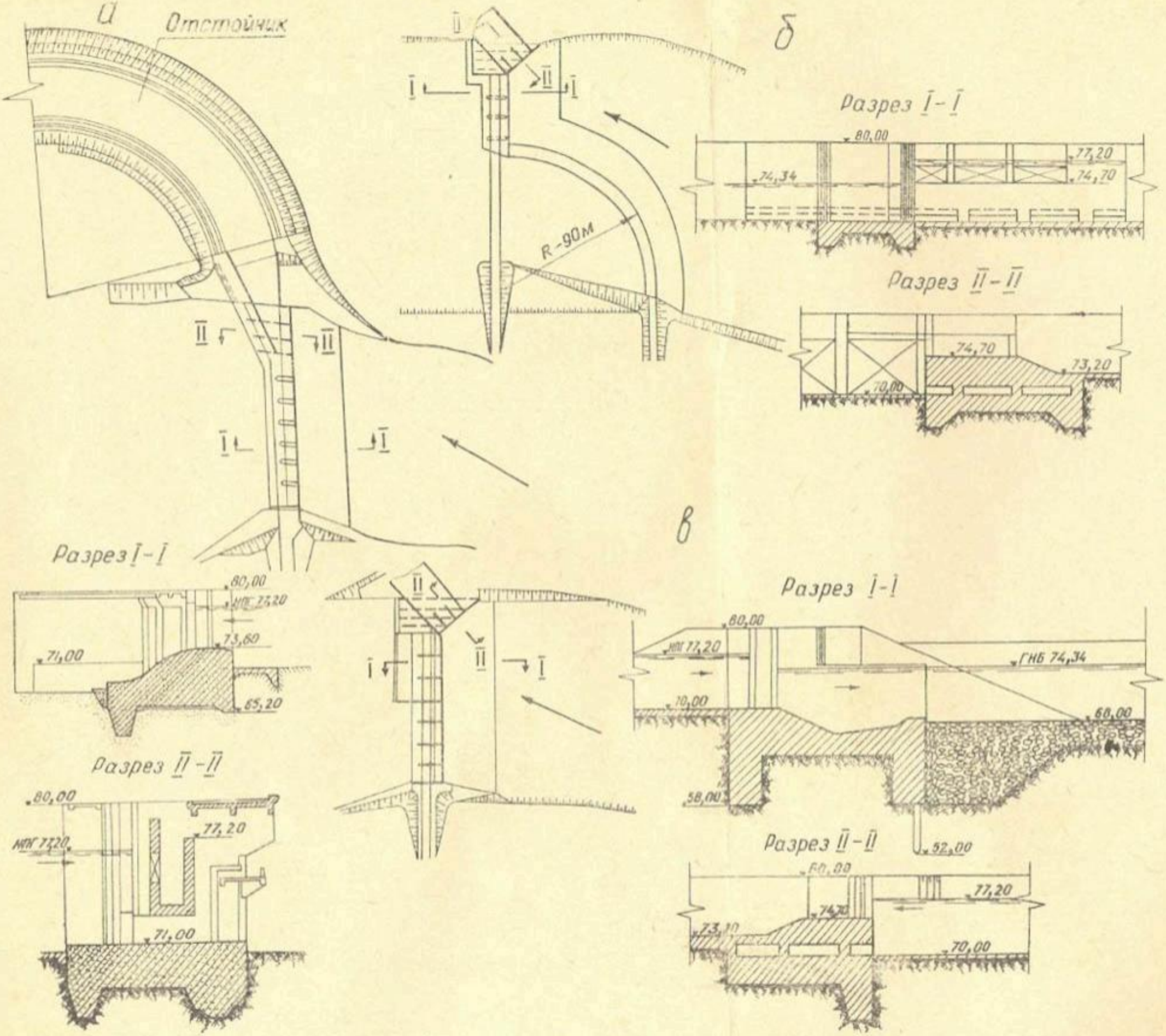



Рис. 1. План и разрезы вариантов компоновки гидроузла.

*а*—первый вариант, *б*—второй, *в*—третий.

К зак. 1044

870 *м*³/*сек*), на гидроузле поддерживались соответствующие проекту дпорные горизонты при заборе воды в канал 79 и 89 *м*³/*сек*.

2. **Результаты исследований.** На основании принятой методики мо-пирования (при масштабе 1 : 80) был создан участок русла длиной

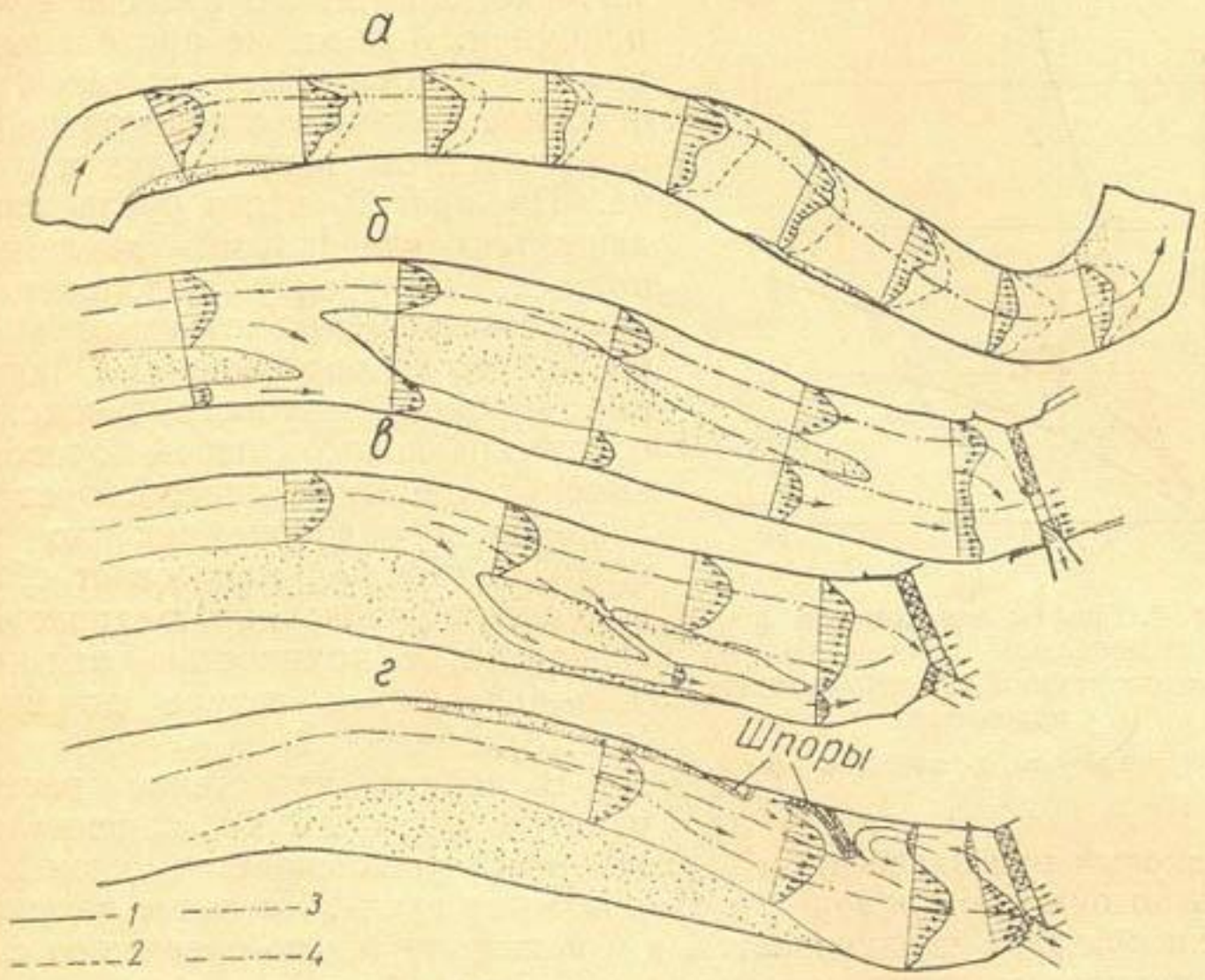



Рис. 2. Планы участка реки перед гидроузлом и эпюры скоростей.
*1*—эпюры при *Q*=573; *2*—при *Q*=1870; *3*—стрежень потока в бытовых условиях, *4*—после занесения

5 *км* в бытовых условиях в районе намеченного створа гидроузла рис. 2а). Основными элементами для сравнения выбрали формы русла, арактер протекания потока, уклон водной поверхности и баланс пущен-ых и уловленных наносов.

В августе 1963 г. произведено обследование русла реки в намечен-ом месте. Сравнение общего характера протекания потока в натуре с одельным показало полное их совпадение на исследуемом участке. результате по первой и второй схемам получены выводы:

1. При значительном постоянном напоре на узле и переменном рас-одном режиме реки по мере заиления верхнего бьефа прежний стрежень отока претерпевает значительное изменение. Образуется два потока, ричем по левому протекает большая часть расхода, по правому — мень-ая (рис. 2б, 2в). Вследствие этого в створе узла получается зеркальное мещение фарватера с правого берега на левый. Это показывает оши-очность существующего мнения, что лучше всего располагать водо-риемник ниже вершины кривого участка. Следовательно, благоприят-ые условия бытового режима для водозабора на изгибе реки исчезают созданием значительного подпора на узле и последующим заилением занесением) бьефа.

2. В связи с изменением фарватера (динамической оси потока) и мещением основного русла влево при фронтальном расположении пло-ины и водоприемника (первая схема) обнаруживается косоструйный

подход потока к последнему (при $Q < 400$ *м*³/*сек*), то есть при левобережном подходе потока протекание последнего происходит вдоль плотины, и забор воды становится боковым (рис. 2б). Образование в связи с этим винтового движения и воронок перед фронтом водоприемника увеличивает завлекание наносов в водоприемник. Вследствие протекания основного потока вдоль левого берега основное количество наносов перемещается в этом направлении к плотине. По правой части русла наносы движутся отдельными грядами и, подходя к фронту водоприемника, отлагаются на высоких отметках (выше порога водоприемника). Образование воронок, винтового движения и отложение наносов перед порогом на высоких отметках способствует завлеканию в водоприемник до 2,5% крупных (донных) наносов от общего количества наносов, прошедших через гидроузел, с крупностью частиц до 0,75—0,8 *мм*—в натуре до 60 *мм* (рис. 3).

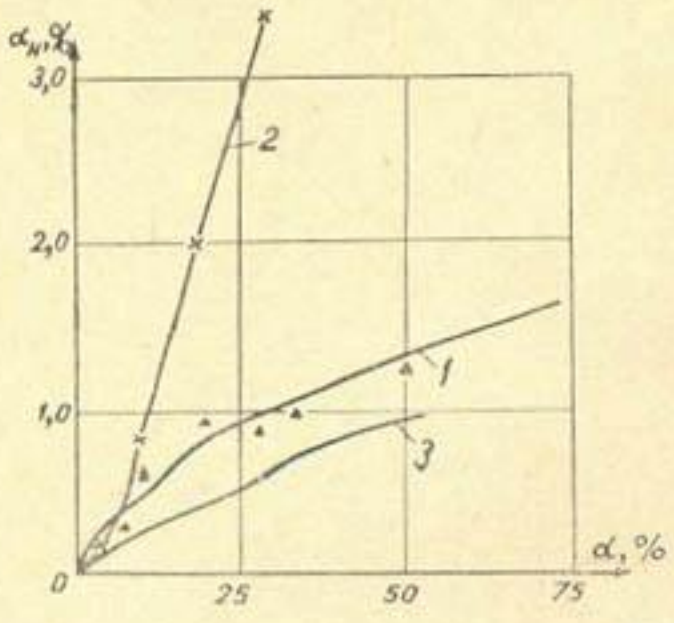



Рис. 3. График зависимости процента попадания донных наносов в водоприемник от коэффициента водозабора.

*1*—первый вариант, *2*—второй, *3*—третий.

В период нарастания расходов реки от меженных до максимальных паводковых при занесенном верхнем бьефе увеличивается уклон и скорость потока, что приводит к саморазмыву русла. Удельное насыщение потока при этом увеличивается, и в водоприемник по сравнению с другими периодами поступает наносов в 2—3 раза больше.

3. Промыв верхнего бьефа со снижением горизонта воды при первой схеме компоновки гидроузла малоэффективен, так как для сброса наносов при общей ширине фронта гидроузла 125 *м* имеются только пролеты донных промывных галерей шириной 21 *м* с отметкой порога на 1,0 *м* выше средней отметки дна русла. Высокое расположение порогов водосливной плотины по отношению к средней отметке дна реки способствует отложению наносов перед узлом на высоких отметках. Вследствие этого при промыве гребень донных отложений у водоприемника и пролетов плотины не понижается.

4. Проведенные опыты и расчеты показали, что в первые годы эксплуатации гидроузла в нижнем бьефе образуется воронка размыва глубиной 12,6 *м* от средней отметки дна русла, или на 7,6 *м* ниже отметки зуба плотины[1]. Принятая проектным заданием водосливная плотина с носком не всегда создает поверхностный режим сопряжения бьефов. Так, при пропуске через водосливную плотину паводковых расходов больше 1000 *м*³/*сек* глубина воронки размыва по сравнению со средней отметкой дна русла достигает 11,7 *м*, то есть также ниже зуба плотины.

5. Применение для борьбы с донными наносами принципа поперечной циркуляции потока при помощи криволинейного водослива[2], как

[1] При расчете глубины местного размыва в проекте была допущена ошибка, и зуб был заложен на 5 м ниже средней отметки дна русла. Крепление нижнего бьефа не предусматривалось, так как предполагалось залегание галечниковых грунтов. Однако обследованием в 1963 г. установлено, что основания всех сооружений залегают на песчаных и суглинистых грунтах.

[2] Проект второго варианта, по которому предполагалось устройство глухой водосливной плотины, щитовой водосливной плотины и водоприемника с боковым расположением (под углом 95° к плотине) с промывником назвали «ферганским».

показали наши исследования, нельзя считать обоснованным по следующим причинам: при напоре 7—8 *м* донные наносы заполняют весь подходной участок и отлагаются выше порога водоприемника (рис. 4); вследствие короткого участка зарегулированного подводящего русла[3] не получили желаемого эффекта по борьбе с наносами; при криволинейном

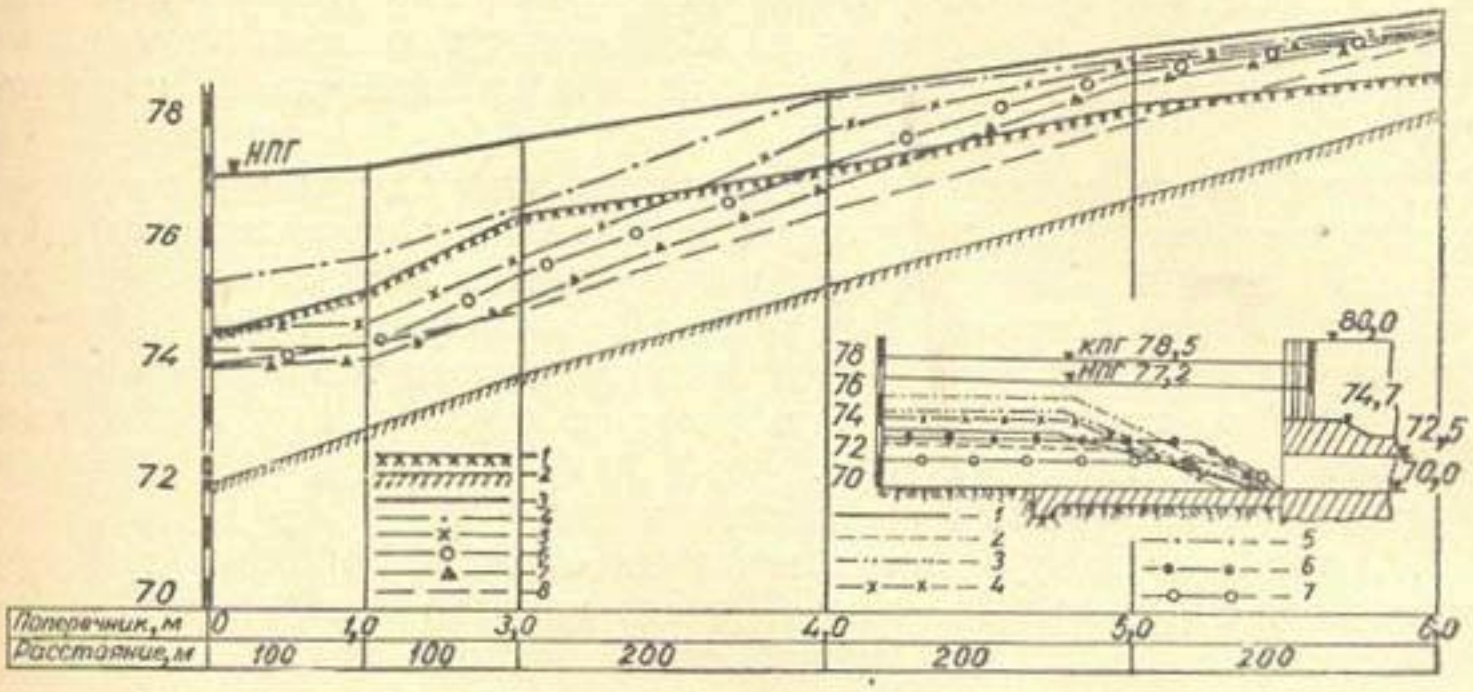



Рис. 4. Продольные профили верхнего бьефа во время промыва при $Q = 400$ *м*³/*сек*.

Вверху: *1*—уровень дна до промыва, *2*—после промыва, *3*—горизонт воды перед опытом, *4, 5, 6, 7, 8*—через 10, 20, 30, 45 и 60 мин. после начала опыта.
Внизу справа—донные отложения перед водоприемником при разных величинах $Q$. *1*—$Q$=1870 *м*³/*сек*, *2*—1570, *3*—808, *4*—400, *5*—275 *м*³/*сек* до промыва, *6* и *7*—отложения при $Q$=275 и 400 *м*³/*сек* соответственно после промыва верхнего бьефа.

подходе потока основная масса наносов выбрасывается поперечной циркуляцией на правый берег, и перед водоприемником создается взмучивание потока. В опытах наблюдалось сосредоточение потока у криволинейной водосливной части плотины, где образовывалось более глубокое русло. В правой части на подходе к водоприемнику скорость течения меньше, и, следовательно, наносы отлагались с отметкой гребня намного выше отметки порога водоприемника. При малых расходах эффект поперечной циркуляции исчезал.

6. Завлекание наносов в водоприемник по второй схеме доходило до 4,0%, при этом частицы крупностью более 40 *мм* (более 0,5 *мм* на модели) составляли до 12% от общего количества наносов, завлекаемых в водоприемник (рис. 3). Увлечение их по сравнению с опытами по первой схеме компоновки объясняется тем, что в сильно суженной части подводящего русла (при устройстве криволинейного водослива) происходит бурное протекание потока, усиленное перемешивание наносов в толще его и завлекание их в водоприемник.

7. Разработка промывкой основного русла в направлении водоприемника не дала желаемого эффекта, так как смываются наносы вдоль криволинейного водослива, образуется более глубокое русло вдоль левого берега, и непосредственно около водоприемника гребень донных отложений существенно не понижается.

Таким образом, исследованная вторая схема с целью улучшения забора воды в водоприемник переустройством лобового расположения

---

[3] Это еще раз показывает, что переформирование русла при подпоре на 7—8 *м* и полное перемещение в соответствии с этим прежнего фарватера русла влево требует больших регулировочных работ на значительном расстоянии.

водоприемника на косой[1] и устройством криволинейного водослива, значительно сужающего подводящее русло и образующего якобы «ферганский» тип водозабора, не улучшили потока.

В этих условиях оказалось желательным получить более спокойный режим потока созданием прямого участка русла достаточной ширины для свободного пропуска больших паводковых расходов. Естественно приспосабливающееся к малым расходам реки, оно получает устойчивость в направлении водоприемника и сбросных отверстий плотины.

Это достигалось предложенной нами в третьей схеме компоновкой узла.

3. **Предлагаемая схема.** Схема значительно отличается от других тем, что часть водосливной плотины заменяется заглубленными щитовыми отверстиями. Водоприемник располагается под углом к оси плотины, под которой устраиваются четыре промывные галереи с большой пропускной способностью, водоприемник открытого типа (3 пролета по 7,0 м прикрываются плоскими затворами) в конструктивном отношении прост и удобен при эксплуатации.

Проведенные опыты показали следующее:

1. Устройство заглубленных щитовых отверстий и донных галерей обеспечивает сброс преобладающей части наносов в нижний бьеф, чем достигается уменьшение захвата наносов в водоприемник.

Щитовые отверстия позволяют легко осуществить пропуск в нижний бьеф шуги и других плавающих тел мимо водоприемника, проведение эффективных периодических промывок верхнего бьефа со снижением горизонта воды, что очень важно с точки зрения нормальной эксплуатации водозаборного узла.

2. Устройство заглубленных отверстий по фронту плотины в период больших расходов воды в реке приводит к перераспределению погонного расхода реки по створу водозаборного узла. При этом наибольший погонный расход приходится на заглубленные отверстия, а наименьший — на водозаборную часть. При таком характере распределения расхода в подводящем русле перед гидроузлом возникает движение потока в направлении от водоприемника к заглубленным отверстиям плотины. Перед водоприемником создается повышенное давление, а перед заглубленными отверстиями — пониженное, что благоприятствует движению основных масс наносов в сторону отверстий плотины.

3. Анализ показывает, что наличие заглубленного щитового отверстия в плотине и развитых донных галерей под водоприемником приводит к движению потока как в верхнем, так и в нижнем бьефах гидроузла.

В верхнем бьефе на участке русла длиной 200—300 *м* под действием заглубленных отверстий изменяется направление динамической оси потока. Это явление привело, с одной стороны, к возникновению поперечного уклона поверхности потока, с другой, — к неравномерности распределения скорости и, благодаря значительному спаду горизонта воды у заглубленных отверстий, к перераспределению расхода воды по ширине русла. Более повышенная скорость движения потока всегда наблюдалась против заглубленных отверстий, а пониженная — против водоприемника. Такой характер протекания потока в верхнем бьефе обеспечил сброс в нижний бьеф значительного количества донных наносов через заглубленные отверстия.

---

[1] Косое расположение водоприемника нами было принято сразу же после исследования первой схемы компоновки проектного задания, где водоприемник расположен на одной линии с плотиной. Первая схема компоновки отвергнута нами в первых же опытах как несостоятельная в борьбе с наносами в данных условиях.

Наибольший эффект борьбы с наносами на сооружении достигается при одновременной работе заглубленных отверстий плотины и донных галерей, когда захват наносов в водоприемник почти полностью исключается как при малых, так и при больших расходах реки.

4. Проведенные опыты показали, что положенный в основу компоновки гидроузла принцип послойного деления потока по вертикали, а также устройство заглубленных отверстий с порогом на средней отметке дна русла создали спокойное протекание потока перед узлом, благоприятное перераспределение погонного расхода воды и наносов. Подводящее русло при прохождении паводковых вод работает всем сечением, поэтому глубины выравниваются, и сброс наносов осуществляется всеми сбросными отверстиями. При малых расходах реки поток протекает вдоль левого берега, затем сваливается к середине русла, создает постоянное направление в сторону водоприемника и вырабатывает себе русло в наносных отложениях. Подход потока к водоприемнику становится лобовым. Кроме того, расположение фронта донных галерей под углом к потоку повышает их транспортирующую способность по сравнению с их фронтальным расположением по первой схеме компоновки.

5. В предлагаемой схеме компоновки гидроузла достигается основная цель — сокращается поступление донных наносов в водоприемник. Наносы, идущие к фронту водоприемника и плотины, сбрасываются через донные галереи и заглубленные отверстия в нижний бьеф. При коэффициенте водозабора от 5 до 50% количество наносов в водоприемник составляет 0,2—1,0% от общего количества, что в 2—4 раза меньше, чем в опытах по I и II схемам компоновки гидроузла (рис. 3).

6. Для создания устойчивого подхода потока к пролетам водоприемника после занесения верхнего бьефа целесообразно устройство в верхнем бьефе двух поперечных шпор вдоль левого берега (рис. 2г).

Опыты с регулированием русла привели к таким выводам:

1. Устройством в верхнем бьефе регулировочных шпор можно сформировать устойчивое русло в направлении водоприемника и почти ликвидировать блуждание потока, а также улучшить условия водозабора и уменьшить попадание в водоприемник наносов, которые становятся мельче.

2. При подъеме паводка могут быть смыты наносы, расположенные непосредственно вблизи порога водоприемника.

Устойчивое протекание потока в направлении водоприемника достигается промывом верхнего бьефа со снижением горизонта воды.

Опыты по промыву отложившихся в верхнем бьефе наносов при наличии регулировочных шпор показали, что такие кратковременные промывы дают большой эффект: во-первых, перед гидроузлом образуется свободный от наносов объем для аккумуляции твердого стока, транспортируемого потоком, и для приема внезапных паводков; во-вторых, формируется устойчивое русло в направлении водоприемника; в-третьих, предотвращается попадание в водоприемники наносов крупных фракций, в результате чего верхний бьеф может быть в известной мере превращен в периодически действующий отстойник.

Промыв занесенного верхнего бьефа гидроузла производился для выяснения связей между объемом промывок, промывным расходом и временем, затрачиваемым для промывки, и для разработки режима промыва верхнего бьефа гидроузла.

После полного заиления верхнего бьефа были проведены опыты длительностью 9 час. (на модели 1 час) по промыву наносов с расходами 275 и 400 $м^3/сек$ и снижением горизонтов воды.

Во время промыва в основных створах с интервалом 10—15 минут производилась съемка поплавками траекторий струй и определялись поверхностные скорости. Затем замерялся объем смытых наносов и производилась нивелировка дна русла по основным створам (рис. 4).

Результаты основных опытов по 9-часовому промыву наносов с регулированием русла двумя поперечными шпорами и без регулирования его представлены в таблице.

| Опыт | | Промывной расход, $м^3/сек$ | Объем, $м^3$ | Длина участка, $м$ | Снижение горизонта воды, $м$ | Примечание |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Без регулирования | 1 | 275 | 47 500 | 560 | 3,0 | Открыты донные галереи и 1-е отверстие плотины полностью. |
| | 2 | 400 | 74 000 | 750 | 3,3 | Открыты донные галереи и 1-е и 2-е отверстия плотины полностью. |
| | 3 | 400 | 52 000 | 520 | 2,0 | Открыты донные галереи полностью, 1-е и 2-е отверстия плотины частично. |
| Со шпорами | 4 | 275 | 50 800 | 650 | 2,5 | Открыты донные галереи полностью и 1-е отверстие плотины частично. |
| | 5 | 400 | 74 500 | 800 | 3,3 | Открыты донные галереи и 1-е и 2-е отверстия плотины полностью. |

Проведенные промывы показали:

1. При устройстве шпор в верхнем бьефе эффективный промыв наблюдается в первый момент снижения горизонта, когда в основном смывается участок непосредственно перед фронтом водоприемника. Эффект промыва зависит от величин горизонта воды и промывного расхода, причем значительная величина снижения горизонта (при расходе 400 $м^3/сек$) дает большой эффект смыва по глубине, кроме того, смыв происходит интенсивнее, чем при малых его величинах.

2. В результате промыва подходная скорость к гидроузлу значительно уменьшается, что создает благоприятные условия для осаждения крупных частиц наносов.

3. После промыва в верхнем бьефе создается свободный от наносов объем для аккумуляции твердого стока, транспортируемого потоком, благодаря ему можно предотвратить попадание наносов крупных фракций в водоприемник.

4. Промывом верхнего бьефа создается устойчивое русло в направлении водоприемника, подход потока к нему становится лобовым, условия водозабора в период прохождения меженных расходов улучшаются.

5. Наибольший эффект дают непродолжительные промывы (5—7 час.) при расходах реки $(1{,}5 \div 2)\ Q_{ср.\ год.}$, то есть с расходами 250—350 $м^3/сек$ при полном снижении горизонта воды. При этом длина промываемого участка распространяется на 500—600 $м$.

4. **Результаты исследований нижнего бьефа.** При работе только донных галерей или одновременной работе их с заглубленными отвер-

стиями плотины (при закрытии пролетов водосливной плотины) в нижнем бьефе за сооружением возникает сбойное течение и водовороты, которые ухудшают протекание потока, способствуют увеличению глубины местного размыва.

Устройство раздельной стенки между водосливными и заглубленными отверстиями плотины улучшает характер протекания потока, уменьшает водовороты, ликвидирует сбойность течения.

Наибольшая глубина в воронке размыва в нижнем бьефе при условии, что дно русла за сооружением сложено из галечниково-гравелистых отложений, находится за донными галереями и заглубленными отверстиями плотины и равна 9,3 *м;* если же дно русла слагается из галечниково-гравелистых отложений или песчаника, ниже которых залегают плотные суглинки, то глубина местного размыва доходит до 11,7 *м*.

На основе опытов и расчетов для предотвращения подмыва плотины со стороны нижнего бьефа необходимо устроить зуб на глубину 10 *м* от поверхности земли (дна); в качестве крепления нижнего бьефа рекомендуется применять крупные камни диаметром более 50 *см* (рис. 2в).

В последующие годы эксплуатации гидроузла после полного занесения верхнего бьефа наносы начинают поступать в нижний бьеф. Тогда процесс размыва прекращается и начинается процесс занесения нижнего бьефа. Опыты показали, что при поступлении наносов в нижний бьеф наблюдается завал участка русла за сооружением.

Вследствие этого глубины местного размыва уменьшаются и наблюдается подъем дна и горизонта воды.

Имеющийся в нижнем бьефе на правом берегу сай может вынести в русло реки большое количество донных наносов и завалить часть русла. Если внесенные саем наносы имеют такую же крупность, как и в реке, то их можно смыть сосредоточенным сбросом расхода воды через донные галереи и заглубленные отверстия. Если саем выносятся более крупные камни (диаметром больше 0,5 *м*), то смыть их невозможно. Вследствие этого поток может свалиться на левый берег. Однако сосредоточенное протекание потока с большими погонными расходами, выходящее из заглубленных отверстий и промывных галерей и следующее по правому берегу русла, в известной мере поможет размыву саевого конуса выноса.

5. **Некоторые рекомендации по режиму эксплуатации гидроузла**. На основании исследований по третьей схеме компоновки (предлагаемая схема) рекомендуется такой основной режим эксплуатации.

1. При прохождении паводковых вод (более 1000 *м*$^3$/*сек*) работают все отверстия плотины и донные галереи. Для создания более глубокого русла в направлении водоприемника следует сначала открывать заглубленные отверстия и донные галереи. Пропускная способность их составляет 1000 *м*$^3$/*сек*. Остальной расход воды необходимо сбрасывать одинаковым открытием щитов через водосливные пролеты плотины.

2. При расходах реки от 400 до 1000 *м*$^3$/*сек* работают водозабор и донные галереи. Остальной расход реки сбрасывается одинаковым открытием щитов через заглубленные отверстия плотины. Через них желательно пропускать погонные расходы, не превышающие 20 *м*$^3$/*сек*, чтобы предохранить нижний бьеф от возможного большего размыва. При этом высота открытия щитов плотины должна быть не выше 3,5 *м*, а пропускная способность трех отверстий составлять 720 *м*$^3$/*сек*.

3. При расходах реки меньше 400 *м*$^3$/*сек* должны работать водозабор и донные галереи с полным открытием щитов.

4. В период эксплуатации особое внимание нужно обращать на работу затворов сбросных и промывных отверстий, которые должны открываться легко и быстро.

5. В первые же годы эксплуатации гидроузла, когда начинается заиление верхнего бьефа, следует проводить кратковременные (в течение 5—7 час.) периодические промывы со снижением подпертого горизонта воды. В последующие годы, когда начинается занесение верхнего бьефа, в зависимости от последовательности процесса занесения участка русла непосредственно около гидроузла для осаждения наносов, переносимых потоком до и после паводка, нужно провести несколько промывов до наступления паводка и в конце его спада.

6. Оптимальный промывной расход должен быть $(1{,}5 \div 2{,}0)\ Q_{\text{ср. год}}$, то есть примерно 250—350 *м³/сек*, по возможности с полным снижением горизонта воды в верхнем бьефе.

7. Во время промыва донные галереи необходимо полностью открывать. Для смыва наносов на участке перед водоприемником следует частично открывать 1-е отверстие плотины, примыкающее к водоприемнику. Так как во время снижения горизонта воды действующий на донные галереи напор уменьшается и они частично забиваются наносами, то в конце промыва (примерно в течение одного часа) следует постепенно поднимать горизонт воды в верхнем бьефе, чтобы создать разность горизонтов и под действием напора воды очистить отверстия галерей.

8. Для улучшения протекания потока и получения устойчивого русла в направлении водоприемника в верхнем бьефе по левому берегу надо установить две поперечные шпоры, при помощи которых можно создать устойчивое русло.

9. В нижнем бьефе между заглубленными и водосливными пролетами плотины следует устраивать раздельную стенку длиной 12—15 *м*, которая способствует уменьшению сбойности течения и водоворотов.

10. Для предотвращения подмыва сооружения со стороны нижнего бьефа устраиваются крепления из камней. В случае отсутствия крупных камней в период строительства гидроузла необходимо изготовить бетонные тетраэдры и крепить ими нижний бьеф.

Р. Р. АБДУРАУПОВ

# РАСЧЕТ ЗАНЕСЕНИЯ НИЖНЕГО БЬЕФА НИЗКОНАПОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ НАНОСАМИ

Большинство гидротехнических сооружений на реках Средней Азии предназначается прежде всего для забора воды в целях орошения. Как известно, эти реки несут огромное количество мелких и крупных наносов. Строительство плотин, особенно на равнинных участках рек, существенно изменяет режим реки. В связи с подпором в верхнем бьефе образуется водохранилище, характеризующееся, как правило, сравнительно небольшим объемом, в котором в первые 2—3 года эксплуатации гидроузла откладываются почти все наносы, а когда верхний бьеф будет полностью занесен, наносы начинают поступать в нижний бьеф. Наличие же водозабора ведет к уменьшению расхода воды в нижнем бьефе.

В связи с расширением площадей орошаемых земель хлопкосеющих районов республик Средней Азии на отдельных гидроузлах (Сарыкурганский, Кампырраватский, Первомайский) из реки на орошение забирается до 75% воды. При этом стремятся не допускать в каналы наносы крупных фракций, и они сбрасываются в нижний бьеф. Следовательно, твердый сток в нижнем бьефе остается практически неизменным, если не считаться с мелкой фракцией, а жидкий существенно уменьшается. Поэтому транспортирующая способность потока в нижнем бьефе становится недостаточной, и наносы начинают заваливать нижний бьеф плотины. Эти завалы в зависимости от стока наносов крупной фракции могут быть значительными и ведут в ряде случаев не только к достижению отложением расчетных (до размыва) отметок дна и уровня нижнего бьефа, но и превышают их, нарушая нормальные условия эксплуатации гидроузлов.

В Средней Азии немало таких примеров, поэтому процесс занесения нижнего бьефа привлекает внимание научно-исследовательских и проектных институтов. В этом направлении уже достигнуты некоторые результаты. Можно отметить работы И. И. Леви, С. Т. Алтунина и И. А. Бузунова.

Используя тот или иной метод, можно рассчитать занесение нижнего бьефа наносами.

Этот вопрос имеет важное значение, так как ряд речных гидроузлов находится ныне в неудовлетворительном состоянии в связи с подъемом дна ниже плотины. Подъем дна за плотиной привел в ряде случаев к подтоплению со стороны нижнего бьефа сбросных отверстий. Занесение нижнего бьефа затрудняет осуществление сброса донных наносов, а также излишних объемов воды в паводок, следствием чего является поступление вредных наносов в регуляторы каналов. Из изложенного ясно,

что расчет процесса занесения нижнего бьефа необходимо производить при проектировании новых гидроузлов, что позволяет прогнозировать вредные последствия переформирования русла в нижнем бьефе.

Учитывая недостаточную ясность сущности самого явления занесения нижнего бьефа, мы сначала излагаем в данной работе процесс занесения и методику расчета, затем на основании принятой схемы устанавливаем уравнение баланса и зависимость для определения гидравлических элементов потока, исходя из теории об изменении глубины потока при движении наносов [1]. При этом использованы модельные и натурные данные и изложены результаты расчетов занесения нижнего бьефа.

**Процесс занесения.** Лабораторные опыты показывают, что поступающие с верхнего бьефа крупные наносы, проходя через сооружение, скатываются по креплению вниз по направлению течения, и, попадая в зону размыва за креплением, части этих наносов осаждаются [2]. Некоторые частицы увлекаются растекающейся струей в зоне сопряжения потоков и уносятся вниз во взвешенном состоянии, осаждаясь на участке пониженной скорости.

Отложение в зоне размыва происходит в виде призмы; как только она достигает высоты, после которой поток способен передвигать все поступающие сверху наносы, наблюдается перемещение фронта призмы отложения, то есть происходит удлинение ее за счет непрерывного поступления наносов с верхнего бьефа.

Скорость перемещения в зоне размыва фронта призмы отложения, образовавшегося в период заиления верхнего бьефа, сравнительно невелика, но интенсивность движения частиц по верху призмы непрерывно возрастает. Достигнув фронта призмы ранее отложившихся наносов, частицы скатываются вниз и попадают в застойную зону за отложением. Со временем их становится все больше и больше, и в итоге фронт отложения перемещается вниз по течению. При этом высота призмы все время возрастает, пока не достигнет некоторого максимального значения, определяемого разницей глубин до и после занесения.

На вышележащем участке призмы отложения вследствие разности в уклоне свободной поверхности занесенного и еще не занесенного наносами участков нижнего бьефа образуется дополнительный подпор. По мере перемещения фронта отложения величина этого подпора остается почти постоянной, при этом часть наносов задерживается в пределах занесенного участка бьефа, и поверхность отложения поднимается параллельно самой себе с определенным уклоном, соответствующим уклону после занесения. В первый момент занесения он практически остается близким к начальному, в дальнейшем его величина возрастает и достигает величины, соответствующей новым значениям расходов воды и наносов, а также глубине потока. Так происходит процесс занесения в условиях плоской задачи.

В пространственных условиях [2], когда фронт плотины меньше, чем ширина русла, отложение происходит сначала веерообразно, заполняя боковые водоворотные зоны. После достижения конца зоны водоворотов занесение происходит на всей ширине русла.

В лабораторных условиях начальная глубина создается искусственно, поэтому высота призмы отложения будет значительной.

В натурных условиях дно вдоль русла поднимается также на величину разницы глубин, соответствующих уклонам до и после занесения. Но так как здесь изменение глубины происходит сравнительно незначительно, то эта разница также будет мала. Вследствие этого в данном случае продольный профиль призмы отложения получает треугольную форму с основанием в нижнем бьефе и высотой вдоль реки.

**Методика расчета.** Прежде чем приступить к расчету, предварительно необходимо определить уклон водной поверхности и соответствующую ему глубину потока после занесения. Ширину русла можно принять по естественному режиму. Этого можно достигнуть лишь при известных величинах мутности, расхода воды в нижнем бьефе и фракционного состава наносов. По известным величинам уклона, глубины и стока наносов из уравнения баланса определяется продолжительность процесса занесения. При использовании этого уравнения с изменением расхода воды расчет усложняется, и поэтому в целях облегчения здесь достаточно использовать графический метод И. И. Леви [3]. Для этого строится прямоугольная координатная система, в первом квадранте которой наносится интегральная кривая объема отложений, в четвертом — гидрограф реки после водозабора в виде ступенчатого графика, в третьем—график расхода в зависимости от глубины потока в нижнем бьефе после занесения, во втором — функция длины призмы в зависимости от объема отложения по уравнению баланса. Для определения первоначальной величины подъема должен быть задан также график расхода в зависимости от глубины в бытовых условиях или после размыва дна в нижнем бьефе.

При решении задачи задаются интервалом времени, в соответствии с которым в первом квадранте получаем значения твердого стока, в третьем—глубины потока. Затем к полученной величине твердого стока следует прибавить (или вычесть из нее) величину объема, образовавшегося в результате размыва (или занесения) поверхности призмы ранее отложившихся наносов при изменении расхода воды. По значению объема отложения во втором квадранте определяется длина призмы отложения. Затем задается новое значение интервала времени, и, выполняя аналогичную операцию, получаем новые значения длины призмы. В итоге получается график изменения длины призмы отложения во времени.

По известным величинам расхода, уклона, глубины потока, а также длины отложения определяется уровень воды в нижнем бьефе. По данным расчета составляются графики, характеризующие изменение уровня по времени и расходу.

**Основные зависимости.** Известно, что строительство гидротехнических сооружений изменяет естественный режим реки.

В верхнем бьефе образуется водохранилище, и по мере занесения его происходит уменьшение глубины потока, а в нижнем бьефе, наоборот, русло размывается, и поэтому увеличивается глубина потока. Интенсивное поступление наносов сверху приводит к обратному завалу дна нижнего бьефа и уменьшению глубины потока. Следовательно, при формировании русла после строительства плотины поток, изменяя глубину, ширину и уклон в зависимости от наносов и их фракций, все время стремится поддерживать какое-то равновесие, поэтому увеличение одной величины приводит к уменьшению другой. Для подтверждения этого установим связь между отдельными элементами потока и рассмотрим схему, согласно которой глубина потока $h_0$, соответствующая неразмывающей скорости, при интенсивном движении наносов уменьшается на величину слоя $\Delta$.

В работе [1] для определения этой глубины с учетом движущихся наносов получена формула

$$\frac{h}{d} = A \sqrt[3]{\frac{B}{d}}(n - m\mu).$$

При сопоставлении с данными опытов, проведенных в условиях равномерного плоского движения жидкости с однородным песком и при различных значениях насыщенности и диаметров, установлены

$$\frac{h}{d} = \frac{Q}{B^2 W}\left[8\left(\frac{B}{d}\right)^{1/3} - 17\mu\right],$$

где $\mu$ — относительное количество донных наносов,
$B$ — ширина потока.

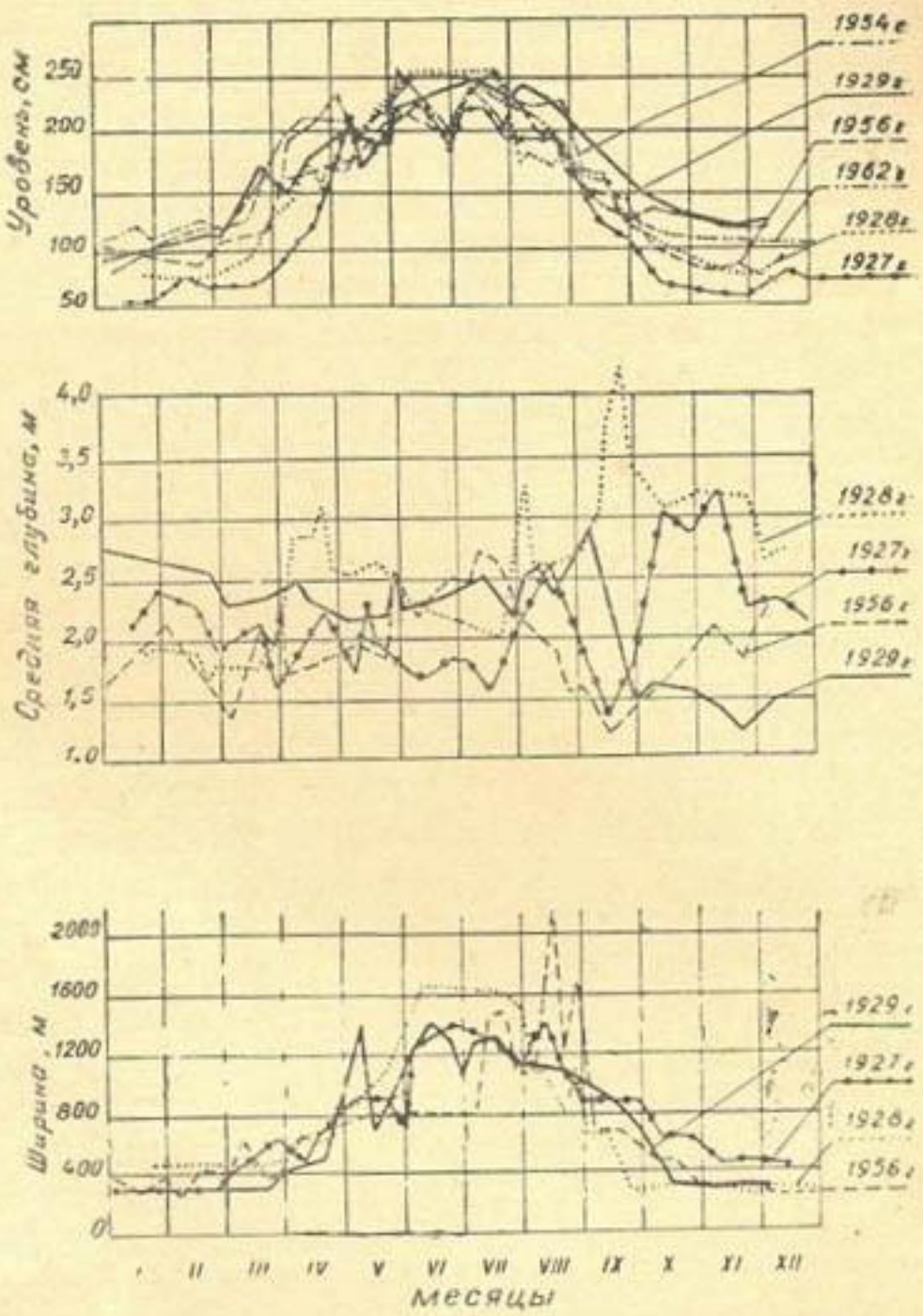



Рис. 1. Графики изменения уровня воды, глубины и ширины потока по годам по створу гидрологической станции Керки на реке Амударье.

В действительности ширина, как и глубина потока, изменяется в зависимости от расхода воды. Поэтому данная фрмула не может быть рекомендована для натуры. Для получения связи между гидравлическими элементами потока в натурных условиях перепишем ее в виде

$$\frac{h}{d} = mA\sqrt[3]{\frac{B}{d}}\left(\frac{n}{m} - \rho\right).$$

Приняв отношение $\frac{m}{n} = 20$, определим значение $m$, используя гидрологические данные реки Амударьи по створу Керки. Но прежде проверим, как изменились по нему гидрологические данные за период с 1927 г. по 1962 г. Как видно (рис. 1), за эти годы глубина, ширина и уровень

воды изменялись почти по одинаковому закону, что показывает существование в нем динамического равновесия потока (размыва и намыва не было).

В этом случае данные любого года измерения можно использовать для установления связи между элементами потока и характеристикой ложа реки. При этом необходимо упорядочить данные измерения, построив графики $Q=f(F)$, $F=f(B)$, которые составлены для створов Керки и Кызылаяка на реке Амударье за 1956—1962 гг. и близки к среднемноголетнему наблюдению.

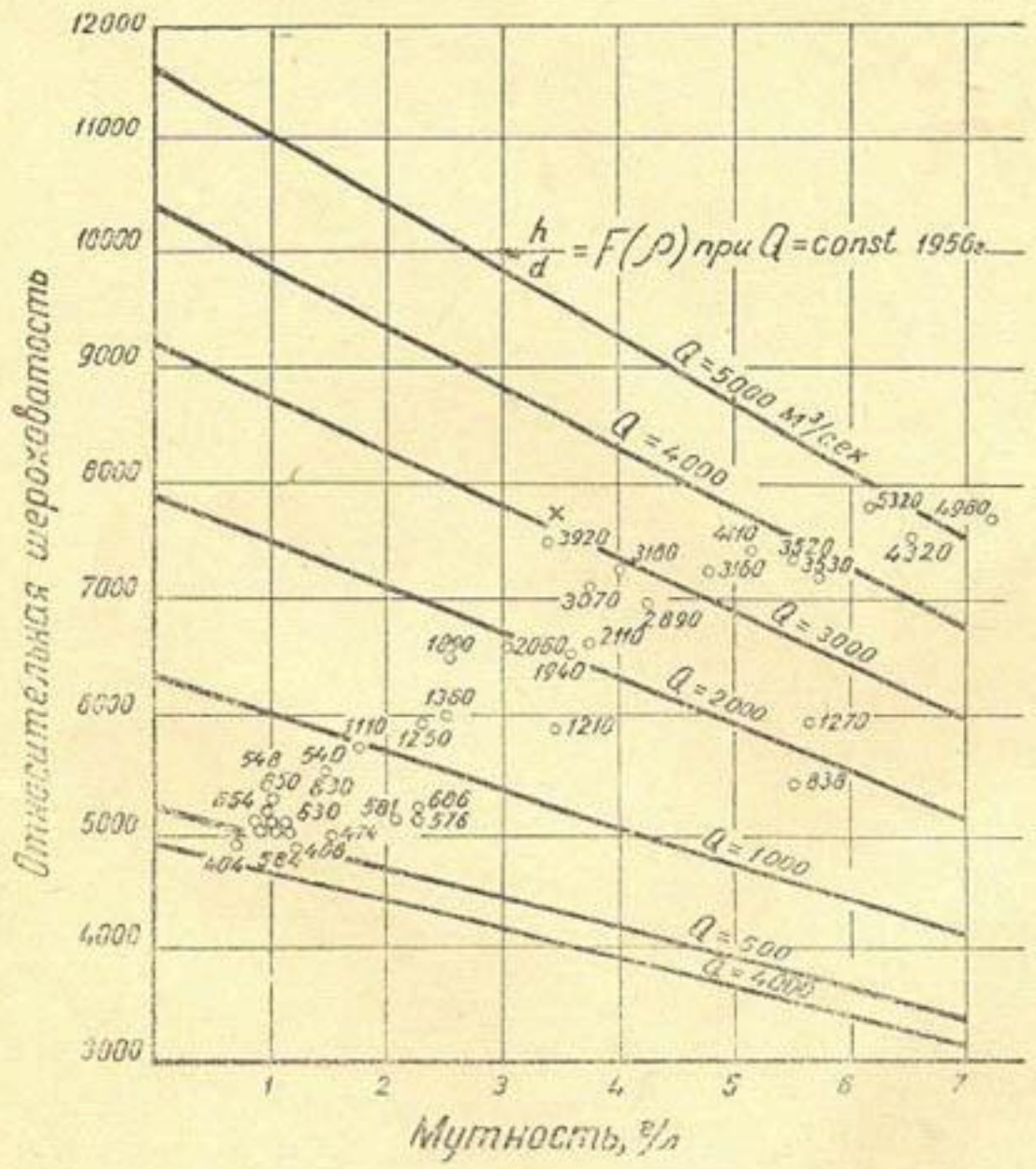



Рис. 2. График изменения относительной шероховатости в зависимости от мутности (без донных наносов) и расхода воды.

Используя их, составляем новый график (рис. 2), аналитическое выражение которого имеет вид

$$\frac{h}{d}=27{,}5\frac{Q}{B^2W}\sqrt[3]{\frac{B}{d}}(20-\rho).$$

Известно, что уклон определяется главным образом относительным количеством наносов $\rho$ (в данном случае необходимо брать взвешенные наносы) и относительной шероховатости $\frac{h}{d}$. Уклон растет с увеличением мутности и относительной шероховатости. Можно заметить также, что при $\rho=0$ с ростом $\frac{h}{d}$ уклон увеличивается. Поэтому аналитическое выражение уклона установлено в виде

$$I=\left(0{,}001\sqrt[6]{\frac{h}{d}}-0{,}004\right)+0{,}000008\rho,$$

где $Q$ — расход,
$B$ — ширина,
$W$ — гидравлическая крупность,
$d$ — средний диаметр частиц наносов,
$h$ — средняя глубина.

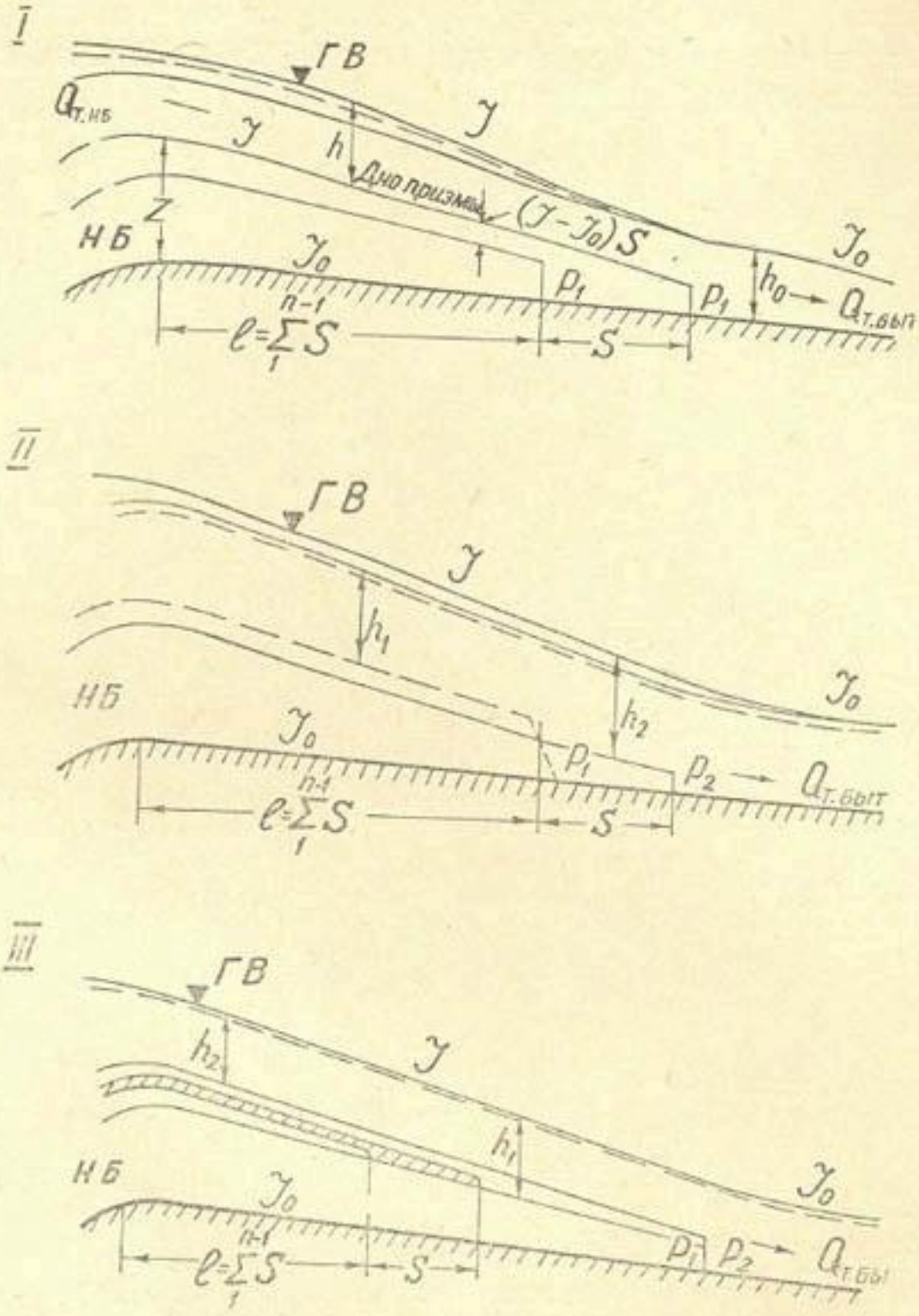



Рис. 3. Схемы занесения нижнего бьефа в зависимости от изменения расхода воды.

