

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО
ХОЗЯЙСТВА СССР

Среднеазиатский ордена Трудового Красного
Знамени научно-исследовательский институт
имени В. Д. Журина (САНИИРИ)

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

Выпуск 147

(Гидротехнические сооружения на
гидромелиоративных системах)

стр. 114

стр. 119

Ташкент—1975

УДК.627.81626,01.

В сборнике рассматриваются теоретические вопросы гидравлики сооружений; предлагаются сифонные водозаборы и сифонные водовыпуски насосных станций; излагаются вопросы регулирования потока и выправления русла, влияние занесения нижних бьефов на пропускную способность сбросных отверстий; натурные исследования волн перемещения в каналах, защита берегов р. Амударьи от размыва и др.

Сборник рассчитан на научных сотрудников, проектировщиков, работников водохозяйственных организаций, преподавателей и студентов институтов гидротехнического профиля.

Редакционная коллегия:

В.А.Духовный (отв.ред.САНИИРИ), Абдужабаров А.А., Алимов Р.А., Аманов Х.А.(зам.ред.ТуркменНИИГим), Аскарлов Х.А., Белоцерковский К.И., Жулаев А.Ж. (зам.ред.КазНИИВХ), Валентини Г.Г., Дерлятка Т.И., Кеберле С.И., Лактаев Н.Т., Машков В.Н., Мухамедов А.М. (зам.ред.), Пулатов У.Ю., Якубов Х.И. (зам.ред.).

Среднеазиатский научно-исследовательский институт ирригации им.В.Д.Журина
(САНИИРИ), 1975 г.

А.М.МУХАМЕДОВ
доктор техн. наук, профессор
Р.Р.АБДУРАУПОВ
канд.техн.наук, зав.лабораторией
З.Н.НУРИТДИНОВ
мл.научный сотрудник
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

К ВОПРОСУ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТРАНСПОРТИРУЮЩЕЙ
СПОСОБНОСТИ ПОТОКА ПРИ ДВИЖЕНИИ ПЕСЧА-
НЫХ НАНОСОВ

Распределение в установившемся потоке осредненных во времени значений мутности отвечает равновесию процессов взвешивания и осаждения наносов как в толще потока, так и в придонном его слое. Это условие совпадает с отсутствием односторонних деформаций русла — размывов и заиления. Расход наносов в этом случае определяет транспортирующую способность, т.е. возможность его переносить какое-то количество наносов определенной крупности.

Понятие "транспортирующая способность" используется при решении многих теоретических и практических задач о движении наносов и деформации речного русла.

Транспортирующую способность потока можно характеризовать через среднюю мутность, отвечающую тому насыщению потока, при котором она реализуется. Знание этого вопроса особо важно в условиях р.Амударьи, где осуществляется интенсивный отбор воды для орошения. На практике обычно стараются брать воду без наносов или же с меньшим их количеством. За счет этого увеличивается мутность потока в реке ниже створа водозабора.

По мере увеличения количества наносов растет уклон свободной поверхности и уменьшается глубина потока. Следовательно, при формировании русла поток, изменяя свою глубину, ширину в зависимости от расходов воды и наносов, все время стремится поддержать свое динамическое равновесие. Увеличение од-

ной величины приводит к уменьшению другой и наоборот / 1, 2 /.

Для определения расхода наносов, рассмотрим схему, согласно которой первоначальная величина поперечного сечения потока, в связи с замедлением интенсивности движения наносов, уменьшается на величину $\Delta\omega$. Тогда площадь поперечного сечения потока при интенсивном движении наносов будет иметь следующий вид:

$$\omega = \omega_1 - \Delta\omega. \quad (I)$$

Для определения первой части уравнения (I), рассмотрим движение жидкой и твердой фазы отдельно. При этом следует учесть положение, что два потока подобны между собой, т.е. $\frac{u_1}{W} = idem$, где u_1 - первоначальная скорость; W - гидравлическая крупность наносов.

Из $\frac{u_1}{W} = idem = \alpha$ находим $\omega_1 = \frac{Q}{\alpha_1 W}$. Аналогично можно написать и для средней скорости движущихся наносов. Допустим, что $\frac{u_r}{W} = idem = \alpha_2$. Выразив скорость движения наносов u_r через $\frac{Q_r}{\Delta\omega}$ и произведя преобразование, получим: $\Delta\omega = \frac{Q_r}{\alpha_2 W}$.

Подставив в равенство (I) значения площадей ω и $\Delta\omega$, имеем:

$$\omega = \frac{Q}{\alpha_1 W} - \frac{Q_r}{\alpha_2 W}.$$

При отсутствии движения наносов, т.е. при $Q_r = 0$ получим численное значение α_1 в виде

$$\alpha_1 = \frac{Q}{\omega_1 \cdot W} = \frac{u_0}{W}.$$

Следовательно,

$$\omega = \frac{Q}{u_0} - \frac{Q_r}{\alpha_2 W}.$$

После преобразования получим:

$$\mu = \alpha_2 W \left(\frac{1}{u_0} - \frac{1}{u} \right) = \frac{\alpha_2 W}{u} \left(\frac{u}{u_0} - 1 \right) = f(W, \frac{u}{u_0} - 1), \quad (3)$$

где u_0 - неразмывающая скорость потока, определяемая с учетом критерия режима движения потока / 3 /.

По данным опытов, проведенных при различных расходах воды и наносов / 4 / (с крупностью песка $\alpha = 0,23$ мм) для

определения полной транспортирующей способности, получена зависимость (в кг/м^3) в виде

$$\mu = 8 \frac{W}{U} \left(\frac{U}{U_0} - 1 \right)^{2,5}. \quad (4)$$

Полученная формула отражает общую транспортирующую способность и по структуре близка к некоторым существующим, но отличается от них параметром и показателем степени. Однако при движении песчаных наносов часть их в зависимости от скорости потока взвешивается, а остальная транспортируется у дна в виде перемещающихся гряд — эти наносы обычно относятся к донным.

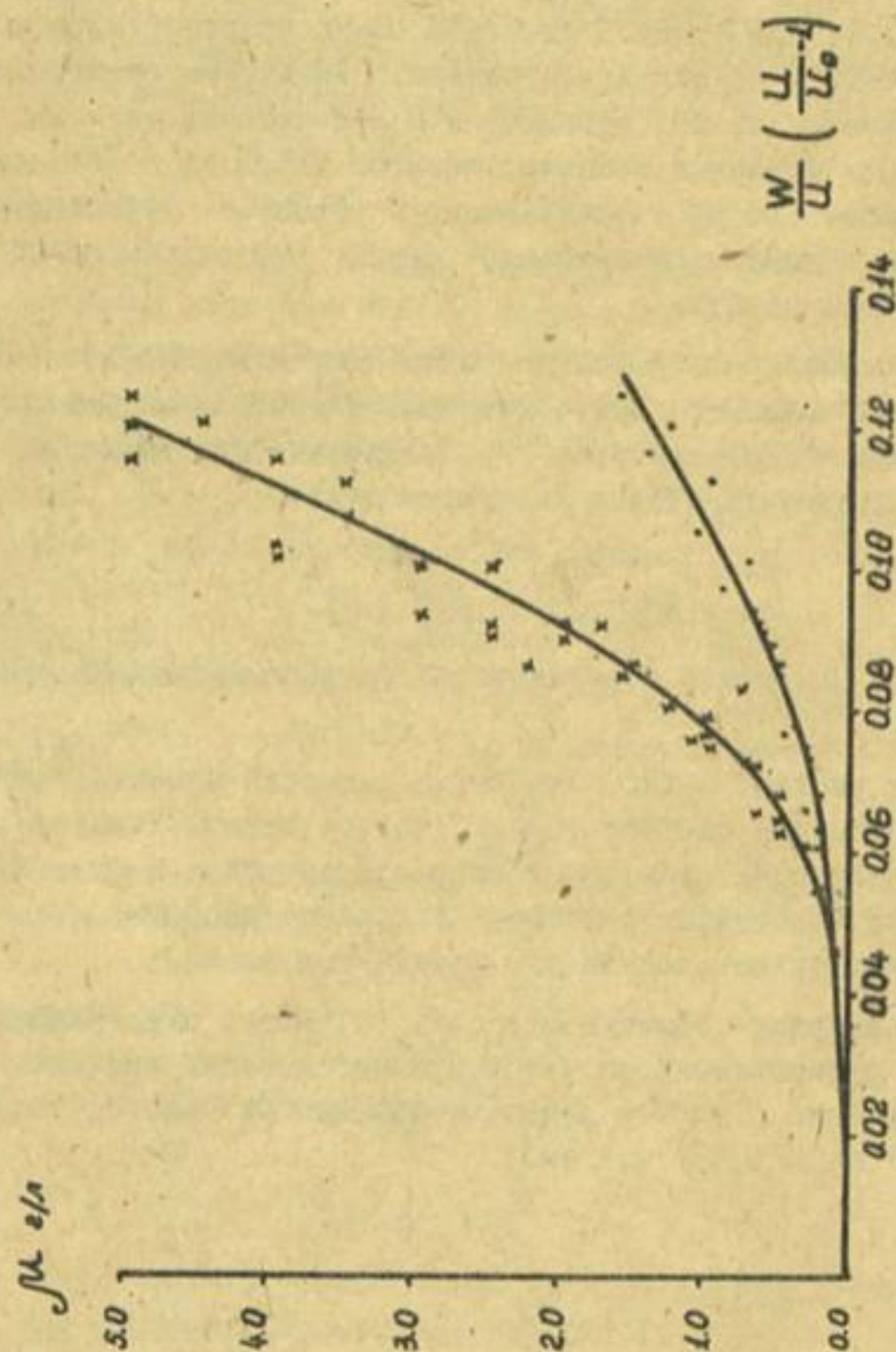
Специально выполненные опыты позволили выделить донные наносы от общих. На основании экспериментальных данных был составлен график (рисунок), аналитическое выражение которого представляется в следующем виде:

$$\mu_{\text{дон}} = 4,0 \frac{W}{U} \left(\frac{U}{U_0} - 1 \right)^2. \quad (5)$$

Значение U_0 можно определить из ранее выполненных опытов / 3 /.

Из рисунка видно, что когда в потоке имеется наименьшая избыточная скорость $\frac{U}{U_0}$, то все наносы движутся у дна. Увеличение избыточной скорости приводит к образованию в потоке взвешенных наносов. Чем больше скорость, тем больше относительное количество взвешенных наносов.

Полученные зависимости (4), (5) могут быть использованы для практических расчетов при определении значения мутности потока с учетом донных и взвешенных наносов с крупностью $d_{\text{ср}} = 0,1 + 0,5$ мм.



Зависимость мутности от изменения относительной скорости по-
тока: 1-общая и 2-донная мутности.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. А б д у р а у п о в Р.Р. - К вопросу о механизме и формах движения наносов, Изв. АН УзССР, серия техн. наук, № 5, 1958.
2. Г о н ч а р о в В.Н. - Движение наносов, ОНТИ, М.-Л., 1938.
3. М у х а м е д о в А.М., А б д у р а у п о в Р.Р., Н у р и т д и н о в З.Н. - Выбор расчетной формулы неразмывающей скорости для амударьинского песка. Труды САНИИРИ, выпуск 135, Ташкент, 1972.
4. А б д у р а у п о в Р.Р., Н у р и т д и н о в З.Н. - Образование и разрушение гряд при насыщении потока мелкопесчаными наносами. Доклады ВАСХНИЛ, выпуск 2, 1975.

Р.Р. АБДУРАУПОВ
канд. техн. наук
З.Н. НУРИТДИНОВ
инженер

(САНИИРИ им. В.Д. Журина)

КИНЕМАТИЧЕСКАЯ СТРУКТУРА ПОТОКА ПРИ ГРЯДОВОМ СТРОЕНИИ ДНА

Для раскрытия физики явления русловых процессов необходимо прежде всего знать законы турбулентного движения жидкости.

При движении мелкопесчаных наносов дно рек обычно деформируется и принимает грядовую форму. Структура потока и гидродинамические характеристики при этом отличаются от характеристик, свойственных ровному дну / I /. Экспериментальные исследования характеристик турбулентности потоков воды были выполнены в лотке с подвижным дном методом киносъемки. Это позволило наблюдать картину движения потока без измерительных инструментов, неизбежно искажающих его характер. Для фиксации пульсаций скорости в лоток одновременно с наносами подавались шарики-индикаторы. С получением равномерного установившегося режима движения воды и формированием донных гряд после введения в поток импульсионных шариков производилась киносъемка. В процессе съемки снимался полный продольный профиль гряды, включая ее гребень и водоворотную зону.

Таким образом, фиксируя положение импульсионных шариков и траектории их движения, а также измеряя отрезки траекторий и принимая их за основу для вычислений продольных и вертикальных проекций импульсионных шариков, нами при помощи ЭВМ "Минск-22" на основании специально разработанной программы были получены кинематические и турбулентные характеристики потоков на различных точках поверхности гряды. Эти опыты проводились при различных расходах воды и

песчаных наносов. По мере увеличения расходов наносов размеры и формы донных гряд изменялись.

На рис. I в качестве примера приведены результаты опыта № 13, при $q = 4,0$ л/с; $\mu = 2,0$ г/л; $u_{\text{ср. над гребнем гряды}} = 46,2$ см/с (скорость кинокамеры $V_k = 48$ кадр/с).

Из рисунка видно, что при насыщениях относительным количеством мелкопесчаных наносов $\mu = 2,0$ г/л наблюдается относительное уменьшение высоты и длины гряды и увеличение скорости перемещения гребня гряд по сравнению с опытами при меньшем насыщении.

Гребень гряды имеет удлиненную пологую форму, а вихревая зона составляет $20 + 30\%$ от общей длины гряды. Составляющие пульсации скорости вдоль гряды изменяются очень мало и резко возрастают в водозаборной зоне. Вертикальная составляющая пульсации скорости изменяется вдоль гряды, минимальное значение имеет на гребне, максимальное — в вихревой зоне. Продольная составляющая пульсации скорости максимальные значения также имеет в вихревой зоне, а вдоль гряды изменяется очень мало.

Для получения аналитических зависимостей изменения интенсивности турбулентности были использованы данные опытов по створам, соответствующим гребню гряд, на основании которых составлены соответствующие графики (рис. 2). Из графиков видно, что при максимальных крутизнах гряд наблюдается максимальная интенсивность турбулентности, что соответствует минимальному количеству наносов, а уменьшение крутизны гряд приводит к уменьшению интенсивности турбулентности потока. Причем, уменьшение интенсивности турбулентности вертикальных составляющих ($\frac{\sigma_v}{u_{\text{ср.}}}$) значительнее уменьшения интенсивности турбулентности продольных составляющих ($\frac{\sigma_u}{u_{\text{ср.}}}$) пульсации.

При максимальных крутизнах интенсивность турбулентности вертикальной составляющей скорости больше, чем это наблюдается при малых крутизнах гряд. Следовательно, при сплошном влечении / 2 / наносы движутся, в основном, под

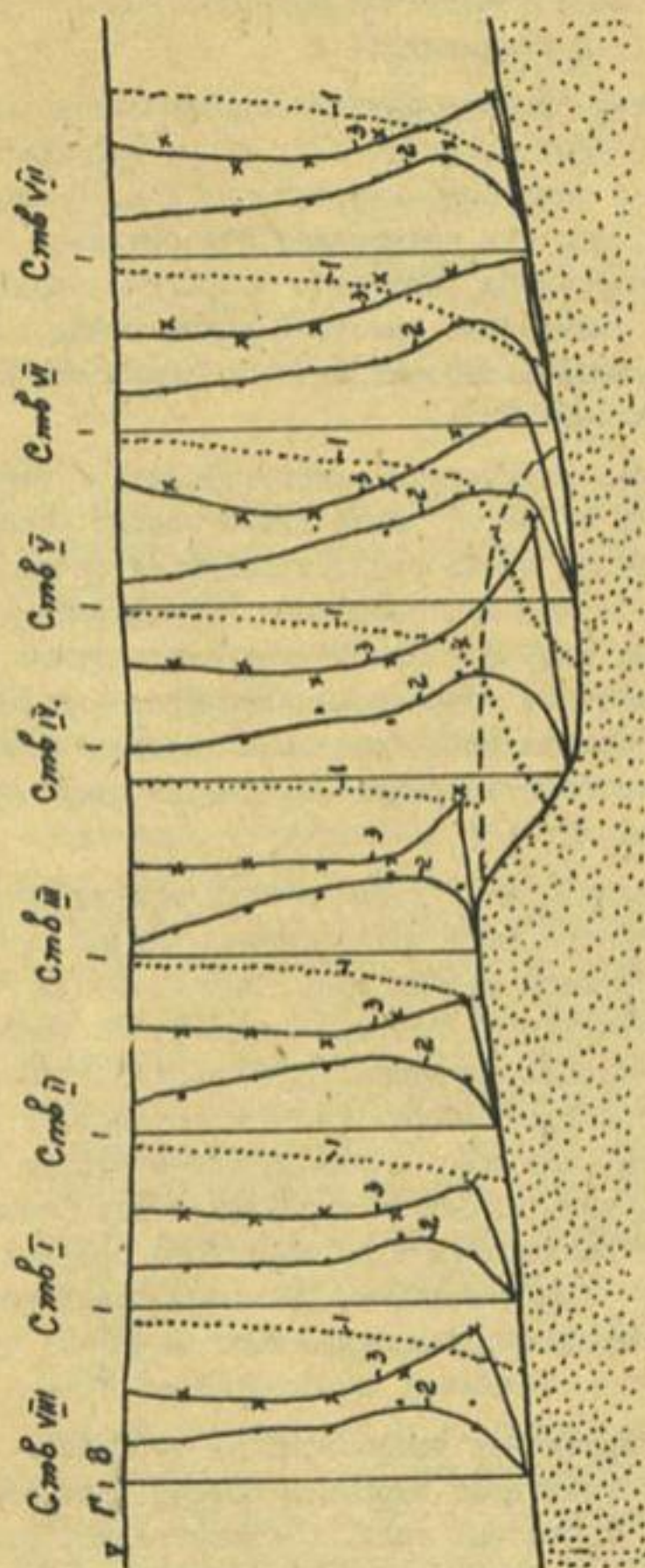


Рис. I. Распределение осредненных и пульсационных скоростей по глубине потока вдоль гряды и в вихревой зоне ($M:I \text{ см} = 20 \text{ см/с}$): 1 - осредненные скорости потока; 2 - осредненные скорости отклонения вертикальной составляющей пульсации скоростей; 3 - осредненные скорости отклонения продольной составляющей пульсации скоростей.

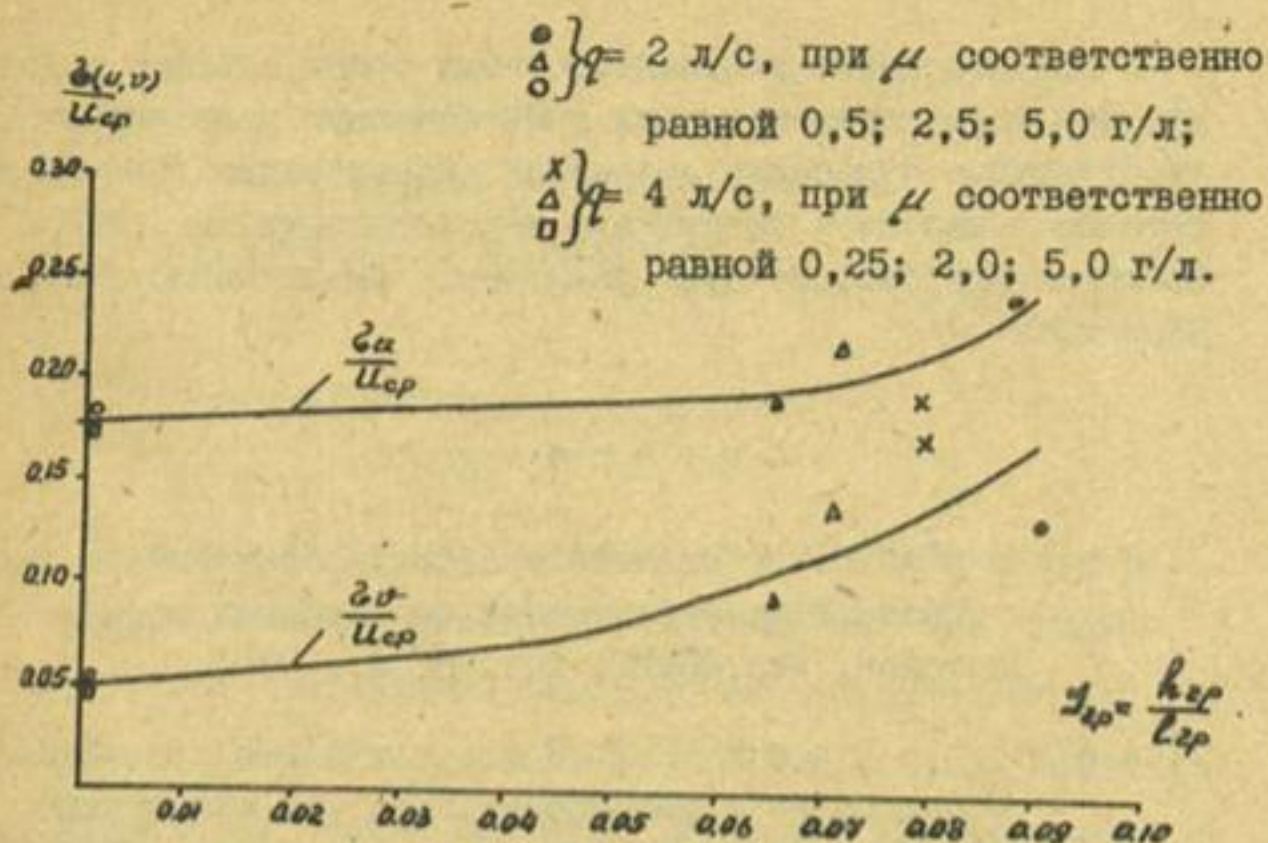


Рис. 2. Зависимость интенсивности турбулентности от изменения крутизны гряд.

действием продольных составляющих пульсации скоростей.

В результате обработки данных опытов получены формулы, характеризующие изменение интенсивности турбулентности в зависимости от изменения крутизны гряд:

$$\frac{\sigma_u}{u_{cp}} = 0,18 + 1,78 (\tau_{гр.})^{3,4}; \quad (1)$$

$$\frac{\sigma_v}{u_{cp}} = 0,05 + 5 (\tau_{гр.})^{1,67}, \quad (2)$$

где σ_v, σ_u — среднеквадратичные отклонения соответственно продольной и вертикальной составляющих пульсаций скорости;

u_{cp} — средняя скорость потока;

$\tau_{гр.}$ — крутизна гряд.

На основании изложенного выше можно сделать вывод, что при формировании донных гряд основную роль играют турбулентные пульсации скоростей. Образование гряд на дне потоков приводит к увеличению шероховатости дна, что, в свою очередь, способствует увеличению интенсивности турбулентности.

Л и т е р а т у р а

1. К н о р о з В.С. Влияние грядовой формы дна на характеристики турбулентности безнапорных водных потоков. Изв.ВНИИГ, вып.78, Л., 1965.
2. А б д у р а у п о в Р.Р., Н у р и т д и н о в З.Н. Образование и разрушение гряд при насыщении потока мелкопесчаными наносами. Доклады ВАСХНИЛ, вып.2, изд-во "Колос", М., 1975.

Н.В.КУРАЧЕВА

мл. научный сотрудник
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

О СТРУКТУРЕ ЖИДКИХ ОСАДКОВ

Изучение процессов развития склоновой эрозии, а также формирования твердой составляющей селевых потоков показало, что эти явления особенно интенсифицируются в период выпадения жидких осадков, главным образом ливневого характера. Осадки при этом выступают как активный агент почвенной эрозии, что наглядно можно представить, если рассматривать падающие дождевые капли как носителей кинетической энергии, расходуемой на разрушение почвы при ударе о нее капель.

Разрушающая активная деятельность дождей находится в прямой зависимости от размеров капель, достигающих поверхности почвы. Об этом упоминается во многих работах /I-4/, но конкретных сведений о размерах дождевых капель, особенно в приземном слое, в литературе очень мало.

Нами проводились исследования спектров и разрушающего действия капель впервые для условий Средней Азии в бассейне Сукокская, расположенного в отрогах Чаткальского хребта. Для определения размеров капель, достигающих поверхности почвы, применяли метод получения их отпечатков на фильтровальной бумаге.