I—при $Q$=const, II—при $Q_2>Q_1$, III—при $Q_2<Q_1$.

Зависимость для объема отложения получается из уравнения баланса

$$\frac{\partial P}{\partial t}+\frac{\gamma}{\gamma'}\cdot\frac{\partial Q_т}{\partial S}=0$$

или в конечных разностях

$$\frac{P_1+P_2}{2}\cdot S=\frac{\gamma}{\gamma'}(Q_{т2}-Q_{т1})\,\Delta t.$$

Расходы воды и наносов принимаем постоянными, тогда глубины до и после занесения ($h_0$ и $h$) не будут меняться, и средняя высота

отложения $P$ будет определяться их разницей (рис. 3):

$$P = h_0 - h.$$

Как видно из схемы отложения (рис. 3), дно за сооружением поднимается и за счет изменения уклона. Тогда уравнение баланса можно записать в виде

$$\left[ P_1 S_n + (I - I_0) S_n^2 + \sum_1^{n-1} S (I - I_0) S_n \right] B = \Delta Q_т \Delta t$$

или

$$S_n \left[ P + (I - I_0) \left( \frac{S_n}{2} + \sum_1^{n-1} S \right) \right] B = \Delta Q_т \Delta t.$$

При возрастании расхода воды, а также, по предположениям, и за счет размыва поверхности призмы предыдущих отложений происходит увеличение глубины потока. Для получения баланса в этом случае необходимо дополнить правую часть уравнения величиной объема, образовавшегося в результате размыва поверхности отложений, выносимых потоком в незанесенный участок русла. Тогда получим

$$\Delta Q_т \Delta t + (h_2 - h_1) \sum_1^{n-1} S \cdot B,$$

где $h_1 - h_2$ — глубины, соответствующие расходам $Q_1$ и $Q_2$. При этом первоначальная высота призмы отложения $P_1$ уменьшается на величину $h_2 - h_1$. При уменьшении же расхода занесение происходит над призмой ранее отложившихся наносов. Следовательно, правая часть уравнения баланса будет

$$\Delta Q_т \Delta t - (h_1 - h_2) \sum_1^{n-1} S \cdot B,$$

а первоначальная высота $P_1$ увеличится на разницу $(h_1 - h_2)$.

Полученные уравнения баланса справедливы для расчета занесения, когда все наносы идут на образование призмы отложения [2]. Если же на отложение идет лишь часть наносов, поскольку в бытовых условиях значительное количество их транспортировалось вниз по течению, то объем наносов следует записать в виде разницы между стоками твердого расхода до и после водозабора, учитывая при этом и поступление наносов в каналы, то есть $(Q_{т.\,н.\,б} - Q_{т.\,б})\,\Delta t$.

Известно, что часть поступающих сверху наносов задерживается в пределах занесенного участка бьефа, а остальное идет на удлинение призмы и уносится вниз. При этом дно поднимается параллельно самому себе с некоторым уклоном. Так как сопротивление увеличивается пропорционально длине, то первоначальное дно $P_1$ поднимается еще (за счет уклона) на величину $(I - I_0) \sum_1^n S$,

где $P_1$ — первоначальная величина подъема дна,

$\sum S$ — длина призмы отложения,

$I_0$ и $I$ — уклоны соответственно до и после занесения.

Тогда величина подъема уровня воды [2] в рассматриваемый момент времени в зависимости от длины отложения, глубины и уклона будет

$$У_n = (I - I_0) \sum_1^n S + [P_1 \pm (h_{n+1} - h_n)] + h_n,$$

где $У_n$ — уровень воды при $Q_n$,

$h_{n+1}$ — глубина потока при $Q_{n+1}$,

$h_n$ — при $Q_n$.

При расчете занесения нижнего бьефа необходимо сначала установить объем отложения, получающийся за счет изменения транспортирующей способности. Полагается, что донные наносы сбрасываются полностью, а взвешенные — частично. В условиях Амударьи вообще неизвестен расход донных наносов, взвешенные принимаются по гидрологическому ежегоднику.

По данным измерения в ств. Чатлы на Амударье, донные наносы составляют около одного процента от взвешенных, по формулам И. И. Леви, Г. И. Шамова, — пять процентов, по измерениям Хачатуряна в голове канала Ташсака, — около восьми процентов, в практических расчетах сток донных наносов часто принимается равным 10—15 и даже 25% от стока взвешенных.

С учетом этого был составлен график процента содержания в потоке донных наносов от взвешенных в зависимости от уклона дна 16 рек Средней Азии. Если судить по такому графику для реки (например, Амударьи) с малым уклоном, донные наносы составят лишь около одного процента от взвешенных. Но тем не менее, если обратить внимание на их механический состав, можно заметить, что по мере увеличения скорости крупные фракции в толще потока уменьшаются, следовательно, они проходят как донные наносы. В донных отложениях крупные фракции составляют около 25—30%. Однако из-за отсутствия точных измерений трудно сказать, все ли они участвуют в движении или просто происходит их осаждение. При этом количество крупных фракций в паводок в составе взвешенных наносов уменьшается, а в зимний период, наоборот, увеличивается. Но эти фракции обычно можно встретить в донных отложениях. Следовательно, всегда наблюдается движение донных наносов. Неизвестно только, какая часть этой фракции будет участвовать в движении. В процентном отношении в межень расход донных наносов больше, чем в паводок. Это подтверждается исследованиями русловых деформаций на реке Вахш, выполненными сотрудником отдела русел САНИИВПиГ В. Е. Тузовым. На основании подсчетов объема русловых деформаций им была выведена формула для определения расхода донных наносов

$$Q_{т.\,д} = 0{,}0885 \frac{Q}{Fr^{0{,}84}} \; кг/сек,$$

где $Fr = \frac{v^2}{gh}$ — число Фруда,

$Q$ — расход воды, $м^3/сек$.

В результате подсчетов по этой формуле выяснено, что донные наносы в паводок составляют около 10, в межень около 100, а по годовому стоку в среднем 18—20% от взвешенных.

Для примера рассмотрим занесение нижнего бьефа Кызылаякского гидроузла, проектируемого Куйбышевским филиалом Гидропроекта. Здесь водозабор осуществляется с малым насыщением, причем, согласно графику водопотребления (табл. 1), процент забора воды больше, чем процент отбора наносов, в результате чего появляются избыточные наносы, приводящие к увеличению уклона. За счет измене-

ния уклона в нижнем бьефе образуется пространство в виде продольной треугольной (в профиль) призмы, ограниченной снизу первоначальным уклоном дна и сверху — уклоном, устанавливаемым после занесения, а также основанием в нижнем бьефе непосредственно за плотиной. Избыточные наносы идут на заполнение этого пространства, после чего устанавливается уклон, способный транспортировать все наносы. Часть взвешенных и донных наносов, идущая непосредственно на отложение, составляет за год 23107000 $м^3$. Материалы подсчетов по определению

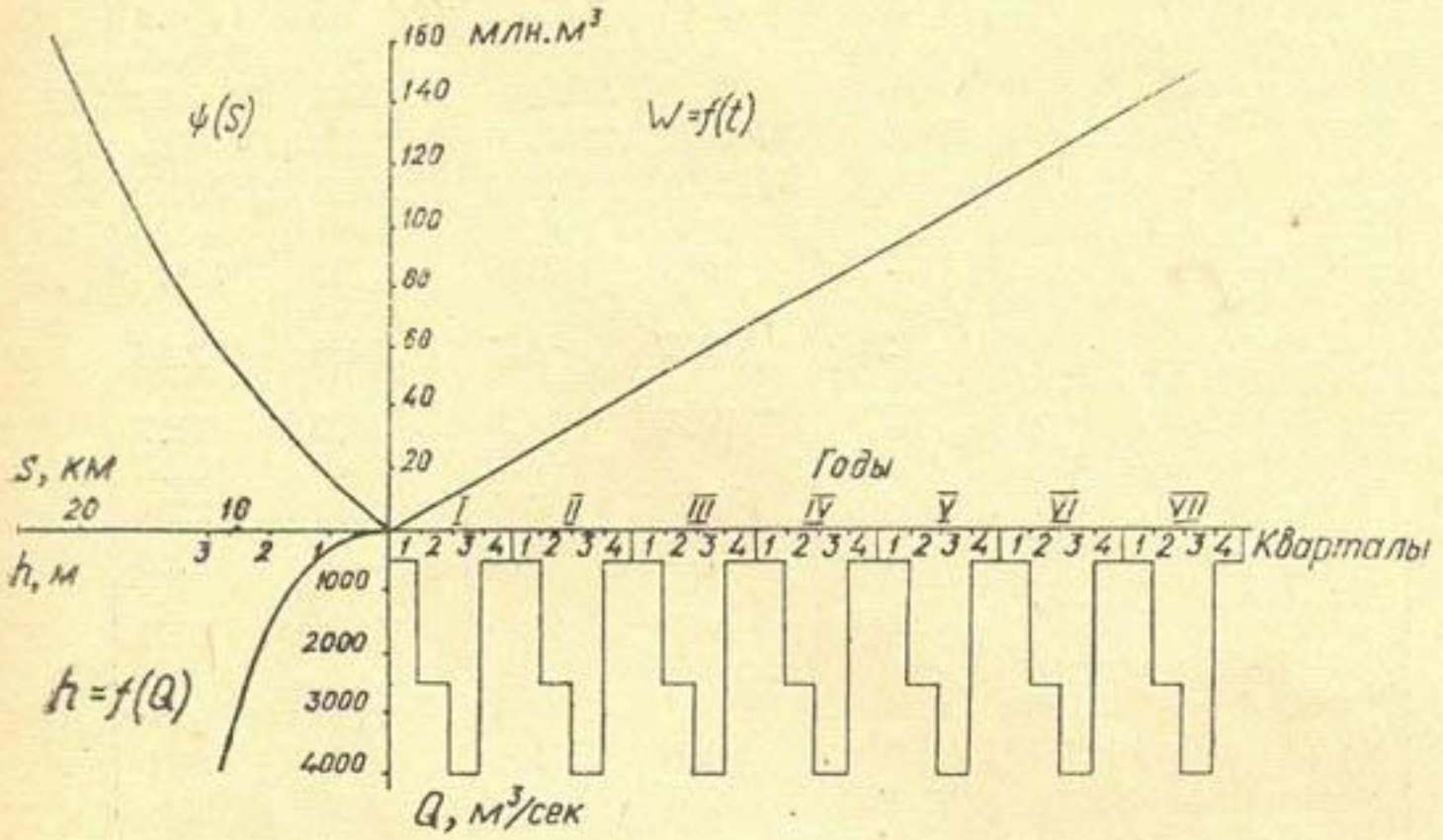



Рис. 4. Прямоугольная координатная система, включающая графики изменения стока наносов, глубины потока и длины призмы отложения в зависимости от гидрографа реки в нижнем бьефе (после водозабора).

объема отложений сведены в табл. 1. Кызылаякский гидроузел, осуществляемый на Амударье, состоит из плотины и правых и левых регуляторов с многокамерными отстойниками периодического действия. Расчетный расход 9960 $м^3/сек$. Максимальный забор воды составляет 65, а отбор взвешенных наносов — 42%. Компоновка гидроузла основана на принципе двухстороннего водозабора с прямым подходом к гидроузлу с русловым расположением отстойников. Как показал расчет заиления верхнего бьефа, в конце третьего года эксплуатации наносы начали проходить в нижний бьеф, и мутность стала равна ее среднегодовому значению. В период заиления верхнего бьефа в нижнем происходит интенсивный размыв, и глубина потока при $Q=500$ $м^3/сек$ оказывается равной 3,5 *м*. С момента поступления наносов сверху размыв прекращается и начинается обратный завал.

Учитывая, что при занесении дно нижнего бьефа поднимается и поток, растекаясь, начинает захватывать все большую и большую часть естественной ширины русла, для упрощения расчета принимаем естественную ширину русла, которая равна 1600 *м*.

Согласно методике расчета, строим прямоугольную координатную систему (рис. 4).

Определив по нашей формуле уклон с учетом изменения мутности и уменьшения расхода в нижнем бьефе с помощью формулы Шези, в третьем квадранте построим график $Q = f(h)$, а в четвертый поместим гидрограф реки после водозабора. Для экономии времени при производ-

Таблица 1

## Приток донных отложений

| № п/п | Показатель | Месяц, 1956 г. | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III | IV | V | VI |
| 1 | $Q_{быт.}$ $м^3/сек$ | 821 | 840 | 1160 | 2580 | 3350 | 3440 |
| 2 | $Q_{взв.\ быт}$ $кг/сек$ | 1000 | 1220 | 3960 | 14200 | 14700 | 12500 |
| 3 | $\rho_{быт.}$, $г/л$ | 1,25 | 1,44 | 3,52 | 5,5 | 4,4 | 3,62 |
| 4 | Водозабор, $м^3/сек$ | 360 | 381 | 550 | 530 | 547 | 660 |
| 5 | $(Q_т\ \Delta t)$ каналов, $м^3$ | 466000 | 471000 | 1291000 | 2824000 | 3425000 | 2984000 |
| 6 | $(Q_{взв.}\ \Delta t)_{взв.быт.}$ $м^3$ | 2000000 | 2440000 | 7930000 | 28400000 | 29400000 | 25000000 |
| 7 | $\Sigma Q_{взв.}\ \Delta t_{нб.}$, $м^3$ | 1534000 | 1969000 | 6639000 | 25576000 | 25975000 | 23016000 |
| 8 | Сброс $Q_{взв.\ быт.\ нб}$, $кг/сек$ | 766 | 986 | 3315 | 12780 | 12975 | 11000 |
| 9 | Отбор $Q_{взв.}$ каналов, $кг/сек$ | 234 | 236 | 645 | 1420 | 1725 | 1500 |
| 10 | Отбор взвешенных наносов, % | 23,4 | 19,3 | 16,3 | 10,0 | 11,7 | 12,0 |
| 11 | Забор воды, % | 44 | 45 | 47,5 | 20,6 | 16,3 | 19,2 |
| 12 | $Q_{нб}$, $м^3/сек$ | 461 | 467 | 610 | 2050 | 2803 | 2780 |
| 13 | $\rho_{нб\ взв.}$, $г/л$ | 1,66 | 2,12 | 5,5 | 6,25 | 4,65 | 4,0 |
| 14 | $Q_{взв.\ быт.\ нб}$ $(4\times13)$, $кг/сек$ | 580 | 655 | 2140 | 11300 | 2300 | 10100 |
| 15 | Избыточные взвешенные, (9—15) $кг/сек$ | 186 | 331 | 1175 | 1480 | 675 | 900 |
| 16 | $Q_{дон.\ быт.}$, $кг/сек$ | 800 | 840 | 1340 | 2260 | 2300 | 2180 |
| 17 | $Q_{дон.\ быт.\ нб}$, $кг/сек$ | 650 | 700 | 1240 | 2150 | 2200 | 2100 |
| 18 | Избыточные донные, (17—18) $кг/сек$ | 150 | 140 | 100 | 110 | 100 | 80 |
| 19 | Расход отложений, (16—19) $кг/сек$ | 336 | 471 | 1275 | 1590 | 775 | 980 |
| 20 | Донные отложения, $м^3$ | 472000 | 940000 | 2540000 | 3180000 | 1550000 | 1950000 |

| № п/п | Показатель | Месяц, 1956 г. | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | VII | VIII | IX | X | XI | XII |
| 1 | $Q_{быт.}$, $м^2/сек$ | 4690 | 3730 | 1960 | 1060 | 804 | 811 |
| 2 | $Q_{взв.\ быт.}$, $кг/сек$ | 27700 | 19300 | 4290 | 1320 | 754 | 801 |
| 3 | $\rho_{быт.}$, $г/л$ | 6,07 | 5,32 | 2,18 | 1,28 | 0,93 | 1,04 |
| 4 | Водозабор, $м^3/сек$ | 675 | 667 | 634 | 485 | 527 | 377 |
| 5 | $(Q_т.\ \Delta t)$ каналов, $м^3$ | 2740000 | 2543000 | 1465000 | 610000 | 630000 | 371000 |
| 6 | $(Q_{взв.}\ \Delta t)_{взв.\ быт.}$, $м^3$ | 55400000 | 38700000 | 8600000 | 2650000 | 1510000 | 1600000 |
| 7 | $\Sigma Q_{взв.}\ \Delta t_{нб}$, $м^3$ | 52660000 | 36157000 | 7135000 | 2040000 | 880000 | 1229000 |
| 8 | Сброс $Q_{взв.\ быт.\ нб}$, $кг/сек$ | 26340 | 18020 | 3555 | 1010 | 437 | 616 |
| 9 | Отбор $Q_{взв.}$ каналов, $кг/сек$ | 1360 | 1280 | 735 | 310 | 317 | 135 |
| 10 | Отбор взвешенных наносов, % | 4,9 | 6,6 | 17,1 | 23,5 | 42,0 | 23,2 |
| 11 | Забор воды, % | 14,4 | 17,9 | 32,4 | 45,7 | 65,5 | 46,5 |
| 12 | $Q_{нб}$, $м^3/сек$ | 4015 | 3063 | 1321 | 575 | 377 | 434 |
| 13 | $\rho_{нб\ взв.}$, $г/л$ | 6,8 | 6,0 | 2,7 | 1,8 | 1,2 | 1,42 |
| 14 | $Q_{взв.\ быт.\ нб}$ $(4\times13)$, $кг/сек$ | 24400 | 16300 | 2900 | 735 | 350 | 450 |

Продолжение таблицы 1

| № п/п | Показатели | Месяцы, 1956 г. | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | VII | VIII | IX | X | XI | XII |
| 16 | Избыточные взвешенные, (9—15) *кг/сек* | 1940 | 1720 | 655 | 275 | 87 | 166 |
| 17 | $Q_{\text{дон. быт.}}$, *кг/сек* | 2700 | 2470 | 1400 | 850 | 730 | 760 |
| 18 | $Q_{\text{дон. быт. нб}}$, *кг/сек* | 2600 | 2400 | 1260 | 700 | 400 | 520 |
| 19 | Избыточные донные, (17—18) *кг/сек* | 100 | 70 | 140 | 150 | 330 | 240 |
| 20 | Расход отложений, (16—19) *кг/сек* | 2040 | 1790 | 795 | 425 | 417 | 406 |
| 21 | Донные отложения, $м^3$ | 4100000 | 3580000 | 1590000 | 850000 | 835000 | 810000 |

стве расчета объединяем некоторые ступени, что приводит лишь к ускорению процесса занесения; фактически занесение происходит значительно медленнее, чем по данным наших расчетов. В первом квадранте представим график объема отложений, используя табл. 1, во втором — функцию

$$\psi(S) = S_n \left[ P + (I - I_0) \left( \frac{S_n}{2} + \sum_{1}^{n-1} S \right) \right] B.$$

Первоначальный уклон (уклон после размыва) $I_0 = 0{,}0001$. Разницу уклонов принимаем равной 0,00017, а первоначальная высота подъема $P_1 = h_0 - h = 3{,}5 - 1{,}25 = 2{,}25$.

Задаваясь теперь интервалом времени (в данном случае один квартал) в зависимости от расхода по кварталам, в первом квадранте получим значение стока, в третьем — глубины потока $h$. Подсчитаем объем $\pm \left( h_{n+1} - h_n \right) \sum_{1}^{n-1} SB$, который вычитается из стока при уменьшении расхода (или прибавляется при его увеличении). Полученное значение стока принимаем за функцию $\psi(S)$. Из второго квадранта получаем длину призмы отложения $S$. Сведем все вычисления в табл. 2. Зная глубину, уклон и длину призмы отложения, установим отметки уровня воды в нижнем бьефе после занесения. На рис. 5 представлены рекомендованные для использования графики изменения уровня воды в нижнем бьефе за 7 лет и по истечении 10 лет (3 года размыва) с момента пуска плотины в эксплуатацию в зависимости от расхода после размыва, в бытовых условиях и после занесения.

Следует отметить, что в условиях Амударьи в межень образуются донные гряды, что приводит к увеличению взмучивающей скорости. В результате этого в толще потока наносы крупной фракции увеличиваются. В паводок, наоборот, дно русла сглаживается, и взмучивающая скорость уменьшается, поэтому большая часть крупных наносов движется по дну русла или на близком расстоянии от него. Учитывая наличие всей фракции как во взвешенном состоянии, так и в донных отложениях, при расчете принимаем средний диаметр и соответствующую ему гидравлическую крупность, относящуюся к фракциям только донных отложений.

Так как расход воды в связи с водозабором уменьшается, а естественная ширина русла реки остается прежней, в нижнем бьефе поток блуждает, и занесение будет происходить по его движению. С увеличе-

Таблица 2

**Расчет занесения нижнего бьефа Кызылаякского гидроузла**

| $t$ | | $Q_{н.б}$, $м^3/сек$ | $\Sigma Q_T \cdot \Delta t$, $м_3$ | $h_n$ | $h_{n+1}-h_n$ | $\sum_1^{n+1} S=l$, $м$ | $(h_{n+1}-h_n)\,l$ | $(h_{n+1}-h_n)\,lB$ | $\psi\ (S)$ | $\Sigma S$, $км$ | $\Delta y$, $м$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| год | квартал | | | | | | | | | | |
| 1-й | I | 500 | 3962000 | 1,20 | — | — | — | — | 3962000 | 1200 | 0,221 |
| | II | 2500 | 11352000 | 2,25 | 1,05 | 1200 | 1260 | 2016000 | 13368000 | 3200 | 0,544 |
| | III | 4000 | 20612000 | 2,80 | 0,55 | 3200 | 1760 | 2816000 | 23428000 | 5200 | 0,883 |
| | IV | 500 | 23107000 | 1,20 | —1,60 | 5200 | —8320 | —13312000 | 9795000 | 2400 | 0,407 |
| 2-й | I | 500 | 27069000 | 1,20 | 0 | 2400 | — | — | 27069000 | 6000 | 1,02 |
| | II | 2500 | 34459000 | 2,25 | 1,05 | 6000 | 6300 | 10080000 | 44539000 | 8800 | 1,50 |
| | III | 4000 | 43719000 | 2,80 | 0,55 | 8800 | 4840 | 7744000 | 51463000 | 9900 | 1,68 |
| | IV | 500 | 46214000 | 1,20 | —1,60 | 9900 | —15840 | —25244000 | 20970000 | 4800 | 0,82 |
| 3-й | I | 500 | 50176000 | 1,20 | 0 | 4800 | — | — | 50176000 | 9800 | 1,66 |
| | II | 2500 | 57566000 | 2,25 | 1,05 | 9800 | 10290 | 16464000 | 74030000 | 13100 | 2,21 |
| | III | 4000 | 66826000 | 2,80 | 0,55 | 13100 | 7205 | 11528000 | 78354000 | 13600 | 2,31 |
| | IV | 500 | 69321000 | 1,20 | —1,60 | 13600 | —21760 | —34816000 | 34505000 | 7200 | 1,22 |
| 4-й | I | 500 | 73283000 | 1,20 | 0 | 7200 | — | — | 73283000 | 12900 | 2,20 |
| | II | 2500 | 80673000 | 2,25 | 1,05 | 12900 | 13545 | 21772000 | 102445000 | 16400 | 2,78 |
| | III | 4000 | 89933000 | 2,80 | 0,55 | 16400 | 9020 | 14432000 | 104365000 | 16100 | 2,84 |
| | IV | 500 | 92428000 | 1,20 | —1,60 | 16700 | —26720 | —42752000 | 49676000 | 9600 | 1,63 |
| 5-й | I | 500 | 96390000 | 1,20 | 0 | 9600 | — | — | 96390000 | 15700 | 2,66 |
| | II | 2500 | 103780000 | 2,25 | 1,05 | 15700 | 16485 | 26376000 | 130156000 | 19400 | 3,30 |
| | III | 4000 | 113040000 | 2,80 | 0,55 | 19400 | 10670 | 17172000 | 130212000 | 19400 | 3,30 |
| | IV | 500 | 115535000 | 1,20 | —1,60 | 19400 | —31040 | —49664000 | 65871000 | 12000 | 2,04 |
| 6-й | I | 500 | 119497000 | 1,20 | 0 | 12000 | — | — | 119497000 | 18400 | 3,12 |
| | II | 2500 | 126887000 | 2,25 | 1,05 | 18400 | 19420 | 31072000 | 157959000 | 22100 | 3,76 |
| | III | 4000 | 136147000 | 2,80 | 0,55 | 22100 | 12155 | 19448000 | 155595000 | 21900 | 3,72 |
| | IV | — | — | — | — | — | — | —56064000 | 82578000 | 14100 | 2,40 |
| 7-й | I | 500 | 142604000 | 1,20 | 0 | 14100 | — | — | 142604000 | 20600 | 3,50 |
| | II | 2500 | 149994000 | 2,25 | 1,05 | 20600 | 21630 | 34608000 | 184602000 | 24500 | 4,16 |
| | III | 4000 | 159254000 | 2,80 | 0,55 | 24500 | 13475 | 21550000 | 180804000 | 24100 | 4,10 |
| | IV | 500 | 161749000 | 1,20 | —1,60 | 24100 | —38560 | —61746000 | 100003000 | 16200 | 2,75 |

нием высоты призмы отложения поток начинает отклоняться в ту сторону, где имеется низкая отметка дна и низкий уровень воды (за счет поперечного уклона). По мере скопления наносов ширина полосы занесения увеличивается и в конце концов охватывает все русло.

В связи с подъемом дна при занесении уровень воды повышается, и наступает такой момент, когда дальнейший подъем уровня начинает

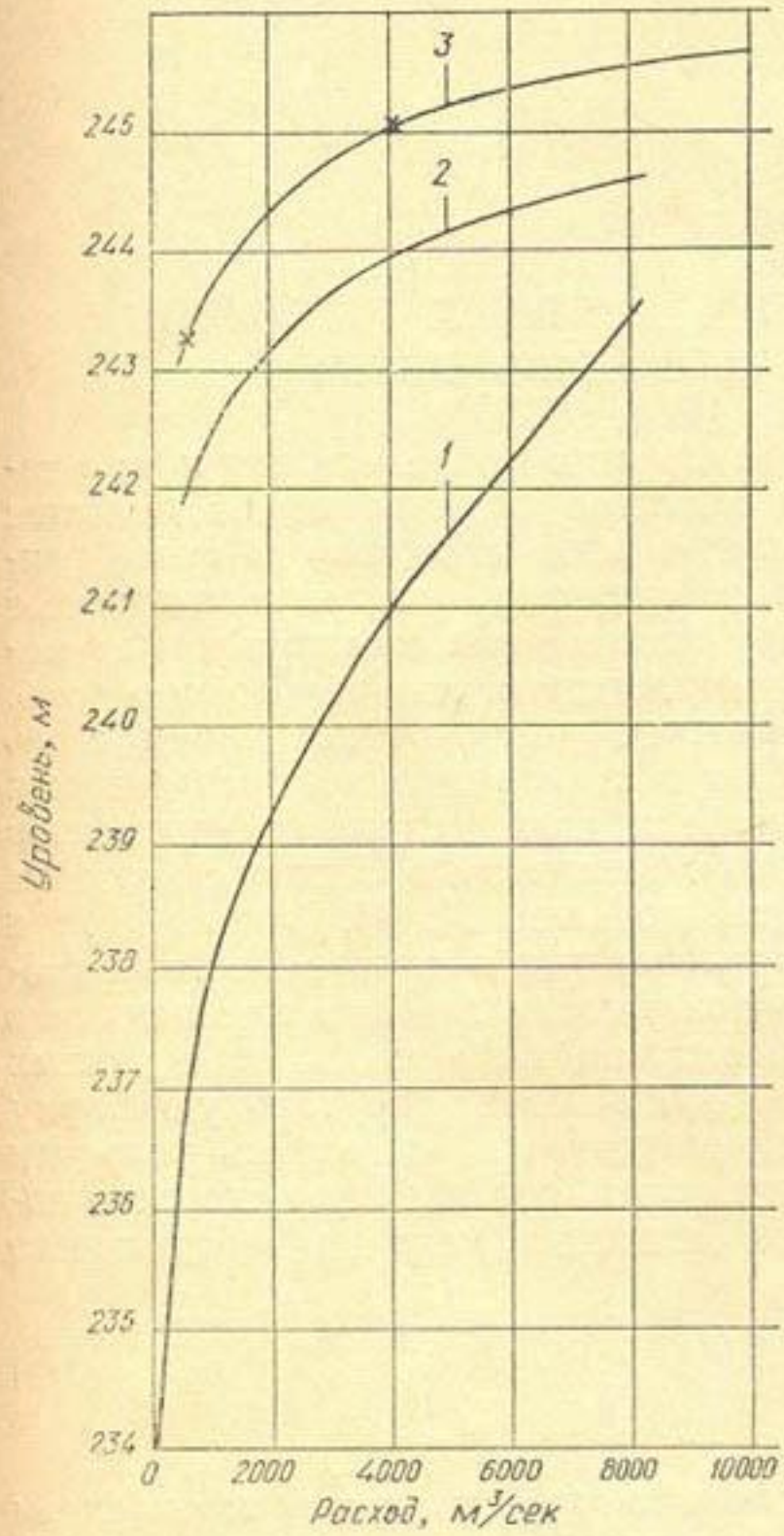



Рис. 5. Графики изменения уровня в бытовых условиях после общего размыва и занесения русла в нижнем бьефе в зависимости от расхода воды.

*1*—уровни в конце третьего года размыва; *2*—бытовые уровни в створе гидроузла (приняты при расчете общего размыва; *3*—изменение уровня за 7 лет занесения нижнего бьефа по истечении 10 лет после строительства Кызылаякского гидроузла.

влиять на пропускную способность плотины, затапливаются ее сбросные отверстия со стороны нижнего бьефа. Поэтому пропускная способность должна быть уточнена с учетом отметки уровня после занесения [2].

Дальнейшее повышение отметок уровня воды в нижнем бьефе требует проведения регулировочных работ как в верхнем, так и в нижнем бьефах. Необходимо очистить дно нижнего бьефа от скопившихся наносов и провести берегозащитные работы.

Для продления срока занесения нужно проводить механическую очистку и произвести гидравлическую промывку наносов из нижнего бьефа путем увеличения погонных расходов в тех местах, где особенно наблюдается их скопление, сосредоточив для этого расход воды в отдельных отверстиях.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Абдураупов Р. Р. К вопросу о механизме и формах движения наносов, Изв. АН УзССР, серия техн. наук, 1958, № 5.
2. Абдураупов Р. Р. Влияние отложения донных наносов на пропускную способность отверстий, ДАН УзССР, № 4, Ташкент, 1958.
3. Леви И. И. Динамика русловых потоков, М.—Л., Госэнергоиздат, 1957.
4. Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков, М.—Л., Гидрометеоиздат, 1954.

А. А. КАДЫРОВ

# НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ МЕСТНЫХ РАЗМЫВОВ ЗА ГОРИЗОНТАЛЬНЫМ КРЕПЛЕНИЕМ

Изучение кинематических характеристик (осредненных и пульсационных) потока на участке ямы местного размыва имеет большое значение при рассмотрении этого чрезвычайно сложного по своей природе явления. При попытке уточнения существующих методик расчета глубины местных размывов за сооружениями или создании новых методов эти характеристики, по-видимому,будут играть решающую роль.

Представляет определенный интерес установленная нами связь между осредненной скоростью потока в створе наибольшего размыва и длиной крепления при постоянстве других исходных параметров (без гасителей энергии на креплении). При этом в основу положены результаты экспериментальных исследований И. И. Леви [6,7] и К. И. Россинского [8]. Ими установлено, что в случае местных размывов спокойным потоком за горизонтальным гладким креплением в створе наибольшего размыва или несколько ниже эпюры осредненных скоростей приобретают однозначный вид и почти треугольную форму (рис. 1). Это обстоятельство дает возможность, пользуясь условием неразрывности потока жидкости, определить осредненную скорость потока в створе, где глубина размыва достигает максимального своего значения, то есть

$$v_t = \frac{q}{t} \tag{1}$$

для случая размыва спокойным потоком за горизонтальным креплением при полной стабилизации процесса размыва (плоская задача).

Чтобы выяснить, как изменяется $v_t$ с изменением длины крепления при постоянстве других исходных параметров ($q$, $z$, $h_2$, грунт), нами обработаны опытные данные И. И. Леви [7], С. В. Избаша [5], К. А. Сулейменова [3], Л. А. Пааля [9] и автора. Результаты обработки в виде графиков приведены на рис. 2. Как видно из кривых, опытные данные отдельных авторов хорошо апроксимируются прямыми линиями, что говорит о наличии связи между $v_t$ и $l_{кр}$ (длиной крепления):

$$v_t = k_1 l_{кр} + v_0 \tag{2}$$

или

$$\frac{v_t}{v_б} = k \frac{l_{кр}}{h_2} + a. \tag{3}$$

По структуре зависимость (3) предпочтительнее, чем зависимость (2), поскольку она включает в себя безразмерные величины. Но когда имеешь дело с опубликованными в литературе опытными данными других авторов, в большинстве случаев отсутствуют сведения относительно $v_6$ ($v_6$ — бытовая скорость, или такая скорость в русле за ямой размыва, при которой отсутствуют деформации русла), поэтому целе-

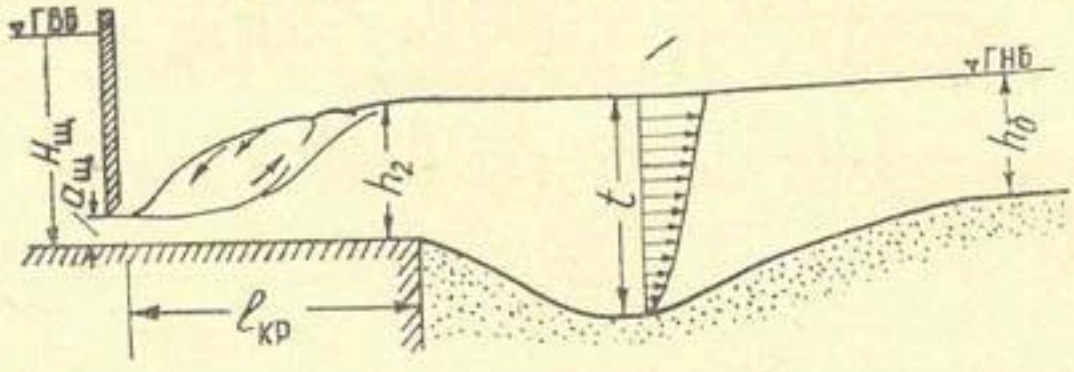



Рис. 1. Гидравлическая схема опыта.

сообразно пользоваться зависимостью (2). Зависимости (2) и (3) — уравнения прямых, где $k_1$ и $k_2$ представляют собой угловые коэффициенты и в нашем конкретном случае зависят от свойств размываемого грунта.

Что касается величин $v_0$ и $a$, то они определяются из условия, когда $l_{кр} = 0$. Но поскольку таких экспериментальных данных, в которых $l_{кр} \to 0$, нет, то поведение кривой $v_t = f$ ($l_{кр}$, грунт) на отрезке $o \leqslant l_{кр} \leqslant (3 \div 4) h_2$ не известно.

Не исключено, что на этом отрезке кривая отклонится вверх или вниз. Но, как видно из рис. 2, на отрезке (3÷4) $h_2 \leqslant l_{кр} \leqslant l_{кр.\,max}$ (где $l_{кр.\,max}$ — длина крепления, за которой в данных конкретных условиях отсутствует местный размыв) опытные точки апроксимируются прямыми линиями. Поэтому до получения конкретных опытных данных численные величины $v_0$ и $a$ могут быть определены условно продолжением кривых $v_t = f$ ($l_{кр}$, грунт) до пересечения с осью $ov_t$.

Подставляя выражения $v_t$ из (2) и (3) в уравнение (1), получаем зависимости для определения глубины местного размыва за горизонтальным креплением в условиях двухмерной задачи

$$t = \frac{q}{k_1 \; l_{кр} + v_0} \tag{4}$$

и

$$t = \frac{h_6}{k_2 \; \lambda_2 + a}, \tag{5}$$

где

$$\lambda_2 = \frac{l_{кр}}{h_2}.$$

Представленные на рис. 2 опытные данные, опубликованные в разное время, получены на экспериментальных установках разных лабораторий и с разными размываемыми материалами. Но гидравлическая схема опытов во всех случаях сходная: истечение из-под щита или через водослив практического профиля, горизонтальное гладкое крепление, прыжок в надвинутом (критическом) или незначительно затопленном положении, размываемый материал несвязный и поток рассматривается как плоский.

Можно проследить определенную зависимость между крупностью частиц размываемого материала и величиной углового коэффициента $k_1$ который растет с увеличением крупности частиц (или гидравлической крупности).

Для пользования при практических расчетах формулами (4) и (5) необходимо знать численные значения $k_1$ и $v_0$ или $k_2$ и $a$ в зависимости от грунта, возможно, и других параметров, что вызывает необходимость постановки методических опытов. Но, с другой стороны, ими можно пользоваться уже сейчас для сравнительных расчетов, например при проведении модельных исследований. На основе 2—3 опытов графически можно определить $k_1$ и $v_0$ или $k_2$ и $a$, а затем и максимальную длину крепления, за которым размыва не будет, или величину размыва при любой заданной длине крепления, что требуется для технико-экономических расчетов. Максимальная длина крепления при известных $k_1$ и $v_0$ или $k_2$ и $a$ будет

$$l_{кр.\,max} = \frac{v_б - v_0}{k_1}, \tag{6}$$

$$\lambda_{2_{max}} = \frac{1-a}{k_2}. \tag{7}$$

Представляют значительный интерес результаты обработки серии опытов К. А. Сулейменова, заимствованные из его кандидатской диссертации. В этих опытах исходные параметры ($q$, $z$, $h_2$, $h_б$) оставались постоянными, менялись только длина и абсолютная шероховатость крепления.

Опыты проведены для четырех видов шероховатостей. Шероховатость создавалась облицовкой листовым стеклом, листовой сталью, металлическим листом с наклейкой песка $d = 1 \div 2$ и $3 \div 5$ *мм*. Результаты обработки представлены на рис. 3. Как видно из рис. 3, опытные точки сгруппировались в зависимости от шероховатости крепления. С усилением ее угловой коэффициент $k_1$ или $k_2$ возрастает, соответственно сокращается та максимальная длина крепления, за которой отсутствует местный размыв русла. Это обстоятельство наглядно подтверждает [2], что с усилением шероховатости русла вся прыжковая область, включая и так называемый послепрыжковый участок, сжимается подобно пружине или гармошке, причем, по всей вероятности, с усилением шероховатости послепрыжковый участок укорачивается интенсивнее, чем водоворотная зона прыжка. Как показывает рис. 3, при изменении шероховатости, соответствующей поверхности стекла, до шероховатости, полученной наклейкой песка с $d = 3 \div 5$ *мм*, максимальная (безразмывная) длина крепления сократилась примерно вдвое, в то время как протяженность вальцовой зоны прыжка, по данным М. С. Вызго [2], при тех же соотношениях шероховатостей сокращается на меньшую величину. Это обстоятельство, несомненно, будет иметь большое значение при выборе конструкции и длины крепления в нижних бьефах водопропускных сооружений.

Интересно отметить, что все прямые, апроксимирующие опытные точки с одинаковой шероховатостью, пересекли ординатную ось примерно на одной высоте, то есть установленная связь между $\Delta$ и $K_2$ не является случайной.

Несомненный интерес представляет зависимость между глубиной размыва $t$ и погонным расходом при неизменности других исходных параметров. Знание закономерности изменения глубины размыва за

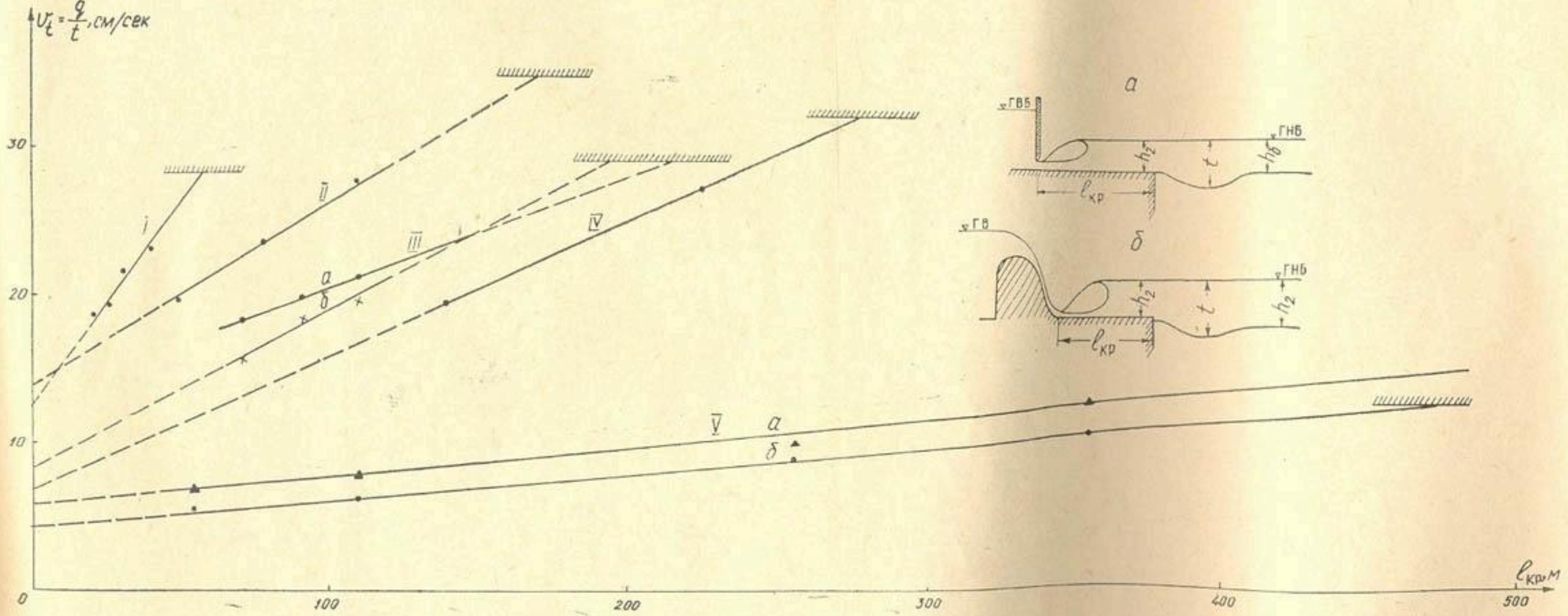



Рис. 2. График зависимости $V_t$ от длины крепления.

I—по опытам И. И. Леви; размываемый материал—опилки или порошок, $V_б$ =28 *см/сек*; II—по опытам К. А. Сулейменова; материал русла—крупный песок, $V_б$ =34,7 *см/сек*; III—по опытам А. А. Кадырова; материал русла—мелкий песок; *а*—по первой установке, *б*—по второй; $V_б$ =28,8 *см/сек*; IV—по опытам Л. А. Пааля; песок диаметром 0,6 *мм*, $V_б$ =31,8 *см/сек*; V—по опытам С. В. Избаша; материал русла—опилки (по схеме *б*), $V_б$ =12,45 *см/сек*; *а*—по первой установке, *б*—по второй. Справа вверху даны схемы (*а* и *б*) опытных установок.

одним и тем же сооружением с изменением $q$ необходимо при эксплуатации сооружений в конкретных условиях. Для этой цели были обработаны опытные данные Н. Ахмада [13], И. И. Леви [6], Р. С. Гальперина [4], Н. Н. Суровой [11] — табл. 1 и автора — табл. 2.

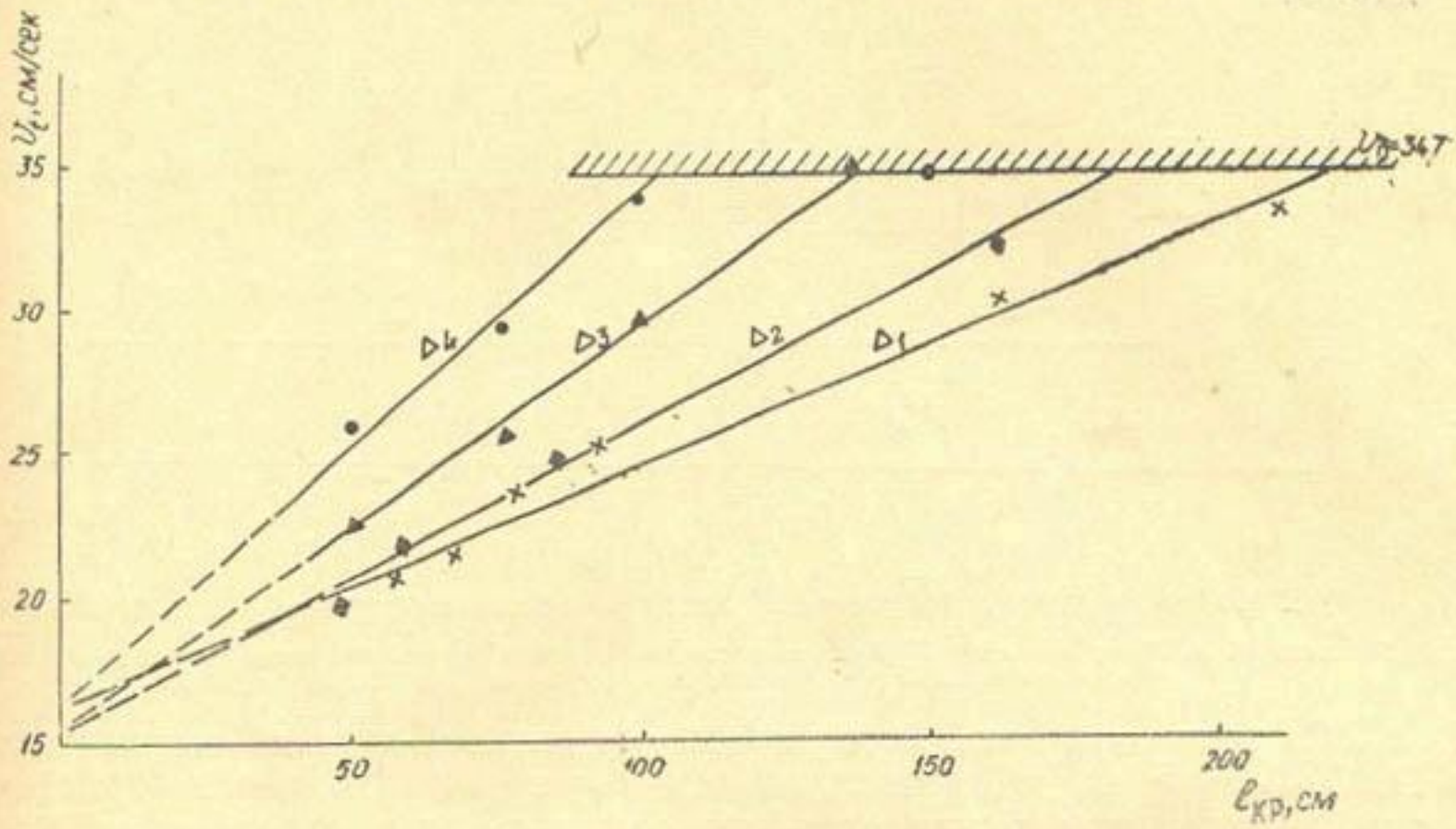



Рис. 3. График зависимости $V_t = f(l_{кр}, \Delta_{кр})$. Данные опытов: $q = 250$ *см*$^3$/*сек*, $h_б = 7{,}2$ *см*, $H_щ = 12{,}5 \div 13{,}5$ *см*, $a_щ = 2{,}5$ *см*; размываемый материал — песок; шероховатости: $\Delta_1$ — облицовка из стекла, $\Delta_2$ — стальной лист, $\Delta_3$, $\Delta_4$ — металлические листы с наклейкой песка диаметром $1 \div 2$, $3 \div 5$ *мм* соответственно.

Анализируя результаты своих опытов на моделях разных плотин, пакистанский исследователь Н. Ахмад пишет, что „глубину воронок размыва, образующихся за гидросооружениями, можно выразить независимо от условий стабилизации, состава песка, длины крепления и т. д.“ так:

$$\frac{t}{q^{1/3}} = \text{const} = A_1. \tag{8}$$

Такой вывод не согласуется с известными данными исследований советских авторов [1], которые наглядно показали, что $t$ зависит от многих факторов, в том числе и от длины крепления, и от грунта, и от конструкции сооружения, и т. д. Но равенство (8) представляет интерес для случаев, когда исходные параметры опытов, кроме погонного расхода $q$, остаются постоянными.

Как видно из записи (8), постоянная $A_1$ является размерной величиной. Между тем легко можно получить и безразмерную постоянную. Для этого обе части равенства (8) умножим на величину $\sqrt[3]{\frac{g}{a_{кр}}}$, тогда

$$\frac{t}{\sqrt[3]{\frac{a_{кр} q^2}{g}}} = A_1 \sqrt[3]{\frac{g}{a_{кр}}} \tag{9}$$

или

$$\frac{t}{h_{кр}} = A, \tag{9'}$$

где $A$ — безразмерная постоянная,

$\alpha_{кр}$ — коррективкинетической энергии потока с критической глубиной.

При обработке опытных данных использовано равенство (9′) (рис. 4). Для наглядности на рис. 4 нанесена только часть опытных данных.

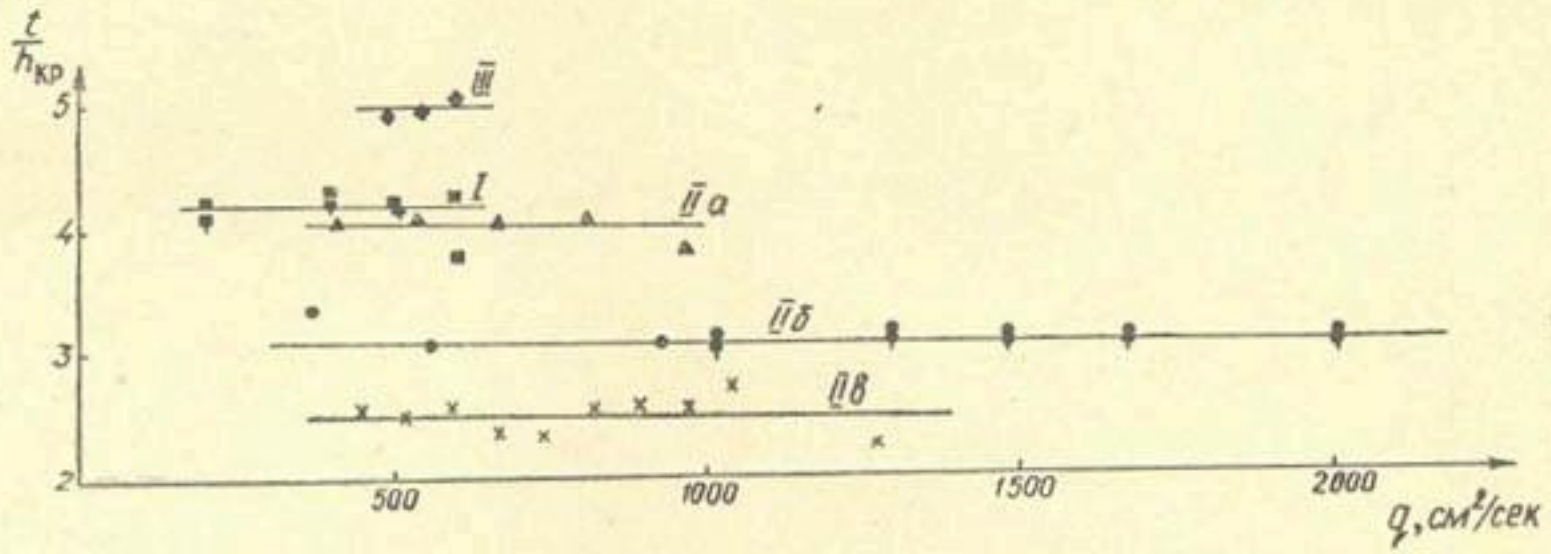



Рис. 4. Зависимость относительной глубины размыва от погонного расхода.

I—опыты И. И. Леви; II—опыты Н. Ахмада: *а*—модель плотины Рупар, *б*—модели плотины Гримму, *в*—модель плотины Ислам (пролеты 22—25); III—опыты Р. С. Гальперина.

Следует отметить, что подобную точку зрения высказывал и Р. С. Гальперин [4], правда, на основе результатов только трех опытов. В качестве размываемого материала им был использован акрылатный порошок. По его опытам (длина крепления более 10 $h_б$, в конце крепления имеется ковшевидный участок), отношение $\frac{h_{кр}}{t}$ получилось приблизительно равным 0,2 (или $\frac{t}{h_{кр}} \simeq 5$). Постоянство относительной глубины размыва при изменении расхода $q$ отмечено и в работе И. Б. Студеничникова [10], но при обработке опытных данных им использовано отношение $\frac{t}{h_б}$.