Обработано 500 спектров (проб), полученных за 48 дождей различной интенсивности, выпадавших в разные сезо-

ны года. При обработке проб подсчитывалось число капель в определенных интервалах размеров. Для каждой пробы рассчитана интенсивность (в мм/ч) выпадения осадков:

$$J = \frac{6\sqrt{\pi}}{\pi \ell} \sum n_i d_i^3,$$

где J — площадь бумаги, на которую брались пробы;

ℓ — время экспонирования; n_i — число капель

i -го интервала; d_i — диаметр капель i -го интервала.

Полученные интенсивности дождя, представляющие практически ее мгновенные значения, сравнивались с показаниями плевниографа для соответствующего промежутка времени.

Интересно отметить, что для малых промежутков времени — 1–2 с, — в течение которых мы экспонируем бумагу, плевниограф недостаточно чувствителен. Интенсивность дождя, особенно ливневого, может меняться в течение очень короткого времени. В связи с этим заметим, что принятый ныне гидрометслужбой метод обработки плевниограмм по 10-минутным интервалам значительно сглаживает импульсы интенсивности дождя и не позволяет зафиксировать максимальные ее значения. Но именно экстремальная интенсивность дождя даже в течение 2–3 мин. может вызвать значительные изменения в поверхностном стоке и разрушения почвенного покрова.

Для характеристики структуры жидких осадков полученные спектры представлены в виде гистограмм (рис. I), где на оси абсцисс отложены размеры капель в мм, на оси ординат — логарифмы числа капель. Как видно, характер распределения капель в пробах следующий: наибольшее число составляют мелкие капли диаметром от 0,2 до 1,0 мм; с увеличением размеров капель число их в спектре резко

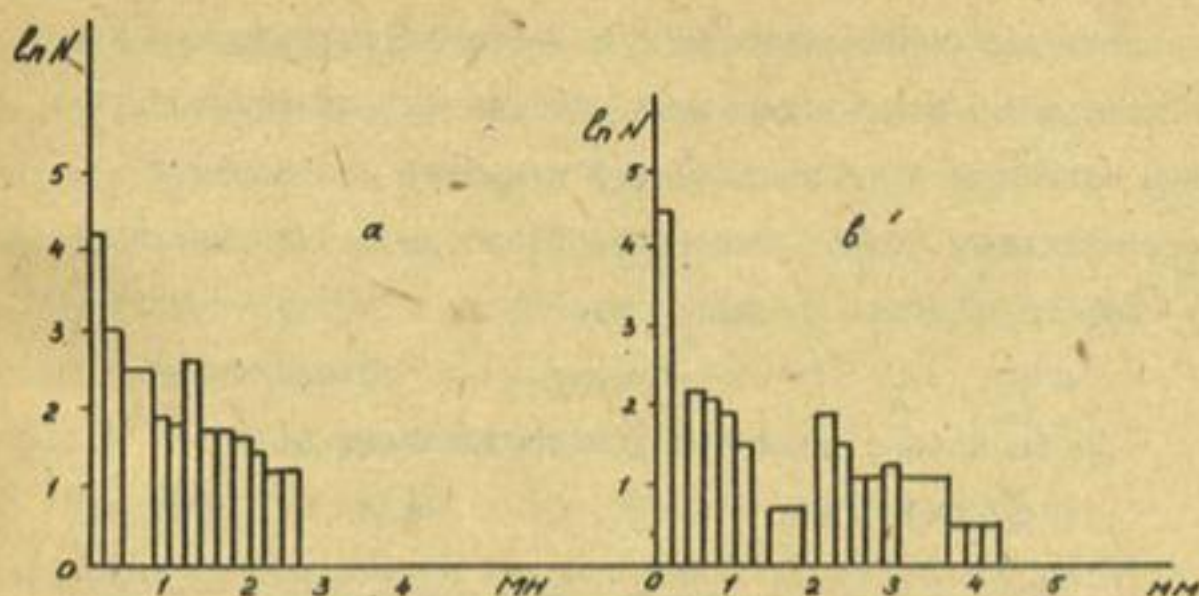


Рис. 1. Гистограмма спектров осенних (а) и весенних (б) дождей при интенсивности 0,1 мм/мин.

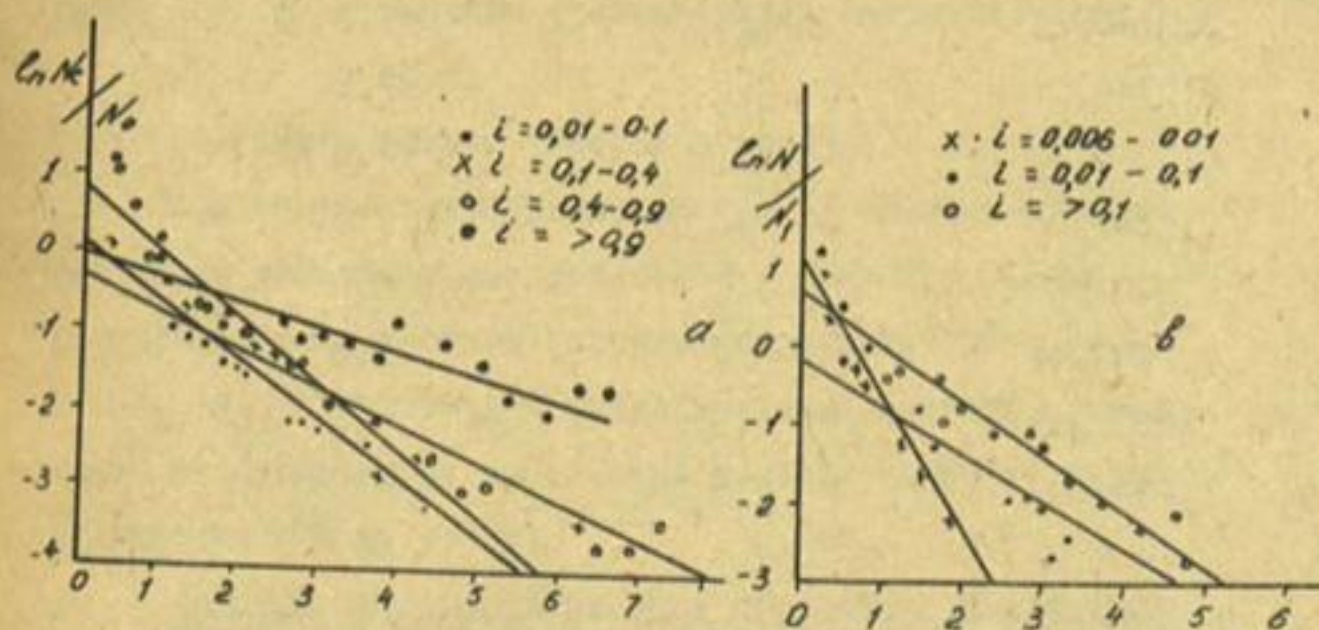


Рис. 2. График связи спектров капель весенних (а) и осенних (б) дождей с их интенсивностью (мм/мин).

падает. Ширина спектра зависит от интенсивности дождя: с возрастанием интенсивности в спектре появляются капли большего диаметра. Максимальный размер капель может быть разным даже при одинаковой интенсивности, это зависит от особенностей дождя (ливневый, грозовой и т.д.) и сезона года, в котором он выпадает.

Таблица I

Максимальные диаметры дождевых капель по
сезонам года

Интенсивность дождя, мм/мин	Максимальный диаметр (d_{max}), мм	
	весна-лето	осень
0,005-0,01	1,4	1,8
0,01-0,03	1,6	1,2
0,03-0,07	2,4	2,8
0,07-0,12	3,5	2,8
0,12-0,2	3,0	2,8
0,2-0,35	3,5	2,6
0,35-0,45	4,0	3,0
0,45-0,65	3,5	3,5
0,65-1,0	6,5	-
> 2,5	7,0	-

Присутствие капель определенного размера в спектре зависит, очевидно, не только от интенсивности осадков, но и от ряда физических процессов (слияние, разбрызгивание капель и т.д.), происходящих в облаках, и при падении до их соприкосновения с поверхностью почвы. Совершенно справедливо отмечают Т.Н.Заболоцкая и Б.Е.Фишман /5/, что близкие значения интенсивности дождя - не всегда достаточное усло-

вие близости спектров размеров капель, т.е. близости их функций распределения. Этими авторами предлагается применить метод статистического критерия Н.В.Смирнова при обработке спектров дождевых капель, полученных ими также с помощью фильтровальной бумаги в Кагарлыке в 1967 г. Этот критерий позволяет решить вопрос о принадлежности случайно взятых выборок к одной генеральной совокупности.

При этом для каждой пробы строится экспериментальная функция распределения числа капель по интервалам размеров, и для каждой пары проб определяется параметр Смирнова (D_0):

$$D_0 = \frac{\sup(F_1 - F_2) \sqrt{n_1 \cdot n_2}}{\sqrt{n_1 + n_2}},$$

где F_1 и F_2 - функции распределения выбранной пары проб;

n_1, n_2 - объемы выборок в пробах.

Полученное значение параметра D_0 сравнивается с выбранным доверительным уровнем λ . Если $D_0 < \lambda$, то спектры относят к одной генеральной совокупности, а при $D_0 \geq \lambda$ гипотеза о принадлежности к одной совокупности отбрасывается, т.е. такие спектры не могут быть объединены в одну точку.

По этой методике нами были обработаны полученные спектры дождевых капель. Был выбран 10%-ный доверительный уровень значимости, при котором $\lambda = 1,23$.

Таким образом, был получен ряд совокупностей, и затем для них вычислены статистические параметры, приведенные в табл. 2.

Таблица 2

Статистические параметры спектров дождевых капель

Период наблюдений	Интервал интенсивности, мм/мин	M_X мм	D_X	σ
Весна-лето	0,005-0,01	0,505	0,457	0,676
	0,01-0,1	0,617	0,470	0,686
	0,1-0,4	0,839	0,306	0,553
	0,4-0,9	1,061	0,776	0,881
	0,9			
Осень	0,005-0,01	0,426	0,094	0,307
	0,01-0,1	0,585	0,327	0,572
	0,1			

Здесь M_X — средний наиболее вероятный диаметр капель для данной интенсивности дождя; D_X — дисперсия;

σ — среднее квадратичное отклонение.

При такой обработке выяснилось, что структура жидких осадков зависит как от интенсивности, так и от сезона выпадения дождей.

С увеличением интенсивности дождя растет M_X , т.е. математическое ожидание наиболее вероятного диаметра. В то же время для весенне-летних дождей M_X выше, чем для осенних в тех же интервалах интенсивности.

Результаты исследований показывают, что спектры можно объединять и осреднять в определенных границах интенсивности дождя и с учетом характера последнего. Для объединенных спектров нами проведены расчеты коэффициентов корреляции, получены уравнения регрессии для каждого интервала интенсивности и составлены графики (рис. 2 а, б).

Применение статистического критерия Н.В.Смирнова позволило систематизировать накопленный обширный экспериментальный материал. Однако следует отметить, что указанный критерий – формальный статистический прием, не учитывающий всех особенностей природных явлений, происходящих например, при формировании спектра дождевых капель. Последнее зависит от целого ряда аэросиноптических условий, складывающихся в определенной метеорологической обстановке.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Ш в е б с Г.И. Энергетическая оценка естественных и искусственных дождей, в кн. "Метеорология, климатология и гидрология", вып.2, Киев, 1966.
2. М у ч н и к В.М. О распространении капель дождя, Труды УкрНИГМИ, вып. I, 1954.
3. Ш и ш к и н Н.С. Размеры капель дождя. "Природа", М., № 10, 1954.
4. Б и т ю к о в К.К. Величина дождевых капель и их воздействие на почву. "Метеорология и гидрология", № 6, 1952.
5. З а б о л о ц к а я Т.Н., Ф и ш м а н Б.Е. Об изменчивости спектра капель в дожде. Труды УкрНИГМИ, вып.82, 1969.
6. Б о р о в к о в А.А., М а р к о в а Н.П.,
С ы ч е в а Н.М. Таблицы критериев Н.В.Смирнова для однородности двух выборок, Изд. АН СССР, Новосибирск, 1964.

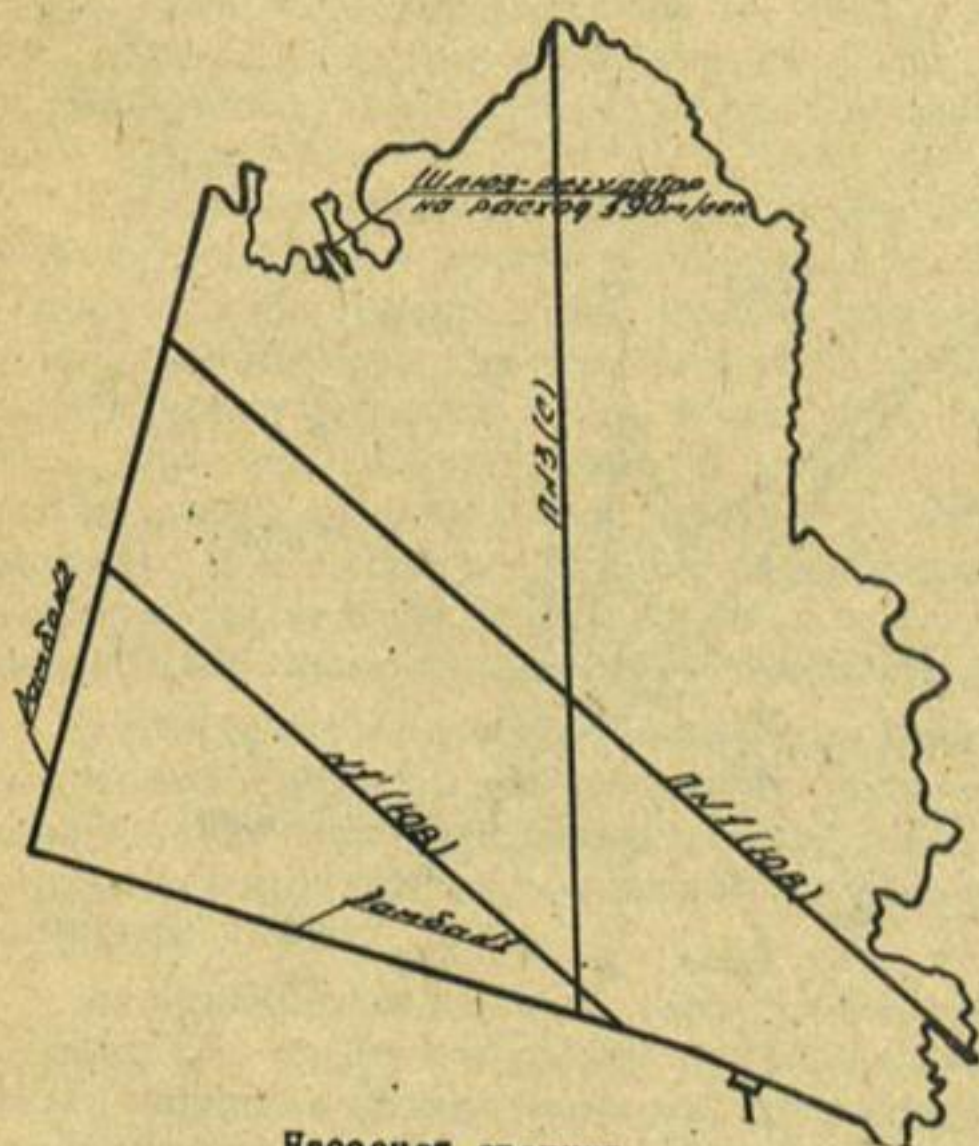
И. В. ОСАДЧАЯ
ст. научн. сотрудник
(САНИИРИ им. В. Д. Журина)

РАСЧЕТНАЯ СКОРОСТЬ ВЕТРА И ВЫСОТА ВЕТРОВОЙ ВОЛНЫ ДЛЯ ДАМБ ОДЫРДАГСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Одырдагское водохранилище — отстойник, предназначенный для очистки мутной амударьинской воды, отбираемой в Каршинский магистральный канал, намечено создать в урочище Одырдаг — естественном понижении на правом берегу Амударьи. С юга водохранилище ограждается дамбой № 1 длиной 9 км, с запада — дамбой № 2 длиной 7 км (рис. 1). Максимальная высота дамб 20 м. Водохранилище наполнится закачкой с помощью насосной станции и не будет сбрасываться; у него постоянно будет поддерживаться НПУ. Уровень воды в водохранилище — отстойнике будет постоянно повышаться и к концу его полного заполнения достигнет 2,5 м³. Дамбы обвалования по мере повышения уровня воды будут наращиваться.

При проектировании крепления напорных откосов плотин большое значение имеет правильное определение ожидаемой расчетной высоты волны, которое возможно лишь на основе правильного учета всех особенностей ветрового режима района будущего водохранилища. В основу расчета ветрового режима Одырдагского водохранилища положены данные срочных наблюдений за ветром по ближайшей к району водохранилища метеостанции Керки за 10 лет (с 1964 по 1973 год). Специальная обработка материалов по направлению и скорости ветра дала возможность охарактеризовать распределение ветра в пределах каждого из 16 румбов.

Ветровой режим района метеостанции характеризуется преобладанием ветров северного, северо-западного и юго-восточного направлений (рис. 2). Максимальная скорость ветров северных и северо-западных направлений — 16 м/с, юго-восточных — 20 м/с. Ветры скоростью 15 м/с и более наблю-



Насосная станция
(18 агрегатов) $Q_{расх.} = 590 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Рис. I. Схема Одырдагского водохранилища-
отстойника: $V - 500 \text{ млн. м}^3$
 $F - 72 \text{ кв. км}$
 $H_{такс.} - 15 \text{ м}^2$

даются редко - в среднем 2-3 случая за год (рис.2).

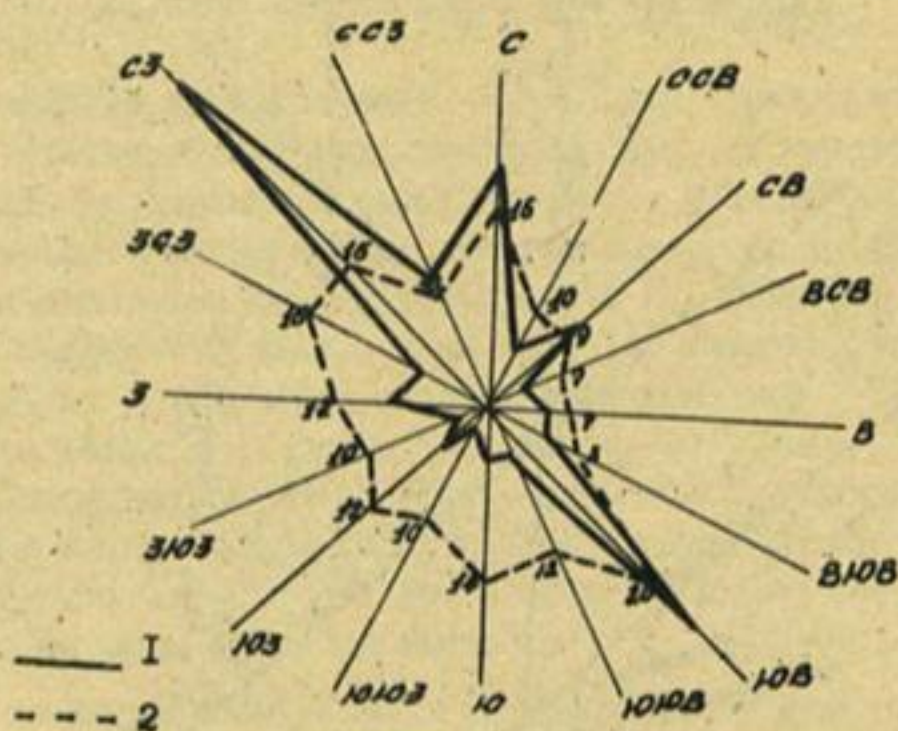


Рис.2. Роза ветров по ст.Керки (1964-1973 гг.):

$C-W_{max}$ - 16 м/с; 1 - число случаев;
 C_3-W_{max} - 16 м/с; 2 - макс. скорость
 $ЮВ-W_{max}$ - 20 м/с; ветра.

Из рис. I и 2 видно, что из всех направлений ветра для дамб представляют опасность волнения, вызываемые ветрами С (дамба № I) и ЮВ (дамба № 2) направлений. Этим направлениям ветров соответствуют максимальные разгоны волн, наибольшие глубины, лобовые или близкие к ним удары волн об откосы дамб. Волнение, вызываемое ветрами С и ЮВ направлений, скажется на значительной длине дамб. Для опасных направлений вычислены и построены фактические кривые распределения ветра.

В расчете устойчивости дамб на волновое воздействие интерес представляет верхняя часть кривой распределения скоростей ветра, имеющих малые проценты обеспеченности. Величины повторяемости этих скоростей ветра неизмеримо малы по сравнению с остальной частью объема распределения. Так, по ст. Керки за 10 лет для ветров ЮВ направления из 2571 случая срочных наблюдений имел место всего 1 случай со скоростью 20 м/с. Поэтому характер распределения максимальных скоростей ветра не может быть учтен с достаточной точностью одной только фактической кривой распределения ветра.

Расчетные скорости ветра определялись выравниванием фактической кривой распределения путем применения теоретических кривых Пирсона первого и третьего типов, параметры которых выявлены методом моментов по материалам срочных наблюдений.

При сравнении на клетчатке вероятностей (рис. 3) биномиальной кривой (Пирсона третьего типа) и кривой первого типа с натурными точками оказалось, что теоретическая кривая Пирсона третьего типа лучше соответствует натурным точкам, а кривые обеспеченности, построенные по распределению Пирсона первого типа, дают заниженные значения при малых процентах обеспеченности. Поэтому в дальнейшем расчете использованы кривые распределения Пирсона третьего типа.

Расчетная максимальная скорость ветра для сооружений Одырдагского водохранилища должна иметь 2 %-ную обеспечен-

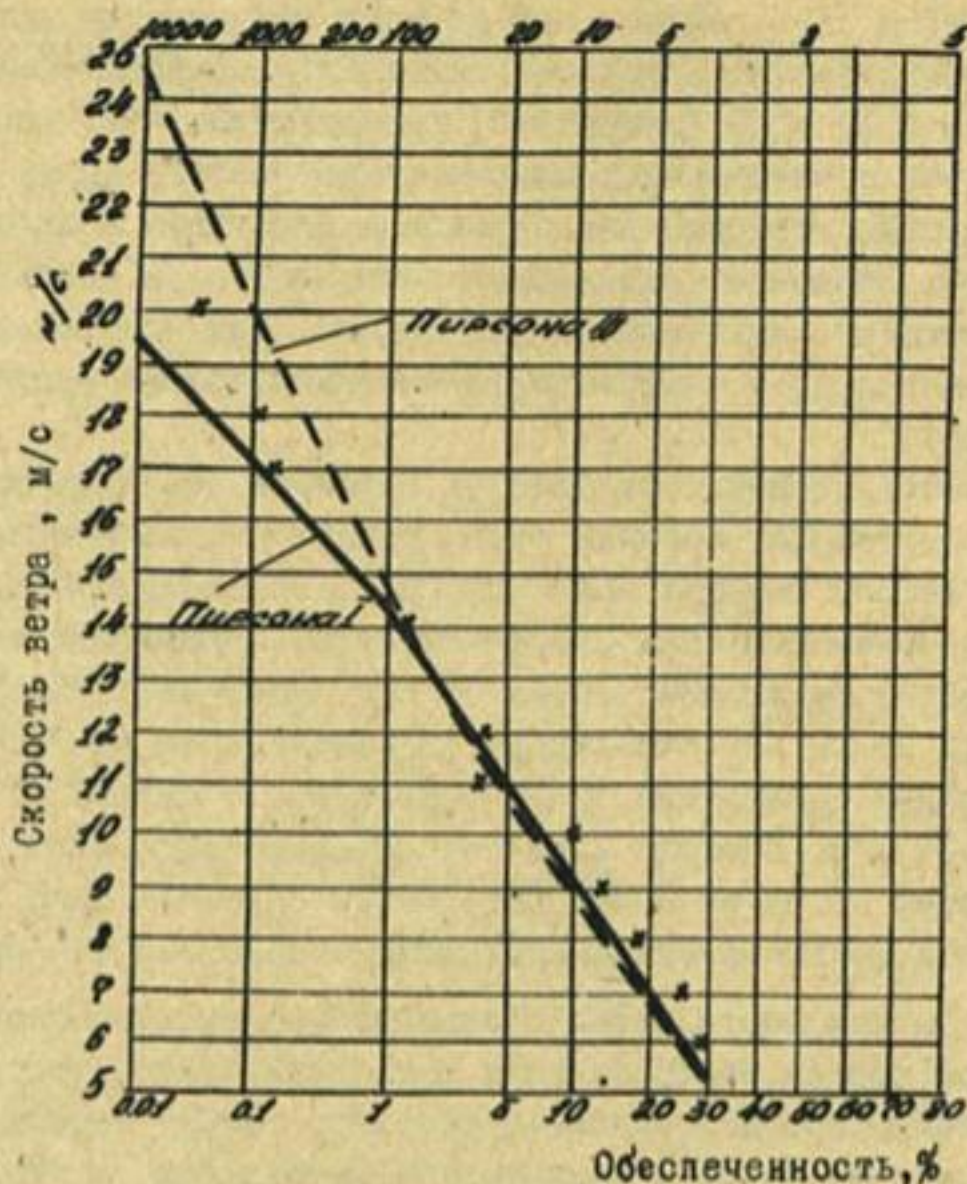


Рис.3. Кривые обеспеченности ветра СВ направления по метеостанции Керки за 1964–1973 гг.