Вернемся к опытным данным Н. Ахмада. Свои данные он получил на основе модельных исследований ряда водосливных плотин — Гримму (2 модели), Ферозипар, Рупар и Ислам. Конструкция плотин (водосливов), а также устройство креплений в нижнем бьефе самое различное, в качестве размываемого материала использовался песок. Расходы, пропущенные через сооружения, менялись в широких пределах. Например, для плотины Гримму отношение максимального расхода к минимальному, пропущенному через модель, составляет величину порядка 6. Модель плотины Ислам, состоящей из 25 водосливных пролетов, исследована в пространственных условиях. Наибольшие размывы получились, как и следовало ожидать, против средних пролетов — от 11 до 21. Напротив крайних пролетов у берегов размывы несколько меньшие.

Попутно следует отметить, что в данном случае определенную роль сыграло, по-видимому, увеличение пропускной способности водосливных отверстий по направлению к середине водосливного фронта. На основе экспериментальных данных И. Я. Татаров [12] установил, что пропускная способность отверстий, расположенных в середине водосливного фронта, на 5÷7% больше, чем крайних, расположенных у берегов. Другими словами, погонные расходы в середине водосливного фронта бывают большими, чем по краям, даже если поток пропускается равномерно по всему водосливному фронту. Такое неравномерное распределение

Таблица 1

| Номер опыта по автору | $q$, $см^2/сек$ | $h_{кр}$, $см$ | $t$, $см$ | $a=\frac{t}{h_{кр}}$ | $l_{кр}$, $см$ | $H_{щ}$, $см$ | Грунт |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Опыты Назира Ахмада[1]** | | | | | | | |
| I. Плотина Гримму | | | | | | | |
| а) модель 1 | | | | | | | |
| 1 | 2020 | 16,00 | 49,8 | 3,12 | Сведений не имеется | Сведений не имеется | Песок |
| 2 | 1680 | 14,20 | 43,5 | 3,07 | | | |
| 3 | 1485 | 13,10 | 40,9 | 3,12 | | | |
| 4 | 1300 | 12,00 | 38,3 | 3,19 | | | |
| 5 | 1115 | 10,82 | 34,3 | 3,16 | | | |
| 6 | 929 | 9,56 | 29,7 | 3,11 | | | |
| 7 | 557 | 6,80 | 21,0 | 3,09 | | | |
| 8 | 372 | 5,20 | 17,7 | 3,41 | | | |
| б) модель 2 | | | | | | | |
| 1 | 2020 | 16,00 | 49,3 | 3,08 | То же | То же | Песок |
| 2 | 1680 | 14,20 | 43,7 | 3,08 | | | |
| 3 | 1485 | 13,10 | 41,2 | 3,14 | | | |
| 4 | 1300 | 12,00 | 38,0 | 3,17 | | | |
| 5 | 1115 | 10,82 | 33,3 | 3,07 | | | |
| II. Плотина Ферозипар | | | | | | | |
| 1 | 1235 | 11,52 | 40,0 | 3,47 | То же | То же | Песок |
| 2 | 1220 | 11,35 | 34,75 | 3,06 | | | |
| 3 | 1056 | 10,40 | 33,90 | 3,26 | | | |
| 4 | 992 | 10,00 | 33,00 | 3,30 | | | |
| 5 | 675 | 7,75 | 27,15 | 3,50 | | | |
| 6 | 608 | 7,22 | 25,20 | 3,49 | | | |
| 7 | 576 | 6,96 | 22,85 | 3,28 | | | |
| III. Плотина Рупар | | | | | | | |
| 1 | 965 | 9,82 | 38,1 | 3,88 | То же | То же | Песок |
| 2 | 805 | 8,70 | 35,7 | 4,10 | | | |
| 3 | 663 | 7,63 | 31,2 | 4,08 | | | |
| 4 | 532 | 6,60 | 27,2 | 4,12 | | | |
| 5 | 403 | 5,47 | 22,1 | 4,05 | | | |
| IV. Плотина Ислам | | | | | | | |
| а) пролеты 1—4 | | | | | | | |
| 1 | 1261 | 11,70 | 31,8 | 2,72 | То же | То же | Песок |
| 2 | 1115 | 10,82 | 30,3 | 2,80 | | | |
| 3 | 670 | 7,70 | 21,2 | 2,75 | | | |
| б) пролеты 5—10 | | | | | | | |
| 1 | 1115 | 10,82 | 28,9 | 2,67 | То же | То же | Песок |
| 2 | 966 | 9,83 | 27,25 | 2,78 | | | |
| 3 | 816 | 8,79 | 24,3 | 2,77 | | | |
| 4 | 670 | 7,70 | 21,9 | 2,84 | | | |
| 5 | 520 | 6,48 | 18,45 | 2,85 | | | |
| 6 | 372 | 5,20 | 12,65 | 2,44 | | | |

[1] Опытные данные Назира Ахмада пересчитаны в метрическую систему (1 фунт = =30,48 *см*).

| Номер опыта по автору | $q$, $см^2/сек$ | $h_{кр}$, $см$ | $t$, $см$ | $a = \frac{t}{h_{кр}}$ | $l_{кр}$, $см$ | $H_{щ}$, $см$ | Грунт |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | в) пролеты 11—24 | | | | |
| 1 | 1560 | 14,25 | 39,0 | 2,74 | Сведений не имеется | Сведений не имеется | Песок |
| 2 | 1410 | 13,29 | 38,0 | 2,86 | | | |
| 3 | 1261 | 11,70 | 36,4 | 3,10 | | | |
| 4 | 1115 | 10,82 | 33,0 | 3,05 | | | |
| | | | г) пролеты 22—25 | | | | |
| 1 | 1278 | 11,83 | 27,0 | 2,28 | То же | То же | Песок |
| 2 | 1040 | 10,32 | 27,9 | 2,74 | | | |
| 3 | 966 | 9,83 | 25,25 | 2,57 | | | |
| 4 | 890 | 9,26 | 24,30 | 2,63 | | | |
| 5 | 817 | 8,78 | 23,0 | 2,62 | | | |
| 6 | 744 | 8,71 | 20,80 | 2,39 | | | |
| 7 | 670 | 7,70 | 18,45 | 2,40 | | | |
| 8 | 595 | 7,08 | 18,60 | 2,63 | | | |
| 9 | 520 | 6,48 | 16,55 | 2,56 | | | |
| 10 | 445 | 5,86 | 15,05 | 2,57 | | | |
| | | | Опыты И. И. Леви | | | | |
| 2 | 200 | 3,44 | 14,5 | 4,21 | 60,0 | 30 | Мелкий песок |
| 12 | 400 | 5,46 | 23,5 | 4,30 | 77,0 | 30 | |
| 14 | 500 | 6,32 | 27,0 | 4,20 | 84,0 | 30 | |
| 6 | 600 | 7,15 | 30,3 | 4,28 | 89,0 | 30 | |
| 1 | 200 | 3,44 | 14,0 | 4,07 | 50,0 | 20 | Мелкий песок |
| 8 | 400 | 5,46 | 23,0 | 4,22 | 63,0 | 20 | |
| 15 | 500 | 6,32 | 26,0 | 4,12 | 66,0 | 20 | |
| 11 | 600 | 7,15 | 27,0 | 3,78 | 68,0 | 20 | |
| | | | Опыты Н. Н. Суровой | | | | |
| 3 | 173 | 3,12 | 11,1 | 3,56 | 86,2 | 36,6 | Мелкий песок |
| 6 | 200 | 3,44 | 13,9 | 4,05 | 86,2 | 39,5 | |
| 15 | 244 | 3,92 | 14,4 | 3,68 | 86,2 | 39,5 | |
| 4 | 173 | 3,12 | 10,8 | 3,46 | 107,0 | 46,0 | |
| 9 | 223 | 3,70 | 13,0 | 3,52 | 107,0 | 32,0 | |
| | | | Опыты Р. С. Гальперина | | | | |
| — | 605 | 7,21 | 36,7 | 5,10 | 10 | — | Акрилатный порошок |
| — | 540 | 6,70 | 33,10 | 4,95 | 10 | — | |
| — | 490 | 6,27 | 30,99 | 4,94 | 10 | — | |

их приводит к неравномерности распределения и скоростей потока с наибольшими величинами по середине водосливного фронта. Последнее обстоятельство неизбежно приводит к тому, что при растекании потока в нижнем бьефе образуется приток из зон с большим гидростатическим давлением в зоны с меньшим давлением, то есть с боков к середине потока, что усиливает и без того неравномерное распределение расходов и скоростей на участке крепления и за ним. Вот почему на моделях водосливных плотин даже при одинаковом открытии отверстий по всему фронту напротив средних пролетов всегда располагаются зоны наибольшего размыва.

Таблица 2

| $q$, $см^2/сек$ | $h_{кр}$, $см$ | $t$, $см$ | $a=\frac{t}{h_{кр}}$ | $l_{кр}$, $см$ | Размываемый материал |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $a_{щ}=1{,}8$ $см$ | | | |
| 200 | 3,43 | 12,1 | 3,54 | 50 | Песок $d=1{,}5\div3{,}0$ $мм$ |
| 300 | 4,50 | 17,2 | 3,84 | 50 | |
| 400 | 5,45 | 20,5 | 3,76 | 50 | |
| 500 | 6,33 | 24,7 | 3,88 | 50 | |
| 300 | 4,50 | 16,0 | 3,54 | 70 | |
| 400 | 5,45 | 20,5 | 3,76 | 70 | |
| 500 | 6,33 | 24,2 | 3,80 | 70 | |
| 300 | 4,50 | 15,5 | 3,45 | 90 | |
| 400 | 5,45 | 19,9 | 3,66 | 90 | |
| 500 | 6,33 | 23,7 | 3,74 | 90 | |
| | | $a_{щ}=2{,}5$ $см$ | | | |
| 300 | 4,50 | 14,6 | 3,24 | 30 | То же |
| 400 | 5,45 | 18,2 | 3,34 | 30 | |
| 500 | 6,33 | 21,1 | 3,34 | 30 | |
| 300 | 4,50 | 16,0 | 3,56 | 50 | |
| 400 | 5,45 | 19,7 | 3,58 | 50 | |
| 500 | 6,33 | 22,1 | 3,50 | 50 | |
| 300 | 4,50 | 15,9 | 3,54 | 70 | |
| 400 | 5,45 | 19,3 | 3,54 | 70 | |
| 500 | 6,33 | 22,5 | 3,54 | 70 | |
| 300 | 4,50 | 15,5 | 3,40 | 90 | |
| 400 | 5,45 | 19,9 | 3,62 | 90 | |
| 500 | 6,33 | 23,7 | 3,68 | 90 | |
| | | $a_{щ}=4{,}3$ $см$ | | | |
| 300 | 4,50 | 14,1 | 3,14 | 50 | То же |
| 400 | 5,45 | 18,3 | 3,36 | 50 | |
| 500 | 6,33 | 21,5 | 3,38 | 50 | |
| 300 | 4,50 | 14,3 | 3,18 | 70 | |
| 400 | 5,45 | 17,4 | 3,20 | 70 | |
| 500 | 6,33 | 20,7 | 3,26 | 70 | |
| 300 | 4,50 | 12,9 | 2,90 | 90 | |
| 400 | 5,45 | 16,8 | 3,10 | 90 | |
| 500 | 6,33 | 19,7 | 3,11 | 90 | |
| | | $a_{щ}=1{,}8$ $см$ | | | |
| 200 | 3,43 | 10,9 | 3,24 | 50 | Песок $d=3{,}0\div5{,}0$ $мм$ |
| 300 | 4,50 | 16,4 | 3,65 | 50 | |
| 400 | 5,45 | 20,1 | 3,70 | 50 | |
| 500 | 6,33 | 24,2 | 3,85 | 50 | |
| 300 | 4,50 | 16,3 | 3,60 | 70 | |
| 400 | 5,45 | 19,3 | 3,53 | 70 | |
| 500 | 6,33 | 22,7 | 3,59 | 70 | |
| 300 | 4,50 | 14,6 | 3,25 | 90 | |
| 400 | 5,45 | 18,4 | 3,38 | 90 | |
| 500 | 6,33 | 21,3 | 3,37 | 90 | |

Продолжение табл. 2

| $q$, $см^2/сек$ | $h_{кр}$, $см$ | $t$, $см$ | $a=\frac{t}{h_{кр}}$ | $l_{кр}$, $см$ | Размываемый материал |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $a_щ = 2{,}5$ $см$ | | | |
| 300 | 4,50 | 15,5 | 3,45 | 50 | Песок $d=3{,}0\div5{,}0$ $мм$ |
| 400 | 5,45 | 18,0 | 3,32 | 50 | |
| 500 | 6,33 | 22,0 | 3,46 | 50 | |
| 300 | 4,50 | 13,1 | 2,92 | 70 | |
| 400 | 5,45 | 18,5 | 3,40 | 70 | |
| 500 | 6,33 | 21,0 | 3,32 | 70 | |
| 300 | 4,50 | 11,7 | 2,60 | 90 | |
| 400 | 5,45 | 18,1 | 3,32 | 90 | |
| 500 | 6,33 | 21,3 | 3,35 | 90 | |
| | | $a_щ = 4{,}3$ $см$ | | | |
| 300 | 4,50 | 12,6 | 2,80 | 50 | |
| 400 | 5,45 | 16,8 | 3,08 | 50 | |
| 500 | 6,33 | 19,3 | 3,06 | 50 | |
| 300 | 4,50 | 10,1 | 2,28 | 70 | |
| 400 | 5,45 | 15,3 | 2,82 | 70 | |
| 500 | 6,33 | 18,4 | 2,89 | 70 | |
| 300 | 4,50 | 9,7 | 2,16 | 90 | |
| 400 | 5,45 | 14,8 | 2,72 | 90 | |
| 500 | 6,33 | 17,9 | 2,73 | 90 | |

Таким образом, в пространственных условиях протекания потока одинаковые напоры на гребне водосливов не означают равномерного распределения погонных расходов по водосливному фронту и, тем более, по рисберме и за ней. Но, как видно из рис. 4, пространственность протекания потока в нижнем бьефе не оказывает влияния на характер связи $\frac{t}{h_{кр}}=f(q)$. Для средних пролетов это отношение оказалось несколько большим, чем для крайних.

Опыты И. И. Леви проводились в гидравлическом лотке с образованием донного гидравлического прыжка с небольшим затоплением, истечением из-под щита на горизонтальное гладкое крепление. В качестве размываемого материала использовался мелкий песок.

Гидравлическая схема опытов автора статьи аналогична описанной выше, с той разницей, что гидравлический прыжок поддерживался в надвинутом (критическом) положении. Данные сведены в табл. 1.

Опытная установка представляет собой шестисекционный гидравлический лоток (каждая секция шириной 30 $см$) из кирпичной кладки с цементной штукатуркой. Наружные стенки двух крайних лотков выполнены из деревянного каркаса, заполненного зеркальным стеклом для осуществления визуальных наблюдений. Во всех шести лотках создавались одинаковые гидравлические условия и укладывались разные грунты. В крайних двух размываемое дно формировалось из песков $d=1\div3$ и $3\div5$ $мм$. Данные опытов, относящихся к размыву песков, приведены в табл. 2. Что касается остальных четырех лотков, то в них за горизонтальным креплением в специальных ящиках размером $70\times30\times20$ $см$ укладывались монолиты лессовых грунтов, а за монолитами дно лотков формировалось из тех же грунтов, но нарушенной структуры, методом отсыпки грунта в воду. Размыв связных грунтов во многом отличен от размыва несвязных и требует самостоятельного рассмотрения.

Характер зависимости $\frac{t}{h_{кр}} = f(q)$ показывает, что при неизменности исходных габаритов сооружения и размываемого материала, а также режима сопряжения бьефов глубина размыва пропорциональна расходу воды, пропускаемой через сооружение, что имеет определенное методическое значение и может быть полезным уже сейчас, при проведении модельных исследований, позволяя ограничиться одним — двумя опытами вместо серий опытов с разными $q$. Как указывалось, пространственность модели влияет на установленную связь только количественно, а не качественно, что также очень важно с методической точки зрения.

Изложенное позволяет заключить, что, несмотря на большое количество экспериментов и исследований явлений местного размыва, в том числе и размыва за горизонтальным креплением, многие стороны этого процесса еще требуют изучения. Только всестороннее и глубокое изучение явления позволит разработать достаточно точную методику прогноза местных размывов.

## ЛИТЕРАТУРА


1. Вызго М. С. Исследование местных размывов в спокойных потоках, в сб. «Режим и освоение водных объектов», М., Изд-во АН СССР, 1962.
2. Вызго М. С. Влияние зернистой шероховатости крепления на габариты гидравлического прыжка, ДАН УзССР, Ташкент, 1962, № 12.
3. Вызго М. С. и Сулейменов К. А. Некоторые вопросы изучения придонного слоя турбулентного потока, Изв. АН КазССР, энергетическая серия, вып. 2/18, 1960.
4. Гальперин Р. С. К вопросу о размывах за водосбросными сооружениями, «Гидротехническое строительство», 1956, № 3.
5. Избаш С. В. Основы лабораторно-опытного дела в гидротехнике, М., Изд-во ОНТИ, 1938.
6. Леви И. И. Размывы в нижних бьефах речных гидроузлов, Труды ЛПИ, вып. 173, Л., 1955.
7. Леви И. И. Движение речных потоков в нижних бьефах гидротехнических сооружений, М.—Л., Госэнергоиздат, 1955.
8. Россинский. К. И. Местный размыв речного дна в нижних бьефах крупных гидротехнических сооружений, в сб. «Проблемы регулирования речного стока», вып. 6, М., Изд-во АН СССР, 1956.
9. Пааль Л. А. Определение глубины местного размыва в нижнем бьефе сооружений, Труды Таллинского политехнического института, серия А, т. 159, 1959.
10. Студеничников И. Б. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов, М., Изд-во литературы по строительству, 1964.
11. Сурова Н. Н. Изменение величины $\alpha_t$ при различных длинах горизонтального крепления, Ташкент, Изв. АН УзССР, серия технических наук, 1958, № 1.
12. Татаров И. Я. Пропускная способность донных труб и водосливных пролетов при совместной и одновременной их работе, Автореферат кандидатской диссертации, Новосибирск, 1964.
13. Назир Ахмад. Механизм размыва за креплениями, Труды Международного съезда по гидравлике в Миннесота, 1953 (перевод с английского).

Ю. М. КУЗЬМИНОВ, Б. Г. МАЛЛАЕВ

# ПРИМЕНЕНИЕ ФОТОЭЛЕКТРИЧЕСКОГО МЕТОДА ДЛЯ ИССЛЕДОВАНИЯ ТУРБУЛЕНТНОСТИ ПОТОКА ПРИ СОПРЯЖЕНИИ БЬЕФОВ

Сопряжение бьефов гидротехнических сооружений происходит преобразованием бурного режима потока в спокойный. Этот переход из одного режима движения в другой сопровождается значительным турбулентным перемешиванием, вызываемым интенсивным изменением скоростей в продольном и особенно поперечном направлениях.

Рассеивание или гашение энергии, которое происходит при этом, зависит от уровня или интенсивности турбулентного перемешивания. Очагами служат поверхности раздела между транзитными областями течения и водоворотами, то есть участки потока, обладающие поперечным сдвигом скоростей. Наличие гасителей энергии рождает свои водовороты с неустойчивыми поверхностями раздела, обладающими свойством свертываться в сосредоточенные вихри, проникающие в транзитную область потока и увеличивающие тем самым турбулентное перемешивание.

Одним из внешних проявлений турбулентного перемешивания является пульсация давления по дну, характерная знакопеременной нагрузкой на плиты крепления водобоя. Причем эта нагрузка может в несколько раз превосходить осредненную и оказываться основной расчетной.

Интенсивность турбулентного перемешивания влияет и на размывающую способность потока, так как размыв русла зависит от тех кратковременных усилий на частицы или отдельности дна, которые соответствуют максимальным мгновенным скоростям.

С турбулентным перемешиванием при сопряжении бьефов связано также и движение наносов.

Таким образом, и эффективность гашения энергии, и нагрузка на элементы крепления, и размывающая способность потока, и движение наносов не могут быть определены без связи с турбулентностью, ее развитием на водобое и переходом в нормальный турбулентный поток, соответствующий бытовому.

Из этого видно, какое значение приобретает изучение турбулентности в процессе сопряжения бьефов.

Вместе с тем этот вид турбулентности потока настолько мало изучен, что до настоящего времени отсутствует строгая, физически обоснованная теория сопряжения бьефов.

В свою очередь изучение турбулентности такого сложного гидравлического явления, как, например, гидравлический прыжок при сопряжении бьефов, при современном состоянии экспериментирования трудно поддается исследованию. И успех в изучении таких потоков в конечном

счете зависит от степени совершенства опытов, то есть использования той или иной измерительной аппаратуры и приборов.

В опубликованной советской литературе имеются немногочисленные работы, где в той или иной степени затронуты вопросы исследования турбулентности потоков при сопряжении бьефов. Это работы Б. А. Фидмана [16, 17], Д. И. Кумина [5, 6], М. С. Фомичева [18—22]), И. И. Леви [8], Н. А. Преображенского [12, 13], К. И. Россинского [14], В. А. Базилевича [1]. Из зарубежной литературы можно указать на исследования Г. Рауза [23] и других авторов.

В названных трудах исследуются вопросы турбулентности потоков при движении их в диффузорах и конфузорах резко расширяющихся потоков, а также имеются данные о пульсации скоростей и давлений (по дну) в гидравлическом прыжке (на гладком водобое) и послепрыжковом участке.

Цель нашего исследования — изучение турбулентности наиболее распространенного вида сопряжения бьефов — затопленного гидравлического прыжка и послепрыжкового участка при условии различной равномерно распределенной шероховатости водобоя.

Под такой шероховатостью (в более широком смысле этого слова) мы понимаем любую относительную шероховатость водобоя, влияющую в определенной степени на турбулентное перемешивание в гидравлическом прыжке и за ним и изменяющую их гидравлические параметры.

Действительно, эффект применения того или иного вида, размеров и количества гасителей оценивается в основном длиной вальцово-водоворотной зоны, величина которой является расчетной для устройства водобоя, колодца и т. д.

Как показали наши исследования [2, 3, 7], заданной относительной шероховатости, равномерно распределенной по водобою, соответствуют определенные параметры гидравлического прыжка, что эквивалентно применению различных гасительных средств той же эффективности. Поэтому для простоты и более общего случая исследования влияния гасительных средств на турбулентность и внешние параметры прыжка и послепрыжкового участка нами принята именно такая шероховатость.

В статье мы остановимся лишь на методике исследования, измерительной аппаратуре и оборудовании, с помощью которых решается поставленная задача.

Опыты по изучению турбулентности в гидравлическом прыжке на шероховатом водобое и за ним на первом этапе исследований включали съемку кинематических и динамических характеристик потока от начала прыжка до границы сопряжения его с нормально турбулентным потоком.

Эксперименты проводились в специально сконструированном стеклянном лотке длиной 3,50 *см* (рабочая часть) и шириной 16,5 *см*, имеющем циркуляционную систему водоснабжения (рис. 1).

Лоток может принимать различный продольный уклон, и, кроме того, правый борт имеет возможность наклоняться, создавая любой откос. Гидравлический прыжок образовывался с помощью водослива практического профиля высотой $P=30$ *см*, через который пропускались расходы $Q=2{,}5;\ 5{,}0;\ 7{,}0$ *л/сек*.

Шероховатость водобоя, а в некоторых случаях и рисбермы, создавалась наклейкой фракций песка от $\Delta = 0$ до $\Delta_{ср} = 12{,}0$ *мм* на металлические сменные пластины.

Для снятия кинематических характеристик потока, включающих съемку мгновенных спектров скоростей и последующую их статистическую обработку, мы остановились на методе мгновенной фотосъемки движущихся вместе с потоками твердых шариков-индикаторов с удель-

ным весом $\gamma \approx 1{,}0$. Существующие сравнительно точные измерительные приборы для замера мгновенных скоростей в точке потока (термоанемометры, емкостные, тензометрические и индукционные датчики и многие другие) обладают, как известно, большим недостатком, так как вносят искажения в структуру изучаемого потока и фиксируют процессы в одной точке, размеры которой довольно значительны. Очень точным методом съемки мгновенных скоростей является метод киносъемки движущихся с потоком шариков-индикаторов. В этом случае мгновенные скорости течения фиксируются уже не в одной точке, а в большой области, включающей, если необходимо, всю глубину потока, что имеет большое значение для анализа его структуры в рассматриваемой области.

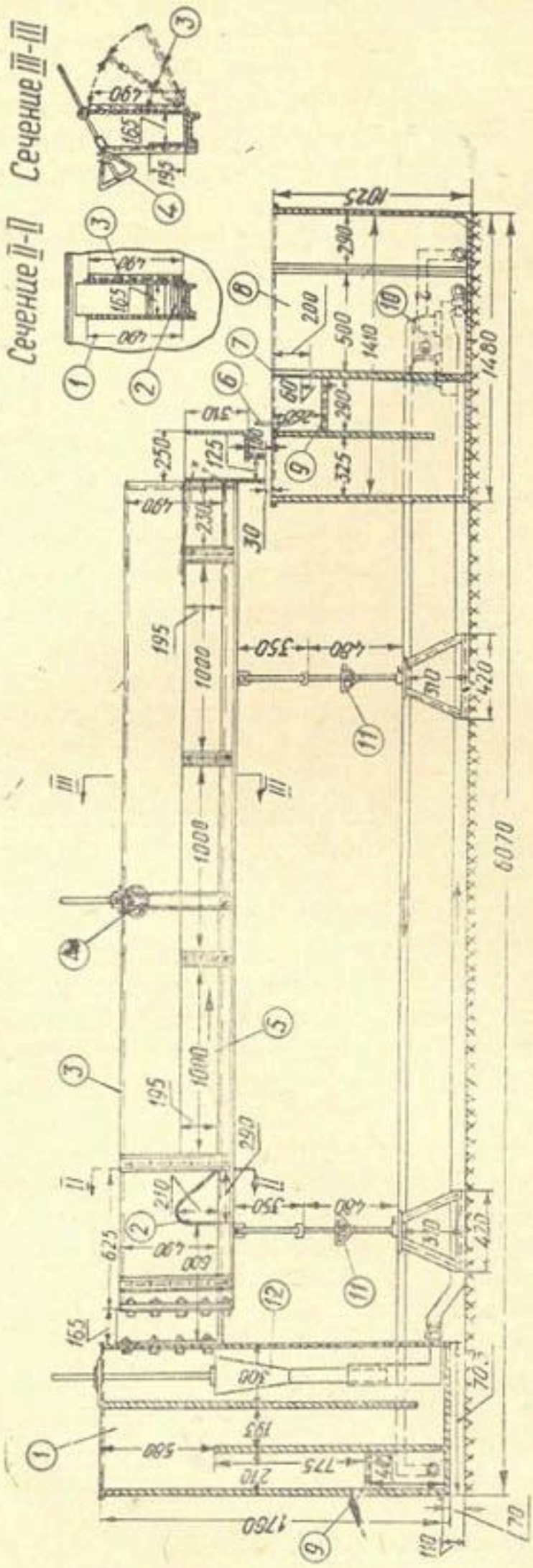



Рис. 1. Продольный разрез универсального гидравлического стеклянного лотка.

*1*—головной бак, *2*—водосливная плотина, *3*—подвижная стеклянная стенка, *4*—поворотное устройство, *5*—стеклянная стенка, *6*—водомерная игла, *7*—трехугольный водослив, *8*—приемный бак, *9*—успокоительные сетки, *10*—насосная установка, *11*—опорно-подъемные устройства, *12*—водосбросная воронка.

Однако при всех его достоинствах он обладает пока еще значительным недостатком — довольно трудоемкой статистической количественной обработкой кинокадров.

Метод фотосъемки, обладая преимуществами киносъемки, более удобен в статистической обработке (фотографии с негативов можно изготавливать желаемых размеров) и, кроме того, при наличии сравнительно простой аппаратуры имеет более точную экспозицию.

Исходя из этого, мы и остановились на методе фотосъемки мгновенных спектров скоростей изучаемого потока. Этот метод был успешно использован для исследований турбулентности потоков М. С. Фомичевым, И. К. Никитиным [11] и др.

Спектры мгновенных скоростей снимались в 8 сечениях потока, включающих прыжок и послепрыжковый участок, по его осевой плоско-

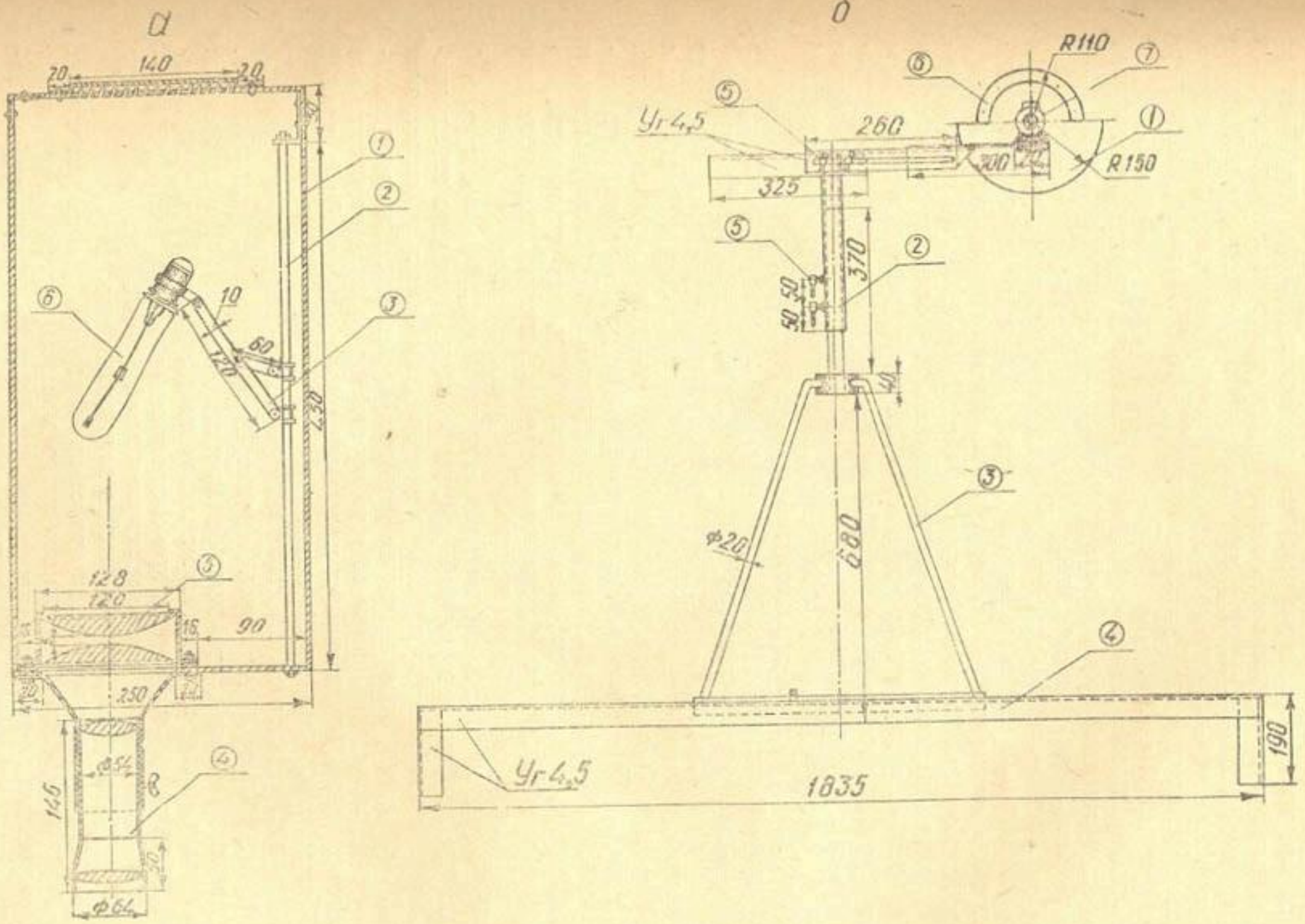



Рис. 2.

Осветительная установка (*а*) *1*—металлический корпус, *2*—кронштейн, *3*—шарнирно-поворотное устройство, *4*—телескопический объектив, *5*—двухлинзовый конденсор, *6*—лампа накаливания, *N*=150 *вт*; обтюратор со штативом (*б*): *1*—диск обтюратора, *2*—телескопическая штанга, 3—металлические стойки, *4*—станина под стойки, *5*—зажимные винты, *6*—балансировочный груз, *7*—электродвигатель, *n* =8000 *об/мин*.

сти, толщина которой доходила до 3 *мм*, что достигалось освещением потока щелевым источником света или световым «ножом». Для этой цели была сконструирована осветительная установка, показанная на рис. 2. В алюминиевом кожухе установки на подвижных кронштейнах закреплялась точечная лампа накаливания мощностью 750 *вт*, свет которой концентрировался на плоскость измерения двухлинзовым конденсором и объективом от кинопроектора, закрываемого колпачком с узкой щелью (0,5 *мм*). Это давало возможность получать на плоскости измерения, имеющей высоту потока 7÷12 и ширину 12÷15 *см*, яркий и резко очерченный световой «нож».

Съемка производилась фотоаппаратом «Зенит» с удлинительным кольцом, что давало возможность фотографировать плоскость измерения с расстояния 36 *см* до объектива.

При фотосъемке области светового «ножа», через которую вместе с потоком проходят белые шарики-индикаторы, на негативе остаются четкие штрихи, длина которых зависит от скорости потока и времени экспозиции. Поскольку обычное время экспозиции 0,01—0,001 сек., то измеренную по длине штриха скорость можно считать мгновенной. Для точной и стабильной экспозиции был применен обтюратор, перекрывавший объектив фотоаппарата, открытый затвор которого служил только для ограничения суммарного интервала выдержки через строго определенные промежутки времени. Конструкция и основные размеры обтюраторного и осветительного устройств показаны на рис. 2.

В результате экспериментального анализа различного вида дисков обтюраторов — однолопастных, двухлопастных, трехлопастных (звездочкообразных), четырехлопастных (крестообразных) — наилучшим для диапазона скоростей потока от 2,0 до 0,2 *м/сек* оказался круглый диск с сектором в 180°, при котором на фотокадрах получались четкие штрихи. Скорость вращения обтюратора, насаженного на вал моторчика, поддерживалась постоянной с помощью лабораторного автотрансформатора и стабилизатора напряжения, а заданное число оборотов устанавливалось с помощью тахометра (приближенная установка) и уточнялось неоновым стробоскопическим прибором венгерской фирмы «*Orion*».

Для определения мгновенной скорости по фотографии, кроме точной экспозиции, необходим и точный масштаб снимка, для чего перед каждым опытом в плоскость светового «ножа» помещалась сантиметровая масштабная сетка, которая также фотографировалась. Для визуализации течения в поток вводится обычно небольшое количество частиц или шариков-индикаторов, имеющих малые размеры и объемный вес, равный или близкий к объемному весу воды.

В настоящее время в практике экспериментирования употребляются жидкие и твердые индикаторы. Жидкие (например, смесь хлорбензола, вазелинового масла и цинковых белил и подобные им) имеют, с нашей точки зрения, большой недостаток: капли смеси, вводимые в поток, различны по размерам и форме и при скоростях выше 1,0 *м/сек* разбиваются на еще более мелкие частицы неправильной формы, которые не могут быть использованы повторно и быстро загрязняют поток.

Преимущество твердых шариков-индикаторов в возможности их повторного применения, однако они легко деформируются и получаются также различных форм и размеров (имеются в виду индикаторы из смеси парафина с густотертыми цинковыми белилами), что требует последующего их просева через соответствующие сита и отбраковки по объемному весу.

Наиболее приемлемы для лабораторных исследований твердые, не деформируемые шарики-индикаторы заданных точных размеров и объ-

емного веса. Такие шарики, полученные из полимеров, диаметрами 1,5 и 2,5 *мм* использованы в наших исследованиях. Для изготовления их требуется металлическая прессформа, состоящая из двух симметричных половинок, на которых выбиваются полусферы шариков необходимых и

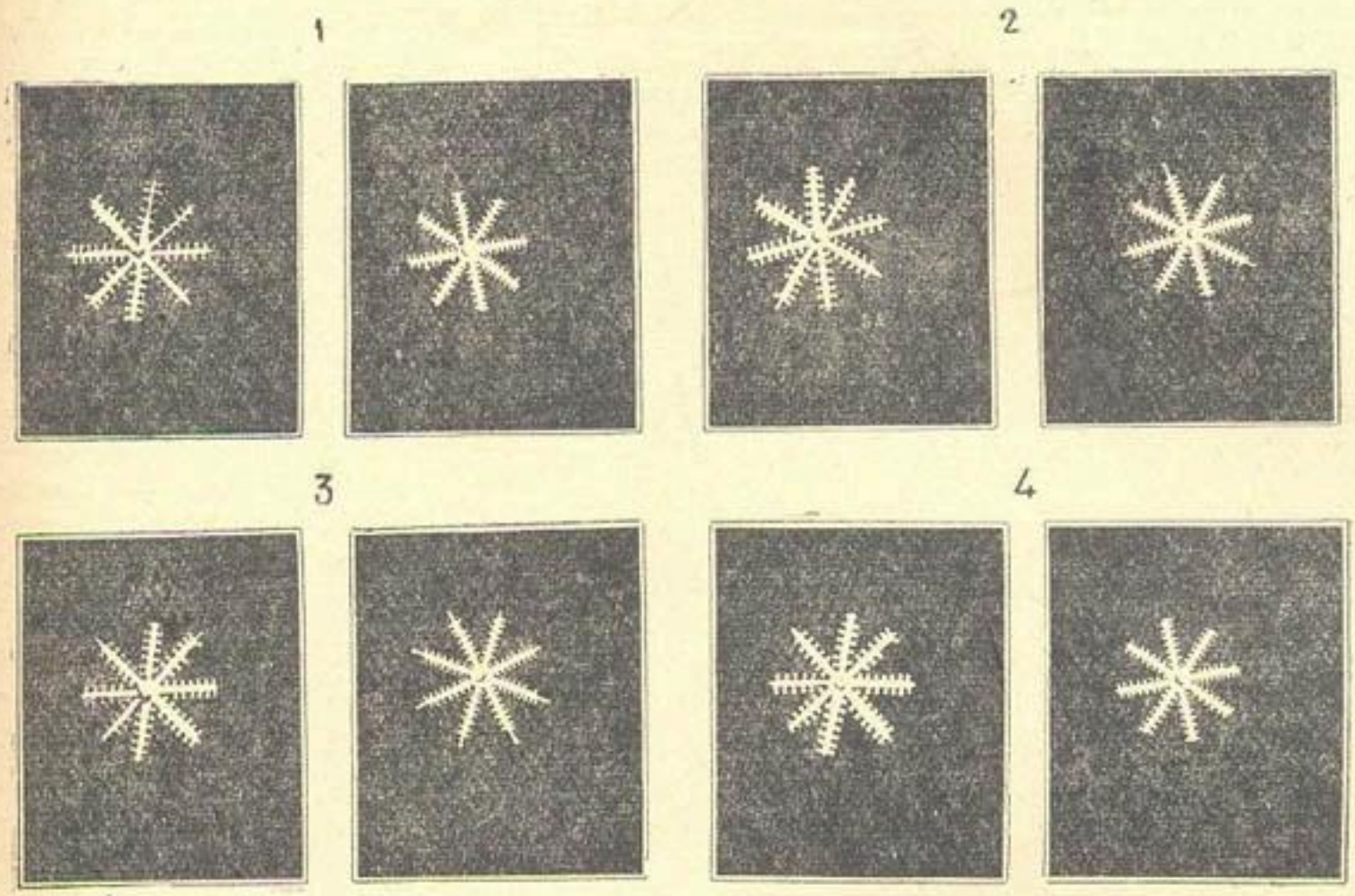



Рис. 3.Прессовки с шариками диаметром 2,5 (слева) и 1,5 *мм* (справа) из полимеров:

*1*—из блочного полистирола, $\gamma=1{,}03-1{,}05$ *г/см*$^3$; *2*—из ударопрочного полистирола с примесью натурального каучука, $\gamma=1{,}07-1{,}09$ *г/см*$^3$, *3*—из полиэтилена высокого давления, $\gamma=0{,}92-0{,}93$ *г/см*$^3$; *4*—из полиэтилена с примесью титана, 1,02 *г/см*$^3$ $> \gamma >$ 0,99 *г/см*$^3$.

точных диаметров, расположенные по обе стороны смесеподающих каналов. Каналы для более экономичного использования площади прессформы и наилучшей подачи смеси в пустые сферы расходятся лучами от центра, где имеется входное отверстие для смеси, подающейся по каналам и заполняющей сферы (рис. 3).

Предложенная конструкция двух прессформ $d=10$ *см* (для шариков $d=1{,}5$ и 2,5 *мм*) выполнена на заводе пластмассовых изделий, где производилась и отливка шариков. В заводских условиях изготовление их может быть осуществлено на пресстанке, где автоматически подается смесь и выштамповываются прессовки с шариками, а в лабораторных условиях — на простейшем ручном прессе, который состоит из металлического цилиндра объемом около 500 *м*$^3$ и поршня с рычагом. Для разогрева смеси в цилиндре на него наматывалась спираль и при регулировке реостатом ее нагрева достигалась необходимая температура плавления смеси (в нашем случае 160°). Затем расплавленная смесь под давлением подавалась в прессформу. После разъединения половинок прессформы получалась прессовка (рис. 3) с шариками, имеющая 100—112 шариков $d=2{,}5$ *мм* и 120—140 — $d=1{,}5$ *мм*. Отсоединение их от так называемого «облоя» осуществлялось с помощью двух дисков, на одном из которых просверлены отверстия, расположенные аналогично лункам прессформы и имеющие такие же диаметры, а на другом запрессованы шпильки, соответствующие этим отверстиям. Прессовка закладывалась между двумя дисками, после сжатия которых шарики отделялись от «облоя».

Описанная технология изготовления шариков в лабораторных условиях, не говоря уже о заводской, достаточно производительна: за 6 часов можно изготовить в среднем до 300 прессовок или 30000 шариков, что составляет приблизительно 450 *г*, а для исследований необходимо около 2—3 *кг*.

В качестве сырья применялись разные полимеры: блочный полистирол с $\gamma = 1{,}05$ *г/см*$^3$, ударопрочный полистирол (с примесью каучука) с $\gamma = 1{,}07 \div 1{,}09$ *г/см*$^3$, полиэтилен с $\gamma = 0{,}92 \div 0{,}93$ *г/см*$^3$, который с примесью титана давал $1{,}02$ *г/см*$^3$ $\geqslant \gamma \geqslant 0{,}99$ *г/см*$^3$ (рис. 3).

Шарики-индикаторы получаются прочными, точного диаметра, с блестящей поверхностью, что повышает точность эксперимента.



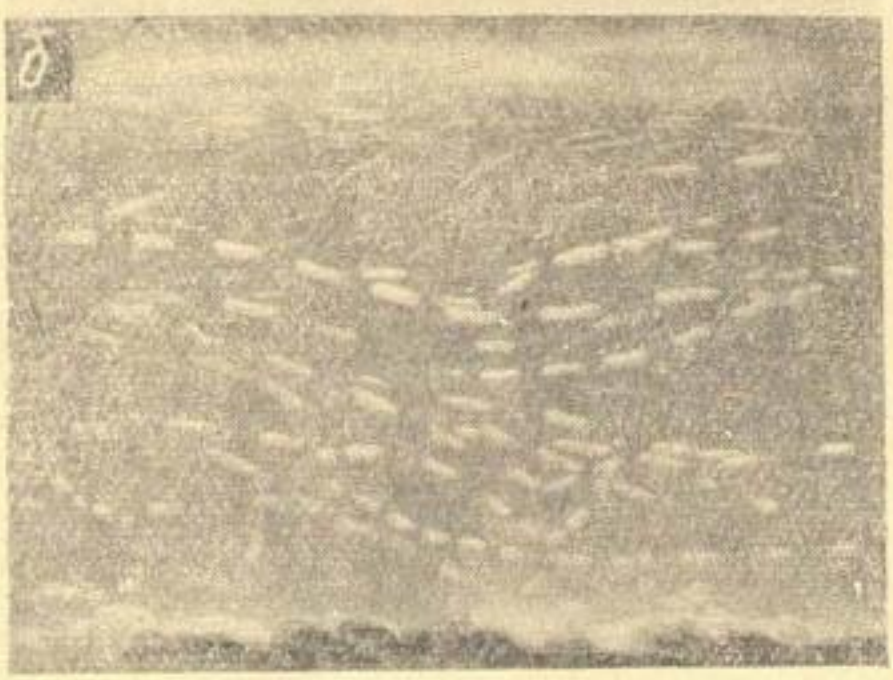




Рис. 4. Мгновенные спектры скоростей потока.
*а*—шероховатость водобоя $\Delta = 0$, *б*—$\Delta_{ср} = 12$ *мм*.

В каждом сечении потока снималось 2 пленки, что давало около 60 фотоснимков (размером $9 \times 13$ *см*) мгновенных спектров скоростей изучаемой области. Такое количество достаточно для статистической обработки полученных данных, которая в настоящее время и выполняется.

На рис. 4 показаны два характерных фотоснимка мгновенных спектров скоростей, снятых в одном и том же сечении (конец гидравлического прыжка и участок за ним). Как видно из рис. 4а, поток в области конца прыжка и за прыжком на гладком водобое характерен повышенной турбулентностью, в нем преобладают вертикальные составляющие мгновенных скоростей.

На рис. 4б показана та же область при шероховатом водобое ($\Delta_{ср} = 12$ *мм*). Это уже довольно упорядоченный поток (прыжок стал значительно короче), турбулентность его менее интенсивна, преобладают горизонтальные составляющие мгновенных скоростей.

Для более полного исследования турбулентности в изучаемом потоке, помимо кинематических характеристик, большой теоретический и практический интерес представляют динамические характеристики (закономерности пульсации давления потока по дну), соответствующие сечениям, где снимались спектры мгновенных скоростей.

Для этой цели в сечениях (на дне лотка) монтировались датчики давления, записывающие на осциллограф пульсацию потока. В настоящее время предложено большое количество различных методов, на которых основаны конструкции датчиков давления: тензометрические, емкостные, фотоэлектрические и др.

Нами использован индуктивный метод измерения пульсации давления, нашедший применение в исследовательских работах САНИИВПиГ [4] и имеющий ряд достоинств: большая точность измерений, возможность передачи значений измеряемой величины на расстояние, сравнительная простота изготовления, надежность работы аппаратуры в условиях повышенной влажности и резких изменений температуры, устойчивость тарировочной характеристики аппаратуры.

Кроме того, индуктивный датчик не требует усилителя электрических импульсов, что повышает точность измерения и делает его более перспективным по сравнению с другими видами датчиков.

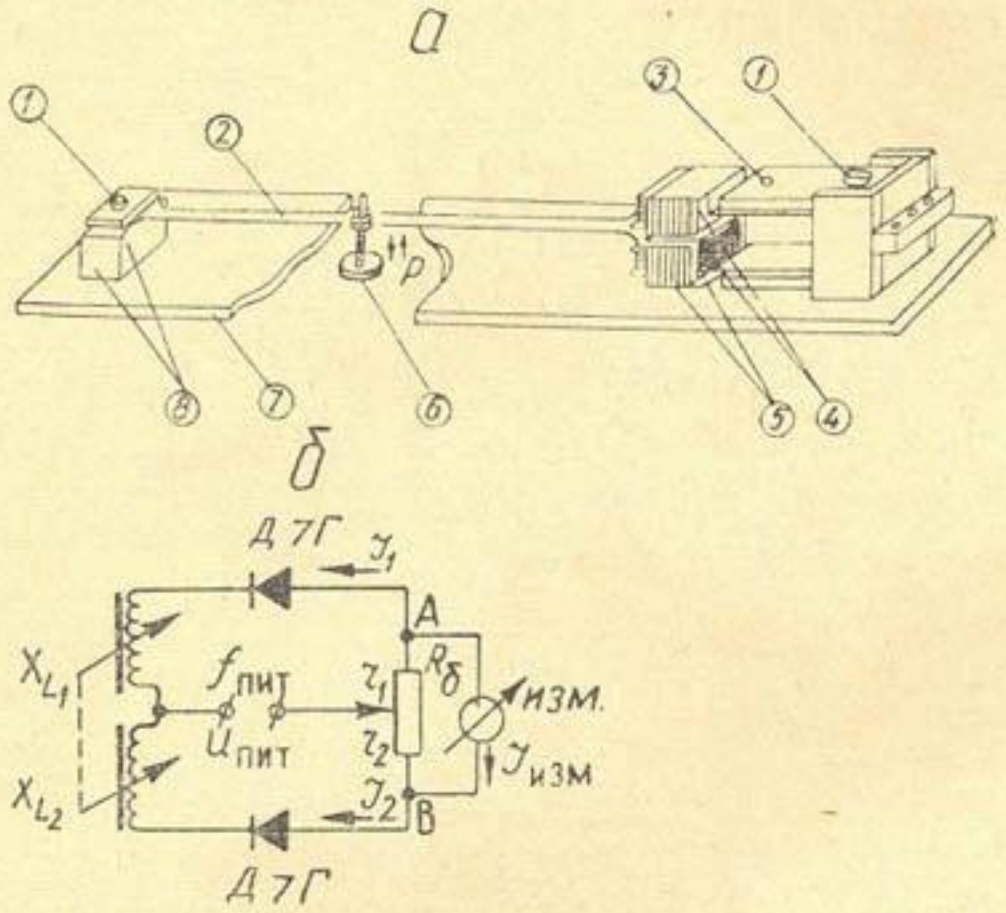



Рис. 5. Схемы индуктивного датчика давления.

*а*—конструктивная: *1*—стягивающие винты, *2*—упругий элемент (консольная оболочка), являющийся одновременно и якорем, *3*—регулятор воздушного зазора, *4*—обмотка, *5*—сердечник из Ш-образных пластин трансформаторной стали, *6*—воспринимающий элемент, *7*—планка крепления, *8*—зажимы упругого элемента; *б*—электрическая: Д 7 Г—вентильные элементы, $x_{L_1}$ и $x_{L_2}$—индуктивные сопротивления, $R_б$ — балансировочное сопротивление, ИЗМ— вибратор осциллографа, $I_1$ и $I_2$—токи в ветвях схемы.

Схема аппаратуры состоит из воспринимающего и упругого элементов, индуктивного преобразователя (конструктивно оформлено в датчике давления рис.5), измерительной цепи (мосты переменного тока с вентильными элементами), измерителя (осциллографы МПО-2 и Н-102), генератора тока звуковой частоты (ЗГ-10) и стабилизатора напряжения (УСН-350).

Конструктивная и электрическая схемы индуктивного датчика давления приведены на рис. 5.

При исследовании гидравлического прыжка всегда требуется определение границы сопряжения конца вальца с транзитным потоком. Обычно за такую границу принимается участок разделения противоположных поверхностных токов потока. Поскольку этот участок всегда пульсирует, точное определение конца вальца затруднительно. В лаборатории гидравлики разработан прибор — электрический датчик-индикатор границы противоположных токов потока.

Он состоит из омического датчика и измерительного устройства к нему (конструктивная и электрическая схемы приведены на рис. 6).

Омический датчик представляет собой две ванночки, наполненные электролитом (водой). Между ними находится упругий элемент, на котором закреплен электрод, опущенный в обе ванночки. На конце его пята, воспринимающая усилие потока.

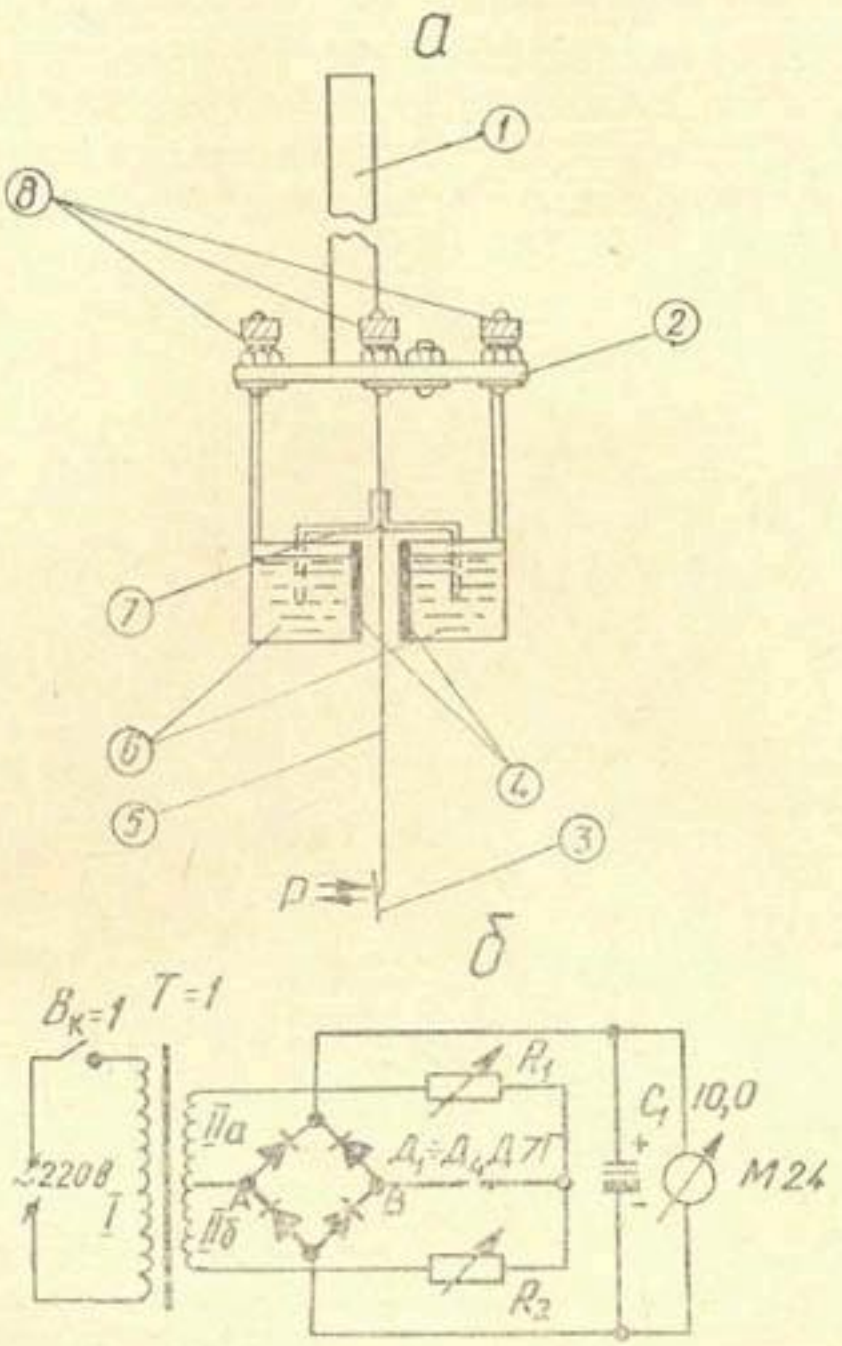



Рис. 6. Схемы датчика-индикатора границы противоположных токов потока.

*а*—конструктивная: *1*—штанга соединения с датчиком, 2—диэлектрическое основание, *3*—воспринимающая усиление потока пята, *4*—изоляционный слой, *5*—упругий элемент, укрепленный на диэлектрическом основании, *6*—ванночки с электролитом, *7*—электрод, *8*—клеммы; *б*—электрическая: Т-1—выходной трансформатор, IIа и IIб—обмотки выходного трансформатора, $R_1$ и $R_2$—сопротивления электролита в ванночках, $Д_1$÷$Д_4$Д7Г—диодный мост, $C_1$—конденсатор электролитический, М24—стрелочный измерительный прибор.

Показания датчика через три проводника передаются на измерительный прибор (стрелочный прибор М-24), который фиксирует «нулевое положение» — точную границу противоположных токов потока. Принцип работы прибора заключается в следующем.

Под воздействием знакопеременных усилий потока пята, упругий элемент и электрод, укрепленный на нем, отклоняются, площади погружения электрода в ванночках меняются, что вызывает в них изменение сопротивлений току $R_1$ и $R_2$.

Обмотки трансформатора IIа и IIб, а также сопротивления $R_1$ и $R_2$ образуют измерительный мост. Равновесие моста соблюдается при

выполнении $\frac{R_a}{R_б} = \frac{R_1}{R_2}$, где $R_a$ и $R_б$ — сопротивления обмоток трансформатора Т1. При изменении сопротивлений $R_1$ и $R_2$ равновесие моста нарушается, между точками $A$ и $B$ возникает переменный ток, который затем, „выпрямленный" диодным мостом, вызывает определенное отклонение стрелки прибора.

«Нулевое» положение стрелки прибора (равенство $R_1$ и $R_2$) и указывает точную границу противоположных токов потока (конец прыжка).

Применение описанного комплексного метода исследования кинематических и динамических характеристик гидравлического прыжка и участка за ним при условии различной шероховатости водобоя позволит установить закономерности изменения пульсации давления на дно изучаемого участка, продольных и вертикальных составляющих скоростей потока, более точно определить корректив живой силы $\alpha_2$ и другие вопросы.

## ЛИТЕРАТУРА


1. Базилевич В. А. Исследование актуальных (максимальных мгновенных) скоростей и их связи с размывающей способностью в равномерном потоке и в нижнем бьефе водосливных плотин, Автореферат канд. диссертации, Киевский автомобильно-дорожный институт, Киев, 1962.
2. Вызго М. С. и Кузьминов Ю. М. Влияние шероховатости дна водотока на длину гидравлического прыжка, В сб. Вопросы гидротехники, вып. 12, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1963.
3. Вызго М. С. и Кузьминов Ю. М. Изменение длины гидравлического прыжка с изменением шероховатости горизонтального жесткого дна водотока прямоугольного сечения, «Гидротехническое строительство», 1963, № 2.
4. Гехтер Л. А. и Закурдаев А. К. Проектирование индуктивных датчиков и измерительных цепей к ним, В сб. Вопросы гидротехники, вып. 12, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1963.
5. Кумин Д. И. Турбулентность и гашение энергии при сопряжении бьефов, Известия ВНИИГ, т. 55, М.—Л., Госэнергоиздат, 1956.
6. Кумин Д. И. Пульсация давления при сопряжении бьефов и связь ее с пульсацией скорости, Известия ВНИИГ, т. 62, М.—Л., Госэнергоиздат, 1959.
7. Кузьминов Ю. М. Влияние геометрической шероховатости дна в зоне гидравлического прыжка на его параметры, Известия высших учебных заведений, «Строительство и архитектура», Новосибирск, 1963, № 11—12.
8. Леви И. И. К теории затопленного гидравлического прыжка, Труды координационного совещания по гидротехнике, вып. VII, М.—Л., Госэнергоиздат, 1963.
9. Лятхер В. М. О методике исследования пульсации давления на границе турбулентного потока, Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. VII, М.—Л., Госэнергоиздат, 1963.
10. Лятхер В. М., Халтурина Н. В. Пульсация давления под водобойной плитой, Труды Гидропроекта, вып. 6, М., Гидропроект, 1962.
11. Никитин И. К. Турбулентный русловой поток и процессы в придонной области, Изд-во АН УССР, Киев, 1963.
12. Преображенский Н. А. Пульсация давления на дне потока при сопряжении бьефов и расчет толщины крепления русла в нижнем бьефе, Известия ВНИИГ, т. 46, 1951.
13. Преображенский Н. А., Юдицкий Г. А. Приборы для измерения пульсации давления воды на стенках сооружения, Известия ВНИИГ, т. 52, М.—Л., Госэнергоиздат, 1954.
14. Россинский К. И. Местный размыв дна в нижних бьефах крупных гидротехнических сооружений, В сб. «Проблемы регулирования речного стока», вып. 6, М., Изд-во АН СССР, 1956.
15. Минский Е. М. Турбулентность руслового потока, Л., Гидрометеорологическое издательство, 1952.
16. Фидман Б. А. Применение высокоскоростной киносъемки к исследованию поля скоростей турбулентного потока, Изв. АН СССР, серия геофиз., № 2, т. XII, 1948.
17. Фидман Б. А. О влиянии шероховатости стенок на структуру турбулентного потока, Изв. АН СССР, серия геофиз, № 2, т. XII, 1948.

18. Фомичев М. С. О пульсации гидродинамического давления на границе и внутри потока, Изв. АН СССР, Отд. техн. наук, № 9, 1957.
19. Фомичев М. С. Пульсация гидродинамического давления и кинематическая структура течения в нижнем бьефе водосливной плотины, Изв. АН СССР, Отд. техн. наук, № 1, 1954.
20. Фомичев М. С. Исследование гидродинамических характеристик потока в области отогнанного прыжка, В сб. «Вопросы гидравлики сооружений», вып. 6, М., Изд. АН СССР, 1953.
21. Фомичев М. С. Изучение водного потока для борьбы с разрушением плотин, «Природа», М., 1958, № 2.
22. Фомичев М. С. Исследование гидродинамики потока затопленного прыжка „Техническая физика", т. XXVIII, вып. 8, М.—Л., Изд-во АН СССР, 1958.
23. Rouse H. Turbulence caracteristices of the Hydraulic jump. Proc. A. S. C. E., Febr. 1958, Paper 1528, Hydraulics Division.

М. П. МУХТАРОВ

# О ВОЗНИКНОВЕНИИ САМОАЭРАЦИИ БЫСТРОТЕКУЩИХ ПОТОКОВ

При проектировании сооружений, пропускающих потоки с большими скоростями, в связи с возможностью появления самоаэрации могут возникнуть задачи двоякого рода:

1. Аэрация существенным образом влияет на степень погашения энергии в нижних бьефах сооружений [1, 2] и на устойчивость установившегося течения на быстротоках [3, 4]. В связи с этим большинство современных формул, касающихся вышеуказанных процессов, так или иначе учитывает степень аэрации потоков. Местный размыв за сооружением можно прогнозировать, например, формулой М. С. Вызго:

$$t = Ak\sqrt{\sigma q\sqrt{\vartheta_0}},$$

а устойчивость установившегося течения на быстротоках — критерием Н. А. Картвелишвили:

$$\frac{z-\beta}{z-\frac{3}{2}\beta}\cdot\frac{z}{1-A}\beta\Phi < \frac{n}{\sqrt{i}},$$

где $A$ — коэффициент, учитывающий степень аэрации потоков.

Существует также мнение о том, что интенсивность кавитационных процессов зависит от степени воздухонасыщенности потоков.

2. Аэрация приводит зачастую к большим увеличениям глубин на быстротоках по сравнению с расчетными, доходящими до двух раз и более (как это имеет место на холостом сбросе при Актепинской ГЭС), в связи с чем возникает необходимость увеличения высоты бортов быстротоков или потолка трубчатых сооружений. Для учета аэрации потоков существует несколько расчетных приемов [5, 6].

Очевидно, расчет глубин аэрированных потоков необходимо производить с того места, где возникает аэрация. В формулах по определению глубины местных размывов за сооружениями, в критериальных уравнениях устойчивости установившегося движения и зависимостях, касающихся кавитационных явлений, учитывать степень аэрации необходимо, предварительно убедившись в возможности самоаэрации рассматриваемых потоков.

Все это требует установления зависимости, позволяющей определить условия, при которых в потоках с различными гидравлическими элементами возникает аэрация.

Необходимость отыскания такой зависимости приводит многих авторов к специальному рассмотрению данного вопроса.

Так, в работе [7] на основании наблюдений на экспериментальной установке указывается, что аэрация возникает при средних скоростях потока 4 *м/сек*. В работах [8], [14] описываются натурные наблюдения зарождения аэрации потоков на водосливных плотинах. На основании обработки данных натурных и лабораторных наблюдений в работе [9] приводится критическое число Фруда, которое для многих рассмотренных потоков оказалось равным приблизительно 45. В работе А. П. Войновича и А. И. Шварца [10] дана критическая скорость, равная 10 *м/сек*, при которой возникает аэрация.

Вопросу об условиях возникновения аэрации посвящены и специальные работы, носящие теоретический характер. При построении критериальных уравнений авторы исходят из различных схем зарождения явления.

В законченном виде две наиболее распространенные схемы представлены в работах Хальброна [15] и Т. Г. Войнич-Сяноженцкого [11].

Схема, принятая Хальброном, заключается в следующем. При движении потока по водосливной поверхности, начиная с гребня водослива, развивается турбулентный пограничный слой, который на некотором расстоянии занимает всю толщу потока и выходит на поверхность. Если энергия пульсационных движений в турбулентном пограничном слое достаточна для преодоления сил (тяжести капли, аэродинамических, поверхностного натяжения и вязкости), препятствующих выбросу отдельной капли, то есть

$$\frac{m\overline{v'^2}}{2} > -\int_0^l d\tau,$$

где $m$ — масса капли,

$\overline{v'}$ — вертикальная пульсационная скорость,

$l$ — размер выбрасываемой капли,

$d\tau$ — работа внешних сил,

то сечение потока, где возникает такая возможность, и является местом зарождения аэрации.

Т. Г. Войнич-Сяноженцкий принимает схему, предложенную А. П. Войновичем и А. И. Шварцем. Согласно этой схеме, на поверхности быстротекущего потока под действием аэродинамических сил начинается деформация волн, которые, обрушиваясь, захватывают воздух. Критериальное уравнение Т. Г. Войнич-Сяноженцкого представлено в виде

$$\frac{v^2}{g_* h} = \frac{\rho k}{2\pi\rho} \cdot \left[ \frac{1 + \frac{4\pi^2\sigma}{\rho \cdot g_* k^2 h^2}}{\left(1 + \frac{6{,}8n}{\gamma h^{1/6}}\right)^2} \right],$$

где $k$ — коэффициент, который находится из опыта и принимается автором $\approx 0{,}4$.

Как критерий Хальброна, так и критерий Т. Г. Войнич-Сяноженцкого в качественном отношении находятся в полном соответствии с опытом, но мы склонны предполагать, что схемы, принятые ими, отражают только отдельные факторы, приводящие потоки к самоаэрации. Наблюдения на быстротоках и экспериментальной установке показали, что в изучаемом явлении зачастую могут играть роль одновременно эти два фактора без преобладания одного над другим. Кроме самоаэрации, соответствующей схемам, рассмотренным выше, особенно у бортов быстротоков, можно наблюдать самоаэрацию в виде засасывания воздуха в центры вихрей

с вертикальной осью вращения. Этот процесс совершается при отсутствии диспергирования воды в воздух.

На поверхности аэрированного потока можно наблюдать выбросы в воздух больших масс воды, что объясняется, по-видимому, результатом столкновения ударного характера отдельных областей потока, имеющих различные продольные пульсационные составляющие скорости.

На основании наблюдений можно предполагать, что в потоках преобладают различные факторы. Схема, рассматриваемая в работе Т. Г. Войнич-Сяноженцкого, по-видимому, более соответствует зарождению аэрации в потоках, имеющих большие глубины, где у поверхности нельзя ожидать появления мелких вихрей большой интенсивности. Схема Хальброна более соответствует самоаэрации потоков с малыми поперечными сечениями и большой интенсивностью турбулентности. Она, например, оказалась весьма плодотворной при определении угла конуса распыливания струи в работе Г. П. Скребкова [12]. Но независимо от непосредственных факторов, вызывающих самоаэрацию, первопричину этого явления авторы рассмотренных выше схем видят в интенсивности турбулентности у поверхности потока.

Если интенсивность турбулентности в равномерном потоке одинакова в любом сечении по длине, то в неравномерных потоках, каковыми являются потоки в начальной части быстротоков, при наличии спада она в разных по длине сечениях различна и функционально связана с расстоянием от места, с которого поток переходит в неравномерный режим [13]. На практике это место должно соответствовать входу в быстроток.

Расстояние от входа до места возникновения аэрации здесь активный элемент, влияющий на степень подготовки потока к самоаэрации.

Но интенсивность турбулентности зависит еще и от качества поверхности русла, точнее, от отношения глубины потока к средней высоте выступов поверхности. На основании наблюдений аэрированных потоков замечено, что поток начинает аэрироваться у бортов.

При этом, если поток движется с положительным ускорением, аэрированная полоса расширяется в сторону оси потока до соединения с полосой, расширяющейся от противоположной стороны. Причем, чем менее ширина потока при всех равных условиях, тем на меньшем расстоянии от верха в быстроток происходит это смыкание полос. Это положение может характеризоваться отношением ширины потока к его глубине в том сечении, где возникает аэрация. Заметим, кстати, что для очень больших отношений ширины к глубине (например, при переливе небольших расходов через водосливные плотины) влияние этого отношения в процессе подготовки потока к самоаэрации незначительно.

В процессе интенсификации турбулентности участвует и ускорение, которое функционально связано с уклоном. Это положение можно выразить через уклон и скорость в сечении, где возникает аэрация.

Резюмируя вышеизложенное, можно принять, что момент зарождения аэрации в том или ином потоке зависит от длины пути, в пределах которого поток движется с ускорением, уклона, скорости, ширины, средней высоты выступов шероховатости и глубины, то есть от

$$S,\ h,\ b,\ v,\ i,\ \Delta_{\text{и}} g,$$

где $g$ — ускорение силы тяжести.

Величины, определяющие состояние потока, при котором происходит самоаэрация, объединяются в безразмерные параметры

$$S\frac{\Delta}{h^2},\ \frac{b}{h},\ \frac{v^2}{gh},\ i.$$

Для установления зависимости, связывающей расстояние от входа быстротока до места возникновения аэрации, проведена серия экспериментов.

Экспериментальная установка представляет собой лоток прямоугольного сечения, состоящий из отдельных секций разной длины (6, 4 и 3 *м*). Пристройка или удаление одной из секций дает возможность изменять уклон лотка. Один из бортов лотка приспособлен к перестановке относительно продольной оси с целью изменения ширины. Дно и борта покрывались равнозернистой шероховатостью посредством наклеивания песка отобранной фракции на поверхность, покрытую битумной мастикой. Средняя высота выступов шероховатости оказалась равной 3 *мм*. Вода поступала в лоток непосредственно из напорного бассейна насосной установки, и расход измерялся трапецеидальным водосливом, установленным в конце сбросного тракта.

Таким образом, экспериментальная установка соответствовала схеме быстротока, в которой исключались факторы, влияющие на изучаемое явление (форма входа, щитовые затворы, вираж, перелом уклона и т. д.).

Весь комплекс экспериментов состоял из 9 серий. Каждому из трех уклонов ($i = 0{,}16,\ 0{,}36,\ 0{,}55$) соответствовали три ширины ($b = 0{,}5,\ 0{,}37$ и $0{,}2$ *м*).

Опыт состоял из пуска $6 \div 8$ расходов от 20 до 180 *л/сек*. При этом отмечалось место возникновения аэрации. В отмеченном сечении замерялась средняя глубина и по водосливу — расход по данному опыту.

По измеренным значениям $S$, $h$ и $Q$ вычислялись $S\frac{\Delta}{h^2}$, $\frac{v^2}{gh}$, $\frac{b}{h}$ и строились соответствующие графики зависимостей (рис. 1). Обработка опытных данных привела к зависимости вида

$$A = \frac{Fr}{\xi\left(\frac{b}{h}\right)^a + \frac{\varkappa - S\frac{\Delta}{h^2}}{0{,}25}},$$

где $Fr = \frac{v^2}{gh}$,

$\xi = 7{,}8 - 6{,}9i$,

$a = 0{,}47 - 0{,}41i$,

$\varkappa = 1{,}8 + 3{,}75i$.

Аэрация возникает в том сечении потока, где $A = 1$.

Приведем пример применения этого критериального уравнения при гидравлических расчетах.

Рассматривается быстроток прямоугольного сечения. Уклон его $i = 0{,}4$, ширина по дну $b = 2$ *м*, коэффициент шероховатости $n = 0{,}016$, ему соответствует $\Delta = 0{,}003$ *м*.

Требуется найти то сечение по длине лотка, где возникает аэрация при расходах $Q = 20$ и $Q = 10$ *м³/сек* (рис. 2).

Выполняем следующие действия.

1. Строим кривую свободной поверхности для обоих расходов.
2. При $i = 0{,}4$ находим

$$\xi = 4{,}94,\ a = 0{,}31,\ \varkappa = 3{,}3.$$

Для $Q = 20$ *м³/сек* выбираем несколько сечений по длине быстротока. В них определяем глубину $h$ и удаленность каждого рассматриваемого сечения от начала быстротока $S$; соответственно им вычисляем $Fr$, $S\frac{\Delta}{h^2}$ и $\frac{b}{h}$.

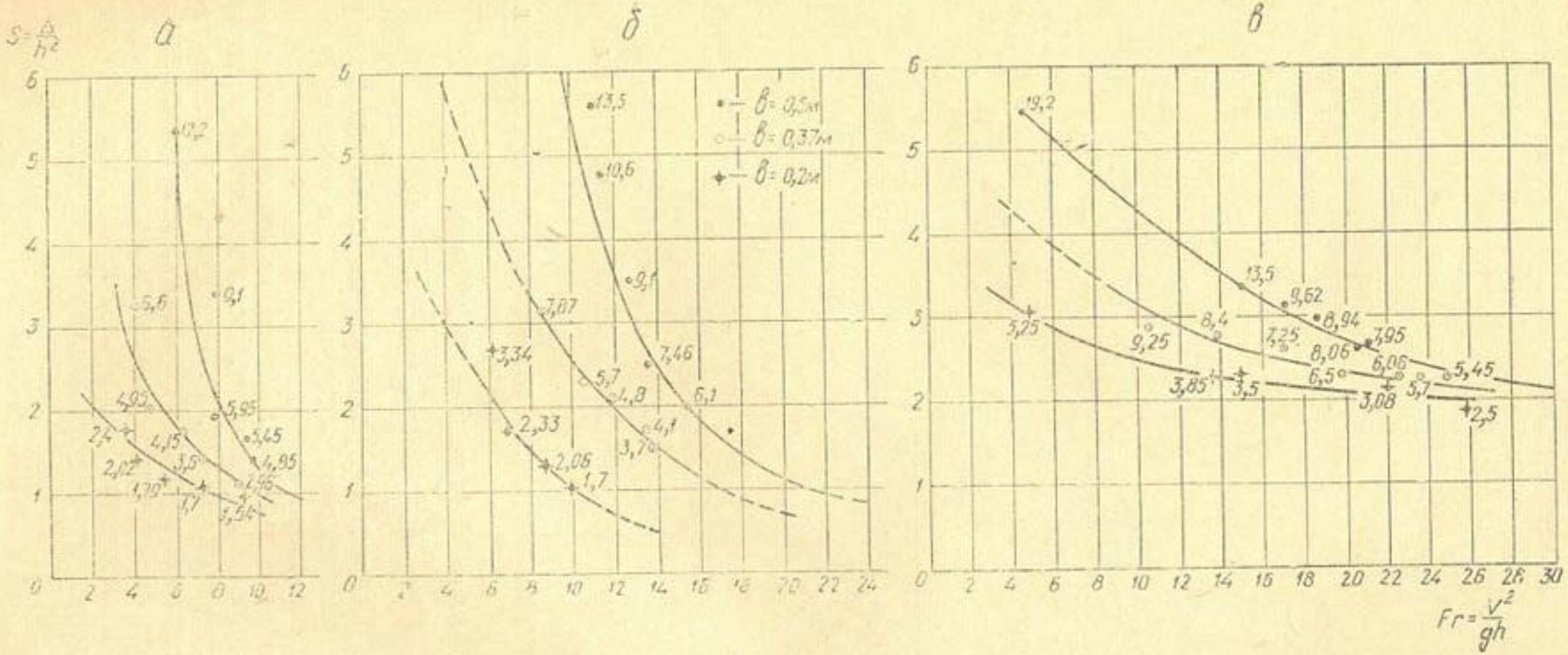



Рис. 1. Графики $S\frac{\Delta}{h^2}=f(Fr)$.

*а* – при $i=0{,}16$, *б* – при $i=0{,}32$, *в* – при $i=0{,}55$.

Затем для каждого сечения находим $A$ и наносим полученные ею значения на график $A = f(S)$.

То же самое проделываем для $Q = 10$ *м³/сек*.

Абсциссы точек пересечения полученных кривых с прямой $A = 1$ будут представлять собой то расстояние от начала быстротока до сечения, где возникает аэрация.

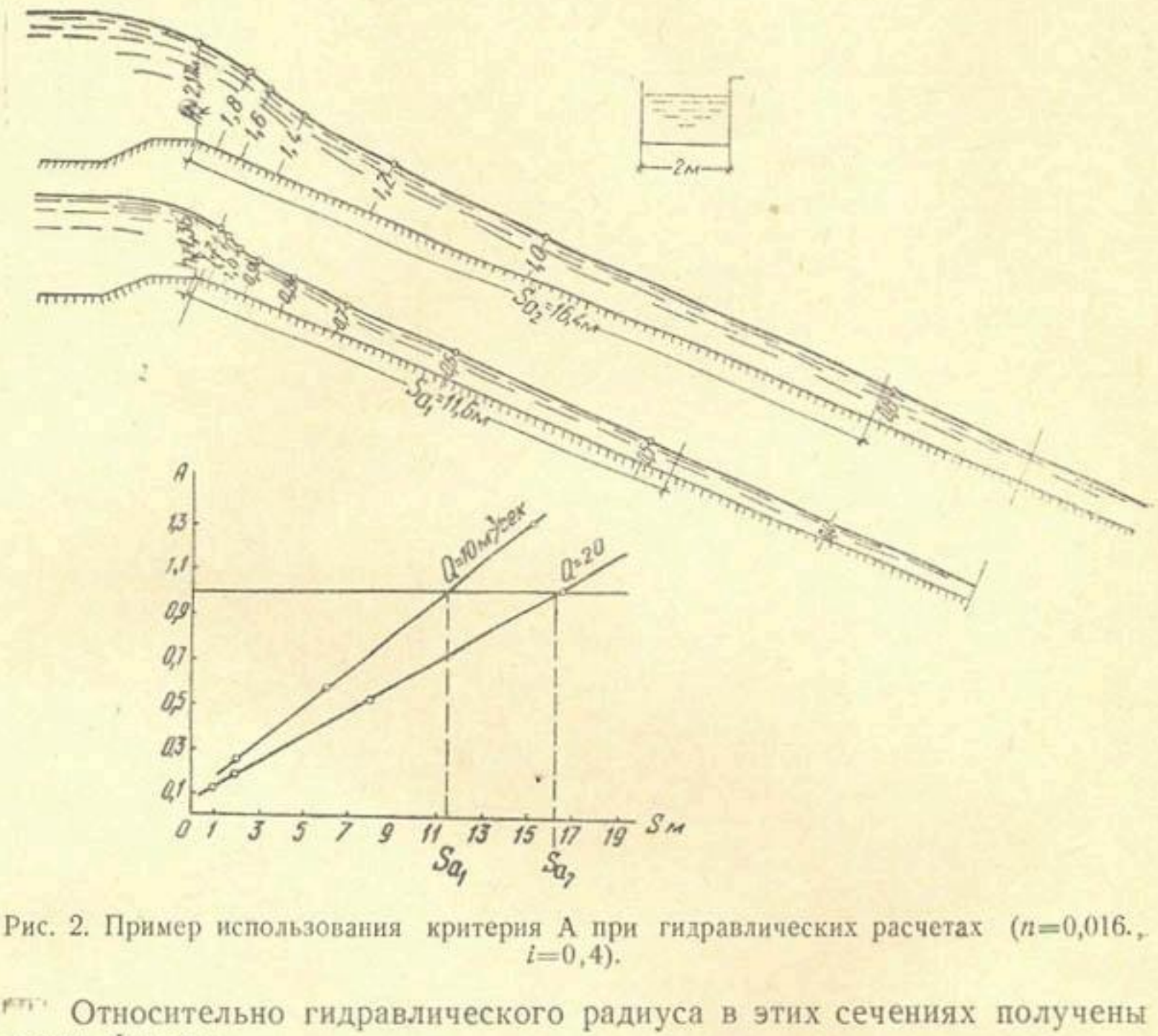



Рис. 2. Пример использования критерия А при гидравлических расчетах ($n$=0,016., $i$=0,4).

Относительно гидравлического радиуса в этих сечениях получены числа Фруда:

$$Fr = 36 \text{ (для } Q = 20 \text{ м}^3/\text{сек}),$$

$$Fr = 31{,}5 \text{ (для } Q = 10 \text{ м}^3/\text{сек}).$$

В работе Н. Б. Исаченко [9] приводятся материалы по наблюдениям аэрированных потоков на сооружениях с самыми различными гидравлическими элементами.

На основе их обработки Н. Б. Исаченко рекомендует новый метод определения глубин этих потоков. Если теперь обратиться к графику $\alpha = f(Fr)$, составленному Н. Б. Исаченко, то можно заметить, что числа Фруда, соответствующие сечениям, где возникает аэрация, в зависимости от гидравлических элементов потоков выражаются величинами $25 \div 70$, в диапазоне которых находятся и числа Фруда, вычисленные в примере, приведенном в нашей работе.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Вызго М. С. Уменьшение размывов и увеличение габаритов струи и глубин быстротекущих потоков, «Гидротехническое строительство», 1947, № 7.

2. Плетнева Е. В. Исследование растекания несвободных и аэрированных струй, Известия АН КазССР, серия энергетическая, вып. 1 (19), Алма-Ата, 1961.
3. Картвелишвили Н. А. Об уточнении критерия устойчивости установившегося течения на быстротоках, Известия АН СССР, Отд. техн. наук, М.-Л., 1958, № 8.
4. Войнич-Сяноженцкий Т. Г. Об уравнениях гидродинамики аэрированных потоков и устойчивости турбулентности течения при больших числах Фруда, Известия ТНИСГЭИ, т. 14, М.-Л., Госэнергоиздат, 1962.
5. Чертоусов М. Д. Гидравлика. Специальный курс, М.-Л., Госэнергоиздат, 1957.
6. Киселев П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам, М.-Л., Госэнергоиздат, 1961.
7. Деянов В. П. О движении аэрированного безнапорного потока. Вопросы водохозяйственного строительства, Научные труды Харьковского института инженеров железнодорожного транспорта, вып. 60, Харьков, 1962.
8. Троицкий В. П. Наблюдения явления аэрации потока на водосливной плотине, Научно-технический информационный бюллетень, № 2, Гидротехника, Л., 1959.
9. Исаченко Н. Б. К вопросу об аэрации открытых потоков, Известия ВНИИГ, т. 68, Л., 1961.
10. Войнович А. П. и Шварц А. И. Равномерное движение аэрированных водных потоков, Известия ВНИИГ, т. 31, 1946.
11. Войнич-Сяноженцкий Т. Г. О критериальном условии возникновения аэрации плавно изменяющихся бурных потоков, Труды Первой Закавказской конференции молодых научных сотрудников, Институт энергетики и гидравлики АН АрмССР, Ереван, 1960.
12. Скребков Г. П. Турбулентные пульсации в жидкой струе и ее распыливание, Журнал прикладной механики и технической физики, М., АН СССР, 1963, № 3.
13. Минский Е. М. Турбулентность руслового потока, Гидрометеоиздат, 1952.
14. Hicox G. H. Air entrainment on spillwai faces, Civil Engineering, vol. 15, No 12, 1945.
15. Halbron. Etude de la mise en regime des écoulements sur les ouvrages esta forte pente, La Houille Beanche, 1952, an 7, No 1, 2, 5.

Н. В. КОКАЯ, Б. И. КИРОВСКАЯ

# КОНУСНЫЕ ЗАТВОРЫ С КОНУСАМИ МАЛЫХ ЦЕНТРАЛЬНЫХ УГЛОВ

Конусные затворы впервые в Средней Азии были установлены на водовыпуске Кассансайского водохранилища в 1950 г. по проекту Э. Э. Пеплова. Диаметр каждого из двух затворов Д = 1200 *мм*, диаметр подвижного цилиндра $Д_{пц} = 1260$ *мм*, $К = \frac{Д_{пц}}{Д} = 1{,}050$, длина консольной части А = 0,525Д, угол конуса $\alpha = 90°$ (рис. 1), расстояние между осями затворов $l_з = 6000$ *мм* или 5Д, напор $H = 45{,}0$ *м*.

Простота конструкции и управления, надежность в эксплуатации, отсутствие фильтрации и опасной вибрации и другие положительные качества послужили основанием для установки двух подобных затворов на водовыпуске Ортотокойского водохранилища КиргССР. При напоре $H = 49{,}0$ *м* и том же расстоянии между затворами $l_з = 6000$ *мм* диаметр затворов был увеличен до 2200 *мм*, что составляло только $l_з = 2{,}72Д$.

Благоприятная работа каждого затвора в отдельности нарушалась при параллельном включении затворов, так как возникала отраженная струя, направленная вверх и назад, расходом в несколько сот литров в секунду.

Попадая на крышу и в фасадную стену помещения затворов, эта струя существенно затрудняла эксплуатацию, а в зимних условиях из-за оледенения помещения делала ее попросту невозможной.

Помимо этого, эксплуатация конусных затворов на Ортотокойском водохранилище выявила и другие отрицательные явления.[1]

Анализ условий образования отраженной струи, натурные наблюдения на Ортотокойском водохранилище и небольшая серия опытов в лабораторных условиях позволяют считать, что образование отраженной струи и ее расход $q$ зависят от параметров потока в точках соударения: плотности (степени аэрации) $b$, скорости $v$, толщины $t$ и угла встречи $\gamma$, то есть $q = f(b, v, t, \gamma)$.

Вероятно, предотвратить образование отраженной струи можно путем изменения одного или нескольких из перечисленных параметров.

В конкретных условиях наиболее просто оказалось изменить угол встречи потоков $\gamma$.

По предложению В. М. Критского (институт Средазгипроводхлопок), с этой целью следует обычно используемый конус с углом $\alpha = 90°$ заменить конусом с меньшим углом.

---

[1] Подробно об этом см. „Гидротехническое строительство", 1964, № 3.

Ни отечественная, ни зарубежная практика до настоящего времени не применяла таких затворов.

Исследования конусных затворов с конусами малых углов проведены по заданию института Средазгипроводхоз, предусмотревшего установку их на водовыпуске Пачкамарского водохранилища на реке Гузардарья (УзССР). Диаметр каждого из двух затворов Д = 1600 *мм*, расход $Q = 32$ *м*$^3$/*сек*, напор $H = 55{,}0$ *м*.

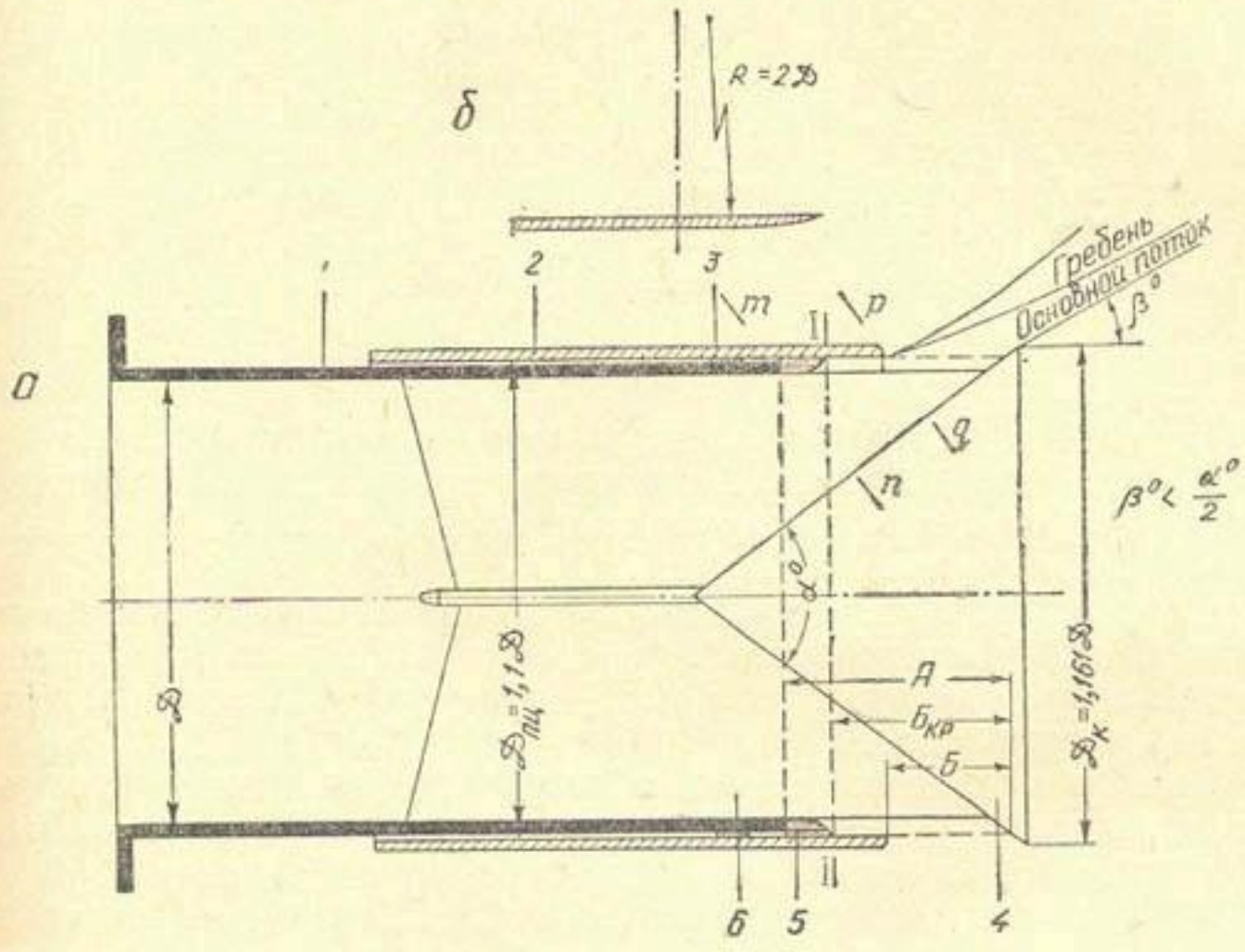



Рис. 1. Схема конусного затвора. *а*—выходная кромка неподвижного патрубка вакуумного очертания, *б* — безвакуумного.

*1*—неподвижный патрубок, *2*—подвижной цилиндр, *3*—кольцевое уплотнение, *4*—конус, *5*—замкнутая полость, *6*—ребра.

Цель — решение узкой, но конкретной задачи: определить угол конуса, при котором параллельная работа затворов на расстоянии $l_з = 2{,}75$Д не вызывает отраженной струи.

Ранее проведенными опытами установлено, что угол растекания потока не должен превышать $2\beta \leqslant 40°$, (угол растекания $2\beta \approx \gamma$ — углу встречи потоков). По заданию, коэффициент расхода затвора должен лежать в пределе $\mu = 0{,}810$, а длина консольной части $A = 0{,}525$Д.

Эксперименты проводились на модельной установке в масштабе 1:13,6. Испытывались затворы с углами конусов $\alpha = 50$, 60, 70, 80 и 90° при $К = \frac{Д_{пц}}{Д} = 1{,}1$.

Приводим основные результаты исследований.

1. При выходе из неподвижного патрубка поток расширяется, касается подвижного цилиндра в плоскости 1—1 и образует замкнутую полость 5 (рис. 1).

2. При увеличении степени открытия затвора

$$d\% = \frac{Б}{Д} \cdot 100\%$$

или

$$a\% = \frac{Б}{А} \cdot 100\%.$$

Плоскость кромок подвижного цилиндра совпадает с плоскостью 1—1 (критическое открытие),

$$d_{кр}\% = \frac{Б_{кр}}{Д} \cdot 100\%$$

или

$$a_{кр}\% = \frac{Б_{кр}}{А} \cdot 100\%.$$

3. Давление в полости 5 зависит от давления в потоке, обтекающем ее, которое уменьшается с увеличением степени открытия и при открытиях, близких к критическим, приближается к атмосферному. Это приводит к образованию в замкнутой полости вакуума за счет отсоса из нее воды. Величина вакуума в затворе с $\alpha = 90°$ и $К = 1{,}1$ определяется выражением

$$h_{вак} = 0{,}153\ H_0$$

($H_0$ — полный гидродинамический напор перед затвором).

4. Дальнейшее увеличение степени открытия затвора приводит к отрыву потока от стенок подвижного цилиндра и скачкообразному изменению всех параметров потока.

5. При выходе из затвора поток растекается в виде полого конуса, центральный угол которого при малых открытиях приближается к центральному углу упорного конуса, а при больших открытиях уменьшается примерно на 1/4.

6. Помимо основного потока, в результате реакции пазух, образованных четырьмя ребрами и конусом, на потоке возникают четыре водяных гребня, растекающихся под более крутыми углами.

7. Поток аэрируется настолько интенсивно, что уже за кромками затвора он теряет сплошность, а дальше превращается в воздушно-водяной поток.

8. В потоке можно выделить два характерных кольцевых сечения — $m - n$ и $p - q$ (рис. 1).

Сечение $m - n$, будучи постоянным для конкретной конструкции, меняется с изменением $A$ и угла $\alpha$.

Сечение $p - q$ меняется с изменением угла $\alpha$ и степени открытия затвора от 0 до некоторого максимального значения при критической степени открытия, при этом за счет расширения и вакуума в замкнутой полости $\omega_{кр} > \frac{\pi Д^2}{4}$.

Таким образом, при малых открытиях затвора расход определяется сечением $p - q$, а при открытиях, приближающихся к критическим, и больших расход определяется сечением $m - n$.

9. Помимо этого, на пропускную способность оказывает влияние угол конуса, вызывающий поворот потока на выходе из затвора на больший или меньший угол.

10. Из сказанного следует:

а) для оценки влияния угла конуса на пропускную способность необходимо сопоставлять затворы, имеющие одинаковую площадь сечения $m - n$;

б) для увеличения пропускной способности следует увеличивать сечение $m - n$ и уменьшать угол конуса.

11. Общий характер изменения коэффициента расхода как $\mu = f(d, A)$ иллюстрируется рис. 2.

12. Величина коэффициентов расхода при малых открытиях и $\alpha$=const не зависит от абсолютного значения $A$, что объясняется равенством сечений $p-q$ при одинаковых степенях открытия $d$%.

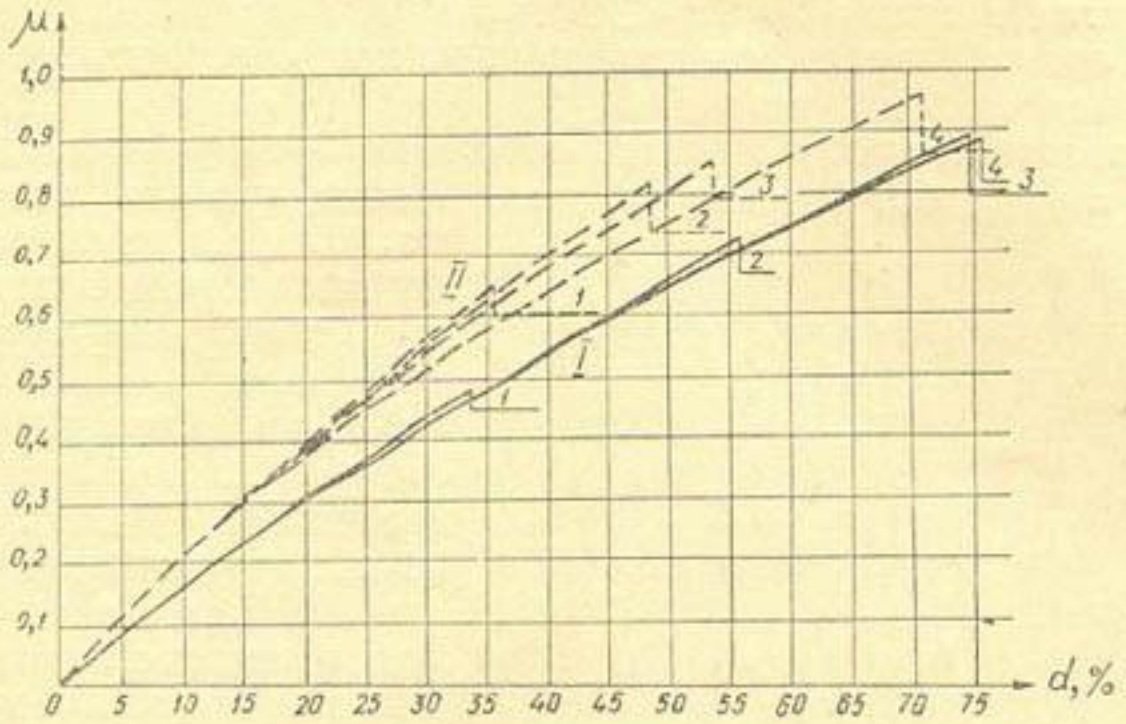



Рис. 2. График изменения коэффициентов расхода конусных затворов.

I—$\mu=f(d, \%)$ для $\alpha=50°$; *1*—A=0,5 *D*, *2*—0,75, *3*—1,0, *4*—1,01;
II—$\mu=f(d, \%)$ для $\alpha=70°$; *1*—A=0,5*D*, *2*—0,679, *3*—0,75, *4*—1,0.

13. При открытиях, приближающихся к $d_{кр}$% (разных для различных $A$ и $\alpha$), наблюдается некоторое увеличение коэффициентов расхода, носящих вполне закономерный характер, что определяется облегченными условиями вытекания вследствие падения давления вплоть до образования вакуума в замкнутой полости.

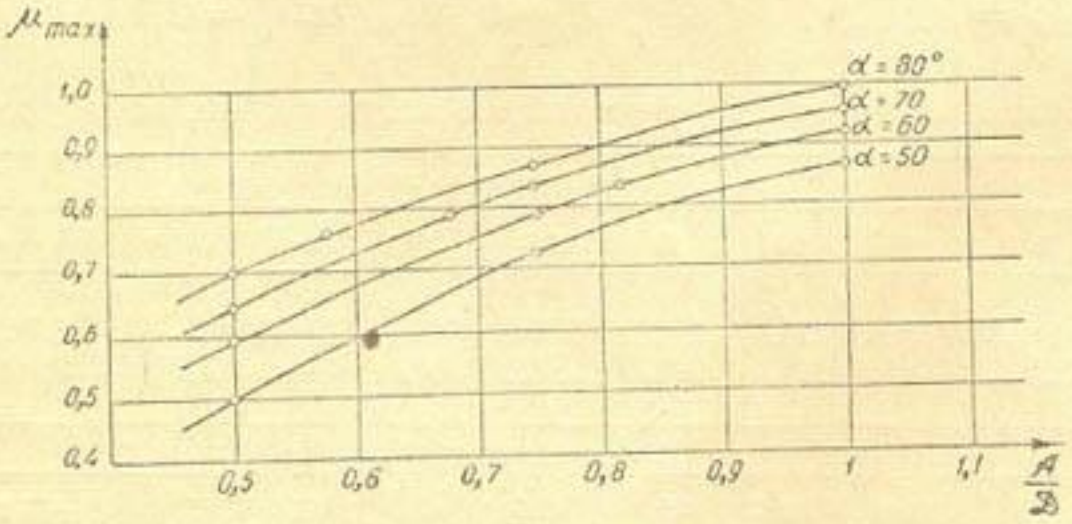



Рис. 3. График изменения максимальных коэффициентов расхода конусных затворов $\mu_{max}=f\left(\alpha°; \frac{A}{Д}\right)$ для $\alpha=50$, 60, 70 и 80°.

14. Максимальные значения коэффициентов расхода при $\alpha$=const растут с увеличением $A$ (рис. 2).

15. При $A$=const они уменьшаются с уменьшением $\alpha$ (рис.3). Это объясняется тем, что уменьшается сечение $m-n$.

16. Максимальные значения коэффициентов расхода при равенстве сечений $m-n$ растут с уменьшением $\alpha$ (рис. 4), однако при $A=$ =0,525 Д ни один из затворов не имеет коэффициента расхода, равного $\mu=0{,}810$.

17. Углы растекания потока уменьшаются с умень шением угла $\alpha$ и увеличением $d\%$ (таблица).

Из таблицы видно, что ни один из затворов не обеспечивает безопасного угла встречи $2\beta \approx \gamma \leqslant 40°$.

18. Габариты потоков, вытекающих из конусных затворов с $\alpha = 50$, 70 и 90°, представлены на рис. 5.

19. Возможность образования отраженной струи проверялась на затворах с $\alpha = 50$, 60, 70° для условий Пачкамарского водохранилища. Для сопоставления режима потоков и более обоснованных выводов часть опытов проводилась на затворе с $\alpha = 90°$ для условий Кассансайского водохранилища (последнее, как известно, при $l_з = 5Д$ не дает отраженной струи).

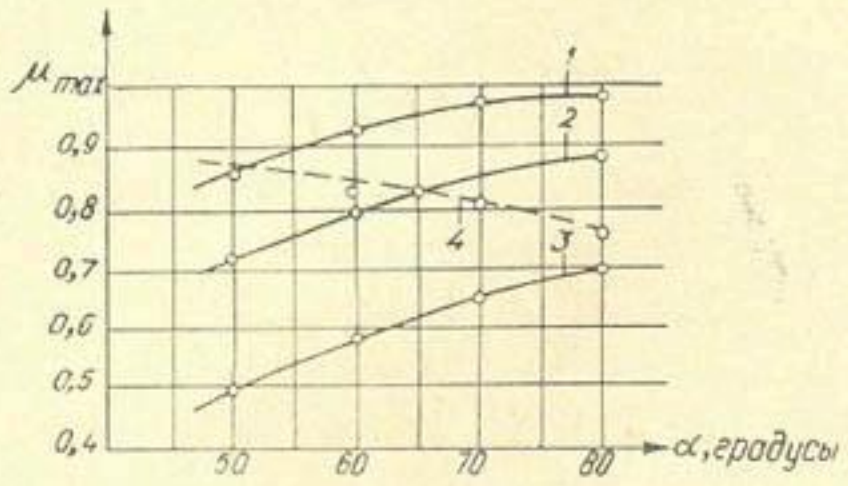



Рис. 4. График изменения максимальных коэффициентов расхода конусных затворов $\mu_{max} = \Phi = f\left(\alpha°; \frac{A}{Д}\right)$ для $\alpha = 50$, 60, 70 и 80°.

*1*—при А=1,0 Д. *2*—0,75, *3*—0,5, *4*—при равенстве площадей кольцевых сечений $\omega_{m-n} = \omega$, когда $A_{50°} = 1{,}01Д$, $A_{60°} = 0{,}816$, $A_{70°} = 0{,}679$, $A_{80°} = 0{,}581$.

20. Отраженная струя на моделях представляется в виде брызг. Сопоставляя работу затворов с $\alpha = 50$ и $\alpha = 70°$ на различных расстояниях между осями $l_з$ с работой затвора $\alpha = 90°$ при $l_з = 5Д$, можно прийти к выводу, что минимальное расстояние между затворами не должно быть меньше $l_з = (3{,}5 - 4{,}0)$ Д для затворов с $\alpha = 70°$ и $l_з = (2{,}5 - 3{,}0)Д$ для затворов с $\alpha = 50°$.

Таким образом, конкретная задача, поставленная институтом Средазгипроводхоз, оказалась невыполнимой ввиду несовместимости требований ($\mu = 0{,}810$, $2\beta \leqslant 40°$, $A = 0{,}525Д$ и $l_з = 2{,}75Д$).

**Углы растекания потока $2\beta$, выходящего из конусных затворов ($2\beta = \gamma$)**

| $\alpha°$ | A | Степень открытия затвора, $d\%$ | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 33,9 | 35,0 | $>d_{кр}$ | — |
| 50 | 0,50Д | 41°00′ | 43°20′ | 43°20′ | 42°00′ | 42°00′ | 42°00′ | 40°30′ | — | 40°00′ | — |
| 70 | | 60°00′ | 63°40′ | 61°00′ | 59°20′ | 57°20′ | 55°20′ | — | 53°40′ | 55°40′ | — |
| | | Степень открытия затвора, $d\%$ | | | | | | | | | |
| | A | 7,5 | 15,0 | 22,5 | 30,0 | 37,5 | 45,0 | 52,5 | 53,8 | 56,2 | $>d_{кр}$ |
| 50 | 0,75Д | 45°00′ | 43°40′ | 41°00′ | 39°50′ | 39°20′ | 38°40′ | 37°30′ | — | 29°10′ | 38°50′ |
| 70 | | 63°40′ | 61°00′ | 59°00′ | 55°00′ | 54°20′ | 54°00′ | 51°20′ | 47°30′ | — | 51°20′ |

Дополнительный анализ условий вытекания потока показал, что увеличения пропускной способности можно достичь приданием криволинейного очертания выходным кромкам неподвижного патрубка, что увеличивает сечение $m - n$.

Коэффициент расхода затвора с $\alpha = 70°$ и радиальной кромкой радиуса $R = 2Д$ возрастает до требуемого значения $\mu = 0{,}8$ (рис. 6) при $A = 54Д$.

Институтом Средазгипроводхоз запроектирован затвор с углом $\alpha = 70°$, при $l_з = 3{,}5Д$, $A = 0{,}54Д$, $\mu = 0{,}8$.

Придание радиального очертания выходным кромкам оказалось полезным еще и потому, что была ликвидирована вакуумная полость

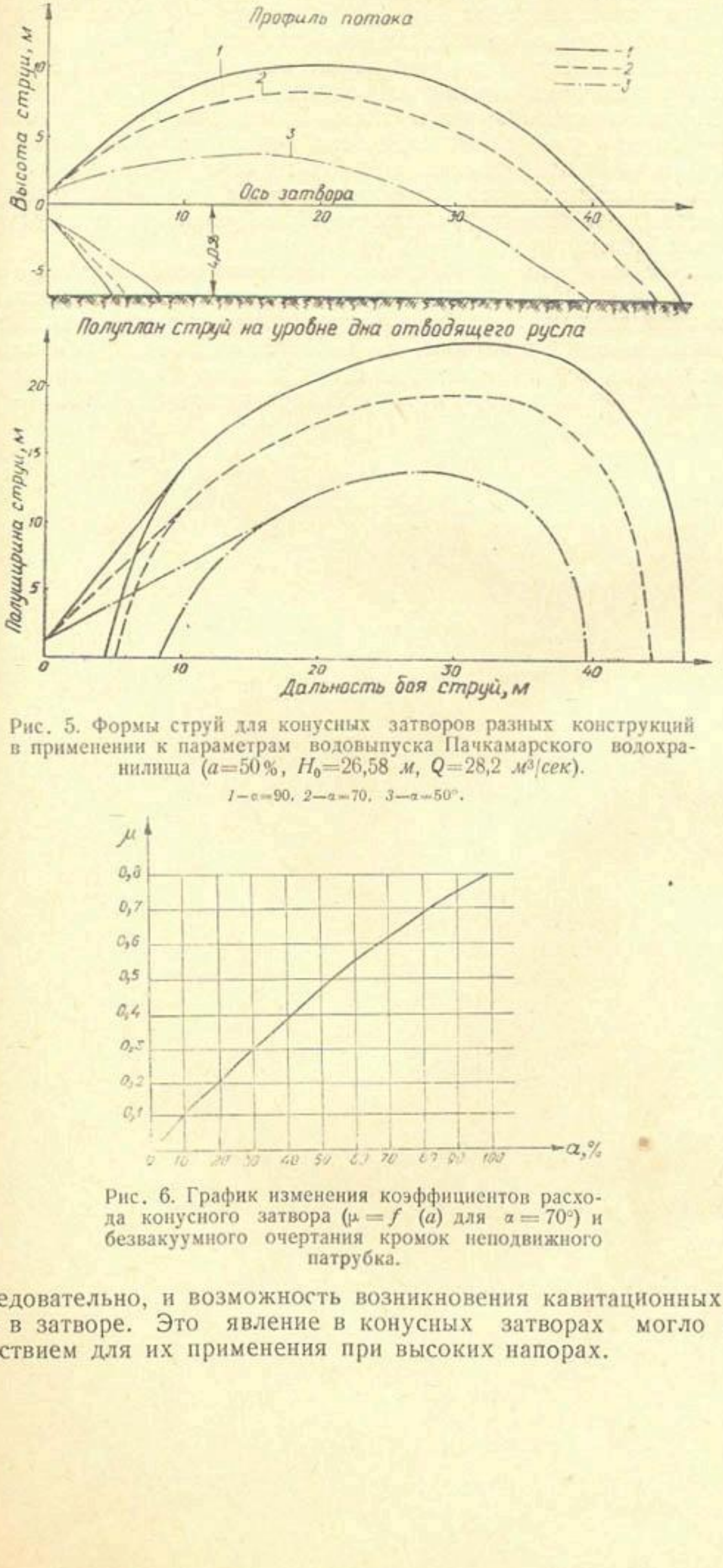



Рис. 5. Формы струй для конусных затворов разных конструкций в применении к параметрам водовыпуска Пачкамарского водохранилища ($a$=50%, $H_0$=26,58 *м*, $Q$=28,2 *м³/сек*).