ность во времени. Для перехода от обеспеченности в ряду наблюдений к обеспеченности во времени использовано соотношение следующего вида:

$$P = \left[1 - \left(1 - \frac{p}{100} \right)^m \right] \cdot 100,$$

где m – среднее число случаев в году; p – процент обеспеченности в ряду наблюдений; P – процент обеспеченности во времени.

При большом m использовано вытекающее из этого соот-

ношения равенство $\rho = \frac{P}{m}$.

В результате обработки материалов метеостанции Керки, расположенной в аэропорту г. Керки на расстоянии 40 км от района будущего водохранилища, получены расчетные скорости ветра 2%-ной обеспеченности. Для С направления она равна 19,35 м/с; для ЮВ – 23 м/с. Для выяснения вопроса, насколько правильно материалы Керкинской станции отражают фактический ветровой режим района будущего водохранилища, были проведены синхронные наблюдения за ветром в этих двух пунктах. Наблюдения в районе водохранилища проводились в апреле-мае 1974 г. при помощи анеморумбографа М-12, который дает суточную запись направлений ветра и одновременно показывает среднюю скорость его (в м/с) за каждые 10 мин.

При сопоставлении наблюдений за ветром в двух пунктах по часам суток обнаружено частое совпадение ветра по направлению действия. Преобладающими ветрами в районе водохранилища, как и в районе метеостанции Керки, являются ветры С, СЗ и ЮВ направлений: ветровой режим станции Керки в общих чертах повторяется в районе водохранилища. В результате математической обработки всего ряда наблюдений получены уравнения линий регрессии. На рис. 4 графически представлены осредненные зависимости скорости ветра на водохранилище (У) от скорости ветра на метеостанции (Х).

Для С – СВ направлений они имеют следующий вид:

$$y = 1,1x + 2,2;$$

для В – ЮВ направлений – $Y = 0,95x + 2,2$.

Уравнения регрессии дают некоторое увеличение скорости ветра в районе водохранилища по сравнению с метеостанцией.

Расчетные скорости ветра 2%-ной обеспеченности в районе водохранилища (с учетом корреляционной связи между скоростями ветра на метеостанции Керки и в районе водохранилища), соответственно, для С – $W_{2\%} = 1,1 \times 19,35 + 2,2 = 23,5$ м/с, ЮВ – $W_{2\%} = 0,95 \times 23,0 + 2,2 = 24$ м/с.

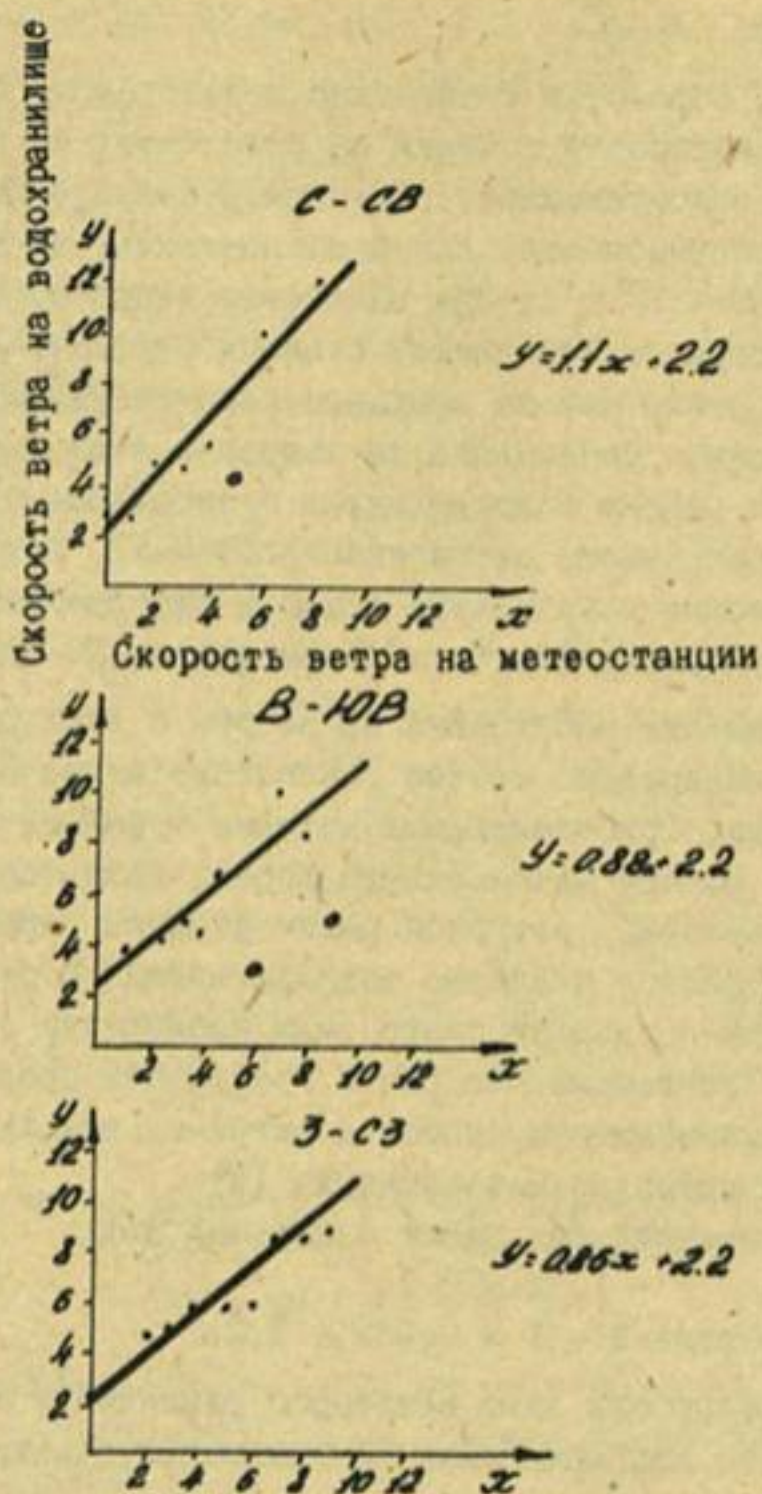


Рис. 4. Зависимость между скоростью ветра на Одырдагском водохранилище и метеостанции Керки за период наблюдений 1974 г.

Расчетные скорости ветра для определения элементов расчетной высоты волны, при использовании данных метеорологических метеостанций и с учетом коэффициента усиления ветра над поверхностью воды после постройки водохранилища, равного 1,1, определены:

$$\begin{aligned} C - W_p &= 25,9 \text{ м/с}, \\ ЮВ - W_p &= 26,4 \text{ м/с}. \end{aligned}$$

При учетывании результатов многолетних наблюдений за волновым и ветровым режимами на водохранилищах Средней Азии расчетные высоты волн определены по уточненной формуле САНИИРИ:

$$h_{1\%} = 0,03 \cdot W_{10} \cdot \sqrt{D}.$$

Расчетная высота волны для дамбы I определена в 2,5 м; для дамбы 2 (левое плечо дамбы длиной 3 км) - 2,1 м.

Правое плечо дамбы 2 будет находиться в мелководной зоне водохранилища. Высота волны для этого участка дамбы, определенная по методу А.П.Браславского, равна 1,5 м. Результаты исследований (таблица) войдут в проект Одырдаг-

Таблица

Дамба	Направление действия ветра	Макс. скорость ветра, м/с (W_{max})	М $W_{2\%}$	В $W_{2\%}$	Коефф. усиления ветра над поверхностью воды (K)	Расчетная скорость ветра (W_p)	Разгон волны (D), км	Высота волны ($h_{1\%}$) м	
Южная № 1	С	16	19,35	23,5	1,1	25,9	10,5	2,52	
Западная № 2	Мелководная зона	ЮВ	20	23	24	1,1	26,4	11,35	1,5
	Глубоководная зона	ЮВ	20	23	24	1,1	26,4	7,0	2,1

ского водохранилища и будут использованы при проектировании креплений напорных откосов дамб.

Расчетные высоты волн, по данным исследований отдела эксплуатации водохранилищ САНИИРИ, имеют меньшую величину, чем те, которые получены по предварительным расчетам проектировщиков (Куйбышевский филиал Гидропроекта).

Проведенные исследования позволят облегчить крепления напорных откосов дамб, уменьшить расход материалов и, следовательно, снизить затраты.

Л и т е р а т у р а

1. Б р у к с К., К а р у з е р с Н. Применение статистических методов в метеорологии. Л., 1963.
2. В и н о г р а д о в Ю.Б. Вопросы гидрологии дождевых паводков на малых водосборах Средней Азии и Южного Казахстана, Л., 1967.
3. П а н о в с к и й Г.А., Б р а й е р Г.В. Статистические методы в метеорологии. Л., 1972.
4. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега, СН-92-60, М., 1960.
5. Указания по проектированию гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям, СН 288-64, М., 1965.
6. С е л ю к Е.М. Исследования, расчеты и прогнозы ветрового волнения на водохранилищах, Л., 1961.
7. М и т р о п о л ь с к и й А.К. Техника статистических вычислений. М., 1961.

И.В. КОГТЕВА
мл. научн. сотрудник
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСНОВНЫХ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПОТОКА ВДОЛЬ ЗОНЫ ДЕЙГИША ^{х)}

В результате полученных натурных и экспериментальных данных проанализированы изменения гидравлических элементов и изучена кинематика потока на участке дейгиша и их влияние на величину деформации русла.

Проведенные исследования позволили установить постепенное сужение русла, возрастание скоростей течения, удельных расходов кинетической энергии потока при резком свале его к берегу, что ведет к увеличению глубины вдоль берега и повышению размывающей способности потока [1,2]. На основании формул определения основных гидравлических характеристик потока вдоль зоны дейгиша [2] произведен расчет гидравлических элементов потока на участке дейгиша в районе Алибаба-Динг, который был необходим для изучения гидравлики потока и компоновки системы сквозных шпор. Для исследований был представлен только план русла (материалы аэрофотосъемки за 1969-1973 гг.). Пользуясь существующими методами, при известной дате аэрофотосъемки русла установили расход, горизонты воды, уклон водной поверхности и диаметр наносов. Основные гидравлические элементы потока подходного участка определяли по формулам Х.А.Исмагилова [3]; результаты приведены в табл. I.

Таблица I

$\frac{Q}{\text{м}^3/\text{с}}$	$i_{\text{ф}}$	$\frac{d}{\text{мм}}$	$\frac{R}{\text{м}^2/\text{с}^2}$	$Q = \frac{g \cdot h^3}{12}$	$b, \text{м}$	$h, \text{м}$	$R, \text{м}$	$R_{\text{изм.}}, \text{м}$
1000					475	1,55	1650	1700
2000	0,00016	0,16	2,70	1,75	660	1,85	2330	2100
3000					815	2,10	2890	

х) Работа выполнена под руководством канд. техн. наук
Х.А.Ирмухамедова

Расчет гидравлических элементов потока на р. Амударье в районе
Алибаба-Динг

Таблица 2

Q, м ³ /с	ПОДХОДНОЙ УЧАСТОК		РАЗМЫВАЕМЫЙ УЧАСТОК					НАТУРНЫЕ ДАННЫЕ		
	$g',$ м'	$h',$ м'	$g'',$ м ² /с	$g_{m' n},$ м	$h_{mox},$ м	$g_{mox},$ м ² /с	$h_{cp}, V = g_{mox} / h_{cp},$ м/с	α°	$R,$ м	$\chi,$ м
РАЗМЫВАЕМЫЙ БЕРЕГ										
1000	475	1,55	2,11	238	6,65	4,54	2,64	1,72	35	1650
2000	660	1,85	3,04	347	6,85	6,0	2,92	2,06	30	2330
3000	815	2,1	3,68	464	6,34	6,5	3,06	2,13	25	2890
										6404
										250
										4,0
										1700
										5,7
										2100
										6100
БЕРЕГ ЗАЩИЩЕН ШПОРВАМИ										
1000	475	1,55	2,11	178	8,26	6,07	3,14	1,93		
2000	660	1,85	3,04	262	8,7	8,4	3,34	2,52		
3000	815	2,1	3,68	348	8,4	9,6	3,30	2,91		

Затем по предложенным формулам [2] установили гидравлические элементы потока вдоль участка исследований при условии, если берега реки в районе Алибаба-Динг размываемы или берег защищен сквозными шпорами (табл.2).

При сравнении расхождение расчетных и натурных величин не превышает 5-13%. Кроме того, полученные результаты расчета совпадают с данными модельных исследований.

По определенным гидравлическим элементам потока был произведен гидравлический расчет многорядных сквозных шпор из балочных свай [4]. На основании этого расчета установлены глубины размыва у оголовка шпор и расстояние между ними. Например, если в центре дейгиша, где сосредоточен весь расход, глубина размыва у оголовка шпор оказалась равной 12+16 м, а расстояние между ними 120+130 м, то на начальном и конечном участках $H_{\max} = 6-8$ м,

$\lambda = 180-200$ м.

Учет изменения гидравлических элементов и кинематики потока вдоль участка дейгиша Алибаба-Динг позволит сократить предполагаемое ранее количество шпор, необходимое для защиты берега протяженностью 7,5 км, от 64 до 41, что даст экономический эффект 880 тыс.руб.

Л и т е р а т у р а

1. И р м у х а м е д о в Х.А., К о г т е в а И.В. Изучение расходных и энергетических характеристик потока на участке дейгиша. Сб. докладов Всесоюзного совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, Ташкент, 1974.
2. К о г т е в а И.В. Исследование влияния угла свала на гидравлические элементы потока в зоне дейгиша. Сб. научных трудов САНИИРИ, вып. 140, Ташкент, 1974.
3. И с м а г и л о в Х.А. Гидроморфологические зависимости р.Амударья в среднем и нижнем течении. Авт. дисс.на соискание ученой степени канд.техн.наук, Ташкент, 1970.

4. Ирмухамедов Х.А., Мирзиев М.
Результаты лабораторных исследований многорядных
овкозных шпор для защиты берегов р.Амударьи от
размыва в районе Алибаба-Динг, Сб.научных трудов
САНИИРИ, вып. 147, Ташкент, 1975.

Р.В.ТИМИРОВА

канд.техн.наук, ст.научи.сотр.

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

К ВОПРОСУ О ВЛИЯНИИ ПОДХОДА ПОТОКА НА
РАБОТУ ПОДВОДЯЩЕГО РУСЛА В ФЕРГАНСКОМ
ТИПЕ ВОДОЗАБОРА

Ферганская схема водозабора основана на использовании поперечной циркуляции потока, создаваемой в криволинейном подводящем русле и обеспечивающей эффективную борьбу с донными наносами на узле.

В статье рассматривается один из факторов — влияние подхода потока на интенсивность поперечной циркуляции, созданной криволинейным подводящим руслом.

Для предгорных участков рек характерны широкая пойма и деление потока на отдельные рукава, которые меняют свое положение после прохождения паводков. Поэтому возможны различные подходы потока к подводящему руслу — благоприятные и неблагоприятные.

Благоприятным считается подход, при котором поперечная циркуляция потока, созданная криволинейным руслом, обеспечивает отвлечение донных наносов от порога водоприемника. При этом максимальные скорости и глубины потока обычно сосредотачиваются у вогнутого берега.

Неблагоприятен подход, резко меняющий распределение скоростей и глубин потока по сечению русла. При этом поперечная циркуляция потока нарушается, и донные наносы поступают в водозаборные каналы.

Влияние подхода потока на работу гидроузла изучалось в лабораторных условиях на модели Балдыбрекского и Пальманского гидроузлов и в натуре на Сарыкурганском гидроузле. Приводим результаты исследований Пальманского гидроузла на р.Исфайран.

Исследования проводились на пространственной размываемой модели; масштаб 1:25. На модели воспроизведен участок р. Исфайрам в створе водозаборного узла длиной 600 м, с уклоном русла $i = 0,015$. Длину подходного участка определяли из условия обеспечения различного подхода потока к сооружению. Моделирование производилось по методике, основанной на принципе динамического подобия (по Фруду).

Модель исследовалась при пропуске расходов воды в диапазоне от 72 до 138 м³/с и расчетном водозаборе 66 м³/с. В качестве насосов применялась гравелисто-песчаная смесь, близкая к натуральной, с максимальным диаметром отложений 0,5–0,6 м.

Подводящее криволинейное русло имело форму входа в виде раструба (рис. I).

В процессе исследований на модели искусственно создавались три подхода: со стороны левой струенаправляющей дамбы, прямой и со стороны правой струенаправляющей дамбы.

Поток подходит к левой струенаправляющей дамбе в створе поперечников 8–10, выполняющей на этом участке роль препятствия. Поток, набегая на дамбу, создает перед ней повышенные горизонты воды и тем самым вызывает перераспределение скоростей и глубин. В результате образуется зона интенсивного размыва, величина которого зависит от высоты волны набега Δh и распределения погонных расходов q вдоль дамбы.

Далее поток направляется к правой струенаправляющей дамбе и ниже поперечника II следует вдоль нее. Участок перехода (между поперечниками 10 и II) потока от левой струенаправляющей дамбы к правой носит перекатный характер.

От поперечника II до сооружения поток движется вдоль правой струенаправляющей дамбы – вогнутого берега подводящего русла. Поперечная циркуляция, создаваемая в криволинейном подводящем русле, обеспечивает отвлечение донных наносов от порога водоприемника и направляет их в нижний бьеф узла. При прямом подходе стрежень потока сбивается к

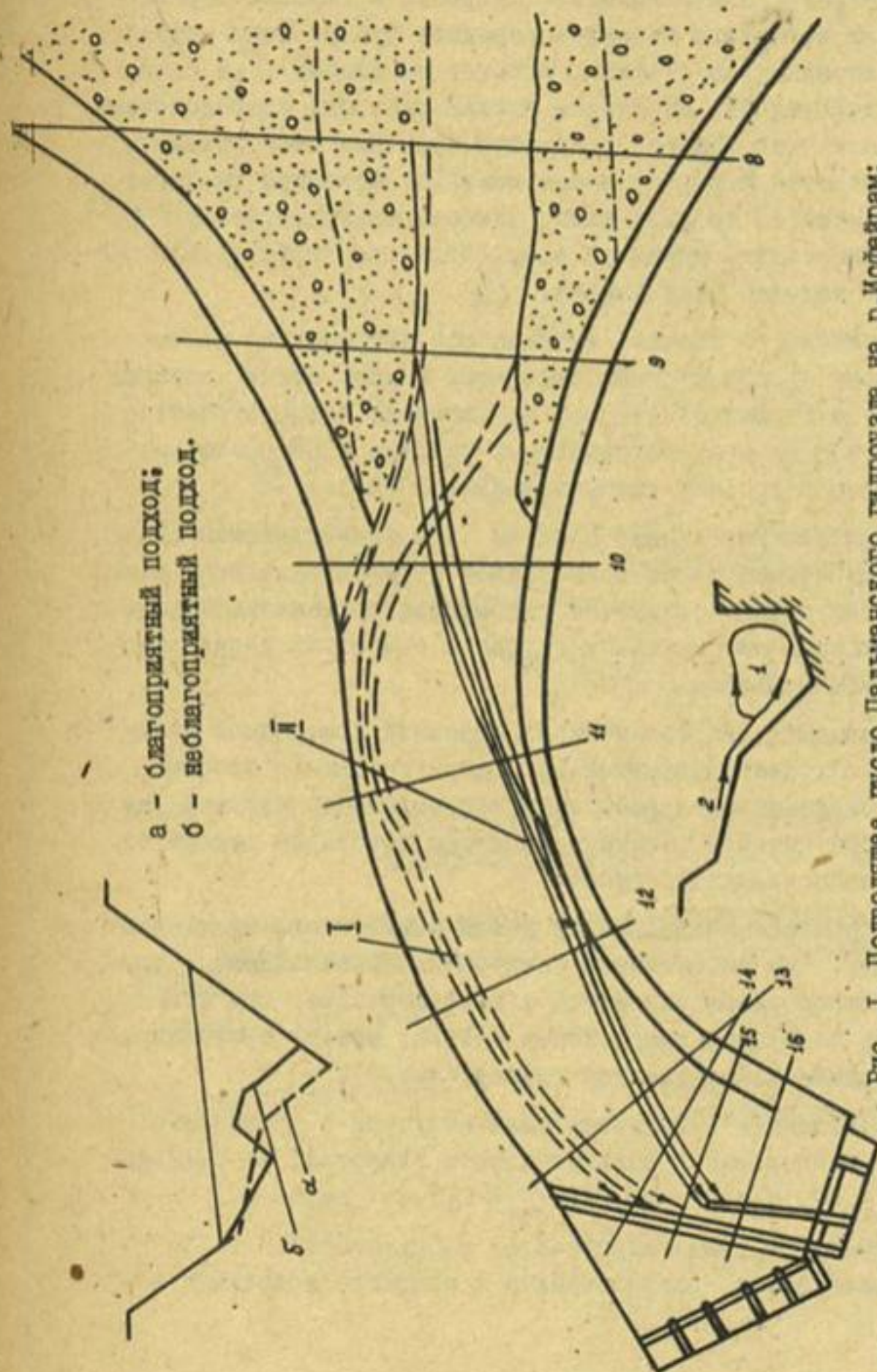


Рис. 1. Подводящее русло Пальманского гидроузла на р. Исфайрам:

I - поперечная ширкуляция, создаваемая криволинейным руслом;

II - стремжень потока, сдвинутый к левому берегу; при подходе к сооружению он разрушает винт поперечной ширкуляции.

левому берегу, а максимальные скорости и глубины перемещаются от вогнутого берега к середине русла. Токи цотока, идущие параллельно стрежню, натекая на слабый винт поперечной циркуляции, созданной частью расхода, сосредоточенной у вогнутого берега, разрушают его. При этом донные наносы двигаются к порогу водоприемника. Максимум размывов перемещается за пределы узла, наносы, накапливаясь у порога водоприемника, начинают переваливаться через него и поступать в водозаборные каналы.

Аналогичное явление наблюдается при подходе потока со стороны правой струенаправляющей дамбы. Поток, набегая на дамбу и отражаясь от нее, не успевает сосредоточиться у вогнутого берега; максимальные глубины и скорости располагаются в средней части подводящего русла.

Из изложенного выше следует, что благоприятным оказался подход потока со стороны правой струенаправляющей дамбы. В этом случае создается устойчивое протекание потока с расположением максимальных глубин и скоростей вдоль левого вогнутого берега.

Очевидно, для обеспечения полезной поперечной циркуляции необходимо организовать подход потока со стороны правой струенаправляющей дамбы или подобрать такую форму входа, при которой различные подходы потока не влияли бы на работу подводящего русла.

В процессе исследований такая форма входа нами была подобрана. Она выполняется следующим образом. Левая струенаправляющая дамба упирается в коренной берег под углом $40-50^\circ$ к основному направлению потока; правая струенаправляющая дамба заканчивается грушей (рис.2).

Аналогичные результаты были получены в процессе модельных исследований Балдыбрекского гидроузла на р.Балдыбрек ($Q_{max}=70$ м/с, $i=0,019$, $d'_{max}=0,5-0,7$ см).

Сарыкурганский гидроузел на р.Сох построен в 1947г. по рекомендациям, разработанным в процессе модельных ис-

следований. В период с 1947 по 1961 год наблюдались различные подходы потока к гидроузлу (рис.3). Однако работа гидроузла не нарушалась. Поперечная циркуляция в подводящем русле обеспечивала отвлечение донных наносов от порога водоприемника и направляла их в регулятор сброса. Объем очистки каналов за летний период эксплуатации не превышал 6000 м³, что в основном объясняется правильно подобранными формой и параметрами подводящего криволинейного русла.

От правильности подбора параметров криволинейного русла, а также учета всех факторов, влияющих на режим его работы, зависит успешная борьба с донными наносами на узле. Форма и параметры криволинейного подводящего русла подбираются из условия создания в нем такой поперечной циркуляции, которая при любых расходах воды обеспечила бы отвлечение донных наносов от порога водоприемника.