*1*—α=90, *2*—α=70, *3*—α=50°.




Рис. 6. График изменения коэффициентов расхода конусного затвора ($\mu = f(a)$ для $\alpha = 70°$) и безвакуумного очертания кромок неподвижного патрубка.

5, а следовательно, и возможность возникновения кавитационных процессов в затворе. Это явление в конусных затворах могло стать препятствием для их применения при высоких напорах.

## ВЫВОДЫ

Применение конусных затворов с конусами малых центральных углов целесообразно по следующим причинам.

При меньших расстояниях между осями затворов ликвидируются условия образования отраженной струи.

Ширина нижнего бьефа и области оседания брызг уменьшается в 1,2—1,8 раза, что особенно ценно при проектировании конусных затворов в условиях узких створов на горных участках рек.

Уменьшается угол встречи нижних струй с дном нижнего бьефа и их плотность (из-за аэрации), способствующие уменьшению их размывающей способности.

Выполнение радиальной кромки несколько осложняет изготовление конусных затворов и размещение уплотнения между подвижным цилиндром и неподвижным патрубком, но уничтожает условия возникновения вакуумных явлений в затворе, что является очень важным и позволяет рекомендовать конусные затворы к применению в условиях, когда при больших открытиях напоры перед ними превышают 50—55 *м*.

Н. А. ЦВЕТКОВА

# ФИЛЬТРЫ ИЗ ПОРИСТОГО БЕТОНА ДЛЯ ОСНОВАНИЙ ИЗ МЕЛКИХ ЗАИЛЕННЫХ ПЕСКОВ И СУПЕСЕЙ

На территории Средней Азии, особенно в Голодной степи и Туркменской ССР, распространены мелко- и тонкозернистые пылеватые пески и супеси, на которых возводится большое количество ирригационных сооружений.

Для разгрузки их от фильтрационного давления и отвода фильтрационных вод наиболее эффективное средство — устройство дренажей в основании сооружений, что облегчает их вес и организует выход фильтрационной воды в нижний бьеф, обеспечивая этим прочность основания. Дренажи в виде фильтров из сыпучих материалов трудоемки и дороги в работе, так как требуют тщательного выполнения ручной укладки и постоянного наблюдения техперсонала.

В предшествующее десятилетие начались поиски по замене фильтров из сыпучих материалов монолитными с целью применения механизации и упрощения их изготовления и укладки.

По этому вопросу, особенно по устройству вертикальных водопонижающих и водоснабжающих скважин, появились статьи с целью применения пористого бетона в качестве фильтра для гидротехнических сооружений, проводились исследования. В результате даны соответствующие рекомендации [1, 2, 3, 4].

Однако исследованиями не охвачены грунты, типичные для многих районов Средней Азии,— мелкие и тонкозернистые заиленные пески и супеси, и содержащиеся в литературе рекомендации недостаточны и необоснованны. Так, указания НИС Гидропроекта по подбору состава материалов для фильтра [4] и ВНИИГ [2] основаны на опытах с чистыми песками и связными грунтами. В обоих источниках рекомендуется при применении пористого бетона для заиленных песков и супесей устраивать переходный песчаный слой. С этим нельзя согласиться, так как переходный слой со временем «тонет» в водонасыщенных мелких грунтах.

Не могут быть приняты и содержащиеся в этих указаниях рекомендации по подбору состава фильтров на основании лишь соотношения средних диаметров ($D_{50} : d_{50}$) [4], так как при относительно более мелком составе заполнителей в нашем случае форма и размеры поровых каналов в большой степени зависят от количества и состава склеивающего материала.

Особого внимания заслуживают исследования, проведенные с мелкими и тонкозернистыми песками, наиболее приближающимися по составу к нашим грунтам; к ним относится работа Н. Д. Бессонова [1], в которой уже учитываются размеры поровых каналов в фильтрах.

Целью наших исследований было проектирование в лаборатории состава пористого бетона для дренажа мелких пылеватых песков и супесей и расширение с необходимыми изменениями рекомендаций, данных в указаниях НИИ Гидропроекта, ВНИИГ и в работе Бессонова (ВОДГЕО), на указанные грунты.

Таблица 1

| Грунт | Фракция | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0,5—0,25 | 0,25—0,10 | 0,10—0,05 | 0,05—0,025 | 0,025—0,010 | 0,010—0,005 | <0,005 |
| Грунт № 11 | 1,0 | 1,0 | 18 | 30,0 | 40,0 | 5,0 | 5,0 |
| Грунт № 10 | 1,0 | 1,0 | 38 | 31,0 | 19,0 | 5,0 | 5,0 |
| Грунт № 9 | 1,0 | 1,0 | 53 | 19,0 | 16,0 | 5,0 | 5,0 |
| Грунт № 8 | 1,0 | 2,0 | 47 | 8,0 | 12,0 | 5,0 | 5,0 |
| Грунт № 1 | 0,65 | 2,67 | 91,76 | 3,02 | | 0,96 | 0,94 |
| Плявиньский № 2* | 0,30 | 17,40 | 63,30 | 10,00 | | 5,0 | 4,0 |
| Туркменский № 3 | 0,61 | 30,12 | 57,40 | 4,70 | | 1,42 | 5,75 |
| Песок № 4 | 6,71 | 38,21 | 53,04 | 0,85 | | 0,90 | 0,29 |
| Песок № 5 | 14,0 | 51,0 | 35,0 | — | — | — | — |
| Песок № 6 | 26,0 | 54,0 | 20,0 | — | — | — | — |
| Песок № 7 | 43,0 | 57,0 | — | — | — | — | — |
| Песок № 12* | 5,0 | 70,0 | 16,0 | 1,0 | 1,0 | 2,0 | 5,0 |

Таблица 2

| Грунт | Диаметр, *мм* | | | Коэффициент неоднородности |
|---|---|---|---|---|
| | 10 | 50 | 60 | |
| Грунт № 11 | 0,011 | 0,026 | 0,031 | 2,82 |
| Грунт № 10 | 0,013 | 0,039 | 0,060 | 4,61 |
| Грунт № 9 | 0,015 | 0,090 | 0,150 | 10,00 |
| Грунт № 8 | 0,017 | 0,150 | 0,190 | 11,20 |
| Голодностепская супесь № 1 | 0,052 | 0,070 | 0,075 | 1,44 |
| Плявильский № 2* | 0,012 | 0,070 | 0,078 | 6,50 |
| Туркменский № 3 | 0,030 | 0,070 | 0,090 | 3,0 |
| Голодностепский песок № 4 | 0,056 | 0,095 | 0,112 | 2,00 |
| Песок № 5 | 0,060 | 0,140 | 0,160 | 2,67 |
| Песок № 6 | 0,070 | 0,175 | 0,200 | 2,86 |
| Песок № 7 | 0,120 | 0,230 | 0,270 | 2,25 |
| Тонкозернистый пылеватый песок № 12* | 0,052 | 0,130 | 0,170 | 5,20 |
| Аптский серый* | 0,10 | 0,11 | 0,12 | — |
| Нахибинский бурый* | 0,11 | 0,15 | 0,16 | 1,53 |
| Мытищинский серый* | 0,11 | 0,21 | 0,24 | 2,18 |
| Люберецкий белый* | 0,20 | 0,23 | 0,24 | 1,20 |
| Речной желтый* | 0,18 | 0,24 | 0,28 | 1,56 |

* Взято из литературных источников.

В табл. 1 и 2 приведены гранулометрический состав и характерные данные по десяти исследованным нами грунтам и взятым для сравнения из литературных источников семи грунтам.

Графически они представлены на рис. 1.

Подбор состава пористого бетона для дренирования мелкопесчаных пылеватых грунтов произведен лабораторным путем. Предварительно изучали фильтрационную устойчивость грунтов, характерных для условий Средней Азии и, в частности, для Голодной степи. Изготовляли несколько цилиндров из разного состава пористого бетона, изучали его пропускную способность и в соответствии с минимальной пропускной спо-

собностью цилиндров исследовали их совместную работу; максимальную пропускную способность не ограничивали. В случае улучшения фильтрационной устойчивости грунта при совместной работе его с пористым бетоном выбирали соответствующие составы бетона и среди них оптимальный.

Опыты по определению фильтрационной устойчивости грунтов проводили в прозрачных трубах из оргстекла диаметром 20—25 *см* по общепринятой методике.

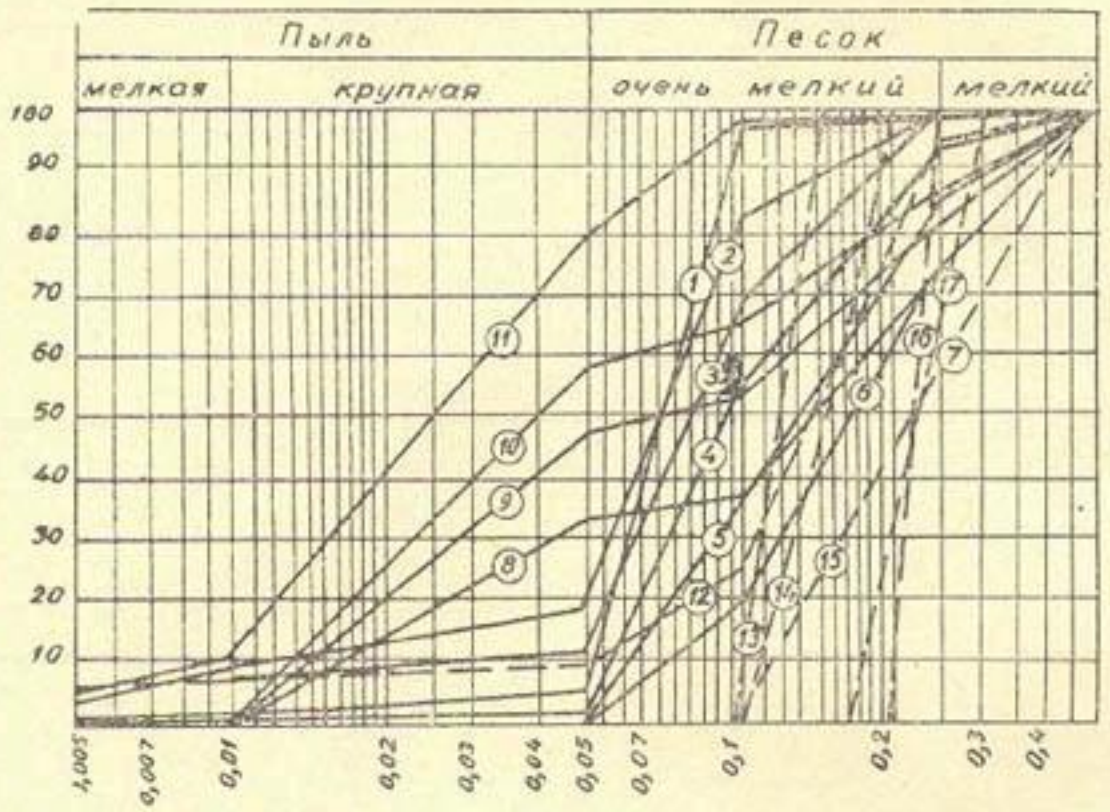



Рис. 1. Гранулометрический состав грунтов.

*1—17*—номера грунтов.

Пористый бетон изготовляли в виде цилиндров диаметром 20, высотой 20 *см* в специально изготовленных металлических формах. Укладка бетона в формы производилась с трамбованием слоями при тщательном перемешивании. Состав гравия в бетоне и дозировка раствора принимались с ориентацией на литературные данные, но уточнялись в лаборатории путем подбора. Изготовлено было более 20 цилиндров, окончательно для испытания отобрано 16 с составами, приведенными в табл. 3 и на рис. 4.

Для принятых к испытанию грунтов были определены фильтрационная устойчивость на выпор и суффозию и коэффициент фильтрации. Определялись также коэффициенты фильтрации и прочность цилиндров на раздавливание.

Совместная работа грунтов с фильтрами изучалась с теми цилиндрами, коэффициенты фильтрации которых в два и более раз больше коэффициентов фильтрации грунтов. Максимальное отношение этих коэффициентов не ограничивалось и в опытах доходило до 2670.

Результаты приведены в табл.3, из которой видно, что при соотношении $K_ц : K_{гр}$ более 500 во всех опытах наблюдалось засорение цилиндров грунтом, что приводило к подпору и значительному уменьшению коэффициентов фильтрации грунтов.

При соотношении $K_ц : K_{гр}$ менее 3 в некоторых опытах наблюдался подпор и уменьшение коэффициентов фильтрации по сравнению с коэффициентом фильтрации грунтов, исследованных без цилиндров, в некоторых же опытах при $K_ц : K_{гр} = 2{,}3$ и $2{,}5$ подпора не было. Следовательно, при значениях $K_ц : K_{гр} = 2 \div 3$ было неустойчивое

Таблица 3

| №№ п/п | Показатели | Межслойный коэффициент | | | Коэффициент фильтрации, *см/сек* | | | | | Примечание |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | $K_ц$ | отдельное изучение | | совместно с цилиндром | | |
| | | $D_{50}$ | $d_{50}$ | $m=\frac{D_{50}}{d_{50}}$ | | $K_г$ | $K_ц : K_г$ | $K_г$ | $K_ц : K_г$ | |
| 1 | Грунт № 11 | | | | | Не фильтровался | | | | |
| 2 | Грунт № 10 + цилиндр 7 | 7,0 | 0,039 | 179,0 | 0,045 | 0,00009—0,00013 | 500—545 | 0,00012 | 376 | |
| 3 | Грунт № 10+цилиндр 8 | 15,0 | 0,039 | 385,0 | 0,065 | 0,00009—0,00013 | 500—720 | 0,000045 | 1300 | Засорился цилиндр |
| 4 | Грунт № 10+цилиндр 9 | 12,0 | 0,039 | 308,0 | 0,120 | 0,00009—0,00013 | 1100—770 | 0,000065 | 1400 | Засорился цилиндр |
| 5 | Грунт № 10+цилиндр 14 (1964) | 3,0 | 0,039 | 77,0 | 0,016 | 0,00009 0,00013 | 178—124 | 0,000085 | 190 | |
| 6 | Грунт № 10+цилиндр 15 | 14,0 | 0,039 | 360,0 | 0,200 | 0,00009—0,00013 | 2200—1540 | 0,00012 | 1670 | Засорился цилиндр |
| 7 | Грунт № 10+цилиндр 16 | 9,5 | 0,039 | 240,0 | 0,160 | 0,00009—0,00013 | 1780—1230 | 0,00006 | 2670 | Засорился цилиндр |
| 8 | Грунт № 9+цилиндр 7 | 7,0 | 0,090 | 78,0 | 0,045 | 0,00011—0,00022 | 400—200 | 0,00018 | 250 | |
| 9 | Грунт № 9+цилиндр 8 | 15,0 | 0,090 | 187,0 | 0,065 | 0,00011—0,00022 | 600—300 | 0,00013 | 500 | При $I \geqslant 4,5$ вынос грунта |
| 10 | Грунт № 8+цилиндр 8 | 15,0 | 0,150 | 100,0 | 0,065 | 0,0002 —0,0004 | 325—160 | 0,00023 | 280 | |
| 11 | Грунт № 8+цилиндр 9 | 12,0 | 0,150 | 80,0 | 0,120 | 0,0002 —0,0004 | 600—300 | 0,00022 | 545 | При $I \geqslant 2,0$ вынос грунта |
| 12 | Грунт № 8+цилиндр 14 (1964) | 3,0 | 0,150 | 20,0 | 0,016 | 0,0002 —0,0004 | 75—40 | 0,00020 | 75 | |
| 13 | Грунт № 8+цилиндр 16 | 9,5 | 0,150 | 60,0 | 0,160 | 0,0002 —0,0004 | 800—400 | 0,00023 | 700 | При $I \geqslant 3,5$ вынос грунта |
| 14 | Грунт № 1+цилиндр 5 | 3,20 | 0,070 | 45,6 | 0,020 | 0,0004 —0,0005 | 50—40 | 0,00040 | 50 | |
| 15 | Грунт № 2+пористый бетон* | 1,1 | 0,700 | 16,0 | — | — | — | — | — | |
| 16 | Грунт № 3+пористый бетон | 3,35 | 0,080 | 42,0 | 0,003 | 0,0013 | 2,3 | 0,0013 | 2,3 | |
| 17 | Грунт № 4+цилиндр 5 | 3,2 | 0,095 | 33,7 | 0,020 | 0,0025 | 8—5 | 0,0025 | 8,0 | |
| 18 | Грунт № 4+цилиндр 7 | 7,0 | 0,095 | 74,0 | 0,045 | 0,0025 | 18 | 0,0025 | 18,0 | |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 19 | Грунт № 5+цилиндр 8 | 15,0 | 0,140 | 107,0 | 0,150 | 0,0010 —0,0013 | 150—115 | 0,0010 | 150,0 | |
| 20 | Грунт № 5+цилиндр 9 | 10,0 | 0,140 | 71,5 | 0,120 | 0,0010 —0,0013 | 130—100 | 0,0013 | 100,0 | |
| 21 | Грунт № 5+цилиндр 10 | 5,0 | 0,140 | 35,7 | 0,0023 | 0,0010 —0,0013 | 2,3—1,8 | 0,0008 | 2,9 | Подпор |
| 22 | Грунт № 5+цилиндр 12 | 3,0 | 0,140 | 21,4 | 0,0050 | 0,0010 —0,0013 | 5—3 | 0,0011 | 4,5 | |
| 23 | Грунт № 5+цилиндр 13 | 7,0 | 0,140 | 50,0 | 0,065 | 0,0010 —0,0013 | 65—50 | 0,0010 | 65 | |
| 24 | Грунт № 5+цилиндр 14 (1963) | 3,0 | 0,140 | 21,4 | 0,028 | 0,0010 —0,0013 | 28—22 | 0,00075 | 28 | |
| 25 | Грунт № 6+цилиндр 8 | 15,0 | 0,175 | 85,8 | 0,150 | 0,0020 | 75 | 0,0020—0,0015 | 75—100 | |
| 26 | Грунт № 6+цилиндр 9 | 10,0 | 0,175 | 57,0 | 0,120 | 0,0020 | 60 | 0,0021 | 57 | |
| 27 | Грунт № 6+цилиндр 12 | 3,0 | 0,175 | 17,1 | 0,0050 | 0,0020 | 2,5 | 0,0020 | 2,5 | |
| 28 | Грунт № 6+цилиндр 13 | 7,0 | 0,175 | 40,0 | 0,06—0,09 | 0,0020 | 30—45 | 0,0022 | 27,41 | |
| 29 | Грунт № 6+цилиндр 14 (1963) | 3,0 | 0,175 | 17,0 | 0,028 | 0,0020 | 14 | 0,0017 | 16 | |
| 30 | Грунт № 7+цилиндр 8 | 15,0 | 0,230 | 65,3 | 0,150 | 0,004—0,009 | 38—17 | 0,0043 | 35 | |
| 31 | Грунт № 7+цилиндр 9 | 10,0 | 0,230 | 43,5 | 0,120 | 0,004—0,009 | 30—13 | 0,0040 | 30 | |
| 32 | Грунт № 7+цилиндр 13 | 7,0 | 0,230 | 30,4 | 0,06—0,09 | 0,004—0,009 | 7—23 | 0,0040 | 15—23 | |
| 33 | Грунт № 7+цилиндр 14 (1963) | 3,0 | 0,230 | 13,0 | 0,028 | 0,004—0,009 | 7—3 | 0,0043 | 7 | |
| 34 | Грунт № 7+цилиндр 15 | 14,0 | 0,230 | 56,0 | 0,200 | 0,004—0,009 | 50—22 | 0,0065 | 30 | |
| 35 | Грунт № 12+клееный фильтр* | 1,1 | 0,130 | 8,5 | — | — | — | — | — | |
| 36 | Песок аптский* | — | 0,110 | — | 0,20—0,80 | 0,0040—0,0015 | 45,6—179,0 | — | 45,6—179,0 | |
| 37 | Песок нахибинский* | — | 0,150 | — | 0,35—0,90 | 0,0090—0,0100 | 37,4—100,0 | — | 37,4—100,0 | |
| 38 | Песок мытищинский* | — | 0,210 | — | 0,60 | 0,0065—0,0070 | 90,0 | — | 90,0 | |
| 39 | Песок люберецкий* | — | 0,230 | — | 0,90 | 0,0300 | 28,7 | — | 28,7 | |
| 40 | Песок речной* | — | 0,240 | — | 0,55—1,30 | 0,0200—0,0350 | 27,2—36,6 | — | 27,2—36,6 | |

* Данные по грунтам взяты из литературных источников, порядковые №№ 36—40—из работы Бессонова [1] и приведены, как и все другие опытные данные, к $t = 10°$.

Таблица 4

| Номер цилиндра | Фракция | Диаметр, *мм* | | | | | Расход на м³бетона, *кг* | | | Водоцементное отношение | Цемент: заполнитель | Коэффициент фильтрации, *см/сек* | Прочность, *кг/см²* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $D_{10}$ | $D_{17}$ | $D_{50}$ | $D_{60}$ | $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ | цемент | вода | заполнитель | | | | |
| 3 | 0,50—10,00 | 0,63 | 0,78 | 1,90 | 2,50 | 4,00 | 150 | 75 | 1,750 | 0,50 | 1:11,7 | 0,000046—0,000080 | 57,40 |
| 1 | 0,50—3,00 | 0,60 | 0,68 | 1,80 | 1,50 | 2,50 | 240 | 145 | 1670 | 0,60 | 1:7 | 0,00018 | — |
| 2 | 0,25—10,00 | 0,36 | 0,44 | 1,60 | 2,02 | 5,60 | 150 | 75 | 1850 | 0,50 | 1:12,4 | 0,0005 | — |
| 11 | 1,00—10,00 | 1,30 | 1,49 | 3,00 | 4,00 | 3,10 | 240 | 119 | 1910 | 0,50 | 1:8 | 0,0010—0,0030 | |
| 10 | 2,00—20,00 | 2,40 | 3,20 | 5,00 | 6,80 | 2,80 | 230 | 107 | 1840 | 0,46 | 1:8 | 0,0021—0,0022 | 23,60 |
| 4 | 1,00—3,00 | 1,20 | 1,25 | 2,00 | 2,40 | 2,00 | 238 | 145 | 1660 | 0,61 | 1:7 | 0,0040 | 42,00 |
| 12 | 1,00—5,00 | 1,30 | 1,49 | 3,00 | 3,30 | 2,50 | 218 | 121 | 1750 | 0,55 | 1:8 | 0,0050 | |
| 5 | 0,50—10,00 | 0,95 | 1,30 | 3,20 | 4,20 | 4,40 | 150 | 74 | 1850 | 0,50 | 1:12,4 | 0,0180 | 36,20 |
| 6 | 0,50—10,00 | 0,95 | 1,30 | 3,20 | 4,20 | 4,40 | 137 | 68 | 1860 | 0,50 | 1:13,5 | 0,0200 | — |
| 14 | 2,00 — 5,00 | 2,10 | 2,30 | 3,00 | 3,30 | 1,57 | 218 | 96 | 1750 | 0,44 | 1:8 | 0,0280 | 42,00 |
| 7 | 2,00—20,00 | 2,60 | 3,20 | 7,00 | 8,90 | 3,40 | 129 | 55 | 1970 | 0,42 | 1:15,5 | 0,0400 | 60,00 |
| 13 | 5,00—10,00 | 5,20 | 5,65 | 7,00 | 7,50 | 1,40 | 218 | 96 | 1750 | 0,44 | 1:8 | 0,0650 | |
| 8 | 5,00—30,00 | 6,00 | 6,85 | 12,00 | 15,00 | 2,50 | 252 | 96 | 1910 | 0,38 | 1:7,6 | 0,1400 | 50,00 |
| 9 | 5,00—20,00 | 5,70 | 6,10 | 9,00 | 10,00 | 1,75 | 240 | 80 | 1910 | 0,33 | 1,8 | 0,120—0,180 | 26,50 |
| 16 | 3,00—30,00 | 4,00 | 4,70 | 10,00 | 13,00 | 3,25 | 218 | 96 | 1910 | 0,44 | 1,8,8 | 0,1500 | |
| 15 | 10,00—20,00 | 11,00 | 11,60 | 14,00 | 15,00 | 1,40 | 218 | 96 | 1910 | 0,44 | 1:8,8 | 0,2100 | |

Из инструкции по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений (ВНИИГ)

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0,25—3,00 | 0,5 | 0,6 | 1,8 | 2,4 | 4,8 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 0,05 —0,10 | |
| | 0,25—30,0 | 0,48 | 0,95 | 4,1 | 5,5 | 11,45 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 0,012—0,023 | |
| | 0,25—10,0 | 0,58 | 0,77 | 2,0 | 2,55 | 4,4 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 0,017—0,022 | |
| | 0,25—20,0 | 0,62 | 1,15 | 5,1 | 4,4 | 11,0 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 0,019—0,058 | |
| | 0,25—20,0 | 1,0 | 2,05 | 3,9 | 4,4 | 4,4 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 0,045—0,077 | |

количество

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,25—5,0 | 1,10 | 1,35 | 3,0 | 3,4 | 3,09 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 0,100—0,180 | |
| 1,00—30,0 | 1,9 | 2,2 | 5,4 | 6,7 | 3,52 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 0,167—0,46 | |
| 0,00—30,0 | 1,24 | 1,95 | 5,3 | 6,2 | 5,0 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 0,250—0,62 | |
| 0,25—10,0 | 0,35 | 0,46 | 1,6 | 2,4 | 6,8 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 0,28 —0,80 | |
| 1,00—20,0 | 1,34 | 1,67 | 4,4 | 5,9 | 4,4 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 0,35 —0,56 | |
| 1,00—20,0 | 1,75 | 2,25 | 6,2 | 7,75 | 4,45 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 0,53 —0,78 | |
| 1,00—20,0 | 2,40 | 3,4 | 7,3 | 8,5 | 3,54 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 1,05 —1,96 | |
| 1,00—10,0 | 1,40 | 1,80 | 3,40 | 4,0 | 2,85 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 1,40 —1,80 | |
| 1,00—20,0 | 2,24 | 2,8 | 4,3 | 4,8 | 2,14 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 1,65 —2,05 | |
| 0,00—20,0 | 3,1 | 4,0 | 6,2 | 6,7 | 2,16 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 1,88 —2,60 | |
| 2,00—7,0 | 2,6 | 3,2 | 4,7 | 5,4 | 2,55 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 2,10 —3,20 | |
| 7,00—20,0 | 7,7 | 8,6 | 12,5 | 14,0 | 1,82 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 3,06 —5,68 | |
| 3,00—20,0 | 4,1 | 5,1 | 8,90 | 10,8 | 2,62 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 4,97 —6,22 | |
| 2,00—20,0 | 4,6 | 6,0 | 9,5 | 11,0 | 2,4 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 5,06 —6,25 | |
| 5,00—25,0 | 6,2 | 7,2 | 11,5 | 13,0 | 2,5 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 12,10 —15,30 | |
| 7,00—25,0 | 7,5 | 8,6 | 14,0 | 16,0 | 2,1 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 15,30 —20,10 | |
| 5,00—40,0 | 9,0 | 13,0 | 25,0 | 31,0 | 3,45 | | | 0,32—0,42 | 1:6 | 32,00 —40,00 | |

Оптимальное

состояние, при $K_ц : K_{гр} = 3 \div 4{,}5$ фильтр работал нормально. С некоторым запасом для мелкопесчаных заиленных грунтов минимальное соотношение $K_ц : K_{гр}$ можно принять равным 10.

По данным табл. 3 построена (рис. 2) зависимость $K_ц : K_{гр} = f(K_{гр})$. На график нанесены данные 24 опытов, обеспечивающих нормальную работу фильтра и хорошую устойчивость грунтов. Допускаемые величины отношения $K_ц : K_{гр}$, согласно этому графику, заключаются в пределах между двумя огибающими опытные точки кривыми,

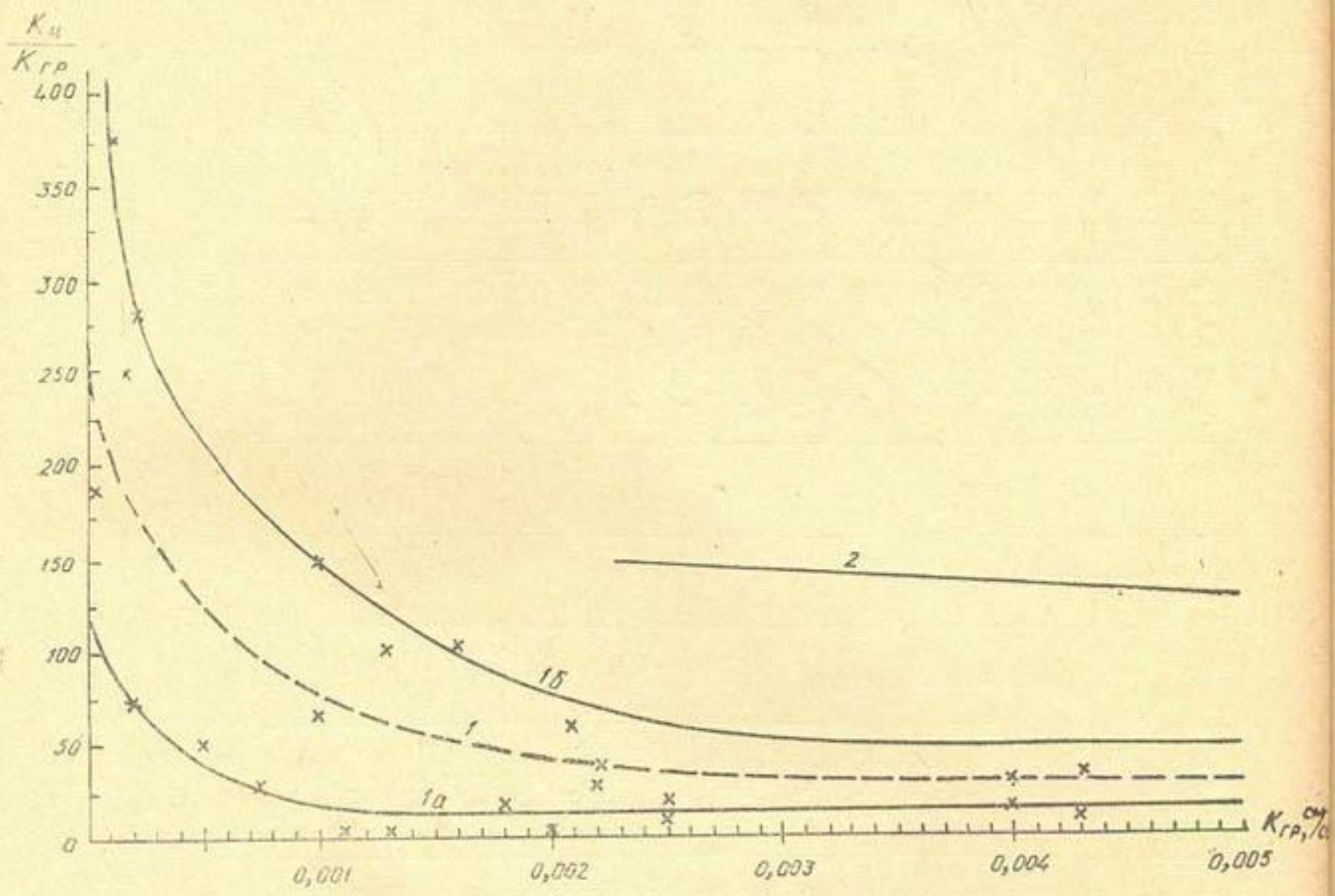



Рис. 2. График зависимости $\frac{K_ц}{K_{гр}} = f(K_{гр})$ для подбора фильтра из пористого бетона.

*1*—средняя по опытным данным, *1а*—минимальный предел, *1б*—максимальный, *2*—по Бессонову.

а оптимальные значения следует брать по средней кривой. Указанные отношения увеличиваются с уменьшением коэффициента фильтрации грунта от 10÷50 до 75÷375 (в пределах исследованных грунтов). Остальные данные не соответствуют поставленным условиям. Данные под порядковыми номерами 3, 4, 6, 7, где $K_ц : K_{гр} = 1300 \div 2670$ соответствуют опытам, в которых происходил вынос частиц грунта в фильтр и забивка пор фильтра. В связи с этим уменьшилась пропускная способность фильтра, создался подпор, что зафиксировано в опытах уменьшением коэффициента фильтрации грунта. В опытах, соответствующих в таблице 3 порядковым номерам 9, 11, 13, происходил вынос частиц грунта в фильтр при градиентах $I = 4{,}5$; 2,0; 3,5; при этом $K_ц : K_{гр} = 500 \div 700$. По техническим причинам эти опыты не могли быть продолжены в сторону увеличения $I$, и потому не удалось

выяснить, что будет дальше с фильтром. В опыте под порядковым номером 21 пропускная способность цилиндра $K_ц : K_{гр} = 2{,}9$, и создавался подпор для грунта.

На этом же графике для сравнения приведена кривая для подбора блочных фильтров, выведенная Н. Д. Бессоновым [1] для мелких и очень мелких чистых песков. Следует отметить, что Н. Д. Бессонов наблюдал при выносе частиц грунта в фильтр формирование в нем естественного обратного фильтра.

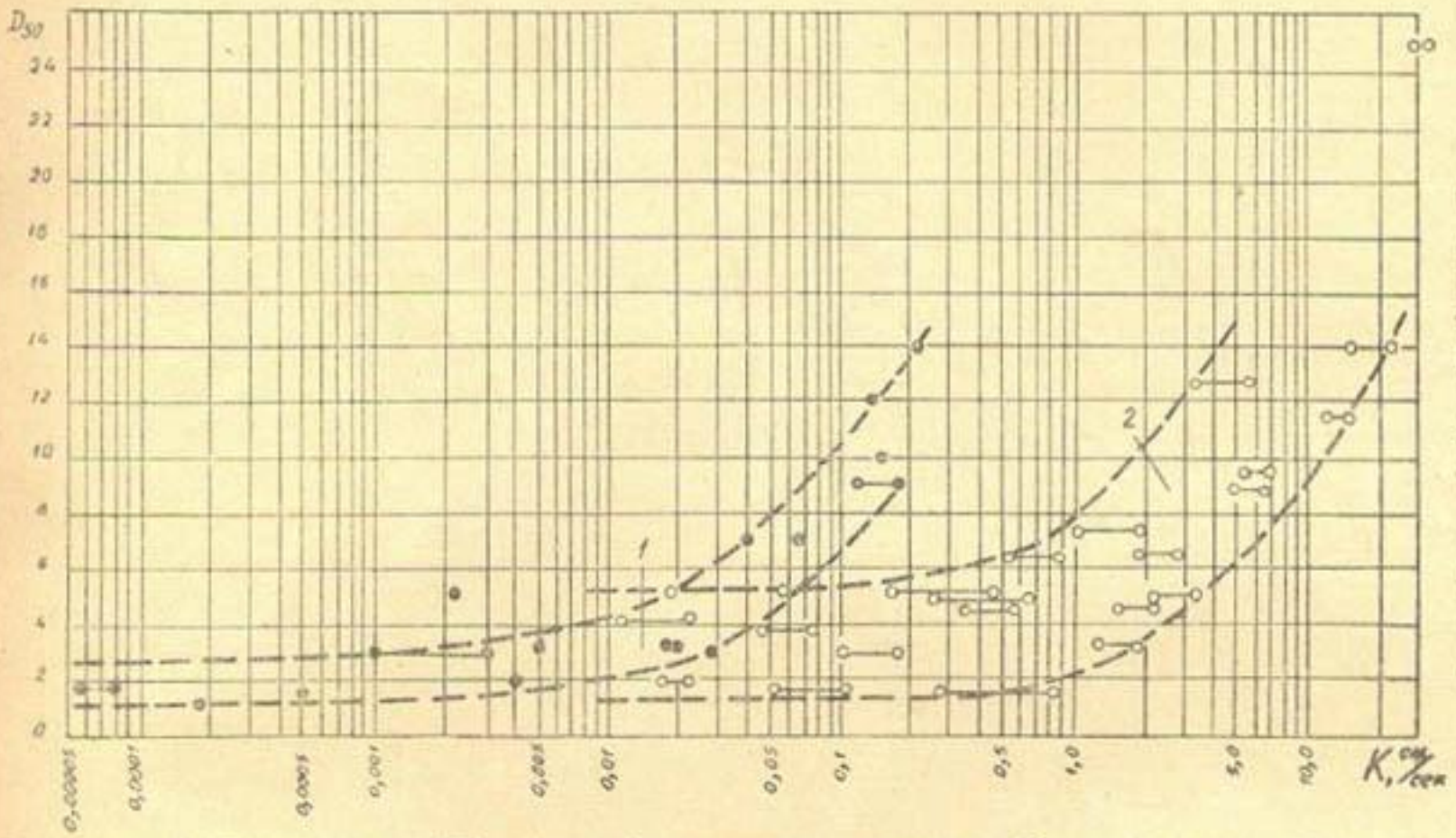



Рис. 3. Значение коэффициента фильтрации пористого бетона в зависимости от гранулометрического состава.

*1* – по данным САНИИВПиГ (заполнитель из окатанных частиц). *2* – по данным инструкции ВНИИГ (заполнитель – щебеночный материал).

В наших опытах ($K_ц : K_{гр} = 1300 \div 2670$) происходила закупорка, а не формирование обратного фильтра, что может быть объяснено наличием в исследуемых грунтах мелких пылеватых частиц, которые действовали связующе.

Кроме того, нужно учитывать особые условия работы фильтров под гидротехническими сооружениями, где не допускаются вынос частиц скелета грунта и деформация в основании.

Поэтому для исследованной нами области подбор фильтров из пористых блоков нужно осуществлять, ориентируясь на опытные данные, приведенные на рис. 2 в виде зависимости $K_ц : K_{гр} = f(K_{гр})$.

Различные рекомендации по подбору фильтров из пористого бетона, основанные главным образом на принципе сравнительного соотношения $D_{50} : d_{50}$ [4], довольно условны, так как в пористом бетоне главную роль в пропускной способности играют размеры и конфигурация поровых каналов.

Такие рекомендации могут быть применены при подборе фильтра к средним и крупным пескам, где размеры пор уже в большей степени зависят от размера инертных частиц, чем от склеивающего материала.

Инструкция по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений, выпущенная ВНИИГом, где приводится и подбор состава пористого бетона, исходит из тех же принципов, что и для сыпучих фильтров, только вместо пропускной способности сыпучего ма-

териала учитывается пропускная способность пористого бетона. Для учета $K^{\Phi}$ пористого бетона в таблице ориентировочных данных указаны граничные размеры фракций, характерные диаметры и опытные $K_{\Phi}$ пористого бетона (склеивающий материал — цемент в оптимальном составе); кроме того, дана формула для подсчета $K_{\Phi}$.

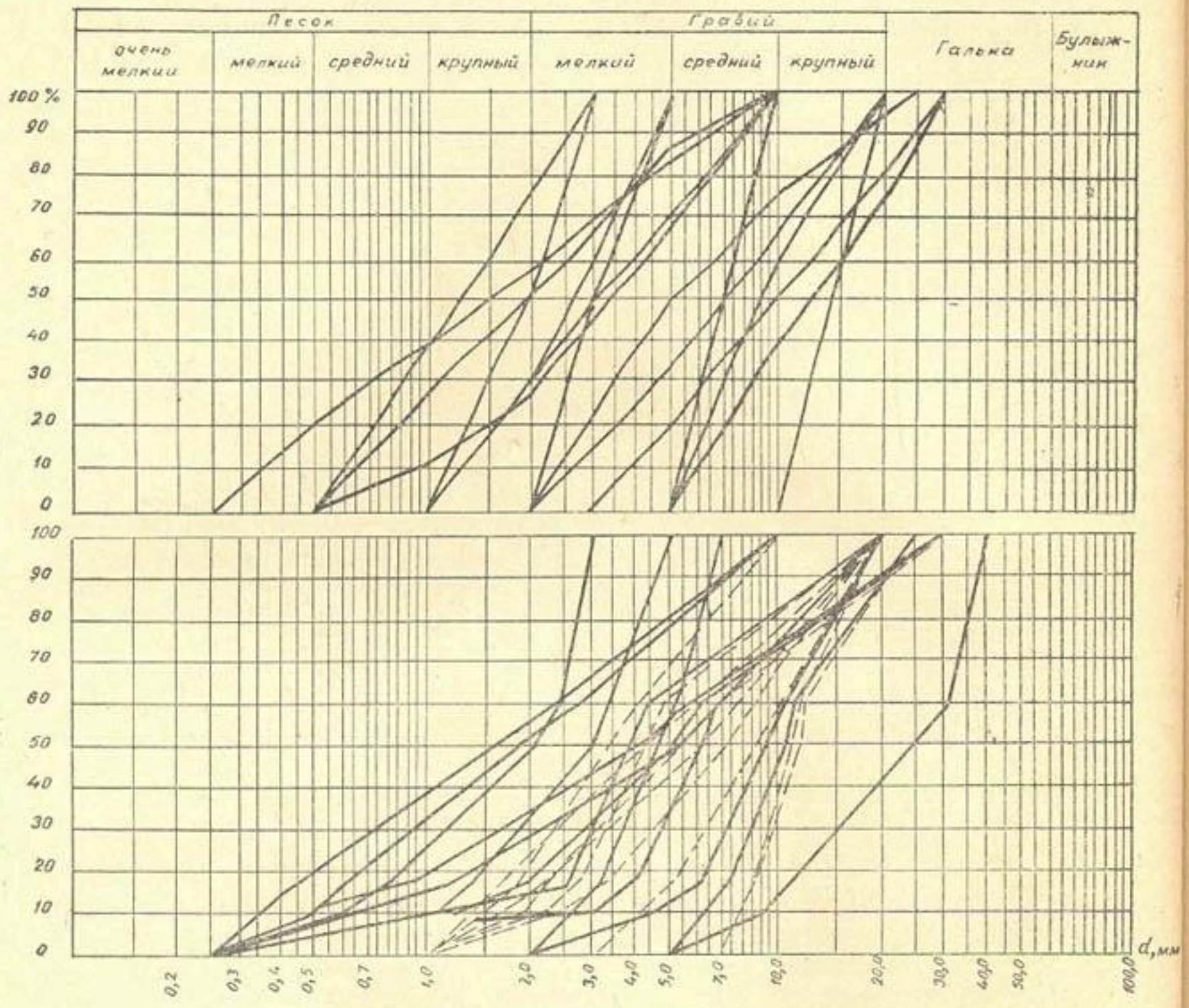



Рис. 4. Подбор состава заполнителей с учетом их формы.

*Вверху* — по исследованиям САНИИВПиГ (окатанный материал), *внизу* — по инструкции ВНИИГ (щебеночный материал).

Важное значение имеет форма материала, из которого приготовляется фильтр; в исследованиях ВНИИГ применялся щебеночный материал, в наших — окатанный.

Если обратиться к таблице ВНИИГ, то для фракций 0,25 ÷ 10 *мм* при близких характерных диаметрах дано два значения $K = 0{,}020 \div 0{,}500$ *см/сек*, а по нашим опытам, для такого же примерно гранулометрического состава $K = 0{,}0005$ *см/сек*, то есть в 40 ÷ 1000 раз меньше. Что касается более крупных грунтов, то для них такой большой разницы не наблюдается: для фракций 1 ÷ 20 *мм* средние значения коэффициента фильтрации — 0,45; 0,65; 2,0 и 1,9, то есть наибольшее расхождение лишь в четыре раза.

Это лишний раз подтверждает, что для пористого бетона, проектируемого из мелких фракций, надо исходить не из состава инертных, а из другого критерия.

Видимо, из-за неясности этого вопроса в инструкции, кроме указанного, рекомендуется для защиты водонасыщенных мелкозернистых грунтов, когда фильтр должен иметь меньший коэффициент, изготовлять фильтры из более крупного материала с последующей обсыпкой их песком (переходный слой), что, как указывалось выше, не приемлемо.

Для предварительного подбора состава заполнителей с учетом их формы в табл. 4 и на рис. 3 и 4 приведены характерные составы по опытным данным ВНИИГ и нашим.

## ВЫВОДЫ

Изучены ранее систематически никем не исследовавшиеся мелкотонкозернистые заиленные пески и супеси на подбор к ним пористого бетона как обратного фильтра.

Для этих грунтов была доказана возможность его применения в качестве обратного фильтра без переходного слоя.

Инструкция по сборным дренажам из пористых бетонных блоков, выпущенная Гидропроектом, и отдельные рекомендации такого же типа для изученной нами области грунтов не применимы, так как основаны на исследованиях, относящихся к средним и крупным пескам, опираются при проектировании на соотношение $D_{50} : d_{50}$ и совершенно не учитывают размеров и форм поровых каналов.

Составляя инструкцию по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений (ВНИИГ), авторы при разработке состава пористого бетона исходили из тех же принципов, что и для сыпучих фильтров, что допустимо для более крупных грунтов. Для дренирования же мелких грунтов они рекомендуют придерживаться тех же положений и, кроме того, устраивать песчаный переходный слой, а это не применимо в мелкозернистых водонасыщенных грунтах.

В работе Н. Д. Бессонова, выполненной в ВОДГЕО, даются рекомендации для подбора пористого бетона для очень мелких и мелких песков. Область заиленных песков и супесей она не охватывает.

Кроме того, автор, проектируя фильтры для оборудования скважин водоснабжения, допускает частичный вынос грунтов, что не приемлемо для оснований гидротехнических сооружений. Наличие же пылеватых частиц в исследованных нами грунтах придает им другие свойства, отличные от свойств чистых песков, поэтому пользоваться рекомендациями Н. Д. Бессонова при проектировании пористого бетона для изученных нами грунтов также не рекомендуется. Подбор состава пористого бетона для исследованной области нужно производить по зависимости $K_{ц} : K_{гр} = f(K_{гр})$, приведенной на рис. 2, где дана средняя опытная зависимость и ее максимальные и минимальные пределы. Указанная зависимость отвечает всем требованиям, предъявляемым к обратным фильтрам.

Границы предлагаемой зоны соотношений $K_{ц} : K_{гр}$ выбраны таким образом, что в контактной области не наблюдалось опасной механической суффозии, влияющей на устойчивость грунта, а вынос мельчайших частиц в допустимом количестве не кальматирует фильтра. Водопроницаемость обратного фильтра из пористого бетона значительно больше водопроницаемости защищаемого грунта, чем обеспечивается свободный отток воды.

Указанная зависимость, основанная на пропускной способности пористого бетона, учитывает размеры и структуру поровых ходов фильтра, зависящую от количества и качества склеивающего материала.

Для практического применения ее необходимо знать пропускную способность блоков, которая точно может быть определена опытным путем.

Для предварительного подбора состава заполнителя в зависимости от формы зерен следует пользоваться данными табл. 4 и рис. 3 и 4.

## ЛИТЕРАТУРА


1. Бессонов Н. Д. Исследование явления суффозии и кольматации в фильтрах блочного типа из пористых материалов, М., Госстройиздат, 1963.
2. ВНИИГ. Проект инструкции по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений, Л., Госэнергоиздат, 1963.
3. Гаврилко В. М. Фильтры водозаборных водопонизительных и гидрогеологических скважин, М., Госстройиздат, 1963.
4. Гидропроект. Сборные дренажи из пористых бетонных блоков (временные указания по проектированию и изготовлению), М., изд. Гидропроекта, 1960.

Ю. Г. НЕКЛЮДОВ, Б. И. БЕЛЕСКОВ

# ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОГО СООТНОШЕНИЯ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ ЕМКОСТНОГО ДАТЧИКА ПУЛЬСАЦИИ ДАВЛЕНИЯ

В настоящее время для измерения давления применяются различные типы датчиков: индуктивные, проволочные тензодатчики, гидростатические, пневматические, емкостные и другие. Всем им свойственно наличие мембраны или площадки, воспринимающей измеряемое давление среды и механизма, передающего их перемещение активному элементу прибора. В емкостном датчике воспринимающий элемент может выполнять одновременно и роль активного элемента, что уменьшает погрешность измерения.

Конструктивно емкостный датчик может быть выполнен в виде полого металлического цилиндра с плоской мембраной, являющейся одновременно крышкой и подвижной пластиной конденсатора. Вторая пластина, неподвижная, находится внутри цилиндра на небольшом расстоянии от мембраны. Схематический разрез датчика показан на рис. 1. Емкость такого конденсатора изменяется под воздействием измеряемого давления внешней среды в результате прогиба мембраны. Для вычисления емкости такого конденсатора нетрудно вывести формулу, которая должна отражать зависимость емкости от измеряемого давления. Для составления ее необходимо использовать известное уравнение поверхности [1], по которой изгибается упругая мембрана под действием приложенного к ней давления

$$w = \frac{p}{64D}(R^2 - r^2)^2, \ см, \tag{1}$$

где $p$ — давление, $кг/см^2$;
$D$ — цилиндрическая жесткость, которая может быть подсчитана по формуле

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}, \ кгсм, \tag{1а}$$

где $h$ — толщина мембраны, $см$,
$E$ — модуль упругости, $кг/см^2$,
$\mu$ — коэффициент Пауссона.

Обозначение остальных величин в формуле (1) ясно из рис. 1.

Для вычисления емкости датчика используется формула емкости плоского воздушного конденсатора

$$C = 0{,}089\frac{S}{\delta} \text{ пф},$$

где $s$ — площадь пластин конденсатора, $см^2$,
$\delta$ — расстояние между пластинами, $см$.
Нужная формула может быть получена с помощью интеграла

$$C = \int_0^{r_0} \frac{0{,}089 \cdot 2\pi r dr}{\delta_0 - w} = \frac{0{,}089 \cdot 64\pi D}{p} \int_0^{r_0} \frac{-2r dr}{\left(8\sqrt{\frac{D\delta_0}{p}}\right)^2 - (R^2 - r^2)^2},$$

где $r_0$ — радиус неподвижной пластины конденсатора, $см$,
$\delta_0$ — расстояние между пластинами при отсутствии давления на мембрану, $см$,
$w$ — прогиб на расстоянии $r$ от центра (по формуле 1).

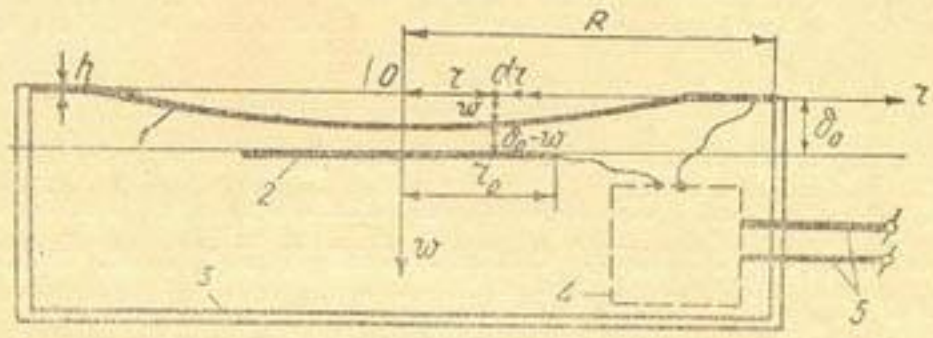



Рис. 1. Схематический разрез емкостного датчика.

*1*—мембрана, *2*—неподвижная пластина конденсатора, *3*—корпус датчика, *4*—генератор высокой частоты, *5*—провода электропитания и передачи сигнала высокой частоты.

После интегрирования получается:

$$C = \frac{0{,}356\pi\sqrt{D}}{\sqrt{p\delta_0}} \ln \frac{64D\delta_0 - R^2\left(R^2 - r_0^2\right)p + 8r_0^2\sqrt{D\delta_0 p}}{64D\delta_0 - R^2\left(R^2 - r_0^2\right)p - 8r_0^2\sqrt{D\delta_0 p}}. \qquad (2)$$

Для более удобного пользования эту формулу следует преобразовать. Прежде всего можно получить формулу для отношения $\frac{C}{C_0}$, где $C_0$ — емкость конденсатора при условии, что приложенное к его пластине давление равно нулю, то есть обе его пластины являются плоскими.
Емкость $C_0$ может быть получена как предел

$$C_0 = \lim_{p \to 0} C = 0{,}089 \frac{\pi r_0^2}{\delta_0}, \qquad (3)$$

что совпадает с вычислением этой же емкости просто по формуле плоского конденсатора. Затем следует ввести в формулу (2) отношение $\frac{R}{r_0}$, а давление $p$ подставить в долях от максимального давления $p_{макс}$. Максимальным давлением здесь названо такое давление, которое вызовет максимальную деформацию мембраны до прикосновения ее с неподвижной пластиной. Для определения величины $p_{макс}$ надо в формуле (1) принять $w = \delta_0$ при $r = 0$, тогда

$$p_{макс} = \frac{64\delta_0 D}{R^4}.$$

После указанных преобразований формула (2) получит вид

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{2\sqrt{\frac{p}{p_{\text{макс}}}}} \cdot \frac{R^2}{r_0^2} \ln \frac{\frac{R^2}{r_0^2} - \left(\frac{R^2}{r_0^2} - 1\right)\frac{p}{p_{\text{макс}}} + \sqrt{\frac{p}{p_{\text{макс}}}}}{\frac{R^2}{r_0^2} - \left(\frac{R^2}{r_0^2} - 1\right)\frac{p}{p_{\text{макс}}} - \sqrt{\frac{p}{p_{\text{макс}}}}}. \qquad (4)$$

Тангенс угла наклона касательной, проведенной в начале координат к кривой, выраженной формулой (4), будет иметь вид

$$\operatorname{tg}\alpha = \lim_{\frac{p}{p_{\text{макс}}} \to 0} \frac{d\left(\frac{C}{C_0}\right)}{d\left(\frac{p}{p_{\text{макс}}}\right)} = 1 - \frac{r_0^2}{R^2} + \frac{r_0^2}{3R^2}. \qquad (5)$$

Угол наклона касательной определяет начальную чувствительность датчика. Ввиду того, что величина $\frac{R}{r_0}$ может изменяться от 1 до $\infty$, $\operatorname{tg}\alpha$ будет меняться от 0,33 до 1,00.

При росте отношения $\frac{R}{r_0}$ увеличивается начальная чувствительность датчика, но вместе с тем изменяется нелинейность кривой.

При использовании системы частотной модуляции и включении датчика непосредственно в качестве емкости контура генератора [2] справедлива зависимость

$$\left(\frac{f_0}{f}\right)^2 = \frac{C}{C_0}. \qquad (6)$$

Если заменить $\Delta f = f - f_0$, то можно получить

$$\frac{\Delta f}{f_0} = \frac{1}{\sqrt{\frac{C}{C_0}}} - 1. \qquad (7)$$

По формулам (4) и (7) можно построить кривые зависимости $\frac{\Delta f}{f_0}$ от $\frac{p}{p_{\text{макс}}}$ при различных значениях $\frac{R}{r_0}$.

Чтобы решить вопрос о рациональном конструировании датчика, надо подсчитать относительную погрешность измерения $\frac{\delta f}{f_0}$ при различных отношениях $\frac{R}{r_0}$. Для этого следует обратиться к кривой $\frac{\Delta f}{f_0} = \varphi\left(\frac{p}{p_{\text{макс}}}\right)$, начальная часть которой изображена на рис. 2.

Для уменьшения погрешности измерения тарировку датчика удобно проводить в точке $a$, соответствующей давлению $p_1$, равному половине наибольшего измеряемого давления $p_2$. Если провести прямую $oa$, которая пересечет ординату $вв'$ в точке $б$, то отрезок $бв$, равный $\frac{\delta f}{f_0}$, определит погрешность измерения в точке $p_2$. Легко показать, что при $p_1 \leqslant \frac{1}{2} p_2$ погрешность в любой точке рассматриваемого участка кривой меньше, чем в точке $в$. Таким образом, наибольшая погрешность измерения

$$\frac{\delta f}{f_0} = \frac{\Delta f_2 - 2\Delta f_1}{f_0}.$$

Отсюда

$$\delta f = \Delta f_2 - 2\Delta f_1. \tag{8}$$

Тогда погрешность, отнесенная к изменению частоты, соответствующему наибольшему измеряемому давлению, будет

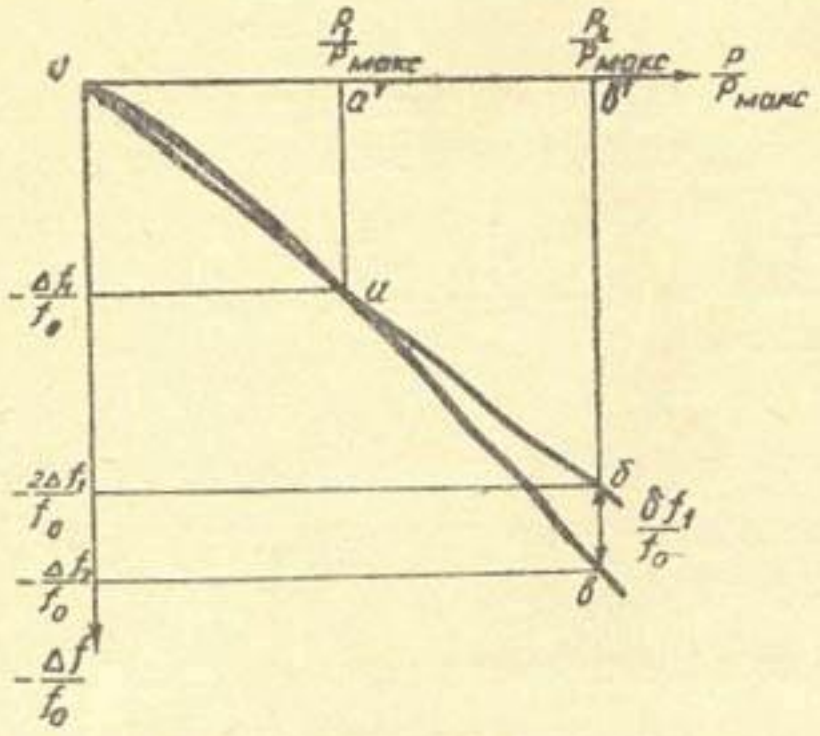



Рис. 2. Построения для определения погрешности измерения.

$$\frac{\delta f}{2\Delta f_1} = \frac{\Delta f_2 - 2\Delta f_1}{2\Delta f_1} = \frac{\Delta f_2}{2\Delta f_1} - 1, \tag{9}$$

где $\Delta f_1$ — величина изменения частоты при воздействии давления

$$p_1 = \frac{1}{2} p_2,$$

$\Delta f_2$ — то же при воздействии давления $p_2$.

Для преобразования формулы (9) надо выразить изменения частоты $\Delta f_1$ и $\Delta f_2$ через емкости.

Введем обозначения:

$C_д$ — добавочная емкость монтажа и подстроечного конденсатора,

$C_0 + C_д$ — емкость, соответствующая давлению $p = 0$ и частоте $f = f_0$,

$C_1 + C_д$ — то же при $p = p_1$ и $f = f_1$,

$C_2 + C_д$ — то же при $p = p_2$ и $f = f_2$.

Поскольку $f_2 < f_1 < f_0$ и, следовательно, $\Delta f$ величина отрицательная,

$$f_1 = f_0 + \Delta f_1,$$

$$f_2 = f_0 + \Delta f_2.$$

По формуле (6) получается

$$\left(\frac{f_0}{f_0 + \Delta f_1}\right)^2 = \frac{C_1 + C_д}{C_0 + C_д},$$

$$\left(\frac{f_0}{f_0 + \Delta f_2}\right)^2 = \frac{C_2 + C_д}{C_0 + C_д}.$$

Решение этих уравнений относительно $\Delta f_1$ и $\Delta f_2$ и подстановка в уравнение (9) приводят к формуле

$$\frac{\delta f}{2\Delta f_1} = \left[ \frac{\sqrt{\dfrac{1 + \dfrac{C_д}{C_0}}{\dfrac{C_2}{C_0} + \dfrac{C_д}{C_0}} - 1}}{2\left(\sqrt{\dfrac{1 + \dfrac{C_д}{C_0}}{\dfrac{C_1}{C_0} + \dfrac{C_д}{C_0}} - 1}\right)} - 1 \right] 100, \%. \tag{10}$$

Величину отклонения частоты, необходимую для выбора усилителя-дискриминатора или его расчета, можно найти из уравнения (7)

с учетом $C_д$:

$$\frac{2\Delta f_1}{f_0} = 2\left(\sqrt{\frac{1+\frac{C_д}{C_0}}{\frac{C_1}{C_0}+\frac{C_д}{C_0}}} - 1\right). \qquad (11)$$

Графически зависимости (10) и (11) представлены на рис. 3. Пользуясь кривыми, построенными для различных значений $\frac{R}{r_0}$, можно выбрать оптимальные размеры датчика.

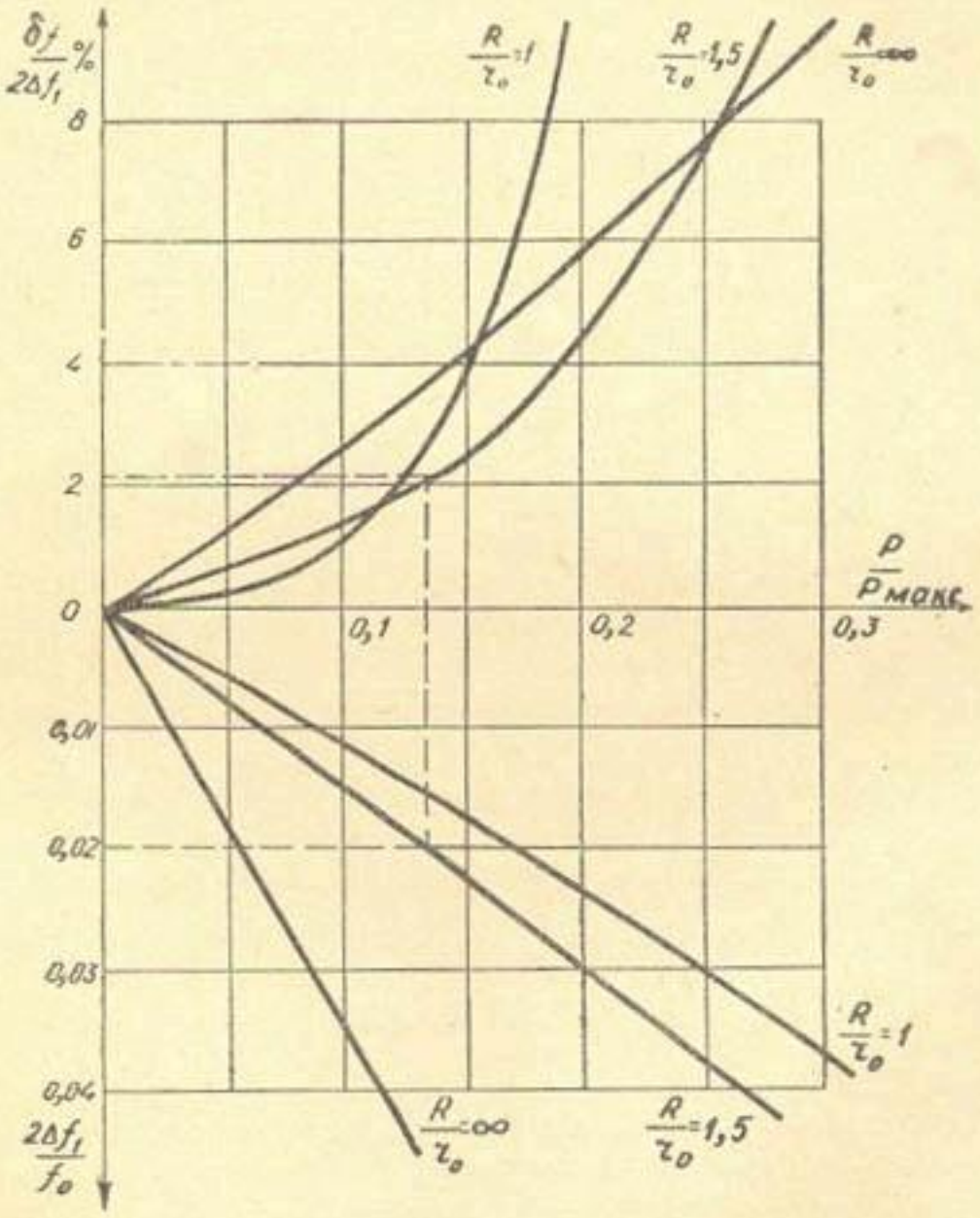



Рис. 3. Кривые отклонения частоты и погрешности в зависимости от измеряемого давления.

Необходимо заметить, что расчеты по вышеприведенным формулам следует производить с точностью до 7 знаков.

**Пример и порядок расчета.** Данные: наибольшее измеряемое давление $p = 0{,}2$ *кг/см*$^2$, диаметр мембраны $d_1 = 75$ *мм*, материал мембраны — сталь толщиною $h = 0{,}8$ *мм*, для стали $E = 2 \cdot 10^6$ *кг/см*$^2$ и $\mu = 0{,}3$, рабочая частота $f_0 = 2000$ *кгц*.

Задавшись отношением $\frac{R}{r_0} = 1{,}5$, можно найти диаметр неподвижной пластины $d_2 = \frac{d_1}{1{,}5} = \frac{7{,}5}{1{,}5} = 50$ *мм*.

По формуле (1а) определяется цилиндрическая жесткость мембраны $D = \frac{2 \cdot 10^6 \cdot 0{,}08^3}{12\,(1 - 0{,}3^2)} = 97{,}4$ *кгсм*.

По формуле (1) подсчитывается прогиб в центре мембраны $r = 0$ при наибольшем измеряемом давлении

$$w_0 = \frac{0{,}2\,(3{,}75^2 - 0^2)^2}{64 \cdot 97{,}4} = 0{,}00633 \text{ см}.$$

Отношение $\frac{p}{p_{макс}}$ и относительную погрешность измерения $\frac{\delta f}{2\Delta f_1}$ можно найти по кривой (рис. 3) для отношения $\frac{R}{r_0} = 1{,}5$, для чего надо задаться величиной отклонения частоты $\frac{2\Delta f_1}{f_0}$ в пределах $0{,}01 \div 0{,}03$ для общепринятых систем частотной модуляции. Приняв $\frac{2\Delta f_1}{f_0} = 0{,}02$, можно найти по кривой $\frac{p}{p_{макс}} = 0{,}135$ и $\frac{\delta f}{2\Delta f_1} = 2{,}15\%$. Если эта погрешность по условиям измерения будет велика, следует уменьшить $\frac{2\Delta f_1}{f_0}$ или взять другое отношение $\frac{R}{r_0}$.

Учитывая, что прогибы пропорциональны давлениям, зазор $\delta_0$ может быть найден по формуле

$$\delta_0 = \frac{p_{макс}}{p} w_0 = \frac{1}{\frac{p}{p_{макс}}} w_0 = \frac{0{,}00633}{0{,}135} = 0{,}047 \text{ см}.$$

По формуле (3) определяется емкость датчика

$$C_0 = 0{,}089 \frac{\pi \cdot 2{,}5^2}{0{,}047} = 37{,}2 \text{ пф}.$$

Расчетная емкость контура генератора

$$C_2 = C_0 + C_д = 1{,}5\ C_0 = 1{,}5 \times 37{,}2 = 55{,}8 \text{ пф}.$$

Из условия стабильности частоты генератора она не должна быть меньше 50 пф.

## ЛИТЕРАТУРА


1. Андреева Л. Е. Упругие элементы приборов, Киев, Машгиз, 1962.
2. Картер Б., Фаршоу Д., Шеннон Д. Емкостные тензометры и приборы для измерения давлений и усилий, В сб. «Измерение механических величин электрическими методами», М., Машгиз, 1952.

А. М. МУХАМЕДОВ

# НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО УЛУЧШЕНИЮ УСЛОВИЙ БЕСПЛОТИННОГО ВОДОЗАБОРА В КАНАЛЫ ТАШСАКА И ПАХТААРНА

На р. Амударье нет ни одного сооружения, которое регулировало бы в какой-то мере сток воды. Поэтому сильно затруднены условия бесплотинного водозабора и борьбы с наносами в головах ирригационных каналов, наносится большой ущерб народному хозяйству от дейгиша (размыва берегов) и наводнений летом в период паводков и зимою в период образования зажоров и заторов, а также осложняются условия судоходства. Проблема борьбы с этими явлениями может быть радикально разрешена строительством крупных гидроузлов и водохранилищ и регулирования стока, которое частично может быть достигнуто после строительства Нурекской плотины на р. Вахш и Туямуюнской плотины.

Амударья в нижнем и среднем течении имеет исключительно неустойчивый характер потока, блуждающее и легко деформирующееся песчаное ложе. Здесь происходит частичная аккумуляция наносов, и водоток протекает в собственных отложениях, легко перемещаясь по широкой, местами достигающей пяти и более километров пойме, состоящей из песчано-глинистых грунтов.

Неустойчивость и блуждание русла на участках расположения бесплотинных головных водозаборных сооружений создает опасность отхода от них основного русла, следовательно, и необеспеченности водозабора.

Бесплотинный водозабор получил широкое распространение благодаря своей относительной дешевизне и простоте сооружений, особенно на неустойчивых руслах рек, непрерывно меняющих свои очертания как в плане, так и по сечению, и где на некоторых участках трудно строить плотинный водозаборный узел.

Строительство плотинного узла требует больших затрат по сужению и регулированию русла, укреплению берегов и оснований сооружений при слабых аллювиальных грунтах.

Поэтому в настоящее время строительство плотин на подобных участках рек может лишь частично сократить число бесплотинных водозаборов, а необходимость регулирования русла при бесплотинном водозаборе будет существовать еще долгое время.

Конечно, выправление русла шпорами, дамбами и т. п. можно заменить землечерпанием в русле и очисткой наносов на головном участке (так называемым оперативным регулированием, как например, проводимые очистные работы у Ташсака, Пахтаарна и других каналов Амударьи), однако это не значит, что проблема регулирования русла при водозаборе не назрела, наоборот, опыт эксплуатации подтверждает необходимость их проведения.

До строительства Туямуюнского гидроузла для обеспечения устойчивого забора воды в каналы Ташсака и Пахтаарна и борьбы с дейгишем необходимо выполнить русловыправительные и регулировочные работы на участке реки в районе этих водозаборных сооружений.

Для изучения эффективного расположения русловыправительных и регулировочных сооружений и определения их типов и размеров в отделе русел рек САНИИВПиГ в 1960 г. инженером Чжан-Чжун-нань под руководством автора проведены лабораторные исследования, на основании которых написана настоящая статья. На модели этого участка реки изучалось состояние водозабора при бытовых условиях реки и при регулировании участка русла в районе водозаборов. Для выправления русла были приняты сквозные и массивные шпоры, а также комбинация их.

Модель выполнялась в масштабах: горизонтальный 1 : 1000, вертикальный 1 : 100, то есть применялся метод искажения моделирования для изучения руслового участка реки на длине 12 *км*[1].

В качестве наносов использовалась предварительно смоченная и отмытая паровозная изгарь с удельным весом около 1,8.

Приводим краткие результаты исследований.

**Участок реки у водозаборных сооружений.** От теснины Туямуюн до канала Ташсак река в некоторых местах делится островами на два или три русла и протекает в пойме шириной 2—2,5 *км*.

От Ташсака до Пахтаарна и ниже пойма расширяется в виде веера и у головы канала Пахтаарна достигает ширины 5,2 *км*.

Здесь река постоянными и временными островами делится на множество больших и малых рукавов, что сильно затрудняет судоходство и водозабор в Пахтаарна.

От Туямуяна до Пахтаарна существуют несколько лет три острова, поросшие растительностью, которые в паводок не затопляются. Один из них начинается от Ташсака и кончается ниже головы канала Пахтаарна. Это самый большой остров (площадь его несколько сот гектаров, ширина 2,5 *км*).

Основное русло реки в разные годы проходит то вдоль левого, то вдоль правого берегов острова; берега то размываются в паводок, то увеличиваются в размерах в межень, остров постепенно перемещается вниз по течению.

В зависимости от этого меняются условия водозабора в каналы Ташсака и Пахтаарна. Например, если основное русло идет вдоль левого берега, около канала Ташсака, то канал Пахтаарна остается без воды; то же происходит с каналом Ташсака.

Для улучшения условий водозабора на два берега необходимо вести постоянные регулировочные работы с применением землечерпательных механизмов и устройством шпор различного вида.

В межень появляется большое количество островов разных размеров. Некоторые из них остаются в период от паводка до паводка, а другие размываются и намываются несколько раз в течение года, то есть процесс русловых деформаций в ширину и глубину происходит постоянно.

Основным фактором переформирования русла являются наносы, которые несет Амударья в неограниченном количестве.

Средний диаметр наносов, взятых в пробах с берегов и дна в створах водозаборов, меняется от 0,071 *мм* до 0,339 *м*, а среднеарифметиче-

---

[1] В модельных исследованиях принимал участие Р. Р. Абдураупов.

ское значение диаметра наносов из 42 проб на этом участке составляет 0,226 *мм*.

На этом участке преобладают глубины 2,5—3,0 *м* и скорости течения — 2 *м/сек;* наибольшие глубины достигают 7,0 *м,* а скорости течения могут превышать 2,5—3,0 *м/сек.* Уклоны тоже очень велики и меняются в пределах 0,00016—0,000256.

Необходимо отметить, что на этом участке вследствие блуждания русла реки эти элементы непостоянны даже при одинаковых расходах.

Амплитуда колебания горизонтов в створе Ташсака равняется 2,0 *м*. В этих условиях перед водозаборными сооружениями Ташсака и Пахтаарна создается опасность отхода реки от них. Это можно проиллюстрировать примерами.

В конце 1947 г. основное русло в районе Ташсака проходило по правому берегу. В то время, как в левом русле расход составлял лишь 121,18 *м³/сек,* по протоку к водозабору Ташсака проходило 36,3 *м³/сек,* что значительно меньше планового. Создалось тяжелое условие (рис. 1).

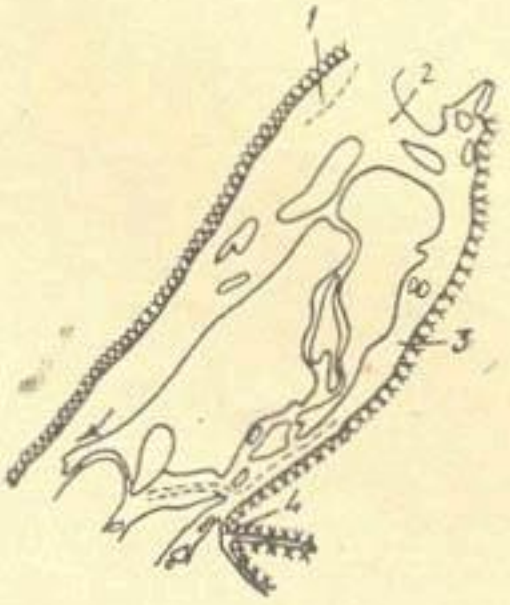



Рис. 1. План участка русла Амударьи у головы канала Ташсака (1947 г.).

*1*—фарватер, *2*—участок взрывных работ, *3*—левобережный узяк, *4*—голова канала Ташсака.

Для обеспечения планового водозабора на этом участке в 1948 г. устроена временная струенаправляющая каменно-хворостяная шпора с сипайным каркасом по левому берегу выше головного сооружения с целью сжатия потока к сооружению, землесосами сделаны прокопы к водозабору Ташсака, взрывом открыто русло в направлении водозабора.

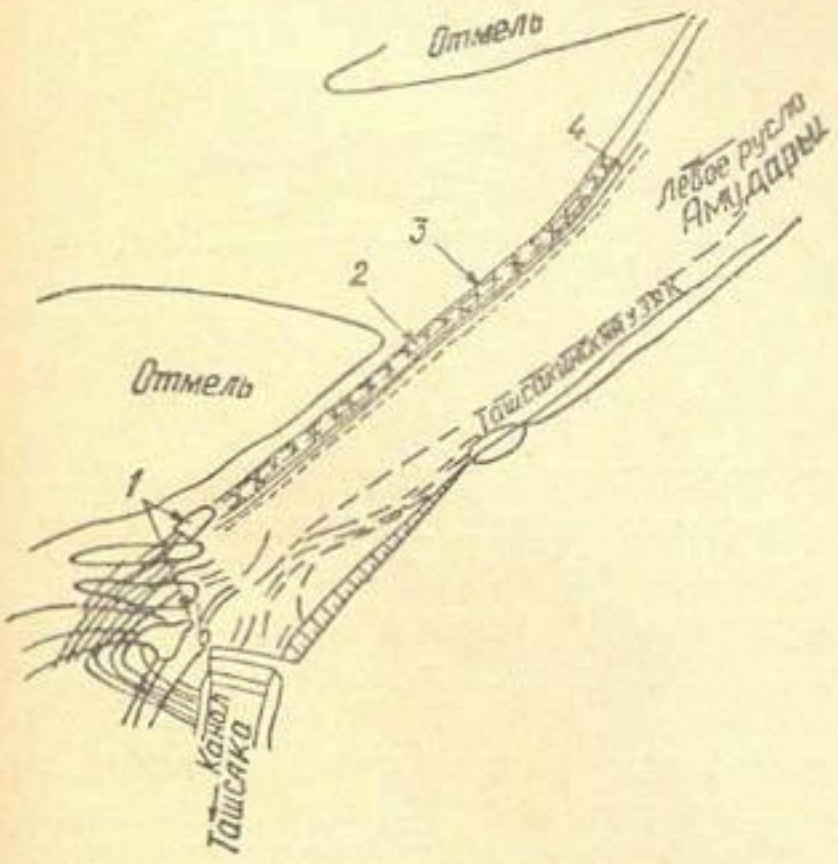



Рис. 2. План шпоры перед Ташсакинским головным сооружением (1948 г.).

*1*—карабурная кладка (ошейник), *2*—каменно-хворостяная кладка, *3*—сипайный каркас, *4*—хворостяные гасители.

Шпоры выполнены из сипаев с каменно-хворостяной загрузкой с расстоянием между их осями 20—25 *м*.

Промежутки между шпорами-сипаями закрыты каменно-хворостяной кладкой (рис. 2).

Наряду с этим произведены очистка русла землесосами и взрывные работы.

По данным наблюдений, увеличение водозабора достигнуто возведением шпор, благодаря чему был сжат поток и повышен горизонт в левобережном русле.

Землечерпательные и взрывные работы дали значительно меньший эффект.

В 1950 г. вследствие блуждания реки фарватер проходил по левому берегу, но в 1,5 *км* от Ташсакинского головного сооружения отклонялся

вправо, в сторону незатопляемого обрыва, оставляя у левого берега узкое русло с расходом (в марте 1950 г.) 125—150 *м³/сек.*

От этого русла в 200—250 *м* выше головы Ташсака вправо отходил поток с расходом 20—30 *м³/сек* (рис. 3).

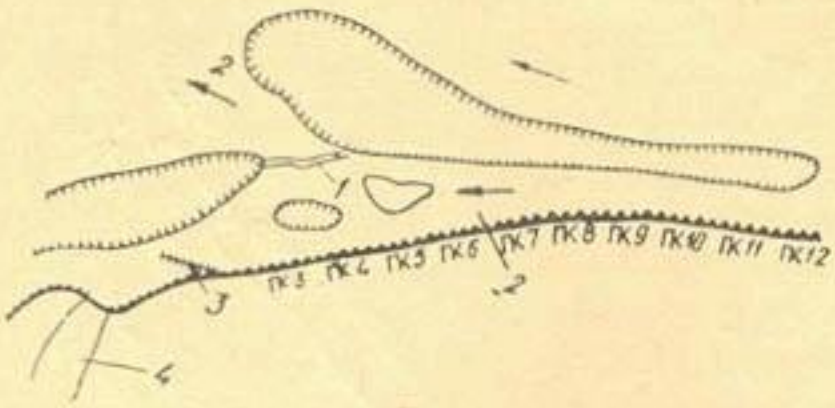



Рис. 3. План участка русла реки у Ташсакинского канала (1950 г.).

*1*—перемычка, *2*—левый проток, *3*—струенаправляющая перемычка, *4*—канал Ташсака.

Для отвлечения донных наносов и улучшения водозабора устроены струенаправляющая система и перемычка из каменно-травяной и каменно-хворостяной кладки длиной около 140 *м* в начале протока, отходящего от левобережного русла вправо.

После строительства перемычки забираемый в канал расход увеличился на 6,6 *м³/сек.*

Установка струенаправляющей системы повысила скорость подхода потока к водозабору и создала условия для занесения донными наносами русла Узяка ниже сооружения. С 1950 до 1957 гг. река в основном протекала вдоль левого берега.

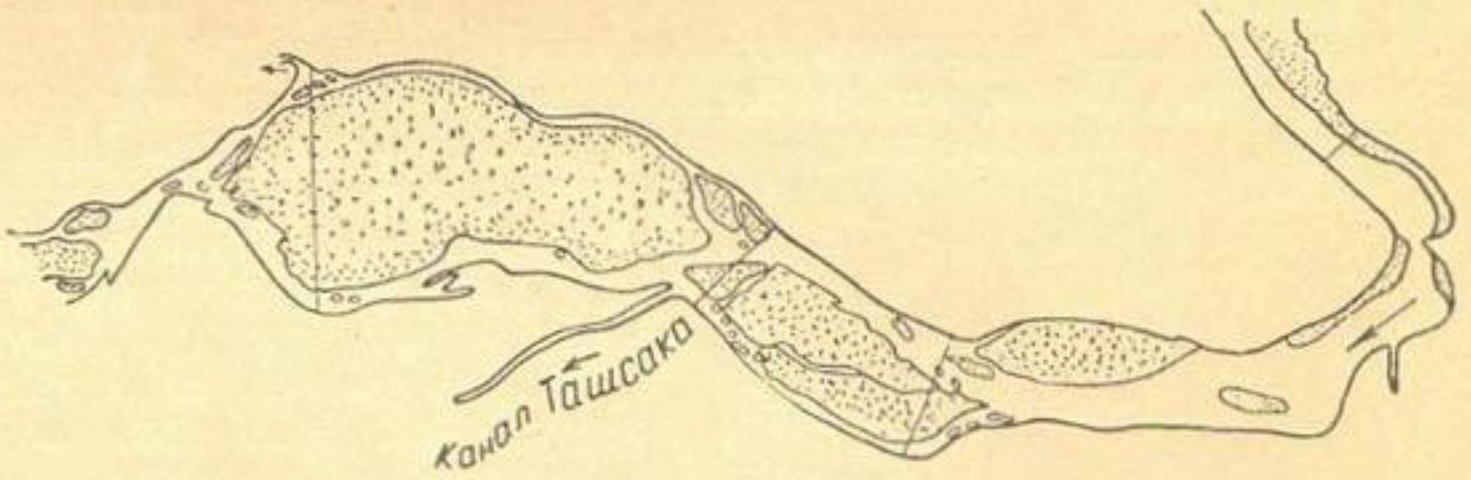



Рис. 4. План участка русла длиною в 35 *км* от Туямуюна до Октябрьсака (1957 г.).

В паводок 1957 г. река переместилась к правому берегу, затем основной расход ее проходил вдоль правого берега, а против водозабора в канал Ташсака она резко поворачивала к левому (рис. 4). В результате на 400 *м* ниже головного сооружения Ташсака начался размыв левого берега на длине 800—1200 *м;* за 1957 и 1958 гг. он повторялся на этом участке 4 раза.

В связи с отходом потока к середине реки у существующей головы Пахтаарна проходило незначительное количество воды. Проток, из которого в прежние годы поступала вода в канал, теперь непосредственно примыкал к правому берегу и был почти полностью заилен.

Чтобы прекратить дейгиш у головы Ташсака и обеспечить подход воды к водозаборам, необходимо было провести берегозащитные и регулировочные работы.

Большинство работ, выполненных на реке Амударье, носило на отдельных участках временный характер, поэтому они не могли полностью управлять потоком на большой длине реки и действовать долго.

Рассматривая и изучая работы по возведению выправительных сооружений на различных участках Амударьи за несколько лет, можно ска-

зать, что при отходе реки от мест водозабора обеспечение ирригационных систем необходимым количеством воды осуществляется выполнением основных регулировочных работ в виде устройства шпор, возводимых от голов каналов вверх по течению перемычек по перекрытию протоков реки выше или ниже места водозабора, а также удлинением каналов.

Наблюдения за работой сплошных шпор, как например, у г. Чарджоу, показали образование около них больших глубин, неравномерное оседание шпор и необходимость постоянного их наращивания. По мере наращивания их высота достигает 20 *м* и более, и шпоры необходимо укреплять у основания откаткой большого количества карабур.

Из вышеизложенного ясно, что вопрос о регулировании расходов воды при бесплотинном водозаборе на реках с блуждающим руслом сложен, в настоящее время далеко еще не разрешен, поэтому необходимо в лабораторных условиях провести такие исследования, исходя из которых можно дать правильную схему водозабора и наметить мероприятия по регулированию воды в подобных случаях.

**Результаты лабораторных опытов по регулированию русла при водозаборе в каналы Ташсака и Пахтаарна.** Наблюдения за потоком и деформацией русла у водозаборов на модели дали удовлетворительное сходство с натурой: русло реки блуждает при всех расходах; поток меняет свое направление: то образует отмели перед водозаборами, то они исчезают, перемещаясь вниз. Все это создает необходимость проведения регулировочных работ.

Исследования, проведенные на модели с размываемым дном, дают возможность говорить о тех изменениях в очертаниях берегов и дна, которые происходят вследствие беспрерывного взаимодействия между потоком и руслом. Однако вследствие того, что до сих пор нет достаточно полно разработанной теории по методике моделирования подобных русел, полученные нами данные на модели выражают только качественную сторону процесса в натуре.

Опыты показали, что даже в то время, когда главное русло в основном проходит вдоль водозабора, поток, изменяя свое направление, отходит от него, в результате чего образуются отмели, ухудшающие, а иногда полностью нарушающие условия нормального водозабора.

Такое положение наблюдается как в натуре, так и на модели. Опыты показали, что продольный профиль меняется в зависимости от насыщенности потока: с ростом ее увеличивается уклон водной поверхности и дна русла. При больших расходах динамическая ось потока имеет меньшую кривизну по сравнению с динамической осью при малых расходах.

При пропуске воды на модели по гидрографу замечено, что во время паводка происходит свал потока к большому острову ниже Ташсака, где ширина поймы достигает 5 *км*, динамическая ось спрямляется, поэтому можно ожидать образование новых протоков через остров, и тогда водозабор Пахтаарна окажется в тяжелых условиях.

При малых расходах к водозаборам прижимаются все струи потока, обладающие большей кривизной, чем паводковый расход.

Кроме того, на модели наблюдались повышенные гребни перекатов в половодье ,размыв их в межень и углубление плесов в период стояния высоких вод и занесение их в межень как при пропуске расхода по гидрографу, так и при пропуске расходов в отдельности.

По общему очертанию русла модели оба водозабора как раз находятся на таких местах изгиба, к которым всегда прижимается фарватер. Здесь образовалась поперечная циркуляция, которая отличается

винтообразной формой с направлением движения поверхностного слоя воды в сторону изогнутого берега, а донного — в противоположную.

Исследования на модели показали, что главным фактором, влияющим на водозабор, является направление течения, с которым связано завлекание наносов в канал.

Вместе с тем установлено, что направление потока влияет на форму гряд перед водозабором. При наилучшем направлении течения к водозабору не замечено завлекания наносов в канал, хотя гребень гряды был выше порога водозаборов, и, наоборот, при большей глубине перед водозабором и боковом подходе течения к нему наносы попадали в канал вследствие взмучивания, вызываемого поперечной циркуляцией.

Наилучшее направление течения создается в том случае, когда поток направляется к тому месту берега, которое находится на расстоянии 1/4—1/5 выше вершины кривой и если затем поток протекает вдоль водозабора.

В натуре в период дейгиша и в большинстве лабораторных опытов наблюдалось, что у берега ниже головного сооружения Ташсака скорости оказались большими, способными вызвать сильный размыв левого берега и создать угрозу прорыва каналов, поэтому здесь необходимо вести берегозащитные работы.

Анализ протекания потока на модели в бытовых условиях показал неблагоприятное течение потока у двух водозаборов. Это бывает в том случае, когда главное русло в основном течет вдоль водозаборов. Однако это положение часто меняется, и на модели наблюдается отклонение русла от точек водозабора и образование перед ними отмелей как при переменном расходе, так и при постоянном.

Для обеспечения подхода потока к двум водозаборным узлам были проведены опыты по выправлению и регулированию русла.

На модели было выполнено несколько серий опытов с различными вариантами расположения трассы выправительных сооружений.

Проектирование выправительной трассы должно проводиться по такому принципу, чтобы ось ее очертила плавно сопрягающиеся кривые линии с короткими прямыми вставками между ними. Величину радиуса кривизны рекомендуется принимать (5—7) B (по Алтунину).

Опыты показали, что при всех расходах вследствие благоприятного действия шпор поток прижимался к водозабору Ташсака, который как раз находится ниже вершины кривой. При этом у канала всегда наблюдались большие глубины, и вдоль водозабора на 1/3 общей ширины русла протекало до 90% всего расхода.

При паводковом расходе 6000 *м³/сек* замечены хорошие условия для водозабора, благодаря образованию сравнительно слабой кривизны очертания русла (рис. 5).

На модели при расходе 2000 *м³/сек* это условие несколько изменилось: вершина кривой переместилась на некоторое расстояние вверх, при этом место водозабора оказалось как бы смещенным вниз в нежелательном направлении. Хотя при таких условиях не наблюдалось сильного попадания наносов в канал, в период межени можно было ожидать образование отмелей перед водозабором, ухудшение условий водозабора вследствие усиления извилистости русла.

На правый берег реки к водозабору канала Пахтаарна поток был направлен устройством сквозной шпоры ниже головы Ташсака; различным расположением этой шпоры в плане и размерах было достигнуто наилучшее течение потока у правого берега, обеспечивающее нормальный забор воды в канал даже при малых расходах.

После установки шпор у правого берега выше головы канала русло прижималось к левому берегу в районе Ташсака, и там образовался изгиб, поэтому перед водозабором возникло постоянное циркуляционное течение, которое отметало донные наносы в сторону правого берега.

Таким образом, в результате применения регулирующих сооружений в районе Ташсака течение потока отклонялось от правого берега к левому, и у водозабора образовывался благоприятный изгиб, который в большинстве случаев обеспечивал подачу воды в канал без наносов и устойчивое русло при всех расходах.

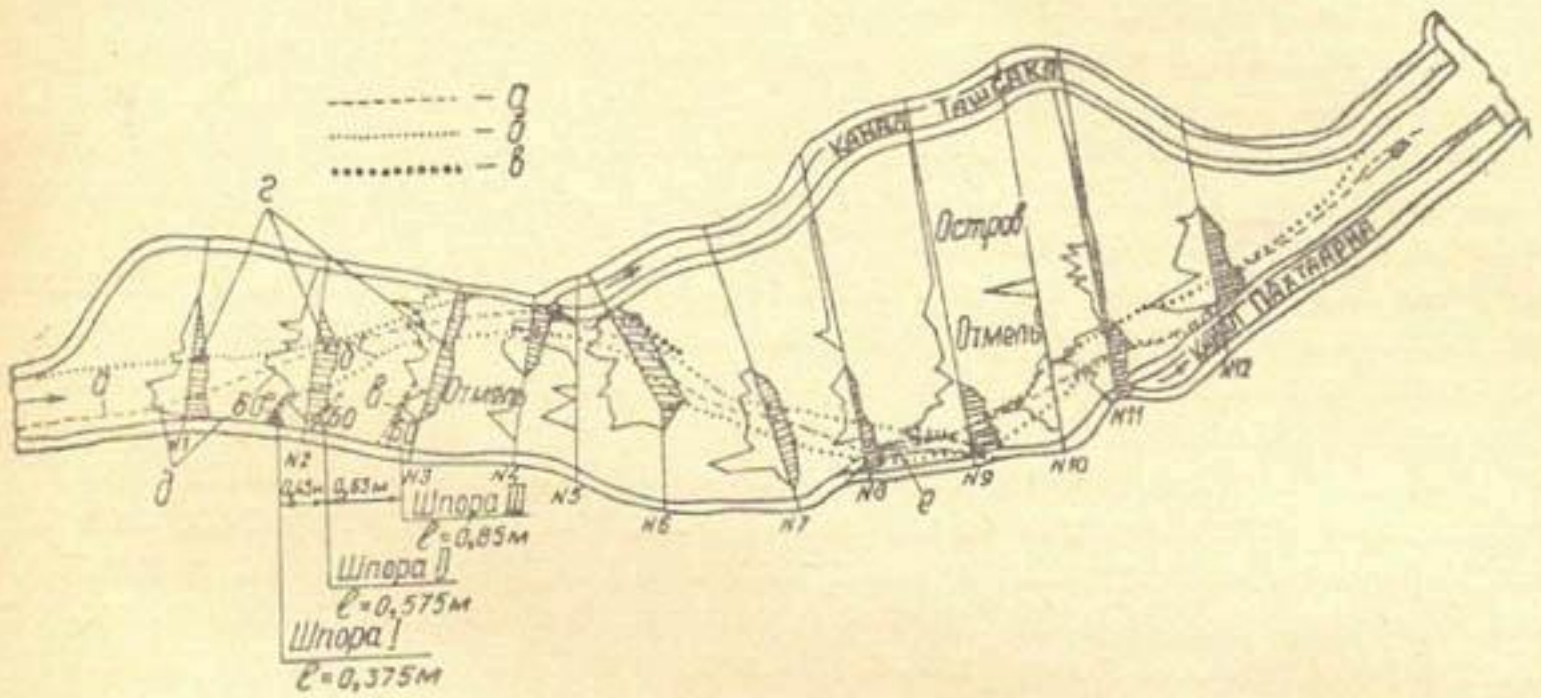



Рис. 5. План модели русла Амударьи (участок — от станции Туямуюн до водозаборного сооружения Пахтаарна) с указанием эпюры скоростей и глубины потока; II-я серия опытов, опыт 1; расход на модели равен 6 *л/сек*, в натуре $Q$=6000 *м³/сек*, количество наносов $Q_т$ = 0,4 *г/л*.

Масштабы: модели—1:25, натуры—1:25000,
скорости—1 *см*=0,2 *м/сек*, глубины—1:2.

*а*—стрежень потока, *б*—контур основного потока, *в*—шпоры сквозные, *г*—эпюры поверхностных скоростей, *д*—эпюры глубин, *е*—берег до изменения.

Наблюдение за работой сквозных шпор показало, что они преграждают путь не всей массе воды, направленной на них, а часть ее пропускают через себя, поэтому не вызывают сильного размыва у голов шпор.

Увеличение застройки шпор уменьшало их пропускную способность, и наблюдался усиленный размыв в их оголовках.

На модели установлены величина размыва сквозных шпор в зависимости от степени застройки и скорости потока. В связи с уменьшением скорости потока, протекающего через шпору, за шпорой происходит заиление русла. Большой глубокий местный размыв образовался только у оголовка головных шпор.

По результатам модельных и натурных наблюдений можно сделать такие выводы:

1. На участке водозаборов Ташсака и Пахтаарна течение потока неустойчиво, непрерывно изменяет направление, перемещаясь то к водозаборам, то от них, поэтому часто не обеспечивается плановый водозабор на оба берега, особенно при последовательном расположении каналов.

Вследствие этого возникает необходимость выправления русла на участке водозаборов для придания ему устойчивой формы и размеров и направления течения в нужную сторону.

К русловыпрямительным мероприятиям в условиях Амударьи на участке от Туямуюна до Пахтаарна следует отнести сужение русла до размеров, обеспечивающих устойчивое протекание потока при всех

расходах в реке (по данным опытов сужение русла должно быть до 1/3 существующей ширины реки), и придание руслу такого изгиба, чтобы оба водозабора находились на вогнутых берегах, обеспечивая бесплотинный последовательный водозабор.

2. Для обеспечения наилучшего течения к водозабору голова его должна быть расположена на расстоянии 1/4—1/5 длины кривой ниже ее вершины, а направление потока выше вершины кривизны на 1/4—1/5 ее длины.

3. При большом колебании расходов воды в реке регулирование русла должно осуществляться общим регулированием основного русла (с учетом влияния на деформацию паводковых расходов) и регулированием местного характера для обеспечения устойчивости подхода потока к точкам водозабора в межень путем устройства затопленных шпор; при этом необходимо принимать во внимание общую компоновку регулировочных сооружений.

4. Устройству регулировочных сооружений должно предшествовать всестороннее изучение условий протекания потока и руслоформирующих процессов реки, играющих решающую роль в нормальной подаче воды в каналы.

5. Испытания различных типов конструкций сооружений показали, что для русел, сложенных из легко размывающихся грунтов, сквозные конструкции облегченного типа, состоящие из отдельно стоящих свай или синаев, имеют большое преимущество перед массивными шпорами. Следует отметить, что у массивных шпор из местных материалов при очень пологих откосах размыв тоже невелик, и они в отдельных случаях могут быть предложены в качестве регулирующих сооружений, так как имеют большой объем и устойчивы. При этом должна быть уточнена экономическая целесообразность и долговечность таких конструкций.

6. Шпора, расположенная ниже водозабора Ташсака, играет большую роль в создании благоприятных условий у водозаборов. Она не только направляет поток к водозабору (к Пахтаарна), но и создает дополнительную кривизну для водозабора Ташсака, одновременно защищая левый берег от размыва в период дейгиша. Поэтому ее надо правильно поставить. По опытам, эта шпора должна расположиться так, чтобы ее направление к левому берегу составило угол 70°. При этом голова канала Пахтаарна должна быть перенесена вверх на 1—1,5 *км*, чтобы обеспечить условия последовательного водозабора.

Таким образом, в свободной реке улучшение условий водозабора в каналы и защита берегов от размыва могут быть обеспечены только при условии надежного регулирования русла и создания устойчивого подхода потока к голове каналов при бесплотинном заборе. Такое регулирование необходимо и в борьбе с явлением дейгиша.

А. Ю. УМАРОВ

# ОЦЕНКА КОЭФФИЦИЕНТА ГИДРАВЛИЧЕСКОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ БУРНОГО ПОТОКА С БОЛЬШОЙ ШЕРОХОВАТОСТЬЮ ДНА

## ВВЕДЕНИЕ

Один из наиболее важных вопросов, с которыми приходится встречаться при проектировании мероприятий по регулированию русел горных, порожистых и подобных им рек,— вопрос об оценке гидравлических сопротивлений бурного потока. Именно эта величина непосредственно определяет транспортирующую способность потока и гидравлические элементы. На протяжении многих лет этот вопрос подвергался неоднократному исследованию, но тем не менее количественная оценка гидравлического сопротивления горных рек с бурным течением воды (для них характерно малое значение отношения глубины H к величине шероховатости дна $\overline{\Delta}$ при значительной скорости) еще недостаточно изучена, и в практических расчетах обычно пользуются соответствующими величинами, подсчитанными для условий спокойного режима.

При бурном режиме характер течения воды имеет существенные особенности. Например, свободная поверхность воды таких потоков представляет не гладкую, а волнообразную поверхность со значительными местными повышениями уровня воды над отдельными выступающими камнями, образующими дно такого потока, причем это повышение (местный «подпор») характерно для передней по течению грани камня, с противоположной же (тыловой) стороны наблюдается местное понижение уровня воды.

Известно, что камни, устилающие русло горной реки и имеющие значительное возвышение над дном, при очень малой глубине могут оказывать дополнительное сопротивление потоку как отдельные выступы, обтекание которых потоком в этих условиях равноценно их огибанию.

Это влечет за собой существенное искривление траекторий течения, происходящее вследствие возрастания давления (по сравнению с гидростатическим) на лобовой части выступа и понижения — тыльной.

Из изложенного ясно, что при движении потоков с сверхкритическими скоростями по сильно шероховатому руслу коэффициент гидравлического сопротивления $\gamma$ будет отличаться от тех его значений, которые получены для спокойного потока. Для определения величины $\gamma$ рекомендуется целый ряд эмпирических формул, причем применение каждой из них ограничено пределами тех опытов, на которых она основана.

А. П. Зегжда [1, 2] на основе анализа имеющихся экспериментальных данных показал, что опыты, лежащие в основе существующих эмпирических формул, проведены в пределах, далеко не достаточных для

всех встречающихся в практике случаев, и, в частности, ими не охвачены реки с большой шероховатостью дна. Следовательно, остается экстраполировать, однако экстраполяция эмпирических формул может повести к существенным ошибкам. Поэтому более правильно было бы использовать теорию подобия. Известно, что в последние годы на основе ее получены так называемые полуэмпирические формулы, оправданные современными представлениями о природе гидравлических сопротивлений и экспериментально подтвержденные. Они получены лишь для случая однородной зернистой шероховатой поверхности стенки [1, 2, 3, 4, 5, 19]. Однако поверхности бывают разнородны, следовательно, применение этих формул весьма ограничено. К тому же использование их требует предварительного определения численных значений величины абсолютной шероховатости, входящей в указанные формулы. Для бурного потока нет расчетных зависимостей.

При проектировании гидроузлов на реках Средней Азии и проведении регулировочных и защитных мероприятий на них в практике сталкиваются с необходимостью установления коэффициентов гидравлических сопротивлений. В связи с этим нами проведены в течение нескольких лет полевые и лабораторные исследования.

В данной статье излагаются основные результаты исследований по оценке зависимостей, необходимых для расчетов коэффициента гидравлического сопротивления $\lambda$ (или соответственно коэффициента Шези C) равномерного движения бурного потока в открытых руслах с большой относительной шероховатостью.

Работа проводилась в САНИИВПиГ[1] и завершена в ЛПИ им. М. И. Калинина на кафедре инженерной гидрологии под руководством докт. техн. наук профессора И. И. Леви.

## Результаты натурных и лабораторных исследований

**Натурные исследования.** Для изучения гидравлического сопротивления проводились натурные исследования структуры турбулентного руслового потока на участках горных рек с течением, близким к равномерному, в основном на реках Каранкуль, Акташ, Угам (притоки р. Чирчика), а также на реках Паркентсай и Алтынбексай с их притоками, имеющих одинаковые характеристики по геологическому строению, типу питания, форме их бассейнов в плане, наносному и гидравлическому режиму и т. д. Для иллюстрации приводится характеристика реки Каранкуль [8, 9].

Каранкуль — горная река, характеризующаяся такими гидравлическими элементами потока:

среднегодовые расходы в пределах 0,2—0,6 *м³/сек,*
среднесуточные (в период межени) — 0,10—0,5 *м³/сек,*
в период паводка расход увеличивается до 5,0 *м³/сек,*
наблюденный максимальный расход воды равен 26 *м³/сек.*

По реке Каранкуль донные наносы в осенне-зимний период перемещаются в среднем в количестве 40 *г/м³*, а в весенний насыщение увеличивается до 35 000—50 000 *г/м³* и более. Основная масса наносов транспортируется весной во время паводка. За этот период количество донных наносов составляет примерно 85% от годового стока [8, 9].

---

[1] Натурные исследования проводились в 1957—1959 гг. на горных реках Чирчикского бассейна под руководством А. М. Мухамедова.

Для измерения гидравлических элементов потока и расхода донных наносов и их характеристик в натурных условиях нами на реке Каранкуль выбран участок длиной 100 *м* (рис. 1), где для улавливания транспортируемых донных наносов был построен бассейн-отстойник длиной 5,5, шириной 10 и глубиной 1,5 *м*. В конце бассейна в стене для точного

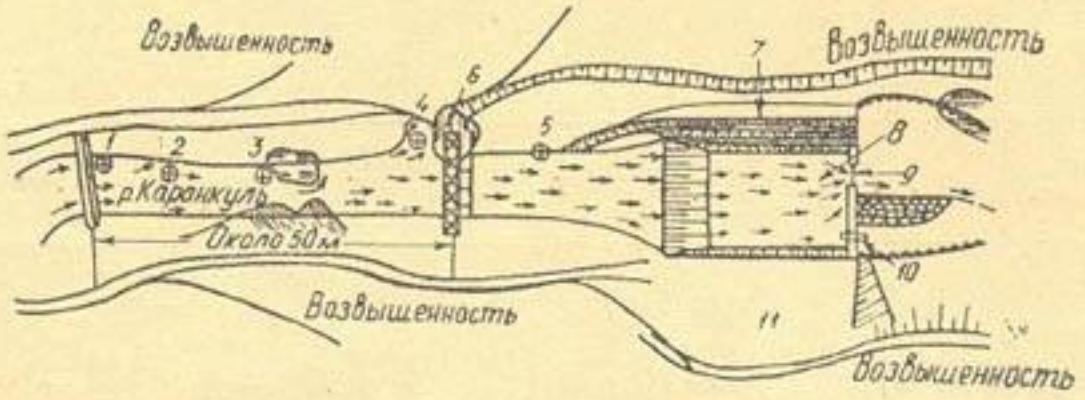



Рис. 1. Схема расположения опытного участка на реке Каранкуль.

*1, 2, 3, 4* и *5*—рейки; *6*—створ № 1 УГМС, *7*—сбросной канал, *8*—бассейн-отстойник, *9*—водослив, *10*—промывная труба, *11*—опытная площадка.

измерения расхода воды сделан водослив трапецеидального сечения шириной по дну, равной 1,5 *м*. Рядом с бассейном (в обход его) шел сбросной канал для переключения водотока на транзит во время измерения количества донных наносов. На расстоянии 20 *м* от входной кромки бассейна-отстойника выше по течению был оборудован створ УГМС, первый створ, ограничивающий рабочий участок; второй находился на расстоянии 52 *м* от первого. На протяжении 100 *м* (от створа 2 до бассейна-отстойника) установили рейки, оба створа оборудовали гидрометрическим мостиком. В процессе исследования на рабочем участке длиной 100 *м* измерялись следующие гидравлические характеристики потока: глубина воды $H$, уклон водной поверхности $I$, средняя скорость $\bar{v}$, выступ шероховатости $\bar{\Delta}$ и расход воды $Q$.

Глубина потока определялась на основе проведенной нивелировки свободной поверхности воды и дна на двух створах, ограничивающих рабочий участок. Измерения проводились через 5 *см* в поперечном сечении.

Уклоны водной поверхности на рабочих участках определялись нивелированием свободной поверхности и пятью рейками.

Распределение скоростей по вертикали измерялось с помощью вертушки и трубки Пито, поверхностные скорости — поплавками, шероховатости дна — с помощью профилографа. В дополнение к этому через каждые 2—3 *см* производилась нивелировка поверхности дна, его шероховатостей в продольном и поперечном направлении. Расходы воды до 0,3 $м^3/сек$ измерялись треугольным водосливом, а от 0,3 до 1,0 $м^3/сек$ — водосливом Чиполетти. В случае, когда расход составлял более 1,0 $м^3/сек$, измерение производилось с помощью прибора ИРВ-52 [9]. Опыты проводились в период паводка, при большом количестве транспортируемых донных наносов, и в межень, при отсутствии их интенсивного движения. В последнем случае перемещались наносы $d=2—3$ *мм*, которые не влияют на изменение шероховатости дна русла. И в период паводка, и в период межени было бурное течение. Все измеренные гидравлические элементы потока, геометрические элементы русла, количество измеренных (объемным методом) донных наносов и их гранулометрические составы представлены в табл. 1 и 2.

В табл. 1 также приведены данные натурных исследований некоторых рек Киргизии [17, 18].