Элементы криволинейного зарегулированного подводящего русла определяются с учетом естественных устойчивых самоформирующихся русел. За основные характеристики криволинейного подводящего русла принимаются ширина по зеркалу B_y , радиус кривизны оси русла R , его длина L .

Ширина по зеркалу устанавливается из условия обеспечения устойчивого организованного движения потока в подводящем русле.

Для определения B_y С.Т.Алтуниным предложена формула

$$B = A \frac{Q^{0.5}}{J^{0.2}}, \quad (I)$$

где A — коэффициент, характеризующий устойчивость ширины русла. Для предгорных участков $A = 0,9-1,0$;
 J — уклон русла; Q — расход воды 10%-ной обеспеченности.

Эта формула дает хорошие результаты при незначительном колебании расходов воды в реке. При прохождении расходов более 10%-ной обеспеченности подводящее русло работает неполным сечением, и интенсивность поперечной циркуляции

следований. В период с 1947 по 1961 год наблюдались различные подходы потока к гидроузлу (рис.3). Однако работа гидроузла не нарушалась. Поперечная циркуляция в подводящем русле обеспечивала отвлечение донных наносов от порога водоприемника и направляла их в регулятор сброса. Объем очистки каналов за летний период эксплуатации не превышал 6000 м³, что в основном объясняется правильно подобранными формой и параметрами подводящего криволинейного русла.

От правильности подбора параметров криволинейного русла, а также учета всех факторов, влияющих на режим его работы, зависит успешная борьба с донными наносами на узле. Форма и параметры криволинейного подводящего русла подбираются из условия создания в нем такой поперечной циркуляции, которая при любых расходах воды обеспечила бы отвлечение донных наносов от порога водоприемника.

Элементы криволинейного зарегулированного подводящего русла определяются с учетом естественных устойчивых самоформирующихся русел. За основные характеристики криволинейного подводящего русла принимаются ширина по зеркалу B_y , радиус кривизны оси русла R , его длина L .

Ширина по зеркалу устанавливается из условия обеспечения устойчивого организованного движения потока в подводящем русле.

Для определения B_y С.Т.Алтуниным предложена формула

$$B = A \frac{Q^{0.5}}{J^{0.2}}, \quad (I)$$

где A — коэффициент, характеризующий устойчивость ширины русла. Для предгорных участков $A = 0,9-1,0$;
 J — уклон русла; Q — расход воды 10%-ной обеспеченности.

Эта формула дает хорошие результаты при незначительном колебании расходов воды в реке. При прохождении расходов более 10%-ной обеспеченности подводящее русло работает неполным сечением, и интенсивность поперечной циркуляции

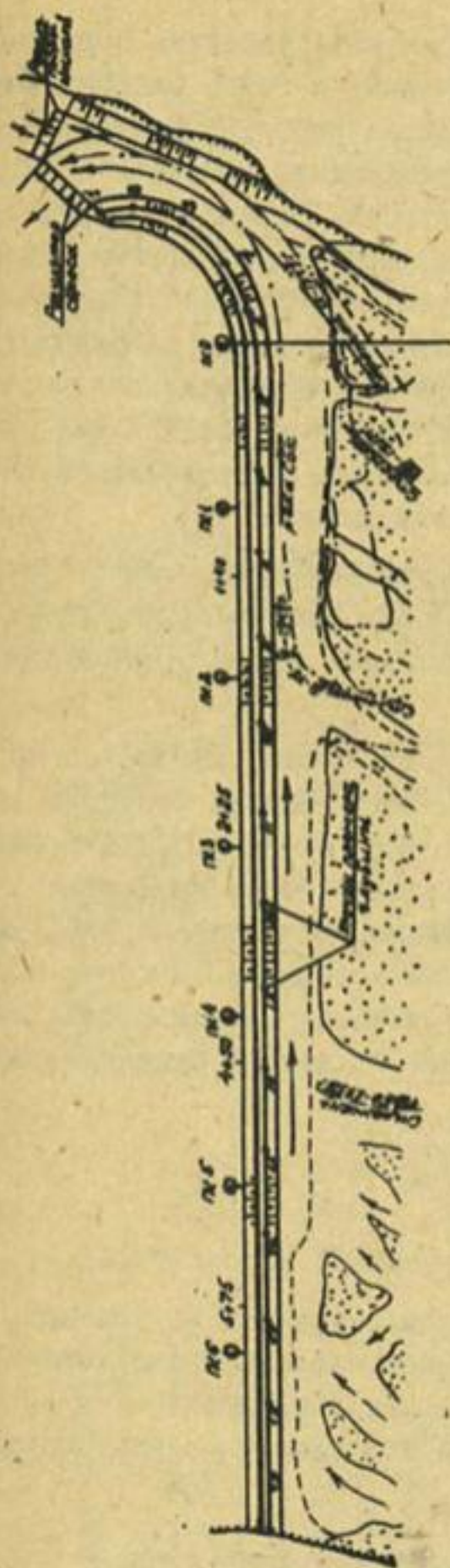


Рис.3. Подход потока к Сарыкурганскому гидроузелу
на р.Сох, наблюдавшиеся с 1947 по 1961 год.

потока снижается. Практика показала (успешная борьба с донными наносами на Сарыкурганском, а также Пальманском гидроузлах и др.), что подводящее русло, выполненное в виде конфузора, обеспечивает интенсивную поперечную циркуляцию при любых расходах воды в реке. Поэтому в Ферганский тип водозабора, как обязательный элемент, должен войти автоматический водослив. При этом автоматический водослив используется не только для сброса излишних паводковых вод, но и для сужения подводящего русла в районе вододелительной части гидроузла. Благодаря этому сужению появится возможность в межениный период сохранить интенсивную поперечную циркуляцию для борьбы с донными наносами.

Устойчивая ширина подводящего криволинейного русла в этом случае определяется на входе при расходе 10%-ной обеспеченности; в конце, у плотины — при 50%-ной обеспеченности.

Радиус кривизны подводящего русла выявляется из условия обеспечения транспортирования твердых частиц с максимальным диаметром для конкретных условий. С.Т.Алтунии на базе полевых исследований излучин потока предлагает назначать радиус кривизны подводящего русла равным $(5-6) B_y$. Нами эта рекомендация выражена в виде формулы, которая получена путем использования морфометрических зависимостей, выведенных М.В.Великановым, постулата Лохтина и принципа размерности:

$$R = 2 \frac{Q^{0,5}}{(g(\alpha))^{0,25}} \text{ м} \quad (2)$$

(α — средний диаметр русловой шероховатости).

Длина подводящего русла назначается из условия, чтобы угол между началом и концом подводящего русла, отсчитываемый от вершины кривой, находился в пределах $\alpha = 50-60^\circ$. Этому условию отвечает длина подводящего русла, определяемая по формуле

$$L = \sqrt{2R_1(R_1 + B_y)(1 - \cos \alpha) + B_y^2} \quad (3)$$

потока снижается. Практика показала (успешная борьба с донными наносами на Сарыкурганском, а также Пальманском гидроузлах и др.), что подводящее русло, выполненное в виде конфузора, обеспечивает интенсивную поперечную циркуляцию при любых расходах воды в реке. Поэтому в Ферганский тип водозабора, как обязательный элемент, должен войти автоматический водослив. При этом автоматический водослив используется не только для сброса излишних паводковых вод, но и для сужения подводящего русла в районе вододелительной части гидроузла. Благодаря этому сужению появится возможность в межениный период сохранить интенсивную поперечную циркуляцию для борьбы с донными наносами.

Устойчивая ширина подводящего криволинейного русла в этом случае определяется на входе при расходе 10%-ной обеспеченности; в конце, у плотины — при 50%-ной обеспеченности.

Радиус кривизны подводящего русла выявляется из условия обеспечения транспортирования твердых частиц с максимальным диаметром для конкретных условий. С.Т.Алтунии на базе полевых исследований излучин потока предлагает назначать радиус кривизны подводящего русла равным $(5-6) B_y$. Нами эта рекомендация выражена в виде формулы, которая получена путем использования морфометрических зависимостей, выведенных М.В.Великановым, постулата Лохтина и принципа размерности:

$$R = 2 \frac{Q^{0,5}}{(g(\alpha))^{0,25}} \text{ м} \quad (2)$$

(α — средний диаметр русловой шероховатости).

Длина подводящего русла назначается из условия, чтобы угол между началом и концом подводящего русла, отсчитываемый от вершины кривой, находился в пределах $\alpha = 50-60^\circ$. Этому условию отвечает длина подводящего русла, определяемая по формуле

$$L = \sqrt{2R_1(R_1 + B_y)(1 - \cos \alpha) + B_y^2} \quad (3)$$

потока снижается. Практика показала (успешная борьба с донными наносами на Сарыкурганском, а также Пальманском гидроузлах и др.), что подводящее русло, выполненное в виде конфузора, обеспечивает интенсивную поперечную циркуляцию при любых расходах воды в реке. Поэтому в Ферганский тип водозабора, как обязательный элемент, должен войти автоматический водослив. При этом автоматический водослив используется не только для сброса излишних паводковых вод, но и для сужения подводящего русла в районе вододелительной части гидроузла. Благодаря этому сужению появится возможность в межениный период сохранить интенсивную поперечную циркуляцию для борьбы с донными наносами.

Устойчивая ширина подводящего криволинейного русла в этом случае определяется на входе при расходе 10%-ной обеспеченности; в конце, у плотины — при 50%-ной обеспеченности.

Радиус кривизны подводящего русла выявляется из условия обеспечения транспортирования твердых частиц с максимальным диаметром для конкретных условий. С.Т.Алтуний на базе полевых исследований излучин потока предлагает назначать радиус кривизны подводящего русла равным $(5-6) B_y$. Нами эта рекомендация выражена в виде формулы, которая получена путем использования морфометрических зависимостей, выведенных М.В.Великановым, постулата Лохтина и принципа размерности:

$$R = 2 \frac{Q^{0,5}}{(g i \alpha')^{0,25}} \text{ м} \quad (2)$$

(α' — средний диаметр русловой шероховатости).

Длина подводящего русла назначается из условия, чтобы угол между началом и концом подводящего русла, отсчитываемый от вершины кривой, находился в пределах $\alpha = 50-60^\circ$. Этому условию отвечает длина подводящего русла, определяемая по формуле

$$L = \sqrt{2R_1(R_1 + B_y)(1 - \cos \alpha) + B_y^2} \quad (3)$$

Таблица

Сопоставление расчетных данных по зависимостям (1), (2), (3) с натурными данными

№ пп	Гидроузел	Река	Максимальный расход	Уклон русла	Средний диаметр наносов	$\frac{L}{R}$	$\frac{L}{R}$
1.	Кампырраватский	Карадарья	1080	0,0045	0,073	-	-
2.	Сарыкурганский	Сох	311	0,01	0,138	0,86	0,84
3.	М-б Карасу	Чирчик	2100	0,004	0,066	0,72	0,75
4.	Дамходжинский	Зарафшан	415	0,003	0,052	1,67	1,20
5.	Ахангаранский	Ангрен	460	0,01	0,138	0,83	0,87
6.	Арысь-Туркестанский	Арысь	450	0,0019	0,036	0,9	0,82
7.	Исфаринский	Исфара	125	0,012	0,16	1,45	1,45
8.	Навоийский	Зарафшан	403	0,001	0,022	0,57	0,56
9.	Шамалекский	Ангрен	460	0,0022	0,041	0,9	0,65
10.	Балдыбрекский	Балдыбрек	70	0,019	0,23	1,1	1,30
11.	Джамбулский	Талас	165	0,004	0,066	1,14	1,07
12.	Шафринанский	Зарафшан	387	0,0013	0,027	0,63	0,53
13.	Пальманский	Исфаремсай	162	0,015	0,191	1,05	1,08
14.	Туполангский	Каратаг	132	0,005	0,08	1,40	1,31
15.	Кугартский	Кугарт	236	0,012	0,16	1,20	1,28

ПРИМЕЧАНИЕ:

L - длина подводного русла;

R - радиус кривизны подводного русла.

(R_1 - радиус выпуклого берега).

Как видно из таблицы, предложенные зависимости совпадают с натурными данными и, следовательно, могут быть рекомендованы для расчета подводящих криволинейных русл для водозаборных сооружений обычного ферганского типа.

Л и т е р а т у р а

1. Ушаков А.П., Шолохов В.Н., Якштас И.А. Низконапорные водозаборные узлы ферганского типа. Ташкент, АН УзССР, 1962.
2. Тимирова Р.В. Результаты лабораторных исследований гидроузла на р.Балдыбрек. "Вопросы гидротехники", вып.26, Изд-во АН УзССР, Ташкент, 1965.
3. Ушаков А.П., Шолохов В.Н. Ферганский тип водозабора применительно к условиям снегово-дождевого питания источника. Труды САНИИРИ, вып.91, Ташкент, 1958.
4. Якштас И.А. О водозаборе в предгорной зоне. Труды САНИИРИ, вып.91, Ташкент, 1958.
5. Тимирова Р.В., Классен И.И. Лабораторные исследования Пальманского гидроузла на р.Исфайрамсае. Труды САНИИРИ, вып.120, Ташкент, 1970.

В.В. АКУЛОВ

мл. научн. сотрудник

(САНИИРИ им. В.Д. Журина)

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНОГО ПОДЪЕМА
УРОВНЕЙ ВОДЫ ПРИ АККУМУЛЯЦИИ НАНОСОВ В
ПОДПЕРТЫХ БЪЕФАХ

При анализе явления формирования дополнительного подпора установлено, что уклоны водной поверхности изменяются по длине дополнительного подпора в зависимости от степени заиления и занесения наносами подпертого бьефа гидроузла /1/.

С целью проверки этой зависимости и получения расчетных уравнений для прогнозирования дополнительного подъема уровней воды при заилении водохранилищ нами под руководством канд. техн. наук В.С. Лапшенкова были проведены экспериментальные исследования в гидравлических лотках: коротком, размерами 24 м x 0,16 м x 0,30 м; длинном, размерами 54 м x 0,18 м x 0,25 м.

Всего было проведено 7 опытов при подпоре, из них 5 - в коротком, 2 - в длинном лотках.

По результатам опытов построены графики зависимостей в безразмерных осях σ и η (рис. 1 а, б). Кривые, проведенные на этих графиках, описываются уравнением, выведенным теоретически:

$$\sigma = (1 - \sigma') e^{-\frac{1 - \eta}{\psi}} + \sigma', \quad (1)$$

где σ - значение относительного уклона, потока на расчетных участках подпертого бьефа;

η - степень занесенности бьефа наносами;

ψ - характеристика подпора.

Для створа плотины при длине подпора, равной 0, она определялась выражением

$$\kappa = \frac{\sigma}{\psi} = \kappa', \quad (2)$$

где K'_n — параметр подпора в створе плотин;
 G' — значение относительного уклона потока на
 расчетных участках в начале аккумуляции
 наносов в подпертом бьефе.

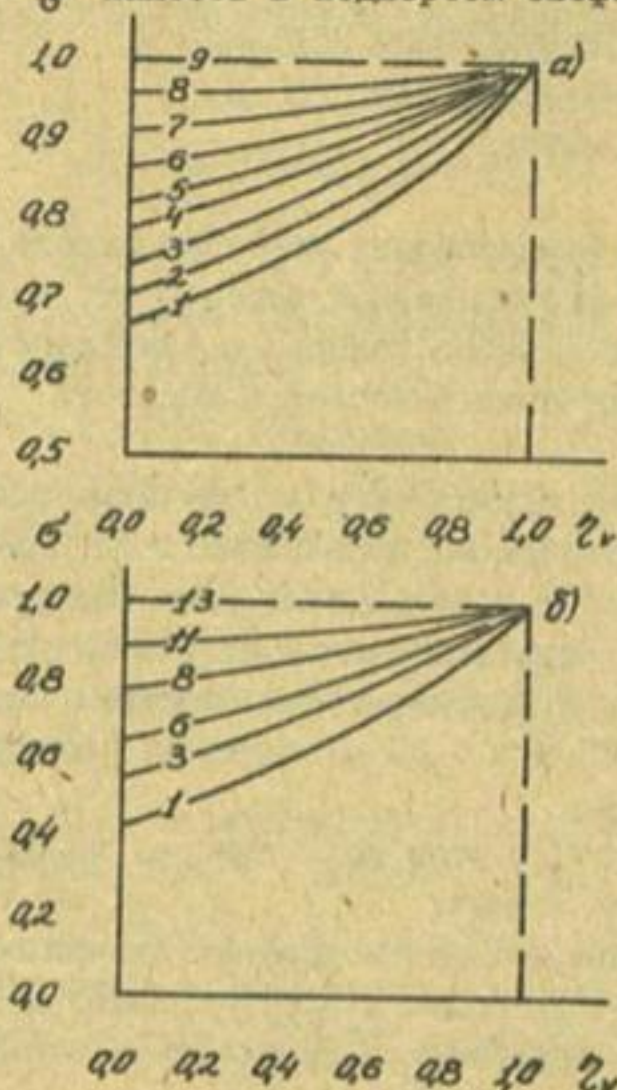


Рис. I. Зависимость относительного уклона водной поверхности от степени занесенности для всего объема подпертого бьефа:

а) в длинном лотке;

б) в коротком;

I, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, II, I3 — номера створов.

При анализе результатов опытов установлено, что значение ψ тесно связано с комплексом $\frac{G'(1-\Lambda)}{K'_n}$ (рис. 2). Из рис. 2 следует, что

$$\psi = \frac{G'(1-\Lambda)}{K'_n}, \quad (3)$$

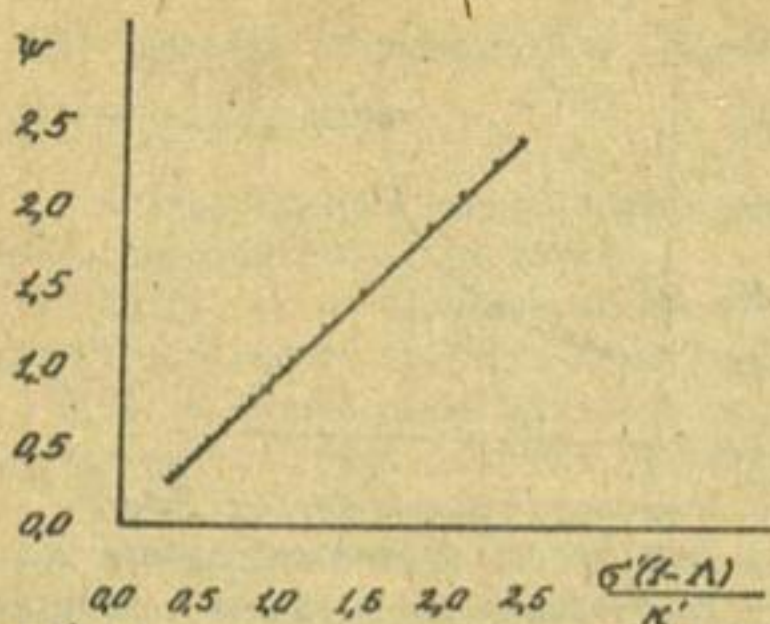


Рис. 2. Зависимость между ψ и комплексом $\frac{\sigma'(1-L)}{K'}$.

где L — относительная длина кривой подпора.

Следовательно,

$$K' = \frac{\sigma'(1-L)}{N}. \quad (4)$$

По данным всех опытов, при подпоре построены зависимости σ' от L и $\frac{K'}{K_n'}$, которые описываются следующими уравнениями:

$$\sigma' = \sigma_n' + (1 - \sigma_n')L, \quad (5)$$

$$\sigma' = \sigma_n' + (1 - \sigma_n')\left(1 - \frac{K'}{K_n'}\right). \quad (6)$$

После совместного решения уравнений (5 и 6) и подстановки результатов в (3), получим

$$\psi = \frac{\sigma'}{K_n'}. \quad (7)$$

Следовательно, определение ψ для расчетных поперечников сводится к нахождению параметра подпора K_n' , зависимость которого от σ_n' показана на рис. 3. Аналитически эта зависимость выражается уравнением

$$K_n' = \frac{1}{2} \frac{1}{(1 - \sigma_n')} = \frac{1}{2} \frac{i_n}{i_n - i'}. \quad (8)$$

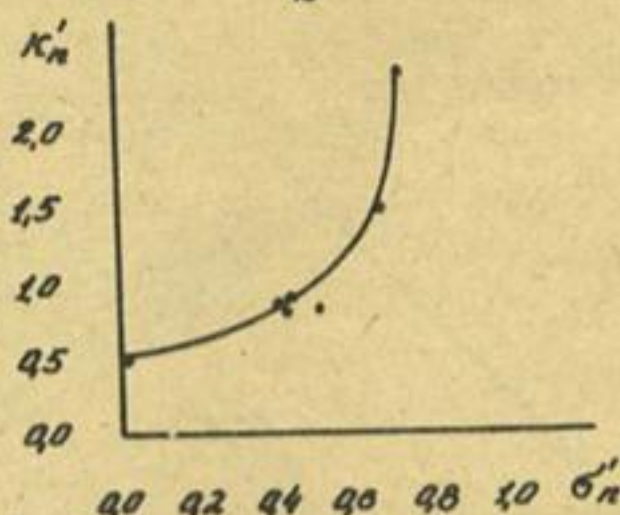


Рис. 3. Зависимость параметра подпора K'_n от относительного уклона водной поверхности.

Таким образом, полученные зависимости 1, 5, 7, 8 определяются величинами, которые могут быть заранее вычислены при прогнозировании дополнительного подъема уровней воды при заилении подпертых бьефов.

Анализируя результаты экспериментальных исследований, надо отметить, что и в коротком, и в длинном лотках наблюдалась интенсивная аккумуляция наносов в подпертом бьефе, вследствие этого происходило интенсивное развитие дополнительного подпора по длине и во времени (повышение уровней воды и удлинение кривой подпора).

В подпертом бьефе короткого лотка дополнительный подпор в начале аккумуляции наносов выходил за пределы рабочей длины лотка. Нагрузка потока наносами и уклон водной поверхности на участке подпора увеличивались от минимальных значений в начале аккумуляции наносов до предельных, близких к бытовым, при завершении процесса отложения наносов.

В подпертом бьефе длинного гидравлического лотка дополнительный подпор развивался в пределах рабочей длины лотка. При завершении аккумуляции наносов формировался поток с наносотранспортирующим уклоном, меньше бытового в 1,185 раз. При этом часть самых крупных фракций наносов в количестве 9,6% продолжала задерживаться в течение бесконечно длительного времени, а кривая подпора распространялась на всю длину лотка.

В натуре развитие дополнительного подпора происходит аналогично описанным выше процессам, протекающим в корот-

ком (заиление отстойников) и длинном подпертых бьефах (заиление водохранилищ).

Таким образом, расчет кривых подпора можно разделить на 2 самостоятельных раздела:

а) расчет по схеме короткого подпертого бьефа (с ограниченной длиной развития дополнительного подпора);

б) расчет по схеме длинного подпертого бьефа (с неограниченной длиной развития дополнительного подпора).

По указанным схемам расчета и зависимостям 1, 5, 7, 8 были определены уклоны водной поверхности по длине дополнительного подпора при аккумуляции наносов на модели Туямуянского водохранилища на р. Амударье и построены кривые подпора. Сопоставление вычисленных кривых подпора с измеренными на модели показало удовлетворительное совпадение.

Л и т е р а т у р а

1. А к у л о в В.В. Теоретические исследования формирования дополнительного подпора при аккумуляции наносов в водохранилище. Настоящий сборник.

А.М.МУХАМЕДОВ
доктор техн. наук, профессор
Р.Р.АБДУРАУПОВ
канд.техн.наук, зав.лабораторией
Ф.М.ИСМАИЛИ
инженер, рук.группы
(САНИТОИ им.В.Д.Журина)

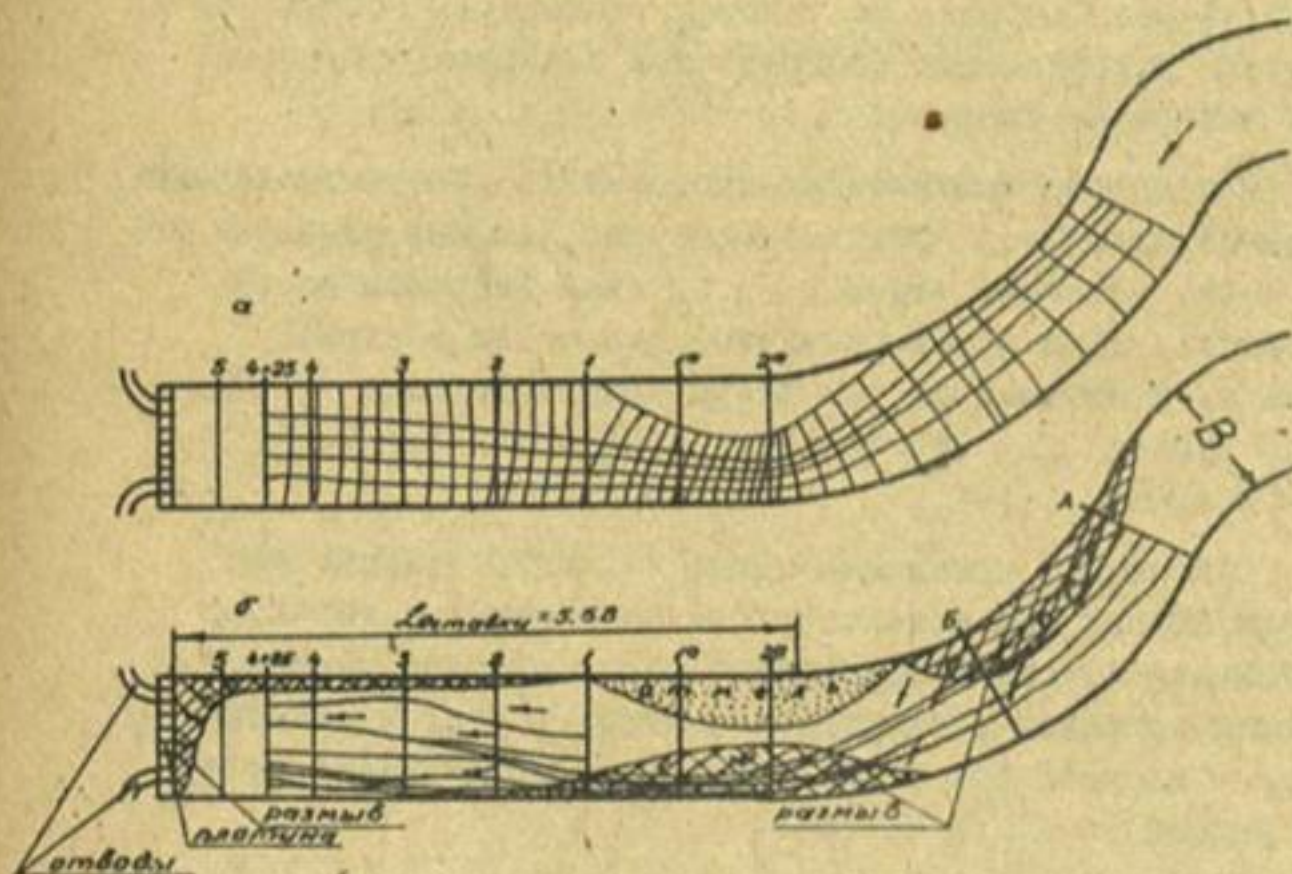
ВЫБОР ПОДВОДЯЩЕГО РУСЛА В ДВУХСТОРОННЕМ
ПРИПЛОТИННОМ ВОДОЗАБОРНОМ УЗЛЕ ФРОНТАЛЬ-
НОГО ТИПА ДЛЯ УСЛОВИЙ РАВНИННЫХ РЕК

В связи с освоением новых земель в бассейне р.Амударьи резко возрастает водозабор из реки, что потребует сооружения в ее среднем и нижнем течении целого ряда гидротехнических комплексов. Помимо введенного в эксплуатацию Тахиаташского и строящегося Туямушского гидроузлов согласно схеме комплексного использования вод Амударьи в ее среднем и нижнем течении предусмотрено возведение Келифского, Кылаякского, Бурдалыкского, Чарджоуского и других плотин. Это требует, с точки зрения эксплуатации, разработки рациональных конструкций сооружений для эффективной борьбы с донными наносами при отборе воды в каналы. Практика показывает, что неблагоприятные формирования движения потока при эксплуатации водозаборных узлов создают условия для интенсивного завлечения донных наносов и завала ими водоприемников и каналов, вызывают неравномерное распределение расходов по ширине русла на подходе к узлу. Как известно, основной фактор, влияющий на характер течения потока в подводящем русле — подход его к начальному створу этого русла, его длина и ширина.

Обобщение и анализ проектных проработок и результатов исследований позволили выявить, что схема двухстороннего фронтального типа приплотинного водозабора с прямым подводящим руслом наиболее полно соответствует для условий среднего и нижнего течений р.Амударьи. Поэтому эта схема компоновки была принята нами в лабораторных исследованиях в целях улуч-

шения ее эксплуатационных характеристик и устранения таких недостатков, как избыточность ширины подводящего русла при малых расходах, недостаточность длины прямого подводящего русла и др.

Изучения проводились на модели, представляющей двухсторонний водозаборный узел фронтального типа и состоящий из щитовой плотины, подводящего и отводящего русла (рисунок).



План течений:

а - по методу Н.М.Бернандского; б - по экспериментальным данным (пропуск расхода равен 5 л/сек; угол подхода - $50-60^\circ$).

Расчет модели был произведен по методике моделирования размывающих русл, разработанной С.Т.Алтуниным и И.Я.Орловым, основанной на нелинейной связи между шириной и глубиной естественного русла в виде $B^m = K H$, где K - перемен-

ная величина. По Алтунину, для аллювиальных русел она изменяется в пределах $8 \div 12$;

m – переменный показатель степени для руслоформирующего расхода. Для среднего течения Амударьи $m = 0,67$.

Горизонтальный масштаб был принят 1:1000, а вертикальный – 1:100. Общая ширина плотины составляла 59 см, подводящего и отводящего русла 62,0 см (ширина подводящего русла была выбрана из условия размещения сооружений и пропуска максимальных расходов при заданном горизонте воды в верхнем бьефе).

В качестве заменителя наносов были приняты кальцинированные опилки со средним диаметром 1,0 мм, удельным весом 1,04, объемным весом 0,6, средней гидравлической крупностью 15,4 м/с и начальной скоростью подвижки 10 см/с. Испытывалось три длины прямой вставки в подводящем русле: $\alpha_1 = 250$ см (4В), $\alpha_2 = 340$ см (5,5В) и $\alpha_3 = 400$ см (6,5В).

Основными, принятыми нами, характеристиками для оценки компоновки и конструкций узла явились характер протекания потока в подводящем русле, распределение наносов и погонных расходов на подходе к узлу и деление наносов на узле при подходе потока к подводящему руслу под углами $50-60^\circ$ и $75-80^\circ$.

В результате исследований было установлено следующее:

1. Длина прямой вставки, равной 4В, в пределах зарегулированного русла равномерного характера течения не обеспечивает. В зависимости от угла подхода потока к входу прямой вставки в более тяжелых условиях водозабора находился то правобережный, то левобережный регулятор, так как при этой недостаточной длине подводящего русла поток не успевал распластаться и не поддавался регулировке путем маневрирования затворами щитовой плотины.

2. Сопоставление планов течений, построенных по методу Н.М.Бернандского и зафиксированных на модели, дает осно-

вание утверждать, что длина прямой вставки в подводящем русле при угле подхода к ее начальному створу $50-60^\circ$ должна быть не менее $5,0B$; при большем угле подхода потока — не менее $5,5B$, где B — ширина подводящего русла (рисунок).

Л и т е р а т у р а

1. А л т у н и н С.Т. — Регулирование русл, М., 1962.
2. К а р а у ш е в А.В. — Речная гидравлика, Л., 1969.
3. М у х а м е д о в А.М. — Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 15, М., 1964.

В.Е. ТУЗОВ

ст. научн. сотр.

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

РАСЧЕТ ПЛАНОВОГО РАЗМЕЩЕНИЯ И ПРОДОЛЬНЫХ РАЗМЕРОВ БЕРЕГОЗАЩИТНЫХ ШПОР ПРИ СВАЛЬНОМ ТЕЧЕНИИ ПОТОКА

Для защиты берегов от размыва и регулирования русл рек часто применяются глухие поперечные сооружения — шпоры, эффективность которых в большей степени зависит от принятых предельных размеров и расстояния между ними.

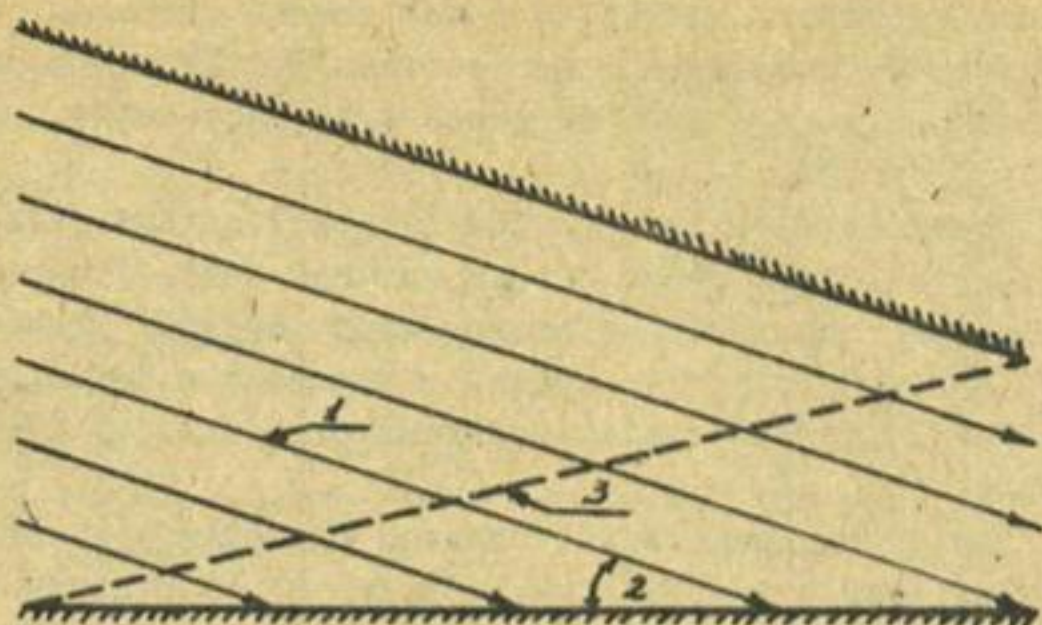
Получено несколько расчетных зависимостей, но в каждом случае на расстояние между поперечными сооружениями влияют различные факторы. Например, угол растекания потока за оголовком сооружения и ширины стесняемого и стесненного потока [1]; углы растекания и установки сооружения [2,3,4]; продольный размер шпоры [5]. Имеется также ряд работ [6] по решению этого вопроса в теоретическом плане.

Однако, все рекомендуемые расчетные формулы, полученные как теоретическим, так и экспериментальным путем, справедливы лишь для условий, когда водный поток движется параллельно размываемому берегу.

В действительности размыв берегов р.Амударьи происходит при свальном течении, когда русло реки сужается, а глубоководная часть расширяется [7] (рис.1).

Учитывая это обстоятельство, Г.Б.Руруа рекомендует определять необходимую длину шпор в зависимости от заданного расстояния между ними, а также от угла свала потока и других факторов [8]. Однако в структуре его расчетной формулы не участвуют такие немаловажные факторы, как углы установки шпоры и растекания потока. Данным вопросам посвящены специальные работы [9, 10].

Обзор и анализ имеющейся литературы показали, что все факторы одновременно не учитываются ни в одной из имеющихся зависимостей, поэтому необходимо в дальнейшем уточнить метод расчета расстояний между шпорами с учетом угла свала потока. Составлена расчетная схема для получения зависимости в случае свального протекания потока у размываемого берега (рис. 2). На основании этой схемы рекомендуется следующая расчетная зависимость для определения



Размываемый берег

Рис. 1. План свального течения на участке размываемого берега; 1 — направление движения потока; 2 — свала потока; 3 — граница плеса и переката.

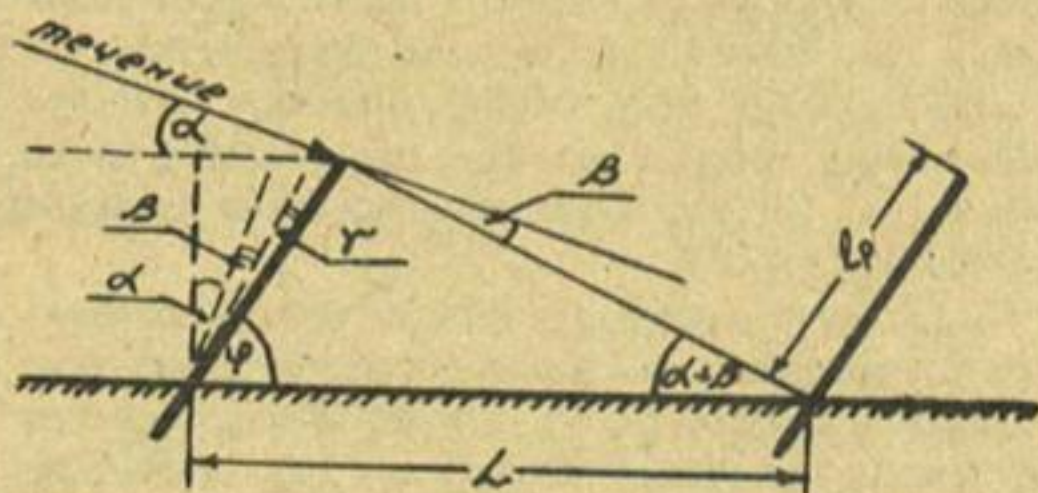


Рис. 2. Расчетная схема

расстояния между шпорами:

$$L = l_p [\sin(\alpha + \beta + \gamma) + \cos(\alpha + \beta + \gamma) \operatorname{ctg}(\alpha + \beta)], \quad (I)$$

где l_p — рабочая длина шпоры; α — угол свала потока; β — угол растекания потока; γ — угол поворота сооружения в плане по отношению к перпендикулярному положению потока.

При выполнении расчетов количественные значения параметров, входящих в состав предлагаемой зависимости (I), назначаются в следующих пределах. Угол растекания потока можно считать величиной постоянной и принимать $10-11^\circ$ (большинство исследователей /2,3,6,11/ рекомендует именно такие величины).

При необходимости получения более точной величины следует определять ее по имеющимся зависимостям /9/. Угол поворота сооружения в плане должен быть не менее угла растекания потока, но не более 20° /2,3/.

Вследствие ограниченности натуральных данных предельно возможные величины угла свала потока изучены недостаточно и о его величине существуют весьма разноречивые мнения. Однако, по имеющимся данным угол свала потока в условиях р.Амударьи возможен до 30° . С.Т.Алтуни также рекомендует принимать этот параметр не более 30° .

Для выявления степени влияния значения угла свала потока на расстояние между шпорами, а также с целью сравнения с выведенными ранее зависимостями /2,3/, выполнены расчеты, результаты которых графически показаны на рис. 3. Значения параметров, входящих в состав расчетных зависимостей, приняты следующие: $\beta = 10^{\circ}$, $\gamma = 10^{\circ}$, $\ell_p = 50, 100, 150, 200$ м, α — от 0 до 45° .

Как видно из рис. 3, расстояние между шпорами значительно зависит от угла свала потока и обратно пропорционально его величине. При $\alpha = 10^{\circ}$ расстояние уменьшается в 2 раза, а при $\alpha = 30^{\circ}$ — в 3,7 раза. Следует отметить, что при $\alpha = 30^{\circ}$ расстояние между шпорами равно их строительной длине. Следовательно, если $\alpha > 30^{\circ}$, то вероятно необходимо применять продольные сооружения.

В условиях р.Амударьи, когда берегозащитные работы чаще всего выполняются в аварийном порядке, в короткие сроки, непосредственно в русле реки и при больших скоростях потока, стараются применять короткие шпоры, так как длинные выполнять очень трудно, а порой и совершенно невозможно. Однако, слишком короткие шпоры как в процессе строительства, так и после их возведения деформируются и разрушаются не только в головной части, но и у корня. В результате происходит их отторжение от коренного берега. Затем в образовавшемся прорыве берег интенсивно размывается и эффективность берегозащитных работ уменьшается. В целях сокращения сроков работ и затрат строительных материалов, чрезвычайно важно знать минимально необходимые продольные размеры шпор и максимум их эффективности.

В связи с этим рекомендуем следующую зависимость:

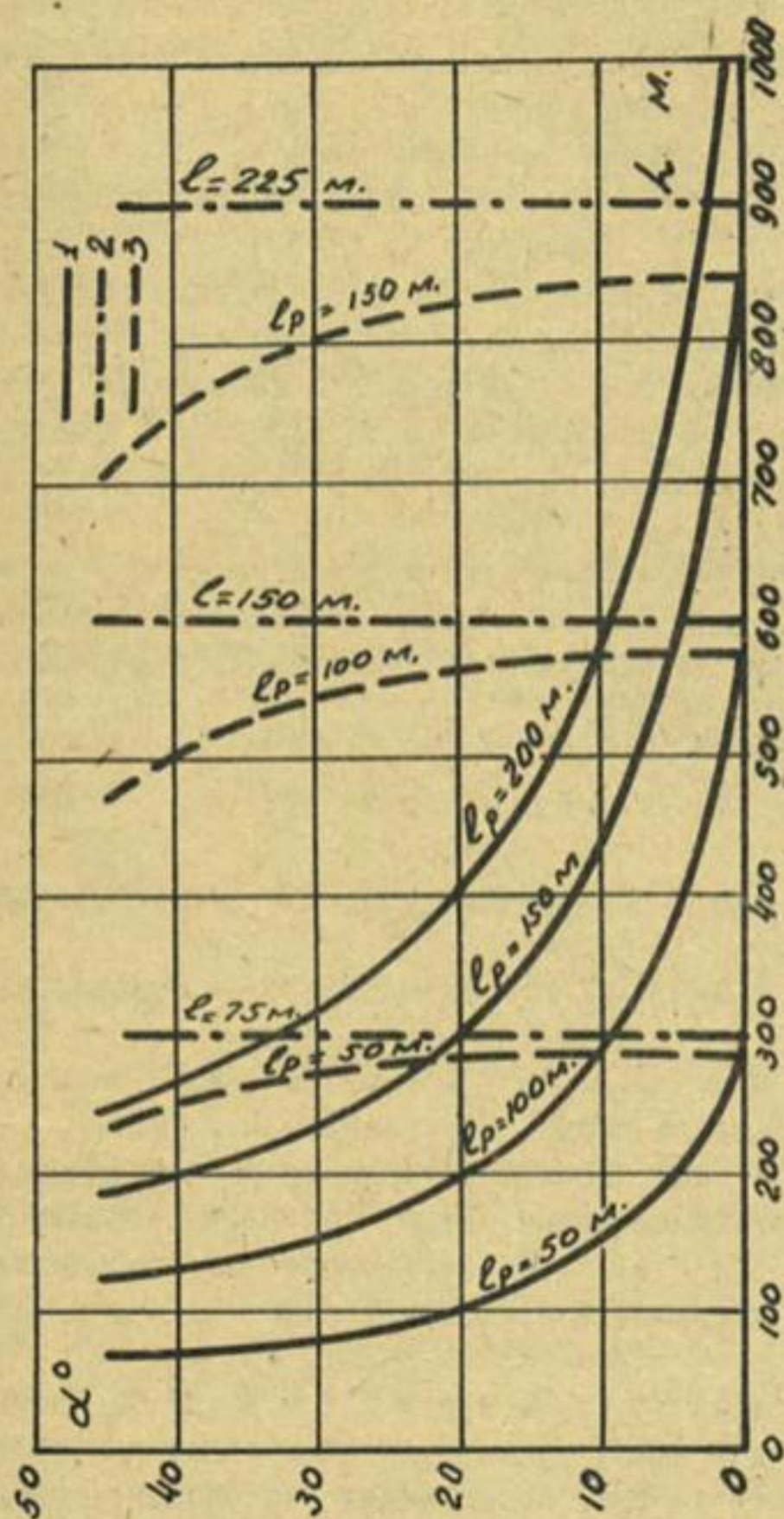


Рис. 3. Графики $\alpha = f(L)$: 1 — по формуле автора; 2 и 3 — по формулам С.Т.Алтурина и И.А.Бузунова.

$$l_{p \min} = \frac{H_p m}{\sin \varphi} \quad (2)$$

Здесь H_p - максимально возможная глубина воронки размыва у оголовка шпор;

$m = \alpha g m_0$ - коэффициент заложения откоса;

$\varphi = 90^\circ - (\alpha + \beta + \gamma)$ - угол установки шпоры относительно берега;

m_0 - угол естественного откоса мокрого грунта.

Максимальная глубина воронки размыва у оголовка шпор (H_p) определяется по имеющимся в литературе зависимостям: m - по справочникам, а α , β и γ принимаются аналогично принятым при расчете расстояния между шпорами.

Предложенные зависимости могут с успехом применяться при проектировании берегозащитных и руслорегулировочных мероприятий как на р. Амударье, так и на других реках с мелкопесчаными руслами.

Л и т е р а т у р а

1. В и н к е л ь Р. Основы шлюзования и регулирования рек. 1936.
2. А л т у н и н С.Т. Регулирование русел. Сельхозгиз, М., 1962.
3. А л т у н и н С.Т., Б у з у н о в И.А. Защитные сооружения на реках, Сельхозгиз, М., 1953.
4. Ц а н о в а В.И. Исследовательские работы одиночной берегозащитной шпоры. Труды ГрузНИИГим, вып. ХУШ-ХІХ, 1957.
5. А р т а и о н о в К.Ф. Регулировочные сооружения и работы на реках в предгорных районах. Изд-во АН КиргССР, 1957.
6. Н а з а р я н А.Г., М а р к и т я н Р.С. Расчет поперечных дамб, предотвращающих размывы и деформации берегов реки. Сб. докладов Всесоюзного совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, Ташкент, 1974.

7. Мухамедов А.М., Тузов В.Е. Особенности русловых деформаций р.Амударьи (дейгиш). Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 36, Л., 1967.
8. Рур у а Г.Б. Гидравлический расчет плановых габаритов речных берегозащитных сооружений. Сб.докладов Всесоюзного совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, Ташкент, 1974.
9. Гелуташвили Х.З. Лабораторные исследования по определению расстояния между шпорами. Труды Всесоюзного научно-технического совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, т.І, Тбилиси, 1960.
- ІО. Бакиев М.Р. Закономерности растекания потока за глухой сквозной шпорой. Авт.дисс.на соискание ученой степени канд.техн.наук, Ташкент, 1974.
- ІІ. Абальянц С.Х. Глубина размыва у берегозащитных креплений на р. Амударья. "Вопросы гидротехники", вып. 27, Ташкент, 1965.

С.Х.ТУЛЯГАНОВ
мл.научн.сотр.
(САНИИРИ им.В.Д.Бурина)

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ
СЕЛЕВЫХ ПОТОКОВ И ЭРОЗИОННЫХ ПРОЦЕССОВ НА
АДЫРНОЙ ЗОНЕ ФЕРГАНСКОЙ ДОЛИНЫ

Адыр Бешбуз начинается на правом берегу канала Шарихон и располагается на 4-5 км южнее г.Андижана. Длина склона адыра - 17 км; средняя ширина - 5 км; наивысшая и наименьшая точки склона - 400, 900 м соответственно. Бешбуз - типичный адыр в Ферганской долине.

Изучаемый склон адыра можно представить в виде различных логов, площадь которых колеблется от 0,8 до 5,15 км, число их достигает 44 шт. (рис.1, табл.1).

Исследования проводились на северном склоне адыра, где ежегодно отмечается прохождение нескольких селевых потоков.