В результате обработки всех полученных сведений определен коэффициент гидравлических сопротивлений

$$\lambda = \frac{2gHJ}{\overline{v}^2}$$

Таблица 1

| $Q$, $м^3/сек$ | $\overline{v}$, $м/сек$ | $H$, $м$ | $Q_т$, $кг/сек$ | $I$ | $\frac{H}{\Delta}$ | $\frac{1}{\sqrt{\lambda}}$ | $\lg(\lambda \cdot 10^3)$ | $Re$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Река Каранкуль, 1958 г. | | | | | | | | |
| 1,80 | 1,95 | 0,30 | 41,60 | 0,035 | 4,40 | 4,30 | 1,73 | 585500 |
| 2,30 | 2,20 | 0,32 | 74,50 | 0,038 | 4,67 | 4,50 | 1,69 | 705000 |
| 1,70 | 1,90 | 0,27 | 37,40 | 0,036 | 4,10 | 4,35 | 1,72 | 514000 |
| 1,56 | 1,80 | 0,26 | 45,80 | 0,034 | 4,24 | 4,32 | 1,73 | 468500 |
| 2,40 | 2,10 | 0,33 | 56,70 | 0,034 | 4,60 | 4,48 | 1,70 | 694000 |
| 2,07 | 2,00 | 0,33 | 41,10 | 0,036 | 4,62 | 4,15 | 1,76 | 660000 |
| 23,7 | 3,38 | 1,12 | 642,0 | 0,045 | 4,50 | 3,40 | 1,90 | 3785000 |
| 0,374 | 0,985 | 0,143 | — | 0,043 | 2,10 | 2,84 | 1,94 | 141000 |
| 0,45 | 1,06 | 0,159 | — | 0,038 | 2,30 | 3,10 | 2,02 | 169000 |
| 0,605 | 1,10 | 0,195 | — | 0,040 | 2,21 | 2,85 | 2,10 | 212000 |
| 0,507 | 0,915 | 0,146 | — | 0,016 | 4,72 | 4,26 | 1,74 | 134000 |
| 0,722 | 1,48 | 0,175 | — | 0,039 | 3,96 | 4,05 | 1,78 | 260000 |
| 0,73 | 1,08 | 0,198 | — | 0,0215 | 4,25 | 3,76 | 1,85 | 214000 |
| 0,916 | 1,15 | 0,237 | — | 0,020 | 4,00 | 3,80 | 1,84 | 272000 |
| 1,04 | 1,37 | 0,212 | — | 0,023 | 4,60 | 4,45 | 1,70 | 291000 |
| 1,06 | 1,56 | 0,284 | — | 0,033 | 4,75 | 3,67 | 1,80 | 443000 |
| Река Шамси, 1960 г. | | | | | | | | |
| 1,44 | 1,45 | 0,285 | — | 0,027 | 4,25 | 3,74 | 1,86 | 413000 |
| 0,666 | 1,37 | 0,167 | — | 0,033 | 4,00 | 4,16 | 1,76 | 229000 |
| 7,0 | 0,78 | 0,60 | — | 0,002 | 9,7 | 5,1 | 1,585 | 468000 |
| 18,0 | 0,92 | 0,80 | 1,28 | 0,002 | 11,8 | 5,2 | 1,57 | 736000 |
| 35,0 | 1,10 | 0,90 | — | 0,002 | 12,5 | 5,85 | 1,465 | 940000 |
| 70,0 | 1,30 | 1,0 | — | 0,002 | 13,3 | 6,60 | 1,36 | 1300000 |
| 9,36 | 1,58 | 3,0 | 3,46 | 0,035 | 2,20 | 2,60 | 2,18 | 870000 |
| 9,89 | 1,58 | — | 8,04 | 0,034 | 4,30 | 2,60 | 2,17 | 885000 |
| 9,80 | 1,60 | — | 4,90 | 0,035 | 2,90 | 2,70 | 2,15 | 929000 |
| 12,1 | 1,78 | — | 4,620 | 0,036 | 5,20 | 2,72 | 2,13 | 1120000 |
| 10,5 | 1,73 | — | 10,90 | 0,035 | 3,50 | 2,80 | 2,11 | 1000000 |

и коэффициент критерия режима движения, то есть критерия Рейнольдса

$$Re = \frac{\overline{v}H}{\nu}, \qquad (2)$$

где $H$ — глубина потока,

$\overline{v}$ — средняя скорость,

$\nu$ — кинематический коэффициент вязкости,

$I$ — уклон водной поверхности.

**Лабораторные исследования.** Цель наших лабораторных исследований — установление связи коэффициентов гидравлических сопротивлений с характеристикой потока $\left[\lambda = f\left(Re, \frac{H}{\Delta}, \mu\right)\right]$ и изучение кинематики бурного потока для широкого диапазона от гидравлически гладкого русла до большой шероховатости.

Таблица 2

| Дата | Место взятия проб | $Q_{макс}$, $м^3/сек$ | $Q_{ср}$, $м^3/сек$ | Время наполнения бассейна, мин. | Объем наносов, $м^3$ | $Q_т$, $кг/сек$ | Общий вес пробы, $кг$ | Фракция наносов, % | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | 0,25 | 0,25—0,5 | 0,5—1,0 | 1—2 | 2—3 | 3—5 | 5—7 | 7—10 | 10—13 |
| 13/V | бассейн | 3,5 | 2,07 | 55 | 75,5 | 41,1 | 41 | 5,08 | 4,68 | 4,36 | 2,36 | 2,27 | 3,62 | 2,66 | 3,54 | 2,38 |
| 21/IV | бассейн | 2,5 | 1,56 | 60 | 84 | 45,8 | 42,19 | 2,1 | 1,50 | 1,60 | 0,9 | 0,9 | 1,34 | 1,09 | 1,95 | 0,97 |
| 19/IV | бассейн | 2,7 | 1,7 | 50 | 62,5 | 74,51 | 42,84 | 2,57 | 1,5 | 2,24 | 2,17 | 2,56 | 4,2 | 3,04 | 3,2 | 2,45 |
| 19/IV | уловлены ловушкой | 2,7 | 1,7 | 2 | — | — | 39,38 | 0,39 | 0,183 | 1,35 | 1,97 | 2,22 | 3,22 | 2,05 | 2,14 | 1,95 |
| 16/IV | бассейн | 2,3 | 2,07 | 30 | 84 | 74,51 | 38,66 | 2,3 | 0,913 | 1,61 | 1,11 | 0,975 | 1,33 | 0,80 | 1,07 | 0,78 |
| 10—11/IV | бассейн | 0,74 | 0,74 | 1635 | 24,8 | 0,456 | 33,76 | 4,8 | 2,83 | 4,02 | 3,46 | 3,02 | 3,84 | 2,50 | 2,15 | 1,39 |
| 14/IV | бассейн | — | 1,74 | 60 | 59,24 | 28,63 | 42,331 | 3,25 | 1,53 | 2,95 | 2,28 | 2,10 | 3,02 | 1,91 | 2,1 | 1,65 |
| 12—13/IV | бассейн | 0,655 | 0,655 | 1440 | 4,8 | 0,10 | 12,37 | 5,5 | 4,14 | 10,1 | 7,21 | 6,64 | 8,36 | 4,56 | 4,82 | 3,5 |

| Дата | Место взятия проб | $Q_{макс}$, $м^3/сек$ | $Q_{ср}$, $м^3/сек$ | Время наполнения бассейна, мин, | Объем наносов, $м^3$ | $Q_т$, $кг/сек$ | Общий вес пробы, $кг$ | Фракция наносов, % | | | | | | $d_{ср}$, $мм$ | $d_{макс}$, $см$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | 13—18 | 18—25 | 25—50 | 50—75 | 75—100 | 100—150 | | |
| 13/V | бассейн | 3,5 | 2,07 | 55 | 75,5 | 41,1 | 41 | 7,84 | 10,90 | 10,90 | 18 | 8,43 | 24 | 53 | 60×70×80 |
| 21/IV | бассейн | 2,5 | 1,56 | 60 | 84 | 45,8 | 42,19 | 0,30 | 4,90 | 6,66 | 2,62 | 2,62 | 13,3 | 67 | 50×35×20 |
| 19/IV | бассейн | 2,7 | 1,7 | 50 | 62,5 | 74,51 | 42,84 | 2,65 | 4,16 | 5,84 | 10,5 | 9,94 | 43,1 | 65 | 50×50×35 |
| 19/IV | уловлены ловушкой | 2,7 | 1,7 | 2 | — | — | 39,38 | 2,97 | 3,84 | 7,63 | 16,6 | 16,4 | 7,52 | 65 | 32×24×18 |
| 16/IV | бассейн | 2,3 | 2,07 | 30 | 84 | 74,51 | 38,66 | 1,35 | 1,86 | 4,58 | 13,75 | 28,4 | 39,2 | 7,2 | 24×20×17 |
| 10—11/IV | бассейн | 0,74 | 0,74 | 1635 | 24,8 | 0,456 | 33,76 | 2,53 | 2,33 | 6,25 | 14,9 | 12,35 | 33,7 | 60 | 40×18×28 |
| 14/IV | бассейн | — | 1,74 | 60 | 59,24 | 28,63 | 42,331 | 2,03 | 2,20 | 7,40 | 16,45 | 17,96 | 33,7 | 63 | 32×21×25 |
| 12—13/IV | бассейн | 0,655 | 0,655 | 1440 | 4,8 | 0,10 | 12,37 | 4,11 | 5,12 | 11,2 | 13,95 | 10,84 | — | 29 | 10×8×4 |

Полученные в натуре характеристики гидравлических элементов бурного потока позволили воспроизвести их в лабораторных условиях в лотке и изучить структуру потока.

Лабораторные исследования бурного потока с большой относительной шероховатостью $\left(\frac{\bar{\Delta}}{H} \geqslant \frac{1}{10}\right)$ были выполнены в экспериментальном лотке длиной 14 *м*, шириной 0,255 и высотой 0,5—0,4 *м*.

Входная часть длиною 6 *м* выполнена из досок. Оба борта лотка на протяжении 6 *м* сделаны стеклянными, концевой участок (из досок) составляет 2 *м*. Конструкция лотка позволяет изменять уклон от 0,00 до 0,05. В конце имеется бассейн-отстойник длиной 2,5, высотой 1,5, шириной 2,0 *м*. В отстойнике установлен водослив трапецеидального сечения. Бассейн служит одновременно для улавливания донных наносов.

Вода подавалась в головной бассейн лотка непосредственно от насосной станции с помощью трубопровода $d = 20$ *см*.

В процессе экспериментирования расходы воды измерялись двумя водосливами: малые ($Q \leqslant 5$ *л/сек*) — треугольным водосливом ($\alpha = 90°$), а большие — трапецеидальным ($b = 0{,}5$ *м*). Всего проведено 3 серии опытов.

Опыты первой серии ставили в лотке с гладким дном при изменении расходов от 0,8 до 60 *л/сек*. Дно его было окрашено эмалевой краской и имело незначительную шероховатость с высотой выступов примерно 0,01 *см*. Измерение глубины производилось тестером с точностью до 0,1 *мм*. Уклон водной поверхности измерялся нивелировкой горизонтов воды, а для контроля поставили пьезометры, позволяющие измерять перепад уровня между створами. Во время опытов в трех створах измерялось распределение скоростей по глубине трубкой Пито.

Вторая серия опытов проводилась в том же лотке, но дну его наклейкой частиц песка и гравия определенного диаметра ($d = 2-4$, 5—7, 7—10 и 40—50 *мм*) была придана шероховатость.

В третьей серии дно было подвижным, производилась подача наносов с предельным насыщением. Наносы были однородными, $d = 2-4$, 5—7, 7—10 и 10—20 *мм*, и разнородными (смесь), $d = 0{,}1$—20, 2—10, 0,1—10 *мм*. Основные гидравлические характеристики потока, количество наносов, их гранулометрический состав приведены в табл. 3.

В третьей серии опытов с подачей наносов $d = 0{,}1 \div 20$ *мм* для изучения характеристик турбулентности потока применен метод скоростной киносъемки. Глубину потока и среднее значение высоты выступа шероховатости определяли, как и при обработке данных натурных измерений. При этом оказалось, что плоскость (среднее гидравлическое дно), по которой измеряется глубина потока, лежит между основанием элементов шероховатости и их вершинами, примерно на 0,5 средней высоты выступа $\left(\frac{\bar{\Delta}}{2}\right)$, что соответствует данным В. Н. Гончарова [4], А. Я. Слободкина [11], И. К. Никитина [10] и А. П. Сидорова[12], которые проводили исследования с наносами зернистой шероховатости крупностью до 4 *см*. Принятое среднее гидравлическое дно, равное $\frac{\bar{\Delta}}{2}$, справедливо как для однородных, так и для разнородных наносов. Как показали многочисленные экспериментальные исследования,

$$\bar{\Delta} = \frac{d_{ср}}{2}, \qquad (3)$$

а для разнородных наносов эта величина оказалась меньше. Вопрос об определении среднего значения очень важен, но полностью не решен и является предметом дальнейшего изучения.

Таблица 3

| Материал и его диаметр, *мм* | Количество опытов, проведенных для определения λ | Диапазон изменения глубины воды *H*, *см* | Диапазон изменения *Q*, *л/сек* |
|---|---|---|---|
| Гравий, $d$=10—20, $d_{ср}$ = 15 | 16 | 2,96—8,4 | 10—15 |
| Гравий средний $d$=2—10, $d_{ср}$ =6,3 | 8 | 2,5 —6,5 | 3—20 |
| Гравий $d$=40—50, $d_{ср}$ = 45 | 21 | 1,45—15,2 | 0,35—57,2 |
| Гравий мелкий $d$=0,1—10, $d_{ср}$ =6—6,5 | 7 | 2,7 —7,2 | 3,2 —20 |
| Гравий с лессом (смесь), $d$=0,1—20, $d_{ср}$ = 6,47 - 9,2 | 7 | 2,92—3,89 | 6—10 |
| Дно гладкое | 54 | 0,98—20,9 | 08—65 |
| Гравий, гравий средний и гравий с песком, $d$=0,1—40, $d_{ср}$ = 7,1—32 | 14 | 4,8 —14,82 | 6,9 —40 |
| Гравий, $d$=7—10, $d_{ср}$ = 8,5 | 3 | 4,66—8,86 | 4,8 —15,5 |
| Гравий средний, $d$=5—7, $d_{ср}$ = 6 | 5 | 5,25—9,6 | 10—20 |
| Гравий мелкий, $d$=2—4, $d_{ср}$ =3 | 20 | 1,43—10,2 | 1,7 —25 |
| Всего опытов | 155 | 0,98—20,9 | 0,35—65 |

| Материал и его диаметр, *мм* | Диапазон изменения $\frac{H}{\Delta}$ | Уклон *I* | Диапазон изменения $Q_т$, *г/сек* |
|---|---|---|---|
| Гравий, $d$=10—20, $d_{ср}$ = 15 | 4,6 —10,00 | 0,031—0,0522 | 5,24—314 |
| Гравий средний $d$=2—10, $d_{ср}$ = 6,3 | 5,85—16,25 | 0,0321—0,0372 | 30—471 |
| Гравий $d$=40—50, $d_{ср}$ = 45 | 0,69—7,87 | 0,02—0,03 | — |
| Гравий мелкий $d$=0,1—10, $d_{ср}$ =6—6,5 | 4,33—18,0 | 0,0308—0,0327 | 10,45—326 |
| Гравий с лессом (смесь), $d$=0,1—20, $d_{ср}$ =6,47—9,2 | 5,5 —8,25 | 0,0354—0,0581 | 41,66—416 |
| Дно гладкое | 98—3850 | 0,0033—0,02 | — |
| Гравий, гравий средний и гравий с песком, $d$=0,1—40, $d_{ср}$ = 7,1—32 | 6,86—24,4 | 0,02—0,026 | 3,5 —72 |
| Гравий, $d$=7—10, $d_{ср}$ = 8,5 | 11—20,8 | 0,0033—0,00425 | — |
| Гравий средний, $d$=5—7, $d_{ср}$ = 6 | 13,1—24,0 | 0,004—0,013 | 5—10 |
| Гравий мелкий, $d$=2—4, $d_{ср}$ = 3 | 7,15—51,0 | 0,035—0,0199 | 3—30,0 |
| Всего опытов | 0,69—3850 | 0,0033—0,0581 | 3,0 —471,0 |

В каждом опыте измерялась температура воды для определения кинетического коэффициента вязкости. Характеристика опытов дана в табл. 3. Исследования проводились как с однородными (наклеенная зернистая шероховатость), так и с разнородными по крупности наносами и при подвижном дне. Представление об их механическом составе, средней крупности и степени неоднородности дает табл. 4. Как видно из таблиц, наносы, использованные в опытах, характеризуются широким диапазоном изменения крупностей — от 0,1— до 60 *мм*. Отношение наиболее крупного материала к наиболее мелкому составляет примерно 600.

На основе полученных данных гидравлических и геометрических характеристик нами подсчитаны коэффициенты гидравлического сопротивления $\lambda = \frac{2gHJ}{\bar{v}^2}$ и критерия Рейнольдса $Re = \frac{\bar{v} \cdot H}{\nu}$.

Для получения правильного физического представления о механизме динамического воздействия потока на частицу размываемого материала, лежащую на дне, и обратного воздействия частиц на поток проведено исследование турбулентных характеристик скоростного

Таблица 4

| $Q$, л/сек | $Q_т$, г/сек | $d$, мм | Общий вес, г | Фракция, % | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | >40,0 | 25,0—40, 0 | 20,0—25,0 | 10,0—20,0 | 7,0—10,0 | 5,0—7,0 | 3,0—5,0 |
| 6,9 | 3,5 | 0,1—20 | 699,5 | — | — | — | 20,25 | 34,1 | 21,8 | 3,075 |
| 6,9 | 3,5 | 0,1—20 | 837,0 | — | — | — | 18,16 | 32,55 | 21,0 | 6,56 |
| 10 | 5 | 0,1—20 | 1707 | — | — | — | 55,2 | 11,4 | 7,22 | 2,05 |
| 10 | 5 | 0,1—20 | 1753 | — | — | — | 55,0 | 8,67 | 3,87 | 1,88 |
| 10,5 | 5 | 0,1—20 | 1548,5 | — | — | — | 44,64 | 7,03 | 2,84 | 1,45 |
| 20 | 20 | 0,1—30 | 6586,0 | — | 10,50 | 18,70 | 34,30 | 5,10 | 2,70 | 1,65 |
| 30 | 45 | 0,1—40 | 7519 | 15,2 | 43,75 | 12,0 | 17,89 | 4,32 | 2,06 | 0,89 |
| 40 | 72 | 0,1—40 | 6901 | 33 | 18,5 | 8,35 | 15,80 | 9,90 | 2,62 | 1,57 |

| $Q$, л/сек | $Q_т$, г/сек | $d$, мм | Общий вес, г | Фракция, % | | | | | $d_{ср}$, мм | $d_{макс}$, мм |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2,0—3,0 | 1,0—2,0 | 0,5—1,0 | 0,25—0,5 | <0,25 | | |
| 6,9 | 3,5 | 0,1—20 | 699,5 | 0,57 | 2,58 | 10,1 | 3,36 | 4,30 | 7,53 | 20,0 |
| 6,9 | 3,5 | 0,1—20 | 837,0 | 0,537 | 3,34 | 10,45 | 3,28 | 4,0 | 7,11 | 20,0 |
| 10 | 5 | 0,1—20 | 1707 | 1,41 | 4,39 | 12,85 | 0,4 | 2,34 | 9,96 | 20,0 |
| 10 | 5 | 0,1—20 | 1753 | 5,41 | 7,24 | 12,5 | 2,73 | 2,56 | 9,65 | 20,0 |
| 10,5 | 5 | 0,1—20 | 1543,5 | 2,16 | 5,26 | 21,8 | 9 | 5,85 | 7,865 | 20,0 |
| 20 | 20 | 0,1—30 | 6586,0 | 2,44 | 4,40 | 11,23 | 3,72 | 7,40 | 13,65 | 35,0 |
| 30 | 45 | 0,1—40 | 7519 | 0,51 | 0,75 | 1,57 | 0,53 | 0,53 | 27,08 | 50,0 |
| 40 | 72 | 0,1—40 | 6901 | 1,531 | 0,04 | 7,88 | 2,020 | 2,05 | 27,65 | 60,0 |

Таблица 5

| Номер опыта | Дно | $d$, мм | $Q$, л/сек | $Q_т$, г/сек | $\rho$, г/л | $H$, см | $v$, см/сек | $d$, мм | $\Delta$, мм | $Re \times 10^4$ | $Fr$ | $I$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Неподвижное (однородное) | 40—50 | 5 | — | — | 4,03 | 49,5 | 45,0 | 21,0 | 3—4 | 1,2 | 0,02 |
| 2 | Неподвижное (однородное) | 40—50 | 10 | — | — | 5,68 | 70,5 | | | | | |
| 3 | Подвижное (разнородное) | 0,1—20 | 6 | 208,3 | 34,8 | 3,0 | 80,6 | 8,35 | 4,3 | 2,2—10,0 | 1,5 | 0,058 |

поля потока по всей глубине с использованием метода скоростной киносъемки. Исследования проводились в условиях равномерного бурного режима движения потока с большой относительной шероховатостью при числах Рейнольдса $Re = (1 \div 15) \times 10^4$, что характерно для горных и порожистых рек, быстротоков с повышенной шероховатостью и т. д. Заснято шесть опытов. Длина снимаемого пояса в каждом опыте 50 *см*. Характеристика трех основных опытов приведена в табл. 5. Съемка скоростного поля потока осуществлялась с боку лотка узкопленочной (16 *мм*) кинокамерой „Киев-4" со скоростью 64 кадра в секунду. Для визуализации потока в опытах использовались эмульсионные шарики-индикаторы нулевой гидравлической

крупности белого цвета, диаметром примерно около 2 *мм*, изготовленные из смеси густотертых белил и вазелинового масла. Впуск их в поток производился по всей глубине равномерно на расстоянии двух метров от начала рабочего участка.

Обработка материалов киносъемки производилась по методу, изложенному в работах Е. М. Минского [13] и Б. А. Фидмана [14], впервые использовавших съемку при исследовании пульсационных характеристик потока.

При обработке период осреднения по времени $\tau$ равнялся 0,0156 сек., осредненные по площади длина — 2,5, высота — 0,5 *см*.

Участок съемки был разбит по высоте на пояса по 0,5 *см*. Количество их определялось глубиной потока. В результате обработки кинофильма составлены статистические таблицы, включающие каждая около 250 последовательных значений горизонтальной и вертикальной проекций скорости. Определены средние значения продольной и вертикальной проекций скорости

$$\bar{u}_i = \frac{\bar{x}_i}{\tau}, \quad \bar{v}_i = \frac{\bar{y}_i}{\tau}, \tag{4}$$

где $\bar{x}_i = \frac{\sum x_i}{N_i}$, $y_i = \frac{\sum y_i}{N_i}$,

и проекции пульсационных актуальных, максимальных и минимальных составляющих скоростей

$$u'_{\text{макс}} = \frac{x'_{\text{макс}}}{\tau}, \quad v'_{\text{макс}} = \frac{y'_{\text{макс}}}{\tau}. \tag{5}$$

$$u'_{\text{мин}} = \frac{x'_{\text{мин}}}{\tau}, \quad v'_{\text{мин}} = \frac{y'_{\text{мин}}}{\tau}.$$

На основании полученных таблиц мгновенных значений проекций скорости вычислены среднеквадратичные отклонения продольных и вертикальных пульсационных составляющих скорости и коэффициент корреляции между ними по глубине потока по формулам

$$\sigma_{u'} = \sqrt{\overline{u'^2}} = \frac{1}{\tau}\sqrt{\overline{x'^2}}, \quad \sigma_{v'} = \sqrt{\overline{v'^2}} = \frac{1}{\tau}\sqrt{\overline{y'^2}}, \tag{6}$$

$$r_{u'v'} = \frac{\overline{u'v'}}{\sqrt{\overline{u'^2}}\sqrt{\overline{v'^2}}}. \tag{7}$$

Найдены характеристики интенсивности турбулентности

$$\frac{\sigma_{u'}}{\bar{u}}, \quad \frac{\sigma_{v'}}{\bar{u}}, \tag{8}$$

где $\bar{x}_i = \frac{\sum x_i}{N_i}$ — средняя длина траекторий для $i$ пояса,

$x$ — длина траекторий отдельного шарика эмульсии,

$N_i$ — число траекторий для $i$ пояса,

$x'_i = x - |\bar{x}|$ — пульсационное отклонение продольной проекции траектории,

$\overline{y}_i = \sum y_i \frac{1}{N_i}$ — средняя величина вертикальной проекции для $i$ пояса,

$y' = y - |\overline{y}|$ — пульсационное отклонение вертикальной проекции траектории,

$u = \frac{\overline{x}}{\tau}$, $v = \frac{\overline{y}}{\tau}$ — проекции средней скорости,

$u' = \frac{x'}{\tau}$, $v' = \frac{y'}{\tau}$ — проекции пульсационной скорости,

$\tau = \frac{1}{64} = 0{,}0156$ сек. — интервал сглаживания или время, за которое эмульсионный шарик проходит свою траекторию,

$\overline{u}$ — средняя скорость по сечению.

На нескольких вертикалях вычислены коэффициенты корреляции $r_{u_i v_j}$, $r_{v_i v_j}$, по длине $l$ для одноименных составляющих пульсационной скорости.

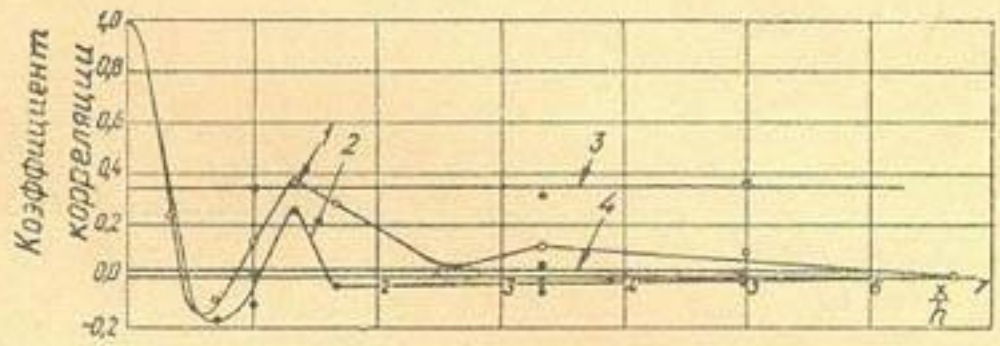



Рис. 2. График изменения коэффициента корреляции пульсационных составляющих скорости бурного потока с большой относительной шероховатостью.

$1 - r_{u_i^1 u_j^1} = f\left(\frac{x}{h}\right)$

$2 - r_{v_i^1 v_j^1} = f\left(\frac{x}{h}\right)$

при $\frac{y}{h} = 0{,}583$ — по длине русла между одноименными пульсационными составляющими скорости,

$3 - r_{u^1 v^1} \approx 0{,}35 \left(\frac{y}{h} = 0{,}083\right)$

$4 - r_{u^1 v^1} \approx 0{,}03 \left(\frac{y}{h} = 0{,}583\right)$

— в точке между вертикальными и горизонтальными пульсационными составляющими скорости.

Подсчитанные в результате обработки значения коэффициентов как по длине, так и по глубине приведены в виде графика на рис. 2 и позволяют судить об определенных закономерностях распределения и изменения турбулентных характеристик скоростного поля по глубине и длине потока. Рис. 2 показывает, что связь между одноименными пульсационными составляющими, оцениваемая коэффициентом корреляции для русла с большой относительной шероховатостью, очень быстро убывает и на некотором расстоянии $l$ $\left(\text{при} \frac{x}{H} = 0{,}4 \text{ и } 0{,}45\right)$ практически уже отсутствует. На том же рис. 2 представлены значения коэффициента корреляции между $u'$ и $v'$ в зависимости от $\frac{y}{H}$. Из рис. 2 видно, что в русле с зернистой шероховатостью (дно подвижное) максимальное значение коэффициента корреляции между $u'$ и $v'$ находится вблизи дна и может быть выражено

$$r_{(u'v')_{\overline{\Delta}}} = 0{,}35, \tag{9}$$

в то время как у поверхности $r_{u'v'} = 0{,}03$.

Установлено, что независимо от положения створа значения $\frac{\sigma_{u'}}{\overline{u}}$ и $\frac{\sigma_{v'}}{\overline{u}}$ увеличиваются от поверхности ко дну, и интенсивность этого возрастания, как показали опыты [10, 13, 14, 15, 16], зависит от шероховатости дна. Однако в руслах с большой относительной шероховатостью $\left(\frac{\overline{\Delta}}{H} \geqslant \frac{1}{10}\right)$ оно по глубине потока изменяется очень мало, но все же характер изменения таков, как и при малой относительной шероховатости.

В результате обработки достаточно длинного кинофильма для опытов с подвижным дном (неоднородные наносы $d = 0{,}1 - 20$ *мм*) установлено, что наибольшее значение интенсивности турбулентности вблизи дна

$$\left(\frac{\sigma_{u'}}{\overline{u}}\right)_{\overline{\Delta}} = 0{,}28 \div 0{,}30, \tag{10}$$

на поверхности

$$\frac{\sigma_{u'}}{\overline{u}} = 0{,}13 \div 0{,}15;$$

величина $\frac{\sigma_{v'}}{\overline{u}}$ достигает своего максимального значения у дна:

$$\left(\frac{\sigma_{v'}}{\overline{u}}\right)_{\overline{\Delta}} = 0{,}15, \tag{11}$$

а на поверхности $\frac{\sigma_{v'}}{\overline{u}} = 0{,}08$.

Надо отметить, что полученные нами результаты обработки дали достаточно хорошее совпадение с исследованиями В. С. Кнороза, проведенными во ВНИИГе в лотке с грядовым дном [16]. Исследования И. К. Никитина [10] проводились в лотке с равнозернистым (однородным) материалом, наклеенным на дно. Результаты показали, что максимальное значение коэффициента корреляции между двумя соответствующими пульсационных скоростей в точке на границе придонного слоя $r_{(u'v')_\delta} = 0{,}5$. В наших же опытах у дна при $\left(\frac{y}{H} = 0{,}08\right)$

$$r_{(u'v')_{\overline{\Delta}}} = 0{,}35.$$

Как видно, разница небольшая, и объясняется это тем, что высота $\frac{y}{H}$, полученная нами, несколько выше толщины придонного слоя $\delta$, принятого И. К. Никитиным.

В работе Е. М. Минского (опыты с гладким дном) значение коэффициента корреляции в точке для вертикальной и горизонтальной составляющей пульсационной скорости равно 0,35, а в работе А. Фейджа (опыты с гладким дном) оно равно 0,50. В результате сравнений наших опытов с опытами названных исследователей мы пришли к выводу, что уменьшение коэффициента корреляции (от дна к поверхности) объясняется тем, что здесь большое значение имеет высота выступа шероховатости и движение наносов по дну.

## ОЦЕНКА ВЕЛИЧИНЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ПО НАТУРНЫМ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫМ ДАННЫМ

Как известно, коэффициент гидравлического сопротивления [14, 15, 16] при шероховатом русле в основном зависит от критерия режима движения, то есть числа Рейнольдса, и от относительной шероховатости русла

$$\lambda = f\left(Re, \frac{H}{\overline{\Delta}}\right). \tag{12}$$

При движении наносов на гидравлическое сопротивление дополнительно оказывает влияние насыщение водотока донными наносами. В этом случае функция может быть написана в виде

$$\lambda = f\left(Re, \frac{H}{\overline{\Delta}}, \mu\right). \tag{13}$$

Полученные натурные и экспериментальные данные позволили высчитать коэффициент гидравлического сопротивления и критерия режима движения по следующим формулам:

$$\lambda = \frac{2gHI}{\overline{v}^2} = 2\frac{v_*^2}{\overline{v}^2} = 2\frac{\overline{(u'v')}_{\overline{\Delta}}}{\overline{v}^2},$$

$$Re = \frac{\overline{v}H}{\nu},$$

причем $v_*$ были вычислены для натурных наблюдений и для экспериментальных исследований по формуле

$$v_* = \sqrt{gHI} \tag{14}$$

и для серии опытов, обработанных методом киносъемки, по формуле

$$v_* = \sqrt{\overline{(u'v')}_{\overline{\Delta}}}. \tag{15}$$

Результаты соответствующих подсчетов представлены на рис. 3 в координатах $\lg Re$ и $\lg(\lambda \cdot 10^3)$. Как видно из рис. 3, наши опытные данные по сопротивлениям и данные других авторов (А. П. Зегжды, И. К. Никитина, К. Ф. Артамонова и Л. А. Валентини) позволяют построить серию кривых зависимостей в виде $\lambda = f\left(Re, \frac{H}{\overline{\Delta}}\right)$, каждая из которых будет характеризоваться определенным значением относительной шероховатости $\frac{\overline{\Delta}}{H}$. Опыты А. П. Зегжды [1] ставились в лотках различной ширины ($b = 0{,}5,\ 0{,}75,\ 1{,}0$ *м*) с равномерной (наклеенной на дно) песчаной (однородной) шероховатостью при изменении относительной шероховатости $\frac{k_э}{H}$ в пределах $\frac{1}{5} - \frac{1}{80}$ до гидравлически гладкого русла. Опыты И. К. Никитина [10] проводились с наклеенной на дно однородной зернистой шероховатостью при изменении относительной шероховатости в пределах $\frac{\delta}{H}$ от $\frac{1}{4}$ до $\frac{1}{100}$ до гидравлически гладкого русла. Как видно из рис. 3, данные наших

опытов, натурные измерения хорошо согласуются с данными А. П. Зегжды и И. К. Никитина и других авторов[1]. На этот же рисунок нанесены полученные на реках Киргизии [17, 18]натурные данные, ко-

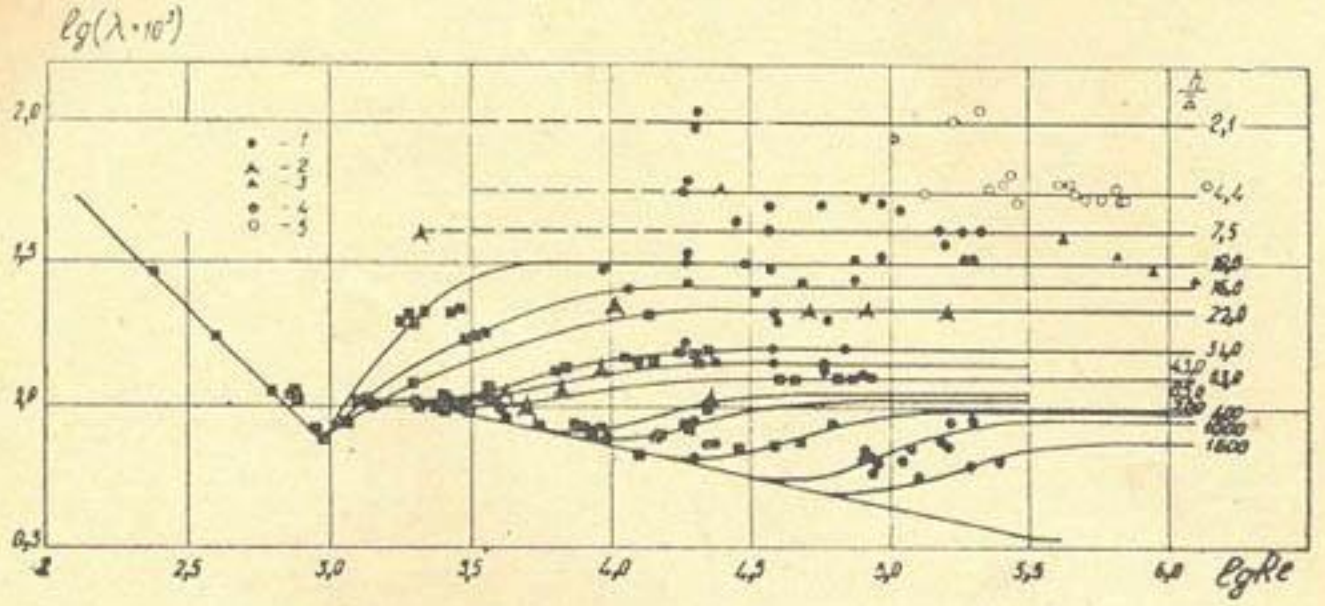



Рис. 3. График зависимости $\lambda = f\left(Re, \frac{H}{\Delta}\right)$.

*1*—измерения А. П. Зегжды в лотке с равномерной зернистой шероховатостью, *2*—измерения И. К. Никитина в лотке с равномерной зернистой шероховатостью, *3*—натурные измерения К. Ф. Артамонова и Л. А. Валентини на горных реках Киргизии, *4*—измерения автора в лотке с подвижным и неподвижным дном (как с однородными, так и с разнородными по фракции наносами, *5*—натурные измерения автора на горных реках Средней Азии.

торые тоже достаточно хорошо легли на кривой $\lambda = f\left(Re, \frac{H}{\Delta}\right)$. Наряду с обработкой данных, приведенных на рис. 3, мы вели обработку

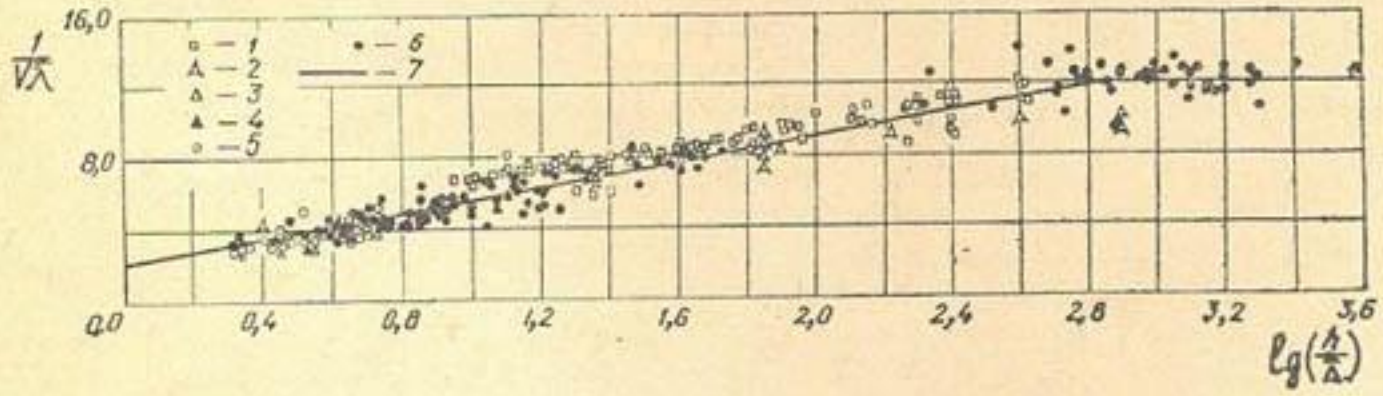



Рис. 4. График зависимости $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = f\left(\frac{H}{\Delta}\right)$.

*1*—измерения А. П. Зегжды, *2*—измерения И. К. Никитина, *3* и *4*—натурные измерения К. Ф. Артамонова и Л. А. Валентини, *5*—натурные измерения автора, *6*—измерения автора в лотке, *7*—зависимость (16).

их по зависимости $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = f\left(\frac{H}{\Delta}\right)$, что представлено на рис. 4. Из рис. 4 видно, что все точки, за исключением точек, относящихся к гидравлически гладкому руслу, достаточно хорошо ложатся на прямой линии, описываемой зависимостью

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 3{,}48 \lg \left(\frac{H}{\Delta}\right) + 2{,}08. \qquad (16)$$

---

[1] Для сопоставления наших данных с данными других исследователей (А. П. Зегжды, И. К. Никитина, К. Ф. Артамонова) все гидравлические элементы потока пересчитаны по зависимости $k_э = f(d)$, представленной у А. П. Зегжды и В. С. Кнороза [1,16], затем определялась величина $\overline{\Delta}$. Величина $\delta$ у И. К. Никитина [10] пересчитана по зависимости $\frac{d_{ср}}{\delta} = f\left(Re_{*,\, d_{ср}}\right)$.

Для гидравлически гладкого русла оказались удовлетворительными формула А. Никурадзе [3], которая для открытых потоков имеет вид

$$\lambda = 0{,}0008 + \frac{0{,}04}{Re^{0{,}237}} \tag{17}$$

или формула А. П. Зегжды [1]:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 4\lg\left(Re_* \sqrt{\lambda}\right) + 2{,}0. \tag{18}$$

## ЛИТЕРАТУРА


1. Зегжда А. П. Гидравлические потери на трение в каналах и трубопроводах, Л.—М., Госстройиздат, 1957.
2. Зегжда А. П. Теория подобия и методика расчета гидротехнических моделей, Л.—М., Госстройиздат, 1938.
3. Никурадзе А. Закономерности турбулентного движения в гладких трубах, В сб. «Проблемы турбулентности», М., 1936.
4. Гончаров В. Н. Основы динамики русловых потоков, М., Гидрометиздат, 1954.
5. Великанов М. А. Динамика русловых потоков, М., Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1954.
6. Агроскин И. И. Гидравлика, Л.—М., Гидроэнергоиздат, 1964.
7. Альтшуль А. Д. Гидравлические потери на трение в трубопроводах, М.—Л., Госэнергоиздат, 1964.
8. Умаров А. Ю. Наносный режим реки Каранкуль, Вопросы энергетики, гидротехники и горного дела, отделение техн. наук АН УзССР, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1961.
9. Мухамедов А. М., Умаров А. Ю. К исследованию режима потока и движения наносов на горных участках рек, В сб. «Вопросы гидротехники», вып. 6, Гидрология и русловые процессы, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1962.
10. Никитин И. К. Турбулентный русловой поток и процессы в придонной области, Изд-во АН УССР, Киев, 1963.
11. Слабодкин А. Я. Сопротивление русел порожистых участков сплавных рек и эффективность их расчистки, Л., Изд-во ЛЛТА им. С. М. Кирова, 1962.
12. Сидоров А. П. Определение коэффициента сопротивления порожистых русел сплавных рек с большой относительной шероховатостью и уклонами дна больше критического, Труды ЛЛТА им. С. М. Кирова, вып. 86, Л., 1958.
13. Минский Е. М. Турбулентность руслового потока, М., Гидрометиздат, 1952.
14. Минский Е. М., Фидман Б. А. Об экспериментальном определении некоторых статистических характеристик турбулентных потоков, Изв. Энергинститута АН СССР, 1940, т. IX.
15. Леви И. И. Моделирование гидравлических явлений, М.—Л., Госэнергоиздат, 1960.
16. Кнороз В. С. Движение наносов в размываемых руслах и связанные с этим изменением характеристики турбулентности потоков, Труды научно-технической конференции ЛПИ, Л., 1965.
17. Артамонов К. Ф., Толмаза В. Ф. Определение расхода и фракционного состава влекомых наносов на горных реках, ВНИИГ, Аннотации законченных в 1961 г. научно-исследовательских работ по гидротехнике, М.—Л., Госэнергоиздат, 1963.
18. Толмаза В. Ф. О распределении скоростей по вертикали, ВНИИГ, Аннотации законченных в 1961 г. научно-исследовательских работ по гидротехнике, М.—Л., Госэнергоиздат, 1963.

Х. И. ЗАИРОВ

# ГАСИТЕЛЬ ЭНЕРГИИ В ВИДЕ ГРУППЫ РАССЕИВАЮЩИХ НОСКОВ, УСТРОЕННЫХ НА СЛИВНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПЛОТИНЫ

Известно, что в условиях высоких плотин, сооружаемых на скальном основании, наиболее рационально сопряжение бьефов при помощи свободного отброса струи. Здесь гашение энергии происходит в так называемой воронке размыва, удаленной на значительное расстояние от плотины. Вместе с тем поток, сбрасываемый через плотину, оказывает все же значительное гидродинамическое воздействие на русло нижнего бьефа и может вызвать разрушение скального основания, нежелательное с точки зрения безопасности работы сооружения.

Многие исследователи [1, 5, 6, 7], желая снизить величину динамического воздействия потока на дно русла и тем самым уменьшить размеры воронок размыва, пытались устраивать в конце водосливной поверхности плотин (средних и высоконапорных) различного рода расщепители. Эффективность подобных конструкций доказана многочисленными лабораторными исследованиями и натурными наблюдениями. Например, исследования, проведенные Г. А. Юдицким [4], показали, что при устройстве расщепителей на уступе высокой плотины как пульсация нагрузки, так и наибольшее актуальное вырывающее усилие, приложенное к отдельным частям скального основания, уменьшаются в два раза по сравнению с данными для гладкого цилиндрического носка.

Однако, благодаря чрезвычайно большим скоростям потока, достигающим иногда 25÷50 *м/сек,* предлагавшиеся до сих пор конструкции расщепителей всегда подвергались действию кавитационной эрозии. В связи с указанным недостатком подобные устройства не нашли широкого распространения в практике гидротехнического строительства. Поэтому вопрос о проектировании различных устройств, способствующих расщеплению потока, но не подвергающихся кавитационной эрозии, должен рассматриваться как актуальный, особенно в связи со строительством высоких плотин на реках Сибири и Средней Азии.

В данной статье описывается первая часть исследований с использованием предложенного автором нового гасителя энергии, образованного группой криволинейных рассеивающих носков. Исследования касаются неразмываемого русла нижнего бьефа.

**Конструкция и общие принципы действия рассматриваемого гасителя энергии.** Как известно, при помощи русел, образованных криволинейными поверхностями, можно эффективно управлять бурным потоком. Подобные «криволинейные русла» (виражи, трамплины) обычно применяются как одиночные устройства (например, в конце однопролетных сооружений типа консольных перепадов, быстротоков, туннельных водосбросов).

Нами предлагается использовать группу рассеивающих трамплинов, названных нами носками, расположенных вплотную друг к другу (рис. 1) для гашения избыточной кинетической энергии потока. Этот гаситель может устраиваться в конце однопролетных и многопролетных водосбросных сооружений.

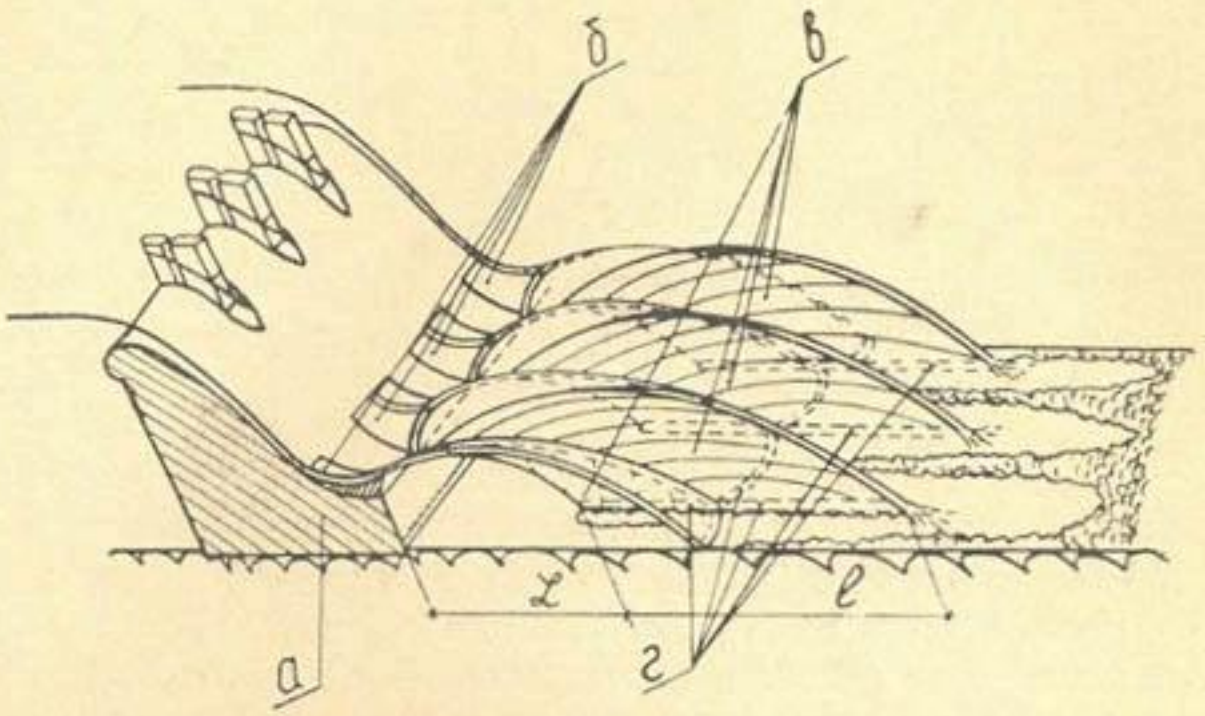



Рис. 1. Схема устройства группы рассеивающих носков на сливной поверхности плотины.

*а*—водосливная плотина с уступом, *б*— рассеивающие носки, *в*—зона продольного расширения соударенных струй, *г*—площадь следа струй на уровне дна нижнего бьефа.

Криволинейная поверхность отдельного рассеивающего носка в проведенных нами исследованиях рассчитана по одному из существующих методов [3]. Рассеивающий носок, рассчитанный по этому методу, пред-

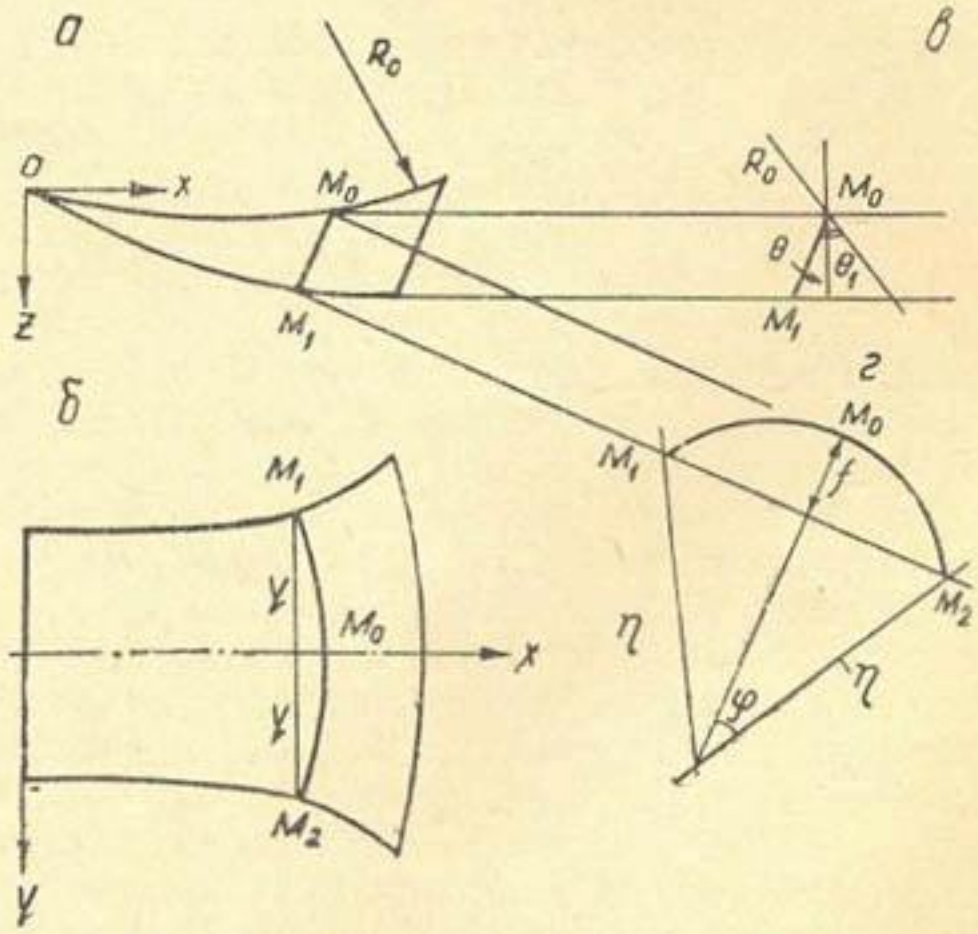



Рис. 2. План и разрезы рассеивающего трамплина.

ставляет собой кусок изогнутой соответствующим образом поверхности вращения (рис 2). Выбранный метод выгодно отличается от других своей простотой. Из рис. 2, где представлены продольный (*а*) и попе-

речный (*г*) разрезы такого трамплина, видно, что каждая эквипотенциаль (например, $M_1M_0M_2$) представляет собой плоскую дугу окружности, очерченную радиусом $\eta$ и составляющую с осью z угол $\theta$. Пользуясь соответствующими таблицами, в которых даются безразмерные координаты типовой гидродинамической сетки движения на поверхности рассеивающего трамплина [3], можно построить поверхность такого трамплина.

Рассматриваемая конструкция позволяет так же, как и существующие расщепители, разбивать сбрасываемый поток на ряд струй. Элементарные струйки располагаются по определенным криволинейным траекториям, интенсивно и равномерно растекаясь в пределах каждого рассеивающего носка. Растекание струй в плане продолжается и за пределами сооружения, что приводит к соударению их в воздухе. Так как эти струйки продолжают расширяться на всей длине отброса, то и соударение их происходит на всем участке. В результате поток приобретает сложную многоструйную структуру (рис. 1), что обусловливает значительное увеличение площади горизонтального сечения на уровне дна нижнего бьефа. Заметим, что следует различать удельные погонные расходы воды, которые в некоторых местах водосливного фронта (например, в соударных струях), могут, благодаря действию гасителя, даже повышаться, и удельные расходы

$$q_0 = \frac{Q}{\omega_{рп}},$$

где Q — расход, сбрасываемый через плотину, $\omega_{рп}$ — площадь горизонтального сечения струй на уровне дна нижнего бьефа. Эти расходы, благодаря действию гасителя, значительно уменьшаются. Экспериментальные данные показывают, что увеличение площади $\omega_{рп}$ за счет работы гасителя может быть в 2—5 раз и более.

Таким образом, эффект рассматриваемого гасителя заключается в следующем: а) часть избыточной кинетической энергии потока гасится в воздухе в связи с соударением струй; б) величина $q_0$ резко снижается, причем воздействие потока на дно русла заметно снижается; в) в области воронок размыва возникает несколько транзитных струй и водоворотных областей.

В натурных условиях гашение энергии еще более интенсивно за счет аэрации получающегося многоструйного потока.

Одним из существенных достоинств конструкции предлагаемого гасителя является также, как нам представляется, отсутствие кавитационных явлений. Это объясняется тем, что поток обтекает рассеивающие носки, не отрываясь от их поверхности, во всем диапазоне изменения расхода и напора.

**Экспериментальная установка и результаты опытов.** Действие предлагаемого гасителя энергии при сопряжении бьефов по типу свободно отброшенной струи изучено нами на модели плотины как в условиях жесткого (неразмываемого) дна нижнего бьефа, так и в условиях размываемого основания. Здесь приводятся результаты опытов в случае неразмываемого дна нижнего бьефа.

Исследования проводились в гидравлическом лотке длиной 11,0, шириной 0,51 и высотой 0,60 *м*. Модель водосливной плотины с уступом, установленная на расстоянии 3,0 *м* от начала лотка, была снабжена четырьмя рассеивающими носками, выполненными из эпоксидных смол. Для удобства изменения в широких пределах величины напора $T_0$ на сливной грани плотины был устроен щит с плавной обтекаемой кромкой.