Таблица I
Морфометрические характеристики логов Бешбуз

Номера логов	Длина, км	Средняя ширина, км	Площадь, км ²
13	3,2	2,22	5,15
21	3,5	1,00	3,53
25	2,9	0,40	1,16
28	2,0	0,65	1,30
33	2,0	0,78	1,55
36	2,25	0,5	1,13

Селевые явления в Ферганской долине давно привлекают исследователей / 1,2 /. Однако основные факторы, обуславливающие формирование селевых потоков в адырных частях, а также эрозию склонов, еще недостаточно изучены. Анализ

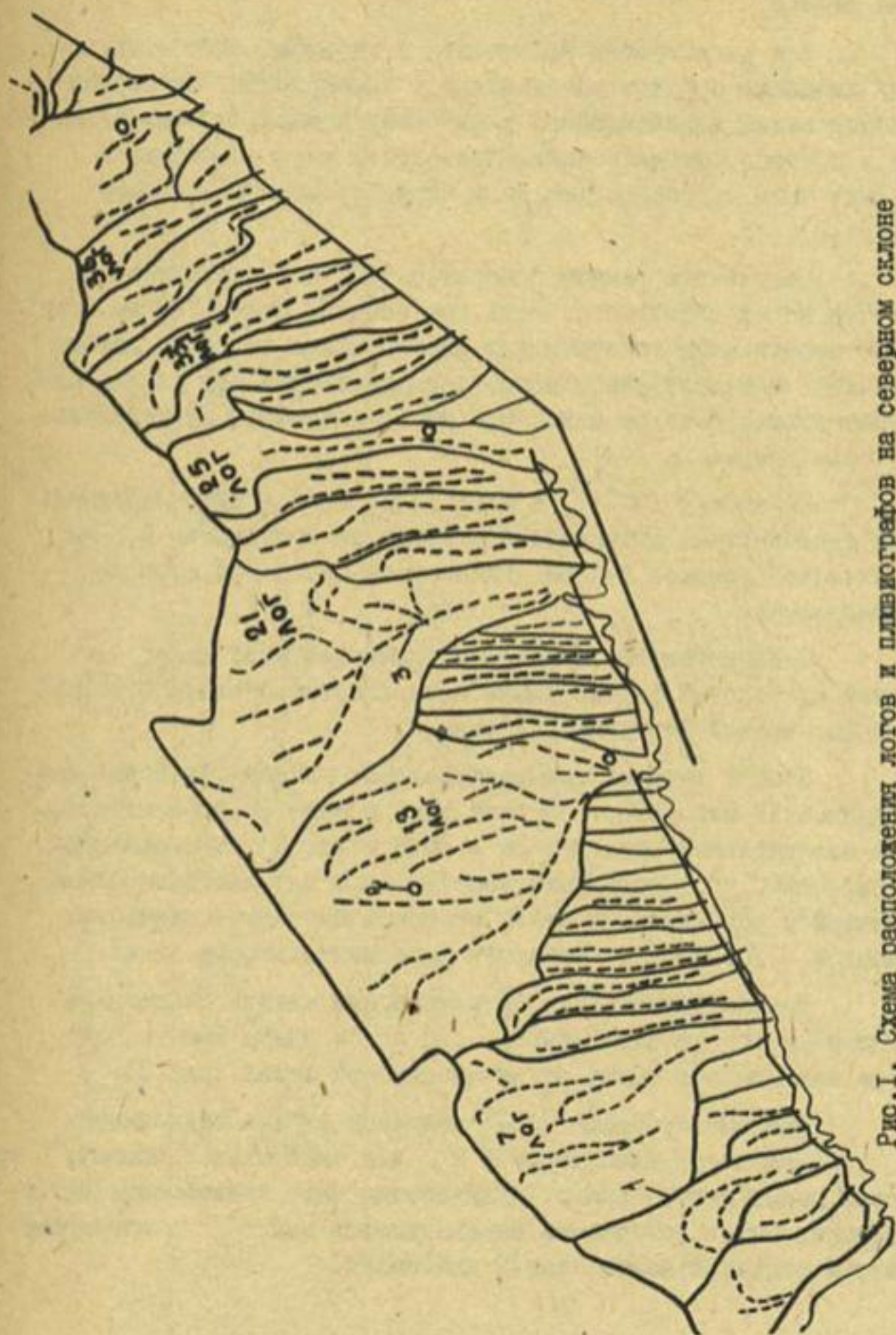


Рис. I. Схема расположения логов и пливнографов на северном склоне
адыра Бешбуз: 1 - водораздел; 2 - пливнограф; 3 - сай;
4 - водоотводящий тракт.

причин, вызывающих указанные явления, посвящена настоящая статья.

Для регистрации количества и интенсивности выпадающих ливневых осадков установлено 4 pluviографа. За период исследований зафиксировано 6 ливневых дождей. Объемы жидкого и твердого стока определились путем инструментальной съемки чаши селехранилища до и после прохождения ливней (табл.2).

Полученные данные говорят о том, что поверхностный сток в логах наблюдается лишь при осадках более 7–8 мм. При этом необходимым условием для формирования селевого потока являлась максимальная одномоментная интенсивность ливня, которая должна быть не менее 0,6 мм. Для примера приведем некоторые данные.

23 апреля 1973 г. в логе I3 отмечен дождь, максимальная одномоментная интенсивность которого составляла 0,3 мм, количество осадков 6–7 мм. Склонового стока при этом не наблюдалось.

Следовательно, полученный нами критерий может быть одним из условий формирования поверхностного стока в логах адырных частей Ферганской долины.

Особый интерес вызывают селевые явления, которые наблюдались 18 мая 1973 г. В этот день в логе I3 зарегистрирован максимальный расход воды – $30,8 \text{ м}^3/\text{с}$, объем стока превысил 36000 м^3 . Продолжительность этого паводка была самой большой и равнялась 85 мин., несмотря на малое количество осадков – 7–9 мм и 14-минутную продолжительность ливня.

Рассмотрим влияние интенсивности жидких осадков на склоновую эрозию почв адыров. Для логов адыра Бешбуз получена зависимость смыва от интенсивности ливня (рис.2).

Многими авторами [3,4] получены схожие зависимости

Например, Джабадовым [2] для склоновых площадок, в ореховых лесах центрального Таджикистана дана зависимость интенсивности смыва от средней интенсивности дождя как для травянистой растительности, так и для пашни.

Динамические характеристики осадков и селевых потоков
на логах адыра Бешбуз

Дата набле- ния (май)	Номер лога	Коли- чест- во осад- ков, мм	Продолж. осадков, мин.	Интенсивность дождя, мм/мин		Объем стока, тыс.м ³	Максималь- ный расход воды, м ³ /с	Смыв почвы тыс.м ³	Продолжит. селевых потоков, мин.
				средняя ливневая одномин. максим					
5-73	13	11,3	330	0,03	0,17	15,98	12,6	1,07	-
5-73	21	14,2	322	0,04	0,40	18,51	-	1,69	-
5-73	25	17,2	315	0,05	0,61	3,04	3,0	0,41	68
6-73	13	8,1	202	0,04	0,23	13,44	9,8	0,82	82
6-73	21	8,4	167	0,06	0,30	12,07	-	0,94	-
18-73	13	9,0	14	0,64	0,75	36,15	30,8	2,36	85
18-73	21	7,3	18	0,43	0,60	28,12	23,0	1,96	-
17-74	36	12,1	31	0,4	0,50	4,7	9,0	0,75	70
17-74	33	8,0	25	0,32	0,35	3,27	3,0	0,34	-

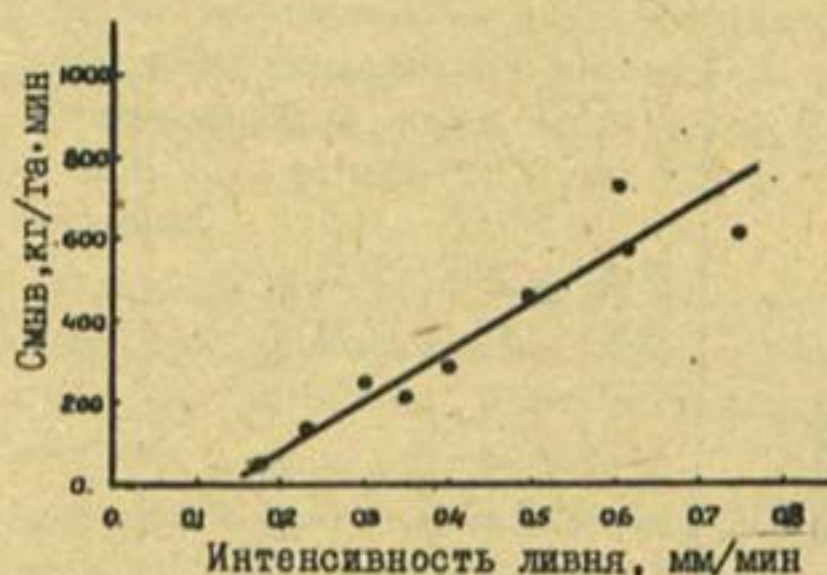


Рис.2. Зависимость склонового смыва от интенсивности ливня.

Из рис.2 видно, что с увеличением интенсивности ливня растет интенсивность смыва. При интенсивности ливня 0,8 – 1,0 мм/мин эта величина достигает до 1 т/га мин, что равно слою смыва 6–8 мм.

Таким образом, интенсивность ливня является одним из факторов, способствующих эрозии почв склона логов, слой смыва которых может составить 4–8 см в год.

Полученные результаты могут быть использованы для определения размеров жидкого и твердого стока в адрах Ферганской долины. Ущерб, наносимый водной эрозией, заставляет обратить особое внимание на мероприятия по борьбе с этим явлением.

В дальнейшем аналогичные исследования в адрной зоне

следует продолжать для уточнения некоторых критериев формирования селевых паводков и склоновой эрозии почвы в зависимости от интенсивности ливня.

Л и т е р а т у р а

1. В а ф и н Р.Г. Исследование гидрографов селей на Чартак-Сае. В кн. "Селевые потоки и горные русловые процессы". Изд. АН АрмССР, Ереван, 1968.
2. Р а б к о в а Е.К. Исследования селевых потоков в районе предгорий Северной Ферганы. Труды ин-та сооружений (АН УзССР), вып.7, Ташкент, 1955.
3. М и р ц х у л а в а Ц.Е. Инженерные методы расчета - прогноза водной эрозии. Изд-во "Колос", 1970.
4. Щ е г л о в а О.П. Дождевой смыв с горной части Средней Азии. Труды САРНИГМИ, вып.5, 1970.

Р.Р. АБДУРАУПОВ
канд. техн. наук
З.Н. НУРИТДИНОВ
инженер
(САНИИРИ им. В.Д. ЖУРИНА)

ПРИЧИНЫ ВОЗНИКНОВЕНИЯ ГРЯД И ИХ ОСНОВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Потери энергии в гидравлически шероховатых руслах обусловлены образованием областей отрыва или вихрей после каждого элемента шероховатости. Интенсивность таких источников вихреобразований определяется характером турбулентности и зависит от размеров и формы шероховатости русла.

Деформация, связанная с силами вязкостного трения, возникающими в придонном слое жидкости, прилежащем к твердой стенке, вызывает зарождение вихрей. Зарождение вихрей у дна происходит непрерывно и отличается неустойчивостью, вызванной случайными сотрясениями пульсаций скорости и несимметричностью обтекаемой поверхности дна потока. Вследствие вязкости эти вихри постепенно затухают по глубине потока. Следовательно, размер основных возмущений определяется высотой шероховатости, масштабом турбулентности или же параметрами потока /3/.

Периодические вихревые образования у дна могут быть причиной возникновения вертикальных силовых импульсов, интенсивность которых зависит от пульсационных составляющих u' и v' скоростей. Чем больше пульсация скорости, тем вызываемый ею импульс будет больше и, следовательно, на большую высоту могут подняться частицы наносов в самый первый момент их движения.

Длина скачков наносов зависит от вероятности того или иного превышения подъемной силы над собственным весом частиц наносов. Более тяжелые частицы будут двигаться небольшими скачками, мелкие — скачками большей длины. Высота подъема

частиц наносов зависит от значения и направления пульсационных скоростей. Отделяемые от дна вихри под действием скорости потока имеют по своей оси пониженные давления, вызывающие засасывание мелких частиц наносов. Поэтому движения наносов всегда сопутствует образованию песчаных гряд на дне потока. Под воздействием постоянно пульсирующих скоростей частицы у дна приобретают неодинаковые скорости, ввиду чего одни из них будут нагонять другие, собираясь в небольшие грядки; раз возникнув, эти грядки постепенно растут в своих размерах, и по истечении некоторого промежутка времени создается новая достаточно устойчивая форма грядового движения наносов. При этом перемещение гряд у дна потока происходит путем смыва наносов с лицевой стороны и отложения их в подвалье. Причем, наносы, идущие сверху, перекачиваясь вверх до гребня, попадают вниз в застойную зону, и, заполняя ее, способствуют передвижению гребня по течению. Следовательно, эти песчаные волны в виде гряд или рифелей продвигаются по дну без скольжения, подобно гусеничным тракторам.

Чистый поток, по мнению Н.Е. Жуковского /2/, заполнен эллиптическими вихревыми шнурами, из них донные двигаются также без скольжения.

Учитывая сходство в характере перемещения донных гряд и вихревых образований у дна потока, воспользуемся предложением Н.Е. Жуковского / I, 2 /. Угловая скорость вращения жидких частиц в эллиптическом вихре при этом будет равна:

$$\omega = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x} \right) = \varrho \left(\frac{1}{\rho^2} + \frac{1}{h^2} \right). \quad (I)$$

Крупные вихри возникают при превышении поверхностной скорости над донной:

$$\frac{u - u_s}{h} = \text{ср. в.} \frac{\partial u}{\partial y} = \varrho \left(\frac{1}{\rho^2} + \frac{1}{h^2} \right), \quad (2)$$

отсюда

$$\frac{u - u_s}{h} = \frac{\varrho}{h^2} \left(\frac{h^2}{\rho^2} + 1 \right), \quad (3)$$

где u_* — скорость на верхней плоскости слоя скольжения;

u — поверхностная скорость потока;

h — высота вихрей;

l — длина вихрей;

q — безразмерный параметр.

Отношение $\frac{q}{h}$, по теории Н.Е. Жуковского / I /, дает незаилившую скорость, которую можно принять за начальную скорость трогания частиц в потоке, или за неразмывающую скорость, т.е. $\frac{q}{h} = u_0$.

При движении песчаных наносов величина $(u - u_*)$ является скоростью движения твердых частиц в потоке, в этом случае она имеет вид $(u - u_0)$, где u соответствует средней скорости потока по глубине.

Заменяя малую и большую оси эллиптических вихрей соответственно высотой $h_{кр} = b$ и длиной $l_{кр} = a$ гряды, получим ее крутизку $J_{кр}$, которая выражается следующим уравнением:

$$J_{кр} = \frac{l_{кр}}{h_{кр}} = f\left(\frac{u}{u_0} - 2\right). \quad (4)$$

При сопоставлении (4) с данными опытов, проведенных при различных расходах воды и наносов (рис. I) с песком крупностью $d_{ср.} = 0,23$ мм /4/, для определения крутизны гряды получена зависимость

$$J_{кр} = 0,092 - 0,016 \left(\frac{u}{u_0} - 2 \right)^2, \quad (5)$$

а для определения относительной высоты гряды на основании данных опытов (рис. 2) — зависимость $\frac{h_{кр}}{H} = a \left(\frac{u}{u_0} - 1 \right)^2 e^{-\frac{(\frac{u}{u_0} - 1)^2}{2,5}}$,

$$\frac{h_{кр}}{H} = a \left(\frac{u}{u_0} - 1 \right)^2 e^{-\frac{(\frac{u}{u_0} - 1)^2}{2,5}}, \quad (6)$$

где H — средняя глубина потока;

a — безразмерный коэффициент, зависящий от изменения расхода воды.

Как видно из рис. 2, изменение отношения $\frac{h_{кр}}{H}$ зависит от величины $\frac{u}{u_0}$, а также от удельного расхода воды. Данные опытов показали, что безразмерный коэффициент "а" хорошо удовлетворяется следующим уравнением:

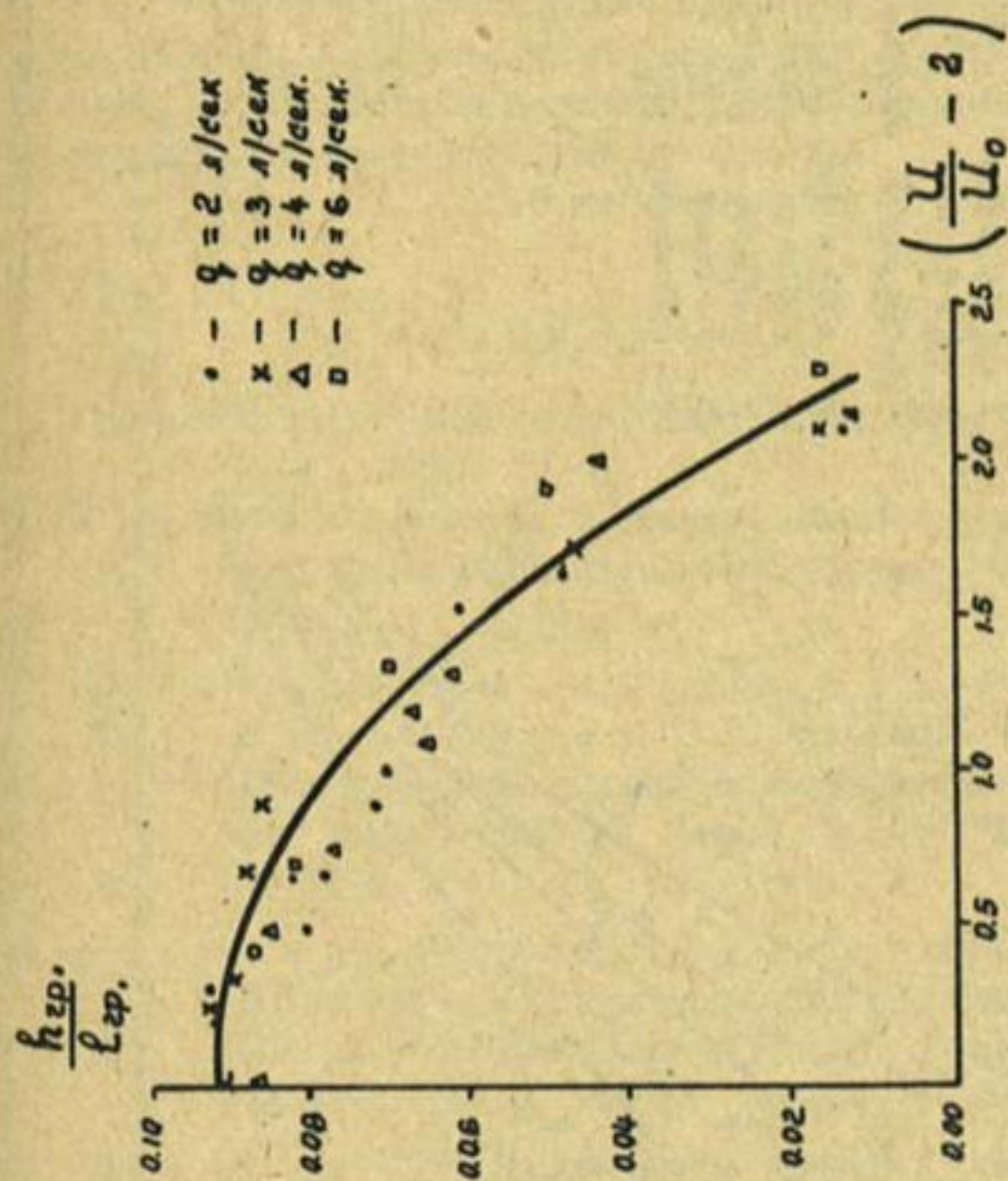


Рис. 1. Зависимость крутизны града от изменения относительной скорости.

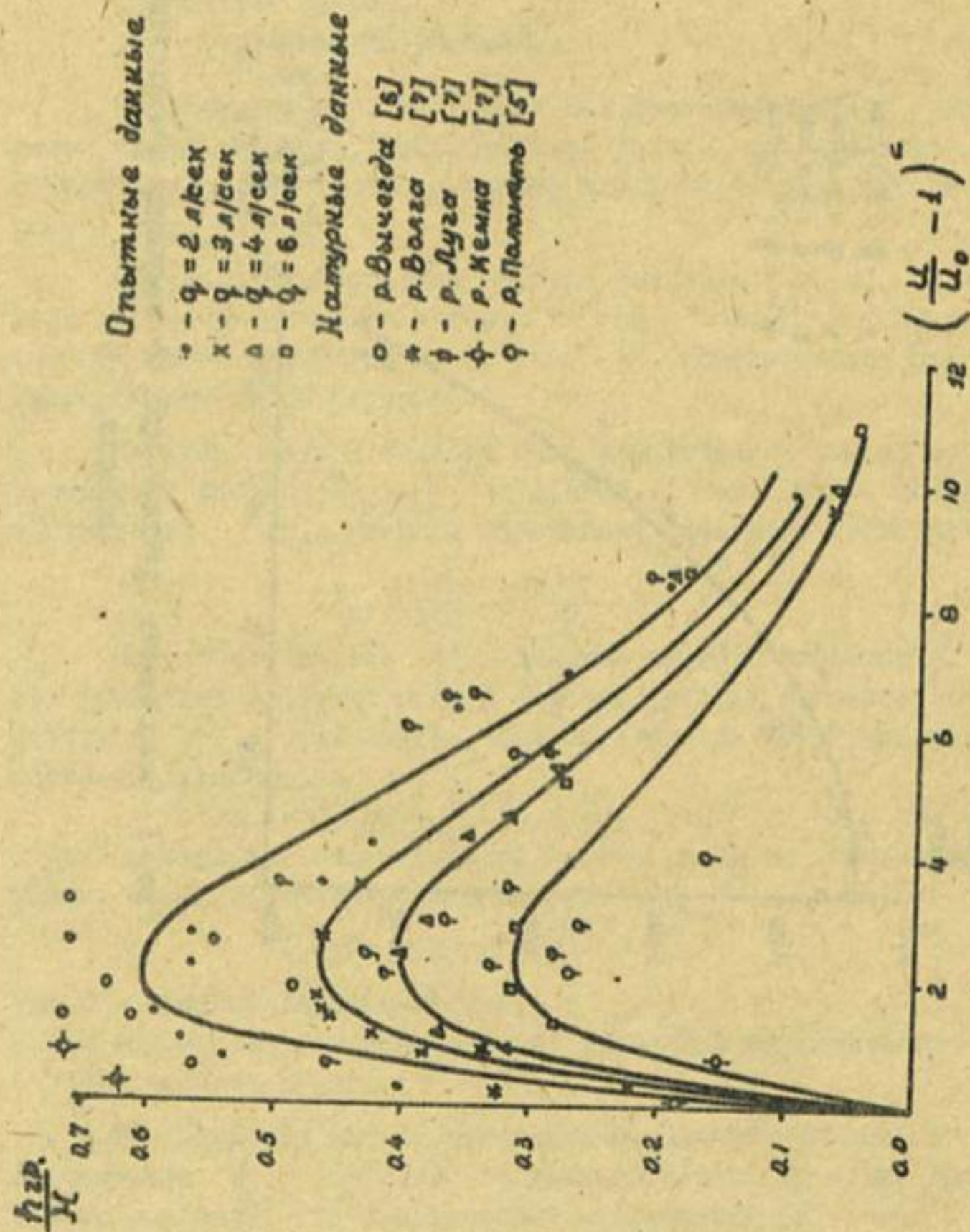


Рис. 2. Зависимость относительной высоты гряд от изменения относительной скорости потока.

$$a = 1.33 - 0.054 \left(\frac{u}{W} \right)^{1/3} \left(\frac{H}{d} \right)^{1/2} \quad (7)$$

где W — гидравлическая крупность наносов;
 d — средний диаметр наносов.

Полученные зависимости (5), (6) и (7) могут быть использованы для практических расчетов транспортирующей способности, сопротивления движению потока и уклона, зависящего от грядовой формы движения наносов при

$d_{\text{ср.}} = 0,1 + 0,6$ мм и отношения $\frac{u}{u_0} = 1,5 + 4,5$.

Л и т е р а т у р а

1. А г р о с к и й И.И. и др. Гидравлика, Госэнергоиздат, М.-Л., 1950.
2. Ж у к о в с к и й Н.В. О снежных заносах и заиждении рек. Сб. сочинений т. III, Гостехиздат, М., 1949.
3. М у х а м е д о в А. М., А б д у р а у п о в Р.Р., Н у р и т д и н о в З.Н. Некоторые вопросы кинематической структуры турбулентного потока. Доклады ВАСХНИЛ, вып. 8, изд-во "Колос", М., 1974.
4. А б д у р а у п о в Р.Р., Н у р и т д и н о в З.Н. Образование и разрушение гряд при насыщении потока мелкопесчаными наносами. Доклады ВАСХНИЛ, вып. 2, изд-во "Колос", М., 1975.
5. К о р ч е х а Ю.М. Исследование грядового движения наносов на р. Полометь. Труды ГТИ, вып. 161, Л., 1968.
6. К у л е м и н а Н.М. Результаты исследования движения песчаных гряд. Труды ГТИ, вып. 169, Л., 1969.
7. Д о п а т и н Б.В. Наносы рек СССР. Географгиз, М., 1952.

Д.Ш.АБДУЛЛАЕВ
ст.научн.сотр.
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)
А.С.ОБРАЗОВСКИЙ
докт.техн.наук, проф.
(ВНИИВОДГЕО)

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДОПРИЕМНИКОВ С ВИХРЕВЫМИ КАМЕРАМИ ЩЕЛЕВОГО ТИПА

Расчет площади водоприемных отверстий (брутто) производится по формуле

$$\Sigma P_{\delta p} = 1,25 K \frac{Q_p}{V_{\delta x}}, \quad (I)$$

где 1,25 - среднее значение коэффициента загрязнения решетки мусором;

$V_{\delta x}$ - условная средняя скорость входа, исчисляемая по площади отверстия в свету.

Q_p - расчетный расход воды одной секции оголовка;

$\frac{Q_p}{V_{\delta x}}$ - потребная площадь отверстий в свету;

K - коэффициент заполнения водоприемного отверстия стержнями решеток.

$$K = \frac{a+d}{a},$$

здесь a - расстояние между стержнями в свету;

d - толщина стержня.

Величина $V_{\delta x}$ принимается при нормальных условиях работы в зависимости от особенностей режима водоема (мутности, шугоносности), требований рыбозащиты, доступности и оснащенности водоприемных отверстий, а также от величины забираемого расхода.

Так, без учета требований рыбозащиты рекомендуется принимать скорость входа в отверстия русловых затопленных водоприемников равную 0,1-0,3 м/с, а береговых водоприемников - 0,2-0,6 м/с.

На реках, имеющих прохладительное значение, величина допустимой скорости принимается по табличным данным в зависимости от типа применяемых прохладительных устройств.

Как установлено практикой, при заборе воды из водоемных источников со скоростью входа меньше 0,15 м/с водоприемные устройства могут не оборудоваться специальными прохладительными устройствами.

Число входных отверстий, их форма и размеры назначаются исходя из конструктивных соображений, в зависимости от площади, определяемой по формуле (1).

Расчет вихревых камер мелового типа производят так же, как расчет труб с переменным расходом и поперечными сечениями. Определение размеров вихревой камеры можно производить приближенно, считая, что средняя скорость докового втекания воды в шель в первом приближении равна средней скорости в сечении вихревой камеры. Находясь в скорости течения в конце вихревой камеры деконструируется назначать в пределах 1-1,2 м/с, т.е. примерно равными скорости в примыкающем к ней самоотечном водоводе. Этими значениями скоростей и определяется наибольший поперечный размер вихревой камеры - II макс.

Длина вихревой камеры должна соответствовать длине ее водоприемного фронта и укладываться в пределах $L = (5 + 10) \text{ II макс.}$ Вихревая камера, с целью обеспечения равномерности приема воды по всей длине водоприемного фронта, изготавливается с поперечными сечениями, уменьшающимися к торцу. Причем, уменьшение ее площади можно, примерно, соответствовать линейному изменению по квадрату закону:

$$z = 2 \sqrt{\frac{L}{x}} \text{ макс}$$

(2)

Минимальные значения диаметра торцевого сечения - II мин. - деконструируется назначать в пределах $(0,4 + 0,6) \text{ II макс.}$ При этом для обеспечения одинакового равномерного приема воды в отверстия и у торцевой части вихревой

камеры рекомендуется продлить ее торец за пределы входной щели на величину $(1-1,5) D$ мин. (рисунок).

При постоянной ширине входной щели и отношении скоростей $\frac{V_{щ}}{V_{вх.к.}} = 1,2$ эпюра удельных расходов втекания может быть аппроксимирована трапецией, одна сторона которой $q_{max} = B \cdot V_{щ}$, а другая $q_{min} = 0,8 B \cdot V_{щ}$, а при устройстве вихревой камеры, продленной за входную щель, — прямоугольником, обе стороны которого $q = B \cdot V_{щ}$. Удельные расходы могут иметь постоянную величину и при переменной ширине входной щели, но в этом случае требование равномерности забора воды должно оправдывать указанное усложнение конструкции вихревой камеры.

Необходимая площадь входной щели определяется по величине средней скорости втекания $V_{щ}$, которую рекомендуется принимать равной или большей на 15-20% скорости в конечном сечении вихревой камеры, т.е.

$$V_{щ} = \frac{Q_p}{V_{щ}} \quad (3)$$

Расчет диаметров трубопроводов в условиях нормального режима работы водозабора производится по величине допускаемой скорости V_p . Эта скорость для всасывающих линий принимается равной 1,2-2 м/с, а для самотечных — 0,7-1,5 м/с. Размеры трубопроводов рассчитываются по формуле

$$D = \sqrt{\frac{Q_p}{0,785 V_p}} \quad (4)$$

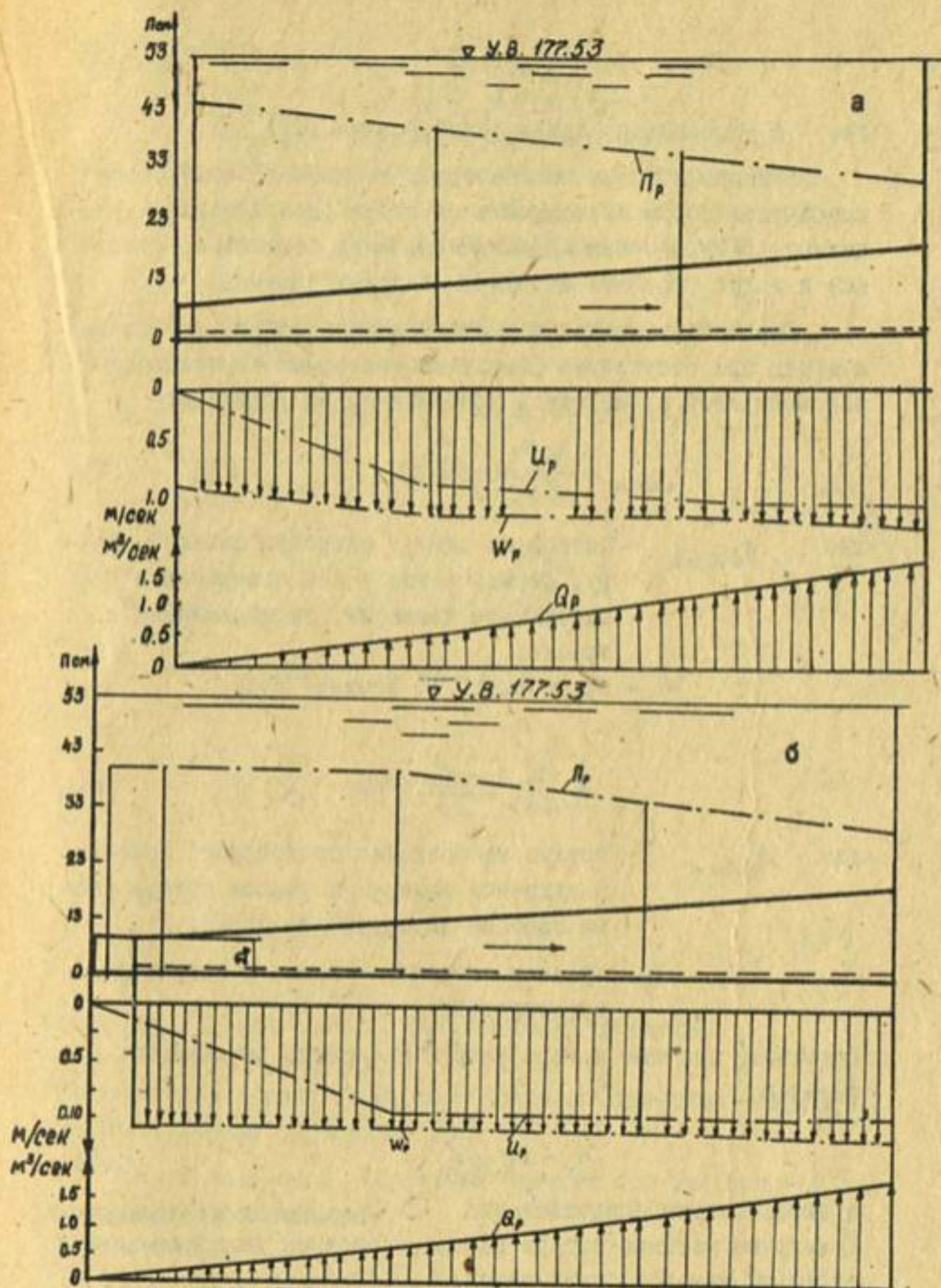
При этом скорости в самотечных трубах должны быть проверены:

а) на незаиляемость мелкой взвесью (ρ , кг/м³), имеющей средневзвешенную гидравлическую крупность (W , м/с) — по формуле

$$V < V_{кр.} = \sqrt{\frac{\rho \cdot W D}{0,11 \left(1 - \frac{W}{V_*}\right)^{0,3}}}, \quad (5)$$

где $V_* = \frac{\sqrt{g}}{C} V = 0,07 V$; C — коэффициент в формуле Шези;

б) на подвижность захватываемых в трубу влекомых наносов, крупностью d , м — по формуле



Эпюры распределения давлений, расходов, продольных скоростей и скоростей втекания через щель по длине вихревой камеры:

а - обычной;

б - с торцевой частью, продленной за входную щель на $1,5D_0$.

$$V \geq A \sqrt{D \cdot d}, \quad (6)$$

где A — параметр, принимаемый равным 10.

Размеры и форма водозаборных оголовков назначаются конструктивно. В зависимости от места расположения и расчетного расхода. они подразделяются на береговые, русловые и могут состоять из одной или двух звеньев.

Определение величин местных потерь напора в вихревых камерах при отсутствии данных лабораторных исследований рекомендуется производить приближенно по формулам:

$$h_{w \text{ вх. щ.}} = \frac{w^2}{g} \approx \frac{V_{\text{ср.}}^2}{g}, \quad (7)$$

где $h_{w \text{ вх. щ.}}$ — потери на вход в вихревую щелевую камеру, формирование в ней поперечного вращательного движения, перемешивание и трение;

w — ср. скорость во входной щели;

$$h_{w \text{ вих. к.}} = \frac{V_{\text{ср.}}^2}{2g}, \quad (8)$$

где $h_{w \text{ вих. к.}}$ — потери на создание продольного течения в вихревой камере, с учетом потерь части энергии на трение по длине;

$V_{\text{ср.}}$ — средняя скорость течения в самотечном трубопроводе.

Остальные местные потери напора в системе вычисляются по формуле

$$h_w = \sum \xi \frac{V_{\text{ср.}}^2}{2g}, \quad (9)$$

а коэффициенты сопротивления $\sum$ находятся по справочнику. Суммарные местные потери напора в системе водоприемника с вихревой камерой будут равны:

$$\Sigma h_{w \text{ сист.}} = h_{w \text{ вх. реш.}} + h_{w \text{ вх. щ.}} + h_{w \text{ вх. к.}} + h_{w \text{ сопр.}} + h_{w \text{ вых.}}$$

где $h_{w \text{ вх. реш.}}$ — потери у входных решеток; $h_{w \text{ вх. щ.}}$ — потери в щели вихревой камеры; $h_{w \text{ сопр.}}$ — потери на вход в самотечную трубу, определяемые в зависимости от принятой конструкции сопряжения; $h_{w \text{ вых.}}$ — потери на выход.

Потери напора в водоприемниках, исследованных в САНИИРИ, определяются следующим образом:

а) в однозвенном водоприемнике — по формулам:

$$\Sigma h_{w \text{ сист.}} = (5,20 \div 4,80) \frac{V_{\text{ср.}}^2}{2g} \quad (10)$$

$$\Sigma h_{w \text{ вх. к.}} = (3,20 \div 2,70) \frac{V_{\text{ср.}}^2}{2g}; \quad (11)$$

б) в двухзвенном — по формулам:

$$\Sigma h_{w \text{ сист.}} = (5,0 \div 4,50) \frac{V_{\text{ср.}}^2}{2g} \quad (12)$$

$$\Sigma h_{w \text{ вх. к.}} = (3,20 \div 2,70) \frac{V_{\text{ср.}}^2}{2g} \quad (13)$$

здесь $h_{w \text{ тр.}}$ — это потери симметричного тройника

$$= (0,8-1) \frac{V_{\text{ср.}}^2}{2g} \quad (14)$$

Для водоприемников с короткими вихревыми камерами следует принимать меньшие значения $\Sigma \ell$.

Расчет наивысшей допустимой отметки оси насосов — V о.н. — производится по формуле:

$$V_{\text{о.н.}} = V_{\text{н.х.в.}} + h_{w \text{ в.с.}} - \Sigma h_w - h_{\text{в.}}; \quad (15)$$

- где V н.у.в. — отметка наинизшего уровня воды в реке;
 $h_{w\&c.}$ — допустимая высота всасывания, определяемая по каталогу;
 Σh_w — сумма всех потерь напора от входа до насоса;
 h_c — скоростной напор при входе в насос.

Представленные рекомендации переданы в институт "Казводоканалпроект" для внедрения на объекте Чарджоуского промводозабора из р. Амударья.

Р.Р.АБДУРАУПОВ

канд.техн.наук, зав.лабор.водозаборов

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

ВЛИЯНИЕ ОТЛОЖЕНИЯ НАНОСОВ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ НА ПРОПУСКНУЮ СПОСОБНОСТЬ СБРОСНЫХ ОТВЕРСТИЙ

Строительство водозаборных гидроузлов существенно изменяет режим реки. В верхнем бьефе образуется водоем небольшого объема, который заносится в течение 5-10 лет в зависимости от стока наносов и крупности. В период занесения верхнего бьефа наносами в нижнем бьефе происходит интенсивный размыв русла и понижение уровня воды. После занесения наносы из верхнего бьефа проходят в нижний, процесс размыва прекращается, и нижний бьеф постепенно заносится.

В условиях водозабора в каналы на гидроузлах все наносы отводятся в нижний бьеф плотины. Поэтому причиной заноса является главным образом уменьшение транспортирующей способности потока в нижнем бьефе.

Из наблюдений в натуре и в лаборатории установлено, что занесение донными наносами происходит в виде продвигающейся фронтом призмы отложения /1/. По мере продвижения фронта призмы отложения вниз по течению дно нижнего бьефа в непосредственной близости от плотины поднимается (рис.1). Изменение же отметки дна нижнего бьефа вызовет повышение горизонта воды в бьефах (рис. 2). Так как повышение горизонта воды приводит к подтоплению от-

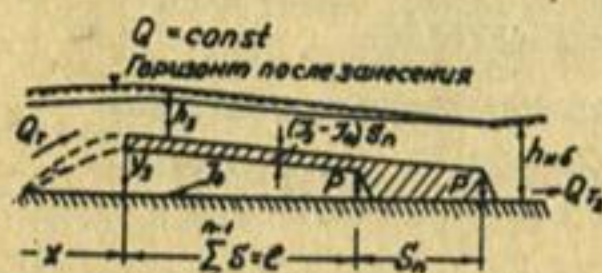


Рис. 1. Схема призмы отложения наносов по длине русла в нижнем бьефе.

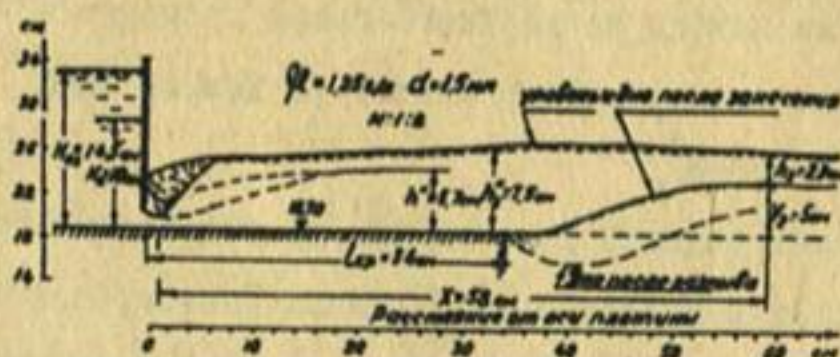


Рис. 2. Схема влияния призмы наносного отложения на пропускную способность щитового отверстия.

верстия со стороны нижнего бьефа и как следствие — к уменьшению его пропускной способности, то представляет особый интерес определить глубину нижнего бьефа после его занесения (см. рис. 2). Практика показывает, что как только отметка дна нижнего бьефа начинает превышать отметку порога водослива, то последний начинает затопливаться [1].

Как известно, по типу сопряжения струи с нижним бьефом водосливы разделяются на затопленные и незатопленные [2].

При определении расхода через незатопленный водослив с широким порогом глубина потока на пороге принимается независимо от глубины потока нижнего бьефа, равной критической глубине h_k . В случае, когда нижний бьеф начинает заилиться наносами, проходящими через сооружение, глубину потока на пороге следует принимать уже в зависимости от глубины потока в русле h_3 , а также от степени превышения отметки дна нижнего бьефа над порогом водослива $\mathcal{Z}_3$. В таком случае пропускная способность должна быть рассчитана по формуле затопленного водослива с широким порогом. При этом глубина потока на пороге h_n может быть найдена из выражения

$$H_n = h_3 + \mathcal{Z}_3. \quad (1)$$

Тогда расход через затопленный водослив при полном открытии определяется из формулы

$$Q = 3Bh_n \sqrt{2g(H_0 - h_n)}, \quad (2)$$

здесь h_3 — глубина потока после занесения русла;

H_0 — гидродинамический напор;

$\mathcal{Z}$ - величина превышения отметки дна над порогом.

Значение $\mathcal{Z}$ определяется из следующего выражения:

$$\mathcal{Z} = (\mathcal{Z}_0 - \mathcal{Z}_2) \xi^2 \delta + h_0 - h_2; \quad (3)$$

а длина призмы отложения $\xi^2 \delta$ - подбором из уравнения баланса

$$\gamma_n \delta_n [h_0 - h_2 + (\mathcal{Z}_0 - \mathcal{Z}_2) (\xi^2 \delta + \frac{\delta_n}{2})] \delta = \int_{t_1}^{t_2} Q_r dt, \quad (4)$$

где γ_n - объемный вес наносов; $\mathcal{Z}_0$ - уклон до занесения; $\mathcal{Z}_2$ - уклон после занесения; h_0 - глубина на пороге до занесения; δ_n - длина призмы отложения за время Δt ; Q_r - твердый расход; δ - ширина русла.

Глубина потока после занесения наносами определяется также подбором по уравнению равномерного движения жидкости при заданных значениях расхода воды и наносов и диаметра. Причем, значение $\mathcal{Z}$ принимается по зависимостям, которые, с учетом наблюдений в природе, представляются при движении гравелистых наносов в виде

$$\mathcal{Z} = 0,015 \left[\left(\frac{d}{R} \right) \left(\frac{d}{d_{max}} \right)^{0,67} \right] + 0,0025 \mu - 0,0014. \quad (5)$$

Движение песчаных наносов происходит по форме гряд или рифелей, причем, наличие последних не меняет транспортирующей способности потока, а лишь увеличивает сопротивление движению воды. В подобных случаях уклон оценивается с учетом морфологической формы дна, определяемой уклоном гряд:

$$\mathcal{Z}_p = (0,015 + 0,016 \sqrt[3]{\mathcal{Z}_{rp}}) \sqrt[3]{\frac{d}{R}} + 0,0025 \mu - 0,0014, \quad (6)$$

где $\mathcal{Z}_{rp}$ - уклон гряд определяется из формулы Н.С. Знаменской [1]

$$\mathcal{Z}_{rp} = \frac{0,04 \left(\frac{V_{cp}}{V_{нов}} \right)^3}{\sqrt[3]{\frac{R}{d}}}; \quad (7)$$

d, d_{max} - соответственно средний и максимальный диаметры;

R - гидравлический радиус;

μ - относительное количество наносов, г/л;

$V_{нач}, V_{ср}$ - начальная и средняя скорости потока.

Фактическая пропускная способность отверстий при частичном открытии щитов определяется из соотношения

$$Q_{ср} = \eta_3 \cdot Q_0, \quad (8)$$

$$\eta_3 = \left(\frac{h_0''}{h_3''} \right)^{2,72 - 0,01 F_2} \quad (9)$$

(η_3 - коэффициент занесения).

Здесь Q_0 - расход воды через отверстие до занесения нижнего бьефа;

h_0'' - вторая сопряженная глубина до занесения;

h_3'' - то же после занесения, равная сумме $z_{д} + h_{01}''$

F_2 - число Фруда, отнесенное к сжатому сечению отверстия.

Настоящая информация позволяет рассчитывать пропускную способность водосбросных отверстий с учетом занесения нижнего бьефа водозаборных узлов гравелистыми и песчаными наносами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абдурауфов Р.Р. Процесс занесения нижнего бьефа деривационных гидроузлов и его расчет. Изв. АН УзССР, серия техн. наук, № 4, 1957.
2. Чугаев Р.Р. "Гидравлика", Изд-во "Энергия", Л., 1971.

А.М.МУХАМЕДОВ
доктор техн.наук, профессор
Р.К.УРКИНБАЕВ
канд. техн. наук

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

ДИНАМИКА САМОРАЗРАБОТКИ ПИОНЕРНОГО ПРОКОПА В УСЛОВИЯХ Р.АМУДАРЬИ

Для защиты берегов от размыва применяются различные виды защитных сооружений: поперечные шпоры, струенаправляющие щиты, продольные крепления берегов с различными строительными материалами и т.п.

Возведение этих сооружений связано с расходом дорогостоящих строительных материалов. Между тем при наличии соответствующих условий защиту берегов от размыва можно осуществлять путем отвода части расхода реки через искусственный спрямляющий канал.

В результате саморазмыва поперечные размеры и расход такого канала постепенно увеличиваются, расход реки постепенно переключается на новое спрямленное русло, а старое русло реки отмирает в результате заиления ее концов. Весь этот процесс, как показало спрямление, выполненное как у нас в СССР (например, в условиях р.Амударьи / 2,5 /, так и за рубежом / I /, протекает очень быстро при больших значениях коэффициента извилистости (более I,5).

При малых значениях коэффициента извилистости процесс саморазработки прокопа протекает долго или вовсе не успевает разрабатываться до своих конечных размеров ввиду с завалом речных наносов во время высоких паводковых расходов реки. Поэтому вопрос динамики нормирования поперечного и продольного профиля спрямляющей прокопа представляет большой интерес.

Для установления динамики саморазработки прокопа были использованы уравнения деформации русла / 3 /, уравнение неразрывности потока и зависимость для расхода донных наносов.

Зависимость для расхода донных наносов получена нами на основании данных модельных исследований и имеет вид

$$\rho = \frac{\left(\frac{V}{V_0} - 1\right)^2}{\frac{V}{V_0}} \cdot q_{\tau\theta}, \quad (I)$$

где V и V_0 - средняя и неразмывающая скорости потока.

В результате совместного решения известных уравнений деформации, неразрывности потока, а также зависимости (I) выведена расчетная формула, позволяющая установить характер изменения площади живого сечения потока в прорези во времени, имеющая вид

$$\omega_t = \omega_n + \frac{\alpha \cdot t \cdot Q_n}{L_n} (\kappa_V - \kappa'_V). \quad (2)$$

Здесь ω_n - первоначальная площадь живого сечения потока в прокопе;

t - время в сутках;

Q_n - расход воды в прокопе;

L_n - длина прокопа;

α - коэффициент, учитывающий удельный и объемный вес грунта, который равен в мелкопесчаных грунтах 53.

Приведенные коэффициенты κ_V и κ'_V в формуле (2) учитывают интенсивность поступления наносов из реки в прокоп и их транспорт потоком по длине прокопа:

$$\kappa_V = \frac{\left[\left(\frac{V}{V_0}\right)_p - 1\right]^2}{\left(\frac{V}{V_0}\right)_p} \quad \text{и} \quad \kappa'_V = \frac{\left(\frac{V}{V_0}\right)_n^2 - 1}{\left(\frac{V}{V_0}\right)_n}. \quad (3)$$

Ввиду отсутствия в условиях р. Амударьи формулы для средней скорости потока (V), произведена обработка данных УГМС по гидрометрическим измерениям р. Амударьи; при этом получена следующая зависимость /5/:

$$V = A \sqrt{2gQ \cdot i} = 4,45A \sqrt{Q \cdot i}, \quad (4)$$

где Q и i — соответственно, расход и уклон потока.

Коэффициент A , входящий в зависимость (4), учитывает диаметр и гидравлическую крупность донных отложений и их изменение по длине реки. На основании данных, приведенных в работе / 4 /, и формулы Штенберга была получена зависимость для коэффициента A в виде

$$A = K \cdot e^{-0,0009L} + \sqrt{K_u} - 1, \quad (5)$$

где L — расстояние от устья реки до рассматриваемого участка (в км); e — основание натурального логарифма; $K = I + 1,5$ — коэффициент, учитывающий параметры донных отложений (ua): верхний предел соответствует начальному периоду работы прокопа, нижний — бытовому режиму реки; $K_u = \frac{(ua)_{пр}}{(ua)_{р}}$ — коэффициент, учитывающий изменение параметра донных отложений, связанное с колебанием расходов воды.