Как известно, существуют различные критерии для оценки эффективности гасителей энергии. Нами она оценивалась по степени снижения второй сопряженной глубины, обусловленного данным гасителем. При

этом в качестве соответствующего критерия принимался «коэффициент уменьшения»

$$K = \frac{h''}{h''_{\text{рн}}},$$

где $h''$ — вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка для цилиндрического носка,

$h''_{\text{рн}}$ — то же при наличии рассеивающих носков.

Величина коэффициента уменьшения ($k$) устанавливалась нами в зависимости от удельного расхода ($q$), напора ($T_0$), отношения толщины струи на носке ($h_0$) к радиусу кривизны ($R_0$)[1]. Указанные параметры изменялись в следующих пределах:

$$q = 96 \div 1005 \ см^2/сек;$$

$$T_0 = 36 \div 115 \ см;$$

$$\text{Fr} = 7{,}0 \div 200;$$

$$\frac{h_0}{R_0} = 0{,}05 \div 0{,}30.$$

Всего проведено 47 опытов. Вторая сопряженная глубина $\left(h''_{\text{рн}}\right)$ при наличии рассеивающих носков определялась по среднему показанию пьезометров, выведенных через дно и стенки гидравлического потока.

Результаты обработки экспериментальных данных, устанавливающих связь между величиной коэффициента $k$, отношением $\frac{h_0}{R_0}$ и числом Фруда (Fr), представлены на рис. 3.

Как видно из рис. 3, значение коэффициента $k$ может достигать 1,65 для случая $\frac{h_0}{R_0} = 0{,}05$. С увеличением толщины струи на носке (при данном радиусе $R_0$) оно уменьшается, доходя до 1,13 при $\frac{h_0}{R_0} = 0{,}30$. Установлено, что при значении $\frac{h_0}{R_0}$, равном $4 \div 5$, эффект от применения рассматриваемого гасителя энергии (при данном типе сопряжения бьефов) значительно снижается (величина $k$ при указанных данных получается равной 1,0). В связи с этим можно рекомендовать принимать при расчетах отношение

$$\frac{h_0}{R_0} \leqslant 0{,}30. \qquad (3)$$

График на рис. 3 является расчетным, служащим для определения второй сопряженной глубины гидравлического прыжка при наличии рассеивающих носков.

В опытах нами измерялась также дальность отлета струй (рис. 1). Соответствующие экспериментальные данные в отношении этой величины представлены в таблице, где обозначения $L$ и $l$ показаны на рис. 1, а через $L_{\text{ср}}$ обозначена длина отлета несоударенной струи. В этой же таблице для сравнения приводится длина отлета струи для гладкого цилиндрического носка, определенная по одной из сущест-

---

[1] Эксперименты проведены при постоянной высоте уступа плотины и под одним углом схода струи с носка ($\alpha_0 = 25°$).

вующих формул [2]:

$$L = 2\varphi^2 z_0 \cos\alpha \left[\sin\alpha + \sqrt{\sin^2\alpha + \frac{\varphi^2 z_0}{T_0 - z_0}}\right], \qquad (4)$$

где $T_0$ — возвышение горизонта воды верхнего бьефа над дном нижнего бьефа,

$z_0$ — возвышение горизонта воды верхнего бьефа над носком плотины,

$\varphi$ — коэффициент скорости.

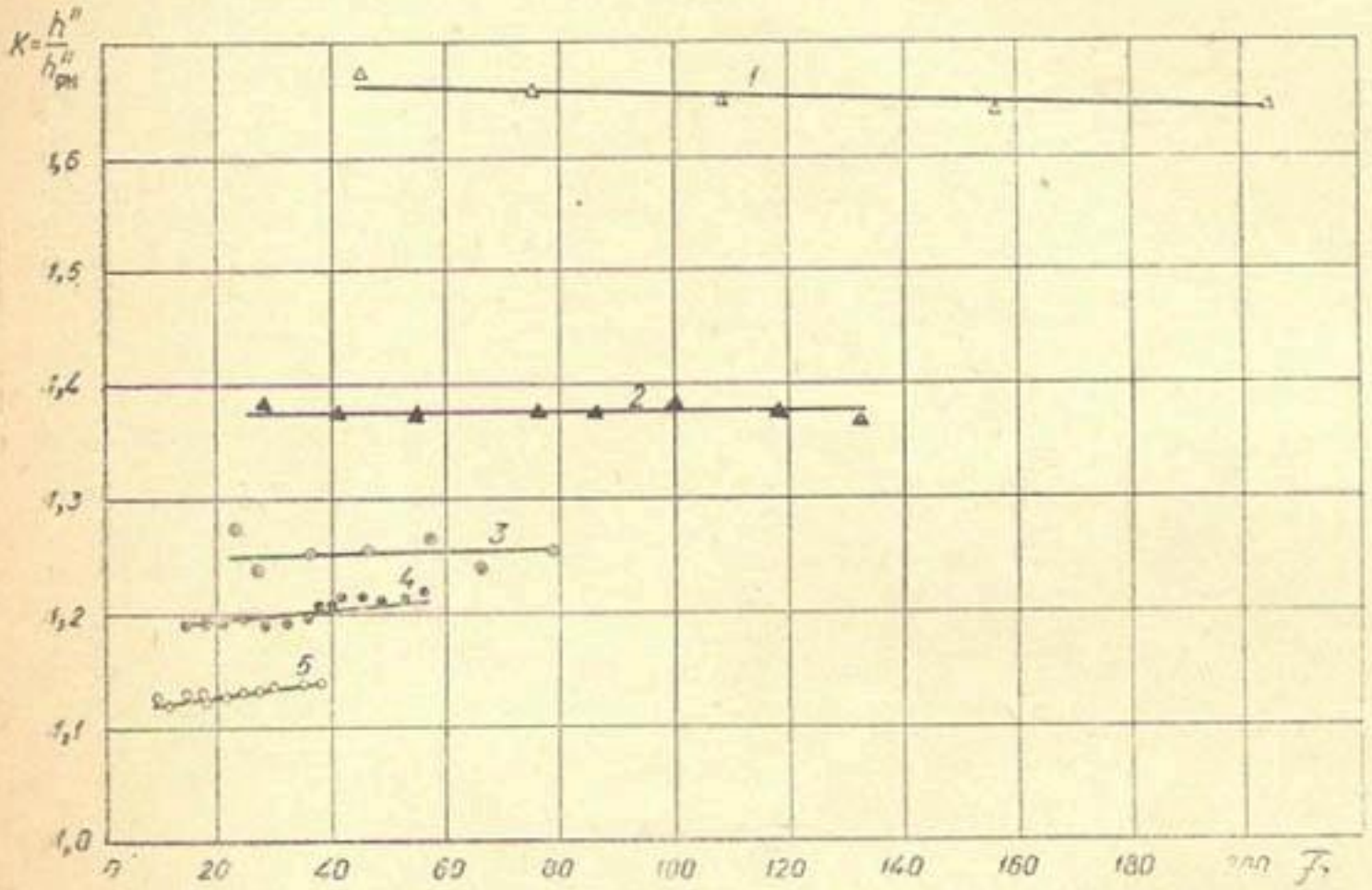



Рис. 3. Зависимость уменьшения сопряженной глубины гидравлического прыжка от числа Фруда.

$1 - \frac{h_0}{R_0} = 0{,}05$, $2 - 0{,}10$, $3 - 0{,}15$, $4 - 0{,}20$, $5 - 0{,}30$.

Из таблицы видно, что проекция на горизонталь нижней траектории соударенных струй на $5 \div 15\%$ меньше по сравнению с дальностью отлета струй в случае гладкого цилиндрического носка для наиболее часто принимаемого в практике соотношения $\frac{h_0}{R_0} = 0{,}10 \div 0{,}30$. Вместе с тем проекция на горизонталь верхней траектории соударенных струй получается намного больше (на $20 \div 40\%$), чем при гладком цилиндрическом носке. Такое положение не имеет места при использовании обычных типов расщепителей потока. В случае этих гасителей проекция на горизонтальную поверхность всех траекторий струй значительно уменьшается.

Следует отметить, что картина сопряжения бьефов при наличии рассматриваемого гасителя энергии остается автомодельной относительно изменения числа Фруда, что не наблюдается при устройстве обычных конструкций подобного рода.

При рассмотрении работы данного гасителя энергии возникает вопрос о возможности возникновения в области нижнего бьефа сбойного течения, если образуется многоструйный поток. Как при отбросе струи,

| $q$, $см^2/сек$ | $T_0$, см | $Z_0$, см | $L$, см | $L+l$, см | $L_{ср}$, см | $L_1$, см | $\frac{L_1-L}{L_1}100$, % | $\frac{(L+l)-L_1}{L_1}100$, % |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $\frac{h_0}{R_0}=0{,}05$ | | | | | |
| 96,1 | 47,3 | 35,6 | 45 | 63 | 48 | 57 | 15,8 | 10,5 |
| 115,5 | 58,4 | 46,7 | 55 | 78 | 61 | 71 | 22,6 | 10,0 |
| 139,3 | 74,2 | 62,5 | 70 | 103 | 80 | 90 | 22,0 | 14,4 |
| 155,0 | 88,0 | 76,3 | 80 | 125 | 92 | 110 | 27,2 | 13,5 |
| 180,5 | 108,5 | 96,8 | 94 | 160 | 111 | 139 | 32,0 | 15,0 |
| | | | $\frac{h_0}{R_0}=0{,}10$ | | | | | |
| 164,5 | 41,2 | 29,5 | 43 | 60 | 44 | 49 | 13,3 | 21,2 |
| 200,0 | 50,1 | 38,4 | 51 | 72 | 54 | 60 | 15,0 | 20,0 |
| 232,0 | 59,5 | 47,8 | 61 | 89 | 67 | 71 | 14,0 | 22,0 |
| 265,0 | 70,5 | 58,8 | 71 | 107 | 80 | 89 | 9,0 | 20,5 |
| 292,0 | 81,5 | 69,8 | 81 | 124 | 92 | 97 | 16,4 | 27,0 |
| 314,0 | 90,1 | 78,4 | 91 | 141 | 102 | 108 | 15,7 | 30,6 |
| 340,0 | 102,0 | 90,3 | 102 | 153 | 115 | 122 | 16,4 | 25,4 |
| 359,0 | 111,5 | 99,8 | 112 | 167 | 125 | 132 | 15,2 | 26,5 |
| | | | $\frac{h_0}{R_0}=0{,}15$ | | | | | |
| 236,0 | 41,7 | 30,0 | 43 | 63 | 45 | 46 | 7,5 | 38,0 |
| 271,0 | 48,5 | 36,8 | 50 | 70 | 53 | 54 | 7,4 | 29,6 |
| 294,0 | 53,2 | 41,5 | 58 | 80 | 61 | 58 | 0,0 | 38,0 |
| 348,0 | 65,1 | 53,4 | 68 | 99 | 76 | 72 | 5,5 | 36,1 |
| 394,0 | 76,5 | 64,8 | 80 | 116 | 91 | 84 | 8,3 | 33,4 |
| 438,0 | 85,6 | 73,9 | 86 | 130 | 97 | 97 | 0,0 | 34,0 |
| 461,0 | 99,1 | 87,4 | 95 | 149 | 115 | 108 | 13,6 | 38,0 |
| 508,0 | 114,0 | 102,3 | 104 | 167 | 127 | 121 | 14,0 | 38,0 |
| | | | $\frac{h_0}{R_0}=0{,}20$ | | | | | |
| 294,0 | 40,0 | 28,3 | 40 | 56 | 47 | 45 | 9,0 | 25,2 |
| 336,0 | 45,2 | 33,5 | 47 | 65 | 52 | 50 | 6,0 | 28,4 |
| 372,0 | 50,0 | 38,3 | 52 | 71 | 57 | 56 | 3,1 | 26,8 |
| 412,0 | 55,8 | 44,1 | 59 | 80 | 66 | 62 | 5,6 | 28,0 |
| 437,0 | 60,7 | 49,0 | 64 | 86 | 72 | 67 | 4,9 | 28,4 |
| 468,0 | 66,3 | 54,6 | 68 | 97 | 79 | 73 | 6,8 | 32,0 |
| 498,0 | 71,4 | 59,7 | 72 | 102 | 84 | 79 | 8,9 | 29,2 |
| 524,0 | 76,0 | 64,3 | 76 | 108 | 89 | 85 | 9,5 | 27,7 |
| 550,0 | 80,6 | 68,9 | 80 | 115 | 94 | 90 | 11,8 | 26,6 |
| 572,0 | 85,7 | 74,0 | 87 | 123 | 101 | 98 | 12,2 | 25,4 |
| 600,0 | 90,5 | 78,8 | 95 | 131 | 109 | 102 | 7,3 | 26,8 |
| 616,0 | 95,7 | 84,0 | 98 | 138 | 112 | 100 | 2,0 | 38,0 |
| 639,0 | 100,0 | 88,3 | 100 | 145 | 117 | 108 | 8,0 | 34,2 |
| 662,0 | 105,0 | 93,0 | 108 | 150 | 124 | 114 | 5,3 | 31,2 |
| | | | $\frac{h_0}{R_0}=0{,}30$ | | | | | |
| 442,0 | 40,8 | 29,1 | 42 | 54 | 45 | 47 | 10,6 | 14,9 |
| 500,0 | 45,3 | 33,6 | 46 | 60 | 51 | 52 | 11,5 | 15,4 |
| 550,0 | 50,0 | 38,3 | 50 | 65 | 56 | 57 | 14,0 | 14,0 |
| 612,0 | 55,7 | 44,0 | 54 | 72 | 63 | 65 | 16,9 | 10,9 |
| 655,0 | 60,3 | 48,6 | 58 | 79 | 70 | 70 | 17,1 | 12,9 |
| 704,0 | 65,0 | 53,3 | 63 | 85 | 75 | 75 | 16,0 | 13,3 |
| 750,0 | 70,3 | 58,6 | 70 | 95 | 80 | 82 | 14,6 | 15,9 |
| 795,0 | 75,6 | 63,8 | 75 | 101 | 88 | 87 | 13 7 | 16,1 |
| 849,0 | 82,7 | 71,0 | 82 | 107 | 92 | 95 | 13,1 | 12,7 |
| 889,0 | 89,8 | 78,1 | 90 | 117 | 103 | 102 | 11,8 | 14,7 |
| 952,0 | 99,0 | 87,3 | 94 | 127 | 113 | 114 | 8,8 | 11,4 |
| 1005,0 | 108,5 | 96,8 | 100 | 144 | 117 | 121 | 12,1 | 19,0 |

так и при других формах сопряжения бьефов сбойное течение за рассматриваемым гасителем отсутствует.

## ЛИТЕРАТУРА


1. Абелев А. С. и Кручина А. А. Уменьшение размывающего действия потока специальной конструкцией носков водосливных плотин, Известия ВНИИГ, т. 52. 1954.
2. Агроскин И. И. и др. Гидравлика, М., Госэнергоиздат, 1954.
3. Турсунов А. А. Бурное течение воды в пределах виражей и рассеивающих трамплинов, Известия ВНИИГ, т. 69, 1960.
4. Юдицкий Г. А. Силовое воздействие падающей струи на отдельности скального основания и условия его разрушения, Известия ВНИИГ, т. 72, 1963.
5. Районов Щ. В. Хидравлично модельно изследоване на хидроъзеле Ивайловград, Известие на хидравлическата лаборатория, Книга IV, Изд-во «Техника», София, 1962.
6. Uppal H. L., Singh G. Dissipation of energy at high head hydraulic structures by double jet dissipator, „La Houille Blanche", vol. 11, No 1, 1956.
7. Beichley G. L. and Peterka A. J. The Hydraulic Design of Spillway Buckets, J. of the Hydraulics Division „Proc. of the ASCE", October 1959.

А. М. МУХАМЕДОВ

# ХАРАКТЕРИСТИКА РЕЖИМА ГОРНЫХ И ПРЕДГОРНЫХ УЧАСТКОВ РЕК И ПРИМЕРЫ КОМПОНОВКИ ГИДРОУЗЛОВ НА НИХ

Строительство водозаборных сооружений тесно связано с формированием русла реки, изменением ее параметров и элементов потока. Большинство малых горных рек Средней Азии с максимальными паводковыми расходами, редко превышающими 50 $м^3/сек$, служит источником питания предгорных оросительных систем. В потоках горных рек вместе с водой передвигается большое количество наносов крупной фракции, вплоть до валунов, которые чрезвычайно затрудняют эксплуатацию водозаборных сооружений, забивая их входные отверстия и занося головные участки оросительных систем, что требует значительных затрат по очистке их от наносов.

Существующие методы гидравлических расчетов недостаточно учитывают такие явления. Особенно трудно изучить структуру бурного потока, движение донных наносов и установить связь жидкого и твердого стоков горных рек.

Наше исследование горных рек бассейна Чирчика показало, что по характеру геологического строения, наличию растительности, форме и конфигурации бассейнов в плане, по высотному расположению и уклонам они идентичны. Это позволило в известной мере типизировать их наносные режимы [1].

I. На формирование твердого стока на горном участке влияют метеорологические, рельефные, почвенно-геологические факторы и растительный покров бассейна. Все это в отдельности в различных речных бассейнах, а также в одном и том же бассейне в различные годы играет в той или иной степени решающую роль в формировании твердого стока.

При большом числе притоков, включающихся в основной поток на различных его участках, формирование режима твердого стока происходит неодинаково в связи с их разнообразным режимом. В табл. 1 приведены значения жидкого и твердого стоков по некоторым предгорным и горным участкам рек Средней Азии, показано процентное соотношение донных и взвешенных наносов, общего стока воды и наносов, что хорошо иллюстрирует многообразие режима твердого стока для различных геоморфологических условий и изменение этих условий по участкам. Несмотря на большие уклоны и транспортирующую способность горных и предгорных участков рек Средней Азии, фактическая мутность потока и количество проносимых им донных наносов не велики вследствие того, что горные участки рек более устойчивы к размыву, и русла их крепко сложены из крупных обломочных материалов, а поступление наносов

| Река, створ | Среднегодовой расход воды, $м^3/сек$ | Скорость, $м/сек$ | | Глубина потока, $м$ | | Ширина по урезу, $м$ | Уклон водной поверхности | Годовой жидкий сток, млн. $м^3$ | Годовой твердый сток | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | средняя | максимальная | средняя | максимальная | | | | взвешенные наносы, тыс. $т$ | влекомые наносы, тыс. $т$ |
| Каранкуль | 0,4÷0,5 | 1,0÷1,5 | 1,9÷2,5 | 0,16÷0,26 | 0,25÷0,45 | 2,5÷3,5 | 0,03—0,04 | 15,7 | 17,0 | 6,4 |
| Карабалта | 5,69 | 0,7÷2,3 | 0,8÷3,6 | 0,3 ÷1,2 | 0,4 ÷1,4 | 9,8÷10,3 | 0,036 | 180 | 19,0 | 23,4 |
| Сох у кишлака Секетма | 37 | 3,4 | 5,01 | 1,11 | 1,49 | 30÷49 | 0,011 | 1169 | 202 | 60,0 |
| Сох у Сарыкургана | 42 | — | — | — | — | — | 0,0010 | 1322 | 1355 | 433 |
| Исфайрам у Пальмана | 19,8 | 3,12 | 4,6 | 1,14 | — | 21—22 | 0,012 | 624 | 101,8 | 26,2 |
| Исфара у Равата | 14,4 | 2,86 | 3,9 | 1,35 | 2,2 | 13,4÷15,6 | 0,0026—0,0065 | 419,63 | 704,4 | 18,75 |
| Карадарья у Кампырравата | 116 | 3,32 | 4,64 | 2,21 | 4,8 | 62—134 | 0,003—0,005 | 3620 | 4886 | 178 |
| Зарафшан у Раватходжи | 156 | 1,8÷2,5 | 3,4 | 0,8—1,0 | 3÷3,5 | 100 | 0,004—0,005 | 4920 | 4450 | 181 |
| Чирчик у с. Троицкого | 119 | 2,42 | 3,47 | 1,18 | 3,42 | 47,2÷160 | 0,0014—0,004 | 3702,5 | 1170 | 9,14 |
| Нарын у ст. Учкурган | — | 2,98 | 3,53 | 3,91 | 5,7 | 50—129 | 0,0006—0,002 | 10187,1 | 8092,6 | 129,5 |

| Река, створ | Влекомые наносы от общего твердого стока, % | Взвешенные влекомые наносы от стока, % | Общий твердый сток от жидкого, % | Паводковый расход, $м^3/сек$ | Коэффициент кинетичности потока | | | Диаметр наносов, $мм$ | | $\frac{H_{ср}}{d_{ср}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | $Fr_{ср}$ | $Fr_{max}$ | $h_{кр}$, $м$ | $d_{ср}$ | $d_{max}$ | |
| Каранкуль | 28 | 38 | 0,12 | 3,0 | 0,7÷0,9 | 1,3÷2,8 | 0,15÷0,50 | 30÷60 | 95÷160 | 2÷5 |
| Карабалта | 55 | 45 | 0,024 | 10÷20 | 0,49 | 1,08 | 0,68÷1,04 | 140÷160 | 800 | 3÷8 |
| Сох у к. Секетма | 23 | 77 | 0,022 | 106 | 1,07 | 1,88 | 0,93 | 91 | 300 | 12,2 |
| Сох у Сарыкургана | 32 | 68 | 0,135 | — | — | — | — | — | — | — |
| Исфайрам у Пальмана | 20,5 | 79,5 | 0,0162 | 74,0 | 0,96 | — | 0,99 | 63 | 250 | 18 |
| Исфара у Равата | 2,6 | 97,4 | 0,101 | 55,8 | 0,68 | 0,78 | 1,12 | 80 | 300 | 17 |
| Карадарья у Кампырравата | 3,5 | 96,5 | 0,0825 | 983 | 0,585 | 0,505 | 1,86 | 51 | 170 | 43 |
| Зарафшан у Раватходжи | 3,9 | 96,1 | 0,056 | 900 | 0,415—0,636 | 0,395—0,34 | 0,97 | 35 | 115 | 23÷28 |
| Чирчик у с. Троицкого | 0,78 | 99,22 | 0,019 | 457 | 2,56 | 0,40 | 0,97 | 25 | 105 | 47 |
| Нарын у ст. Учкурган | 1,58 | 98,42 | 0,475 | 2500 | 0,26 | 0,245 | 3,47 | 27 | 200 | 69 |

извне ограничено особенностями геоморфологического строения бассейна.

На предгорной зоне из-за уменьшения уклонов (до 0,001—0,002) и скоростей течения отлагаются более крупные фракции донных наносов, проносимых потоком в верхних участках. В этой зоне отложение носит интенсивный характер еще и потому, что вода из рек часто забирается для ирригации, особенно в период вегетации.

Таким образом, с падением уклона и скоростей течения, а также с уменьшением крупности наносов на участках, расположенных ниже предгорных, и в нижнем течении рек наблюдается относительное увеличение содержания наносов.

Однако на многих участках рек нет соответствия предельного насыщения потока наносами его транспортирующей способности. Из таблицы видно, что при уклонах Чирчика (1932 г.) и Карадарьи (1936 г.), равных 0,004, и примерно одинаковом годовом стоке в Карадарье транспортируется наносов почти в 10 раз больше. Если относительная мутность воды для Чирчика 0,258 *кг/м*$^3$, то для Карадарьи — 1,62 *кг/м*$^3$, а количество транспорируемых донных наносов в Карадарье тоже в 10 раз больше, чем в Чирчике, то есть удельное содержание их в Карадарье и Чирчике соответственно равно 0,028 и 0,345 *кг/м*$^3$.

Однако сравнение Зарафшана и Карадарьи за 1935 г. показывает, что при одинаковом уклоне и близком соотношении гидравлических элементов сток наносов в них почти совпадает. В бассейне же Чирчика для отложения наносов нет достаточных условий, хотя река могла бы транспортировать их больше, чем Зарафшан и Карадарья.

Такое разнообразие формирования и режима твердого стока рек не позволяет установить связь между твердым стоком и гидравлическими элементами потока, а формулы, имеющиеся для подсчета наносов, годны только для тех рек, для которых они выведены. Получение надежной зависимости расхода наносов для горных рек еще сложнее. Например, при исследованиях установлено, что приближенная связь между удельным содержанием донных наносов и расходом воды может быть выражена эмпирической зависимостью вида $\rho_д = AQ^n$,
где $A$ и $n$ — параметры, зависящие от различных факторов. В частности, для малой реки Каранкуль $A = 11$, $n = 1{,}3$.

Существенно отличаются количество и фракционный состав наносов не только различных рек, но и участков одной и той же реки.

На верхних участках рек с бурным течением взвешивается большое количество крупных наносов, а в паводок в придонном слое и по дну перемещаются наносы вплоть до валунов значительных размеров. С выходом реки на предгорные участки размеры движущихся наносов, естественно, уменьшаются.

На рис. 1 и 2 показана для различных рек степень деформации дна с увеличением расхода и изменением скорости потока во времени. Из этих же рисунков видно, что если деформация русла горных участков почти не заметна, то в предгорных (р. Нарын, Карадарья) она колеблется в пределах 1,0—1,5 *м*, а в р. Чирчик достигает 2,0 *м*.

С нарастанием паводка в р. Нарын до расхода 1052 *м*$^3$*/сек* изменения русла почти не произошло, хотя уровень воды возрос на 1,92 *м*, увеличение же его до 1556 *м*$^3$*/сек* вызвало размыв дна на 1,0 *м* при дополнительном подъеме уровня воды на 0,78 *м* (рис. 2б).

Однако на реках Нарын и Чирчик в паводок вследствие вымывания мелких фракций происходит самоотмостка и укрупнение наносов, что приводит к увеличению шероховатости. В этом случае расчетные ско-

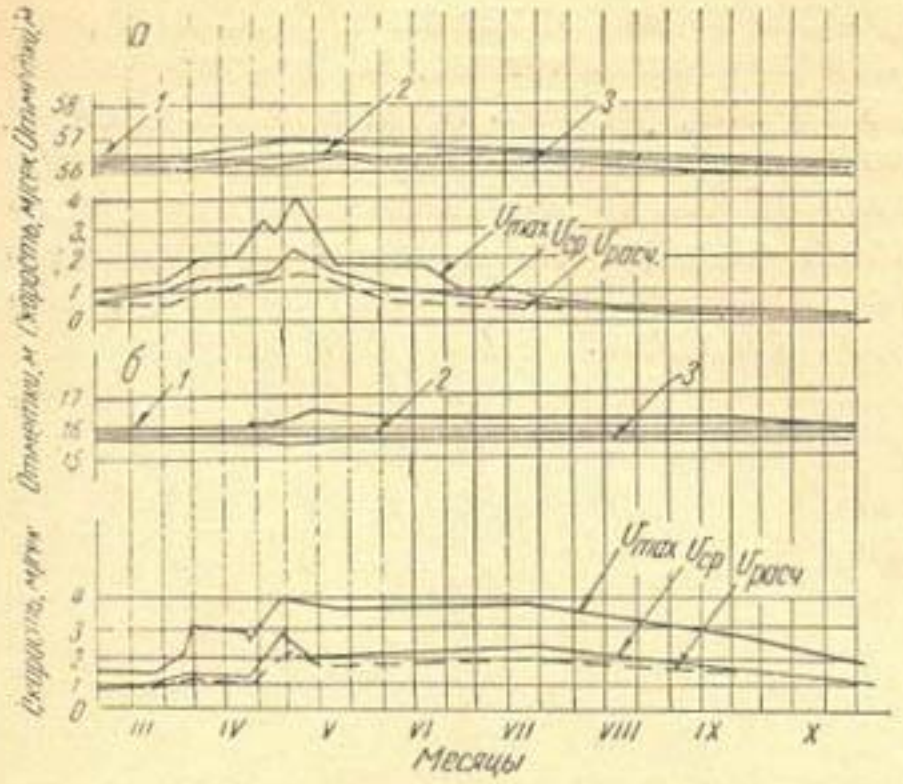



Рис. 1. Изменение средней, максимальной и расчетной скоростей потока и деформация дна с увеличением расходов воды.

*а*—Паркентсай, *б*—Джебоглысу.
*1*—уровень воды; *2*—средняя, *3*—наименьшая отметка дна.

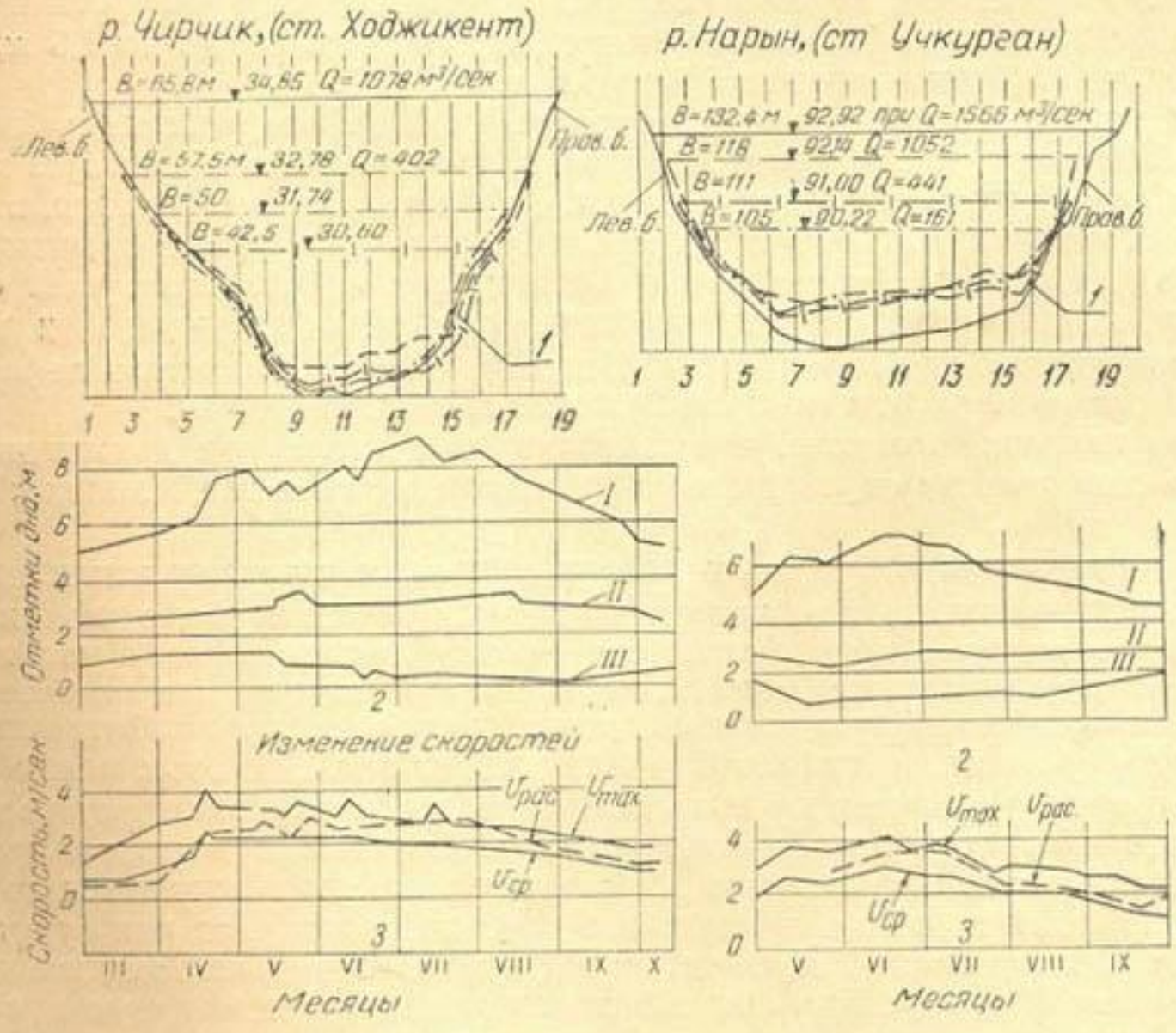



Рис. 2. К характеристике режима рек, 1942 г.

*1*—совмещенные поперечные профили рек, *2*—деформация дна, *3*—изменение средней, максимальной и расчетной скоростей потока;
I—уровень воды, II—средние отметки дна, III—минимальные.

рости становятся больше замеренных (рис. 2). Уже при спаде паводка до 441 *м³/сек* уровень воды падает на 1,92 *м*, а дно заносит на 0,99 *м*. Замечено, что при нарастании паводка до определенной величины не происходит размыва дна, уровень воды поднимается. Река в это время несет количество наносов, соответствующее ее транспортирующей способности. При дальнейшем нарастании расхода происходит размыв русла, так как поток, обладая избытком энергии, размывает дно. При спаде паводка с уменьшением транспортирующей способности потока наблюдается нарастание дна.

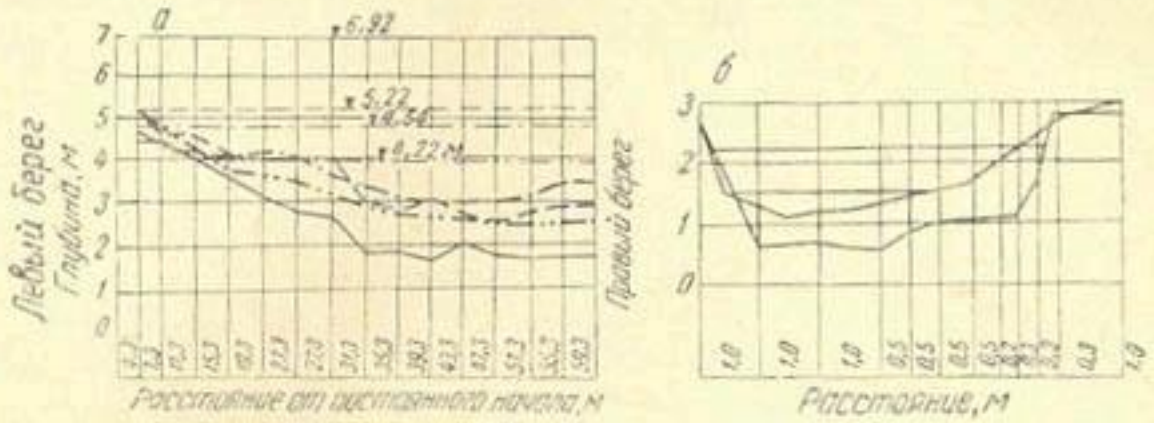



Рис. 3. Совмещенные поперечные профили рек.

*а*—р. Зарафшан, 1943 г., во время нарастания паводка; *б*—р. Каранкуль в паводок при $Q_{max}$=23,7 *м³/сек*.

Изменение отметок дна р. Зарафшан в бытовых условиях показано на совмещенном поперечном профиле реки в гидрометрическом створе за 1943 г. (рис. 3*а*), из которого видно, что во время нарастания паводка (с 30 мая по 10 июня) отметки понижались от 0,6 до 1,5 *м*, а в период спада повышались от 0,9 до 1,6 *м*.

В условиях горных участков рек сильной деформации не наблюдается, благодаря устойчивости ложа реки, обычно образованного из крупных обломочных материалов и камня. Как показали наблюдения, в бассейне р. Чирчик (1959 г.) деформация такого дна может происходить только при больших внезапных паводках, при избытке влекущей силы потока, которая могла бы переместить большой объем камней и валунов, слагающих дно горной реки. Например, на р. Каранкуль деформация русла при селевом паводке 24,0 *м³/сек* достигла 0,7 *м*.

Из изложенного ясно, что сопротивление русла при движении потока в зависимости от гидрографа реки изменяется в значительных пределах.

На основании полученных данных приходим к такому заключению:

1. Бурное протекание потока на горных участках рек с резким нарастанием паводка приводит к ускоренному движению всей массы наносов, слагающих ложе реки, сглаживанию выступов шероховатостей дна, уменьшению сопротивления и резкому увеличению скорости потока. Росту скорости способствуют большие уклоны рек. При этом малые глубины потока, близкие к критической, приводят к равномерному распределению скоростей потока по вертикали. Средняя и донная скорости становятся почти одинаковыми. Поскольку размеры движущихся по дну более крупных камней соизмеримы с глубиной потока, то они будут перемещаться приблизительно со скоростью этого потока. Значительная масса камней при ускоренном движении приобретает большую инерционную силу, и основная их часть стремится совершить прямолинейный путь. Такой прямолинейный поток, встречая изгибы русла, не может повернуть камни по криволинейной траектории, и на этих поворотах камни останавливаются, загромождая путь воде. Вследствие этого по-

ток в слабых местах прорывает наносные отложения или, размывая слабые берега, обходит старое русло и создает новое. Кроме того, движение потока на поворотах резко увеличивает глубину за счет скоростного напора набегающего потока, и прямо двигающиеся камни, попадая в эту зону, быстро останавливаются. Такое явление наблюдается и в натуре.

В указанных условиях компоновка гидроузлов с криволинейным очертанием подводящего русла не будет оправдана, и поэтому тенденция некоторых специалистов распространить ферганский тип водозабора на горные участки рек без тщательного анализа гидравлического режима может привести к ошибкам. Еще одно важное условие для компоновки водозаборных узлов — выбор отметки порога плотины: высокие пороги могут создать заметный подпор перед плотиной, и, благодаря бурному режиму потока в русле верхнего бьефа, возможно образование кривого подпора с прыжковым сопряжением в зоне выклинивания последнего. В этом случае стремительно движущиеся камни, попадая в зону этого подпора, интенсивно откладываются, загромождая путь потока. Это может привести к катастрофическим последствиям — последующим прорывам с очень большими скоростями и расходами.

2. Предгорные участки рек обычно расположены на конусах выносов при выходе из горных ущелий. Здесь поток в значительной мере теряет свою энергию, благодаря расширению, и, протекая в своих собственных отложениях, блуждает по руслу. К тому же состав донных наносов становится мельче, и размеры гравелисто-галечниковых наносов уже не соизмеримы с глубиной потока. Относительная гладкость $\frac{H}{d}$ изменяется в значительных пределах ($\frac{H}{d} = 15—40$). Режим потока сравнительно спокойный, русло реки значительно деформируется по глубине в период паводка. В этих условиях поток склонен меандрировать по руслу, создавая извилины; следовательно, он обладает циркуляционным течением в своем аллювиальном русле, что позволяет использовать это в целях водозабора. По этой же причине на предгорных участках рек получил развитие ферганский тип водозабора.

3. Изучение движения наносов, режима потока и сопротивления движения на различных участках рек позволит правильно организовать режим эксплуатации существующих гидроузлов, методику промыва наносов из верхних и нижних бьефов созданием самопромывающихся подводящих и отводящих русел с перераспределением погонного расхода перед узлом, что изменит структуру потока и приспособит его к эффективной борьбе с донными наносами на узле.

4. В гидравлических расчетах должно быть учтено сильное изменение коэффициента сопротивления или скоростного множителя Шези в формуле Н. Н. Павловского для разных периодов прохождения расхода. В противном случае могут быть значительные ошибки при определении размеров и соответствующих горизонтов на участие сопряжения бьефов.

II. Вопросы правильной компоновки гидроузлов и разработка рациональных режимов их эксплуатации на различных участках актуальны, и решение их в условиях Средней Азии требует дифференцированного подхода с учетом характера переформирования русла верхнего и нижнего бьефов рек после строительства плотины. Исходя из этого, считаем необходимым дать соответствующие рекомендации по режиму эксплуатации и методике промыва наносов.

Для изучения этих вопросов нами на крупных гидроузлах проведены полевые и лабораторные исследования, результаты которых изло-

жены в соответствующих статьях [3, 4, 5, 6]. Натурные исследования сосредоточивались на трех крупных гидроузлах различных типов:

1) водозаборный узел им. 1 Мая на р. Зарафшан с фронтальным расположением плотины и боковым двухсторонним водозабором — индийский тип; 2) Кампырраватский водозаборный узел на р. Карадарья с использованием поперечной циркуляции потока — ферганский тип; 3) Газалкентская плотина на р. Чирчик, построенная по принципу расслоения потока по вертикали,— европейский тип. Эти гидроузлы, построенные в разное время в водотоках с различными гидрологическими и наносными характеристиками, имеют различное хозяйственное назначение: Газалкентская плотина обеспечивает водой (до 300 *м*$^3$/*сек*) деривационный канал крупнейшего в Советском Союзе Чирчик-Бозсуйского энергетического каскада; Кампырраватская плотина — чисто односторонний ирригационный водозабор с расходом до 200 *м*$^3$/*сек;* плотина им. 1 Мая — крупнейшее сооружение Средней Азии, построенное в первые годы советской власти, обеспечивающее двухсторонний суммарный водозабор с расходом 200 *м*$^3$/*сек*. Рассматриваемые узлы находились в центре внимания энергетических и водохозяйственных организаций республики, больше подвергались всестороннему изучению и обследованию на различных этапах их эксплуатации, и по ним имеется достаточно фактического материала, позволившего нам обобщить результаты проведенных исследований.

Изучение режима движения наносов, деформации русел, влияния на эти явления гидрологических и геоморфологических факторов и наблюдения за организацией борьбы с наносами в верхних и нижних бьефах в различных условиях компоновки гидроузлов позволяют сделать следующие заключения.

1. При компоновке того или иного гидроузла необходимо иметь в виду гидрологический и наносный режимы реки и характер переформирования русла верхнего и нижнего бьефов. Особое внимание нужно обращать на регулирование русла верхнего бьефа, промыв наносов верхнего бьефа и недопущение завала нижнего бьефа наносами.

2. Успех в борьбе с завлеканием донных наносов в канал зависит от правильной организации подхода потока к сбросным и водоприемным сооружениям.

На подводящем русле деление воды и наносов по каналам обусловливается устойчивым протеканием потока, которое должно быть обеспечено при всех расходах. На Газалкентской плотине это достигается регулированием русла верхнего бьефа при подходе к гидроузлу. Устойчивое протекание потока обеспечивается небольшой кривизной русла в сторону плотины.

На Первомайской плотине устойчивое протекание достигается созданием самоформирующихся русел, приспосабливающихся к переменному режиму реки. В компоновке гидроузла это осуществляется различным по высоте расположением порогов сбросных отверстий, в результате чего перераспределяются погонные расходы воды и деление потока вдоль фронта сооружения и водоприемника, облегчается борьба с наносами на узле, сброс их из русла в нижний бьеф производится через заглубленные отверстия.

При ферганском типе само собой организуется устойчивое протекание потока в кривом подводящем русле и действием поперечной циркуляции потока обеспечивается самопромыв верхнего бьефа.

3. Для обеспечения нормальной работы гидроузлов и устранения затруднений, возникающих от занесения бьефов и завлекания наносов в каналы, выработка методики промыва имеет принципиальное значение в эксплуатации каждого конкретного объекта.

Своевременная и правильная организация регулярных промывов обеспечивает наименьшее заиление (занесение) и поддержание объема верхнего бьефа на благоприятном минимуме, нормальную подачу воды в каналы. Систематическим промывом можно сохранить стационарность характера течения в подводящем русле. Эффективность промыва наносов зависит от зарегулированности верхнего бьефа. Поэтому длина подводящего русла должна определяться условиями промыва наносов на гидроузле и быть не менее длины распространения кривой спада при промыве наносов из верхнего бьефа. Опытами установлена длина распространения кривой спада: а) на гидроузлах с напором 7—8 *м* она достигает 600—800 *м* при длительности промыва 8—10 час. (Газалкентская и Бешкентская плотины); б) на гидроузлах с напором до 4 *м* — 300—450 *м* при длительности промыва 3—4 час. (плотина им. 1 Мая); в) на гидроузлах ферганского типа определяется условиями создания эффективной по борьбе с наносами поперечной циркуляции.

4. В нижних бьефах низконапорных гидроузлов при усиленном водозаборе в последующем происходит интенсивное накопление наносов, что ведет к эксплуатационным затруднениям: образуется свальное течение и водоворотные зоны с размывами берегов. Кроме того, сильный завал приводит к подъему дна русла нижнего бьефа и уменьшению пропускной способности сбросных отверстий. В этих условиях режим эксплуатации верхнего бьефа тесно связан с режимом работы нижнего бьефа. На Газалкентской плотине регулирование нижнего бьефа достигается устройством прорези, ликвидирующей водоворотные зоны и свальное течение потока. В нижнем бьефе Кампырраватской плотины продолжительными промывами наносных отложений в паводок создано направленное устойчивое русло на значительной длине (2,5—3,0 *км*).

На плотине им. 1 Мая регулирование верхнего бьефа обеспечивается благодаря устройству заглубленных отверстий и образованию самоформирующихся русел. Эти же отверстия создают благоприятные условия и в нижнем бьефе: поток с большими погонными расходами, выходящий из заглубленных отверстий плотины, имеет значительную транспортирующую способность и предотвращает завал русла наносами непосредственно за сооружениями.

Такая компоновка гидроузлов вполне возможна в условиях лаборатории. Однако для полного отображения явлений, происходящих в руслах рек, необходимо при исследованиях на модели охватить как можно больший участок русла верхнего и нижнего бьефов, включив характерные естественные изгибы и повороты.

В результате анализа режима промывов мы получили рациональные схемы компоновки гидроузлов для предгорной зоны (рис. 4). Схема предназначена для двухстороннего водозабора на предгорных участках рек с прямым зарегулированным подводящим руслом, создаваемым в пределах достигаемости действия промыва наносов при низконапорных узлах (до 4—5 *м*). Водозабор расположен фронтально в одну линию с плотиной, имеет криволинейный порог и короткую стенку длиной, примерно равной ширине водозабора, для возбуждения местной поперечной циркуляции перед входом в водоприемник. Плотина имеет два типа отверстий: заглубленные, расположенные со стороны водоприемников и имеющие отметку порога на уровне среднего дна рек, и отверстия с повышенными порогами в средней части. Заглубленные рассчитываются на обычные паводковые расходы реки с обеспеченностью 5—10%, остальные —0,1%.

Отводящее русло оформляется прямым выходом со струенаправляющими дамбами длиной не менее ширины фронта плотины (рис. 4, *А*).

Схема *Б* (рис. 4) предназначена для одностороннего водозабора на предгорных участках рек с гравелисто-галечниковыми наносами в русле и напором выше 5 *м*[1].

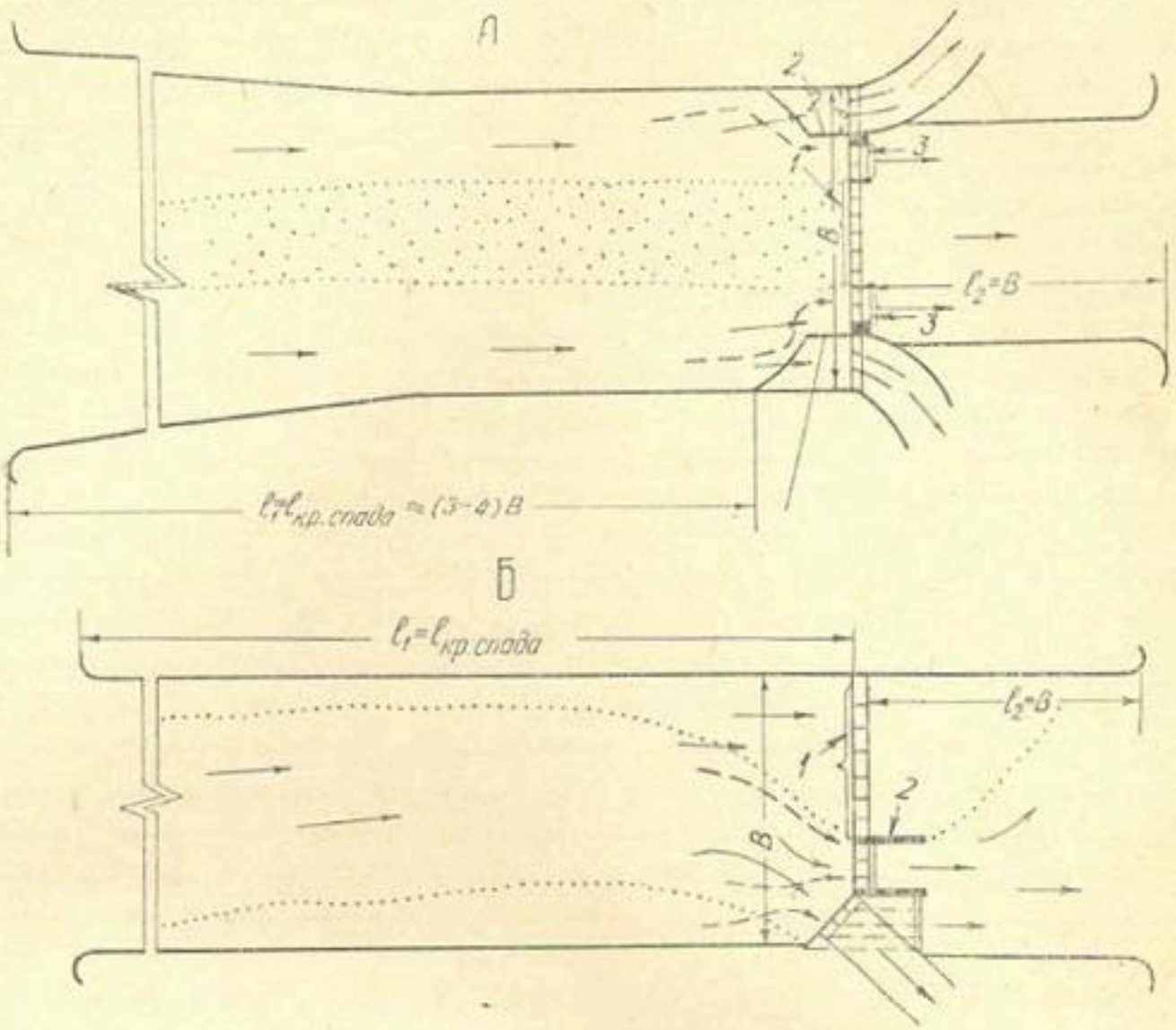



Рис. 4. Рациональные схемы гидроузлов.

*А*—для двустороннего водозабора в предгорных участках рек: *1*—водосливные отверстия, *2*—стенка водозабора, *3*—заглубленные отверстия;
*Б*—для одностороннего водозабора в предгорных участках рек с напором выше 5 *м*: *1*—водосливные отверстия, *2*—раздельная донная стенка.

Подводящее русло должно быть зарегулировано в пределах кривой спада, образующейся при промыве. Для напоров на гидроузле до 7—8 *м* она распространяется на 600—700 *м* вверх по течению, то есть составляет не менее 4 *B*. В нижнем бьефе для предотвращения усиленных сбойных течений в пределах воронки размыва необходимо предусмотреть донную раздельную стенку между заглубленными и водосливными отверстиями плотины (рис. 4, *Б*).

## ЛИТЕРАТУРА

1. Мухамедов А. М., Умаров А. Ю. К исследованию режима потока и движения наносов на горных участках рек. В сб. «Вопросы гидротехники», вып. 6, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1962.
2. Мухамедов А. М. Теория и опыт промыва наносов у водозаборных узлов рек Средней Азии. В сб. «Русловые процессы и гидротехническое строительство», Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1957.
3. Мухамедов А. М. Переустройство водозабора из рек, Известия АН УзССР, серия технических наук, Ташкент, 1957, № 1.

[1] На гидроузлах с напором меньше 5 *м* наилучшие результаты дает применение ферганского типа и в зависимости от процента водозабора — комбинация ферганского типа с послойным делением потока.

4. Мухамедов А. М. Регулирование русла и наносов при водозаборе на примере Верхнезеравшанского гидроузла им. 1 Мая, Труды Всесоюзного координационного совещания по вопросам гидравлики нижних бьефов гидроузлов и пропуска наносов через сооружение, вып. XV, М.—Л., Изд-во «Энергия», 1964.
5. Мухамедов А. М., Сивец Н. Н. Опыт эксплуатации Верхнезеравшанского водозаборного узла им. 1 Мая, В сб. «Вопросы гидротехники», вып. 13, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1963.
6. Мухамедов А. М. Лабораторные исследования верхнего бьефа гидроузла на предгорном участке реки с целью регулирования русла, В сб. «Вопросы гидротехники», вып. 24, Ташкент, Изд-во «Наука» УзССР, 1965.

СОДЕРЖАНИЕ


А. Н. Гостунский. Регулирование потока сквозными конструкциями. . 5

С. Х. Абальянц. Глубина размыва у берегозащитных креплений на Амударье. 15

А. М. Мухамедов, Х. А. Ирмухамедов, Т. Т. Утегалиев. Лабораторные исследования компоновки Бешкентского водозаборного узла на реке Кафириган (Таджикистан). . . . . 29

Р. Р. Абдураупов. Расчет занесения нижнего бьефа низконапорных гидроузлов наносами. . . . . 39

А. А. Кадыров. Некоторые особенности местных размывов за горизонтальным креплением. . . . . 52

Ю. М. Кузьминов, Б. Г. Маллаев. Применение фотоэлектрического метода для исследования турбулентности потока при сопряжении бьефов. . 62

М. П. Мухтаров. О возникновении самоаэрации быстротекущих потоков. . 73

Н. В. Кокая, Б. И. Кировская. Конусные затворы с конусами малых центральных углов . . . . . 80

Н. А. Цветкова. Фильтры из пористого бетона для оснований из мелких заиленных песков и супесей . . . . . 87

Ю. Г. Неклюдов, Б. И. Белесков. Выбор оптимального соотношения основных размеров емкостного датчика пульсации давления. . . 99

А. М. Мухамедов. Некоторые результаты лабораторных исследований по улучшению условий бесплотинного водозабора в каналы Ташсака и Пахтаарна. . . . . 105

А. Ю. Умаров. Оценка коэффициента гидравлического сопротивления бурного потока с большой шероховатостью дна. . . . . 113

Х. И. Заиров. Гаситель энергии в виде группы рассеивающих носков, устроенных на сливной поверхности плотины. . . . . 127

А. М. Мухамедов. Характеристика режима горных и предгорных участков рек и примеры компоновки гидроузлов на них. . . . 134


---


**Коллектив**

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

вып. 27

Редактор *В. В. Чеченина*
Технический редактор *З. П. Горькова*я
Корректор *Е. И. Шер*

Р08264. Сдано в набор 7/VIII-65 г. Подписано к печати 6/IX-65 г. Формат 70×108¹/₁₆=4,5 бум. л. 12,33 печ. л. Уч.-изд. л. 11,0. Изд. № 237. Тираж 650. Цена 92 к.

Типография Изд-ва „Наука" УзССР, 2-я Высоковольтная, 21.
Адрес Издательства: Гоголя, 70. Заказ 1044.