В настоящее время ввиду отсутствия данных по изменению параметра донных отложений значение коэффициента K_u установлено в зависимости от расхода воды по следующей зависимости:

$$K_u = \left(\frac{1000}{Q} \right)^{0,25}. \quad (6)$$

Величины неразмывающей скорости потока могут быть определены по известной формуле

$$V_0 = V_{01} \cdot H^{0,25}, \quad (7)$$

Здесь V_{01} — неразмывающая скорость потока при $H = 1$ м.

Из формулы (2) видно, что конечные размеры пионерного прокопа в основном зависят от величины первоначального расхода воды и живого сечения прокопа. Первоначальный расход воды определен из условия

$$V_n \geq V_p \quad (V_n \text{ и } V_p \text{ — скорости потока в прокопе и реке}).$$

С учетом формулы (4) и схемы (рисунок):

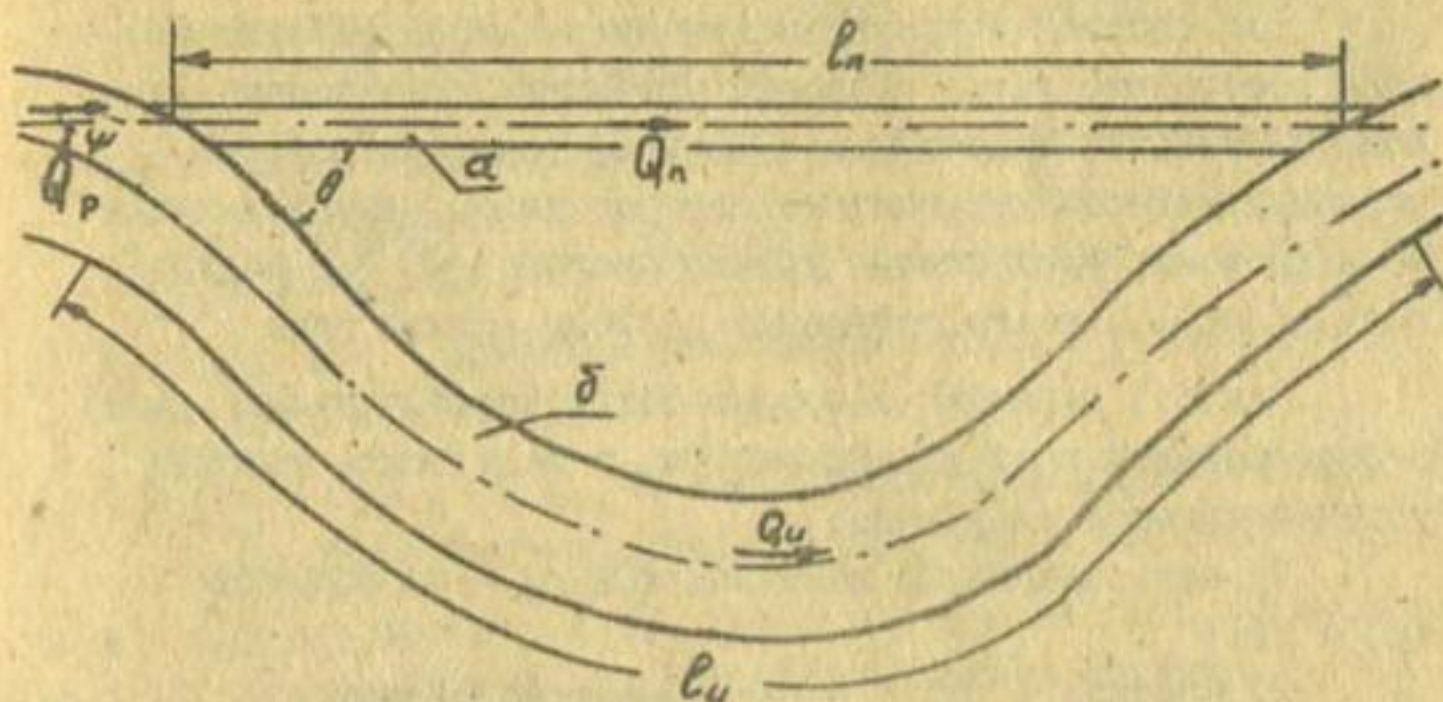


Схема спрямляющей прорези: а — прокоп;
б — излучина реки.

$$Q_n = \frac{Q_p Q_p}{K_{изб.}}, \quad (8)$$

где $K_{изб.} = \frac{l_n}{l_p} = \frac{C_{изб.}}{C_n}$ — коэффициент извилистости русла реки.

Для определения первоначальной величины живого сечения прокопа были использованы уравнение модуля расходов воды в русле реки и прокопа, неразрывность потока, а также зависимость для скорости потока (4) и схема (рисунок).

Совместное решение их дает для ω_n следующую зависимость:

$$\omega_n = \frac{1}{4,43x} \sqrt{\frac{Q_n}{l_n}} \cdot \frac{1 - \frac{Q_n}{Q_p}}{\cos(\theta - \psi) - \frac{Q_n}{Q_p}} \quad (9)$$

(коэффициент k вычисляется по формуле (4)).

Для расчета и прогноза динамики саморазработки прокопа необходимо иметь плановые материалы, измеренные уклоны на участке излучины и гидрограф реки, из которых устанавливаются следующие параметры: уклон, длина излучины и прокопа, угол отвода трассы прокопа (θ) и подхода воды (ψ), а также ожидаемые расходы воды в реке.

Расчет, динамика саморазработки прокопа производится в определенной последовательности, в результате которых устанавливается следующее:

- 1) первоначальные величины Q_n и a_n - по формулам (8) и (9);
- 2) средние (V) и неразмывающие скорости (V_o) потока - по (4) и (7);
- 3) коэффициент транспорта наносов - по формуле (3);
- 4) величина приращения площади живого сечения за время t_1 - по формуле (2) при расходе Q_n . Такой же расчет производится для времени t_2 при расходе воды Q_{n2} и т.п. Вычисление будет продолжаться до получения живого сечения прокопа, достаточного для пропуска расчетных расходов воды.

Для определения достоверности полученных зависимостей был произведен расчет для спрямлений излучин, осуществленных в натуре / 2 / на участке р.Амударьи в районе Ташсака (1962 г.), и для запроектированного спрямления в районе Турткуль (1973 г.). Сопоставление данных расчета с данными натурных измерений показало удовлетворительную сходимость.

Л и т е р а т у р а

1. И б а д - з а д е А.Ю. Гидравлика спрямлений излучин рек. Изд-во АН Азерб ССР, 1961.
2. Ц о й Г.А. Спрявление речных излучин малой кривизны. Автор.дисс.на соискание ученой степени кандидата техн.наук АН УзССР, Ташкент, 1965.
3. Л е в и И.И. Динамика русловых потоков, Госэнергоиздат, М., 1955.
4. Ц в е т к о в а Н.А. Режим наносов р.Амударьи. "Вопросы гидротехники", вып.13, АН УзССР, Ташкент.
5. М у х а м е д о в А.М., У р к и н б а е в Р.К. Результаты исследования по спрявлению излучин в условиях р.Амударьи. Сб.докладов Всесоюзного совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, Ташкент, 1974.

В.В. ПЕРЕПЕЛКИНА
канд. техн. наук
(САНИИРИ им. В.Д. Журива)

СИФОННЫЕ ВОДОСБРОСЫ И СИФОННЫЕ ВОДОВЫПУСКИ НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ

В последнее время в качестве сооружения, сопрягающего напорные трубопроводы насосных станций и машинный канал, все чаще применяются сифоны.

При работе насоса в сифонной части напорного трубопровода образуется разрежение, которое создается потоком воды, проходящим через сифон. В этом сходство сифонного водовыпуска насосной станции с сифонным водосбросом. Однако процесс зарядки и работы сифонного водовыпуска и сифонного водосброса различаются.

Четкое понимание сходства и различия в работе этих двух сооружений необходимо, во-первых, для правильного моделирования их работы и, следовательно, получения надежных результатов лабораторных исследований, во-вторых, для определения допустимых и эффективных способов воздействия на поток с целью получения требуемой рабочей характеристики сооружений.

В сифонном водосбросе вода подается на его гребень под влиянием изменившихся на границе условий: дополнительный приток воды в верхнем бьефе и, следовательно, подъем горизонта воды перед сифоном над его гребнем. В результате начинается перелив воды через гребень сифона. При этом напор сооружения определяется как напор на гребне водослива (рис. 1.)

$$Z = h_{греб} + \frac{V_{греб}^2 - V_{кан}^2}{2g} + h_{потери}$$

Поток, стекая по водосливной грани сифона, захватывает находящийся в нем воздух и выносит его наружу, создавая тем самым разрежение во внутренней полости сооружений. Вода по восходящей и нисходящей ветвям сифона поднимается, увеличивая высоту переливающегося через гребень слоя воды, расход сифонного водосброса, интенсивность аэрации потока и зарядки

сифона. При этом увеличивается путь под водой, который должен преодолеть воздух, чтобы выйти из сифона, т.е. ухудшаются условия для зарядки. Тем не менее поток, энергия которого возрасла за счет увеличения расхода и напора, легко преодолевает это препятствие.

Когда сифон зарядится полным сечением, его напор определяется уже разностью горизонтов воды верхнего и нижнего бьефов

$$Z = H + \frac{V_{\text{вых}}^2 - V_{\text{кан}}^2}{2g} + h_{\text{потери}}.$$

Процесс зарядки сифонного водосброса, медленный вначале (при малых напорах и расходах) проходит во все возрастающем темпе, в прямом соответствии с увеличением напора, расхода и интенсивности аэрации.

Для улучшения зарядки сифона в нем предусматриваются различные устройства, ускоряющие процесс аэрации потока и включения сифона в начале его работы при малых напорах и расходах.

Поскольку сифонный водосброс строится часто в качестве аварийного сбросного сооружения, то его основная задача — быстро и надежно включаться в работу при внезапном подъеме горизонта воды в верхнем бьефе, устойчиво и плавно сбрасывать в нижний бьеф поступающий расход воды. Особенно важна высокая интенсивность включения, обеспечивающая требуемый режим эксплуатации сооружения. Коэффициент расхода, по нашему мнению, не имеет столь решающего значения.

В сифонном водовыпуске насосной станции вода подается на его гребень принудительно, под напором. После перелива воды через гребень напор насоса определяется отметкой гребня сифона и толщиной переливающегося через гребень слоя воды, иначе он возрастает на величину (рис.2.)

$$\frac{P_{\text{нач.}}}{\gamma} = H + h_{\text{гр}} + \frac{V_{\text{гр}}^2 - V_1^2}{2g} + h'_{\text{потери}}.$$

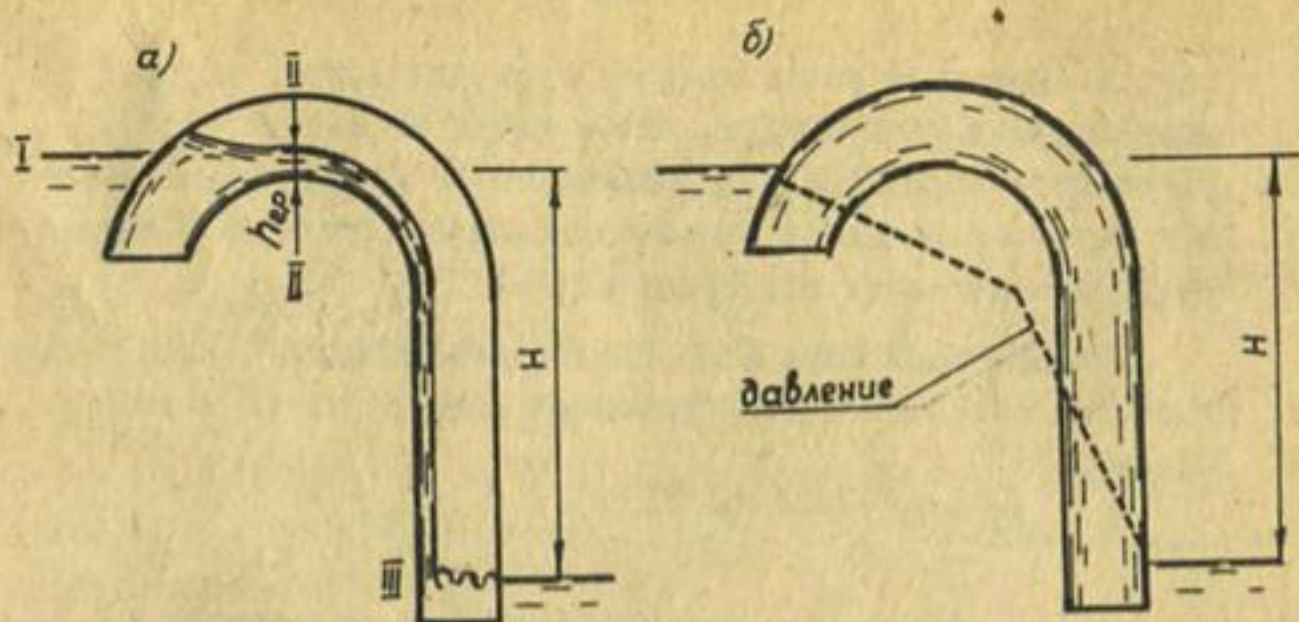


Рис.1. Сифонный водосброс. Схема зарядки:
а) сифон разряжен; б) сифон заряжен.

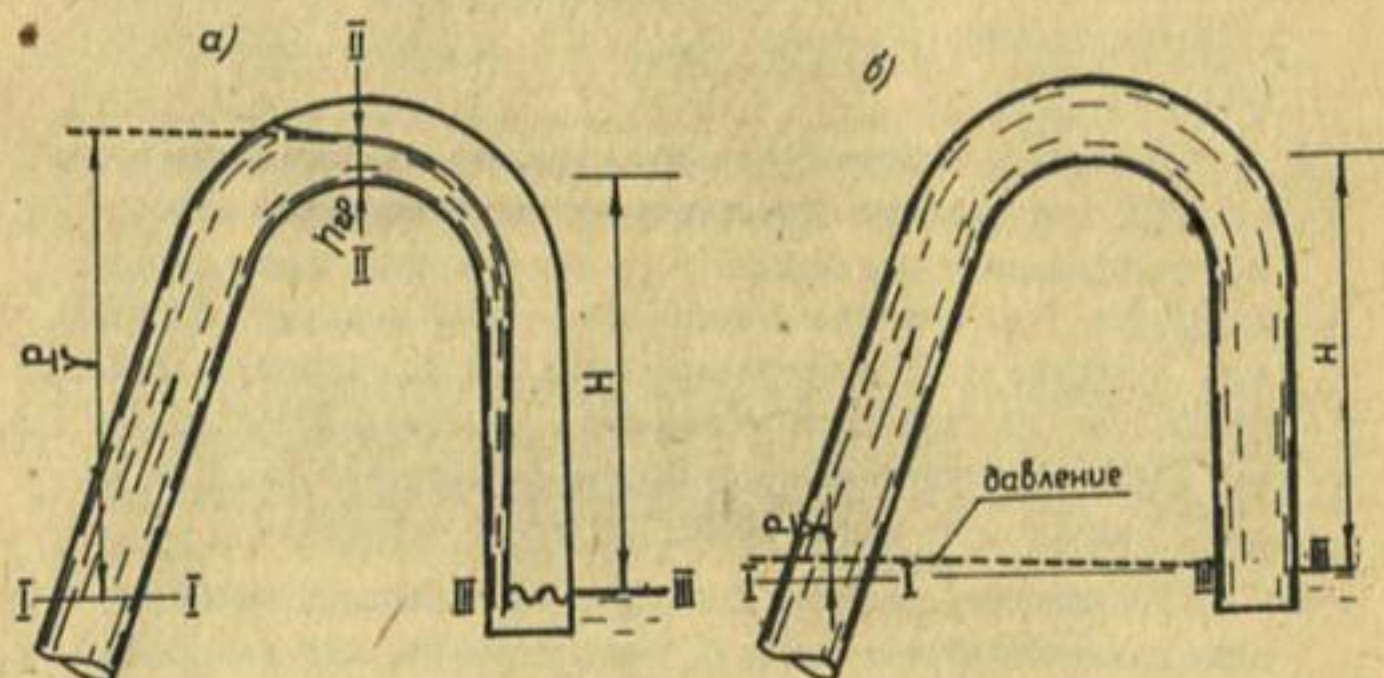


Рис.2. Сифонный водовыпуск насосной станции.
Схема зарядки:
а) сифон разряжен; б) сифон заряжен.

В процессе зарядки сифона, т.е. создания в нем вакуума, в результате выноса воздуха потоком из внутренней полости сооружения, напор в системе снижается на величину этого разряжения. После полной зарядки сифона давление в том же сечении равно

$$\frac{P_{\text{кон.}}}{\gamma} = \frac{V_3^2 - V_2^2}{2g} + h_{\text{потерь}}''$$

Следовательно, рабочая точка на характеристике насоса смещается в область меньшего напора и большего расхода. В сифонных водовыпусках так же как и в сифонных водосбросах по мере зарядки сифона расход увеличивается в сифонных водосбросах от $Q = 0$ до $Q = Q_{\text{макс.}}$, а в сифонных водовыпусках от $Q = (0,85 \div 0,95) Q_{\text{макс.}}$ до $Q_{\text{макс.}}$, т.е. в очень небольших пределах (имеется в виду не диапазон изменения рабочих подач насоса, а только расхода за счет зарядки сифона).

В сифонном водовыпуске насосной станции по мере его зарядки, создания в нем разряжения и снижения напора насоса вода поднимается по нисходящей ветви на величину разряжения в сифоне, и пьезометрическое давление в нем соответственно снижается. Поэтому в процессе зарядки ухудшаются условия для аэрации потока и выноса воздуха из сифона (происходит уменьшение напора и очень незначительное увеличение подачи насоса), удлиняется путь под водой, который должен пройти воздух, чтобы выйти наружу из сифона.

Таким образом, вначале высокая интенсивность зарядки сифонного водовыпуска в дальнейшем заметно уменьшается и сходит на нет, т.е. характер протекания процесса, его интенсивность обратны последним в сифонном водосбросе.

Итак, в сифонных водосбросах необходимо принимать меры для улучшения зарядки на начальном ее этапе, в сифонных водовыпусках — на заключительном. Если в сифонных водосбросах можно допустить уменьшение коэффициента расхода для достижения высоких эксплуатационных качеств сооружения, то в сифонных водовыпусках улучшать зарядку сифона необходимо мерами, которые не увеличивают потери напора в сооружении,

поскольку это приводит к возрастанию напора насоса и, следовательно к уменьшению подачи насоса и увеличению расхода электроэнергии (в зависимости от марки насоса).

В качестве мер по улучшению зарядки сифонных водосбросов могут быть рекомендованы при больших и средних напорах откидные носки с нишами или воздухопроводными трубками; при малых напорах (< 2 м) — дополнительно водосборные лотки (Л I); а в сифонных водовыпусках — возрастание угла наклона восходящей ветви (для перераспределения эпюры скоростей с максимумом ее в поверхностном слое), увеличение ширины водосливного фронта, небольшое уменьшение площади сечения на гребне.

Следовательно, при моделировании сифонных водовыпусков насосных станций необходимо выдерживать граничные условия, в частности, нельзя исследовать сооружение с подачей воды от напорного бака, так как в этом случае в период зарядки создаются условия, характерные для зарядки сифонного водосброса.

Л и т е р а т у р а

- Г. Кеберле С.И., Перепелкина В.В. Ускоритель включения сифонов. Труды САНИИРИ. вып. 134, Ташкент, 1971.

М. МИРЗИЯТОВ

ст. научн. сотр.

(САНИИРИ им. В. Д. Журина)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАССТОЯНИЯ ВОССТАНОВЛЕНИЯ СКОРОСТИ ЗА ПОПЕРЕЧНЫМИ СКВОЗНЫМИ ШПОРАМИ

Наблюдаемый в низовьях р. Амударья размыв берегов — дей-
ствительно — причиняет огромный ущерб народному хозяйству. Борьба с
этим явлением и наводнениями требует изыскания рациональных
и экономических методов берегозащиты.

В практике берегозащитных мероприятий в определенных
условиях успешно могут быть применены сквозные сооружения,
так как глубина местного размыва у сквозных шпор не так зна-
чительна как у глухих массивных шпор, и они намного эффектив-
нее и экономичнее последних [1, 3, 4, 5, 8, 7]. Все более ши-
рокое применение сквозных сооружений при защитно-регулирующих
работах на реках вызывает необходимость изучения их гид-
равлики и получения метода расчета оптимального расстояния
между шпорами, так как излишнее расстояние не только не пре-
пятствует быстрому заносу промежутков между шпорами, но мо-
жет послужить также причиной размыва естественного берега,
недостаточно прикрытого шпорами. В противном же случае (когда
шпоры находятся друг от друга на близком расстоянии) ряд шпор,
расположенных ниже по течению, часто не работает, что приво-
дит к перерасходу строительных материалов и рабочей силы.
Поэтому определение расстояния между шпорами имеет практиче-
ский интерес.

Нами сделана попытка на основании экспериментальных ис-
следований определить расстояние между шпорами в зависимо-
сти от угла установки шпоры (α), коэффициента застройки
(P), степени стеснения русла шпорой (β) и кинетичности пото-
ка (F_r). Опыты проводились в русловой лаборатории САНИИРИ в
двух лотках размером 40х60х1000, 100х50х1000 см при следующих
характеристиках русла и потока: число Фруда $F_r = \frac{v^2}{gh} = 0,01-0,2$;

расход воды $Q = 5-25$ л/с; степень стеснения потока $n = \frac{b}{B} = 0,25-1,0$ (b - ширина стесненной части лотка, B - ширина русла); угол установки шпоры относительно берега $\alpha = 30 \div 90^\circ$; коэффициент застройки $P = \frac{d}{d+s}$ (d, s - соответственно диаметр и шаг элемента) изменялся от 0,15 до 0,67; V_0, V_2 - соответственно скорость потока перед и за шпорой (рис.1). В качестве размываемого материала использован керамзит с удельным весом $1,63$ т/м³, объемным весом 0,82, средним диаметром $d_0 = 0,63$ и $V_0 = 12-15$ мм/с.

Исследовано три вида конструкции сквозных шпор. Анализ выполненных исследований позволяет определить основные факторы, влияющие на расстояние восстановления скорости за сквозной шпорой:

$$\frac{L}{l_w} = f(K, P, n, \alpha, Fr), \quad (I)$$

где

- l_w - длина шпоры;
- L - расстояние восстановления скорости за шпорой;
- K - безразмерный коэффициент, учитывающий влияние конструкции сооружения.

В результате экспериментов было получено расстояние, где происходит восстановление относительных скоростей V_2/V_0 за шпорой, от относительного расстояния L/l_w (рис.2), где V_2 - скорость за шпорой. Выявлено, что при больших значениях P , n и α зона восстановления относительных скоростей увеличивается.

После определения относительного расстояния для 190 опытов построены зависимости L/l_w от числа Фруда (рис.3) при различных значениях n , P , α . Например, для шпор квадратного сечения при $n = 0,25$, $P = 0,67$,

$$\begin{aligned} \alpha = 30^\circ & \quad \alpha = 60^\circ & \quad \alpha = 90^\circ & \quad (2) \\ \frac{L}{l_w} = 121 Fr - 0,34; & \quad \frac{L}{l_w} = 116 Fr + 1,51; & \quad \frac{L}{l_w} = 114 Fr + 1,11. \end{aligned}$$

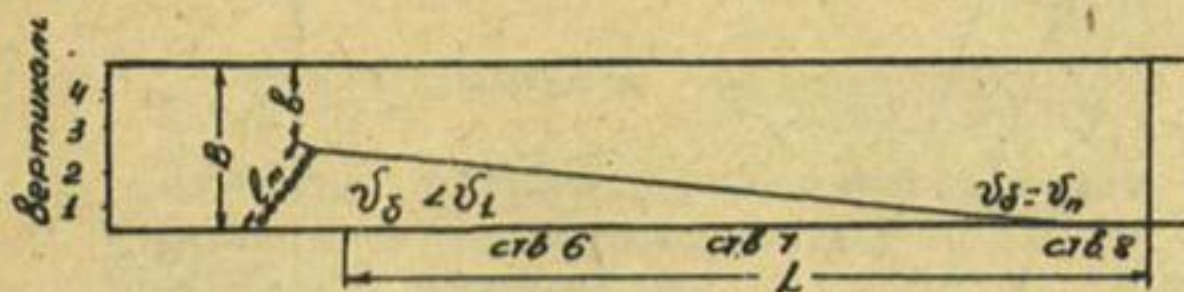


Рис. 1. Схема исследуемого участка лотка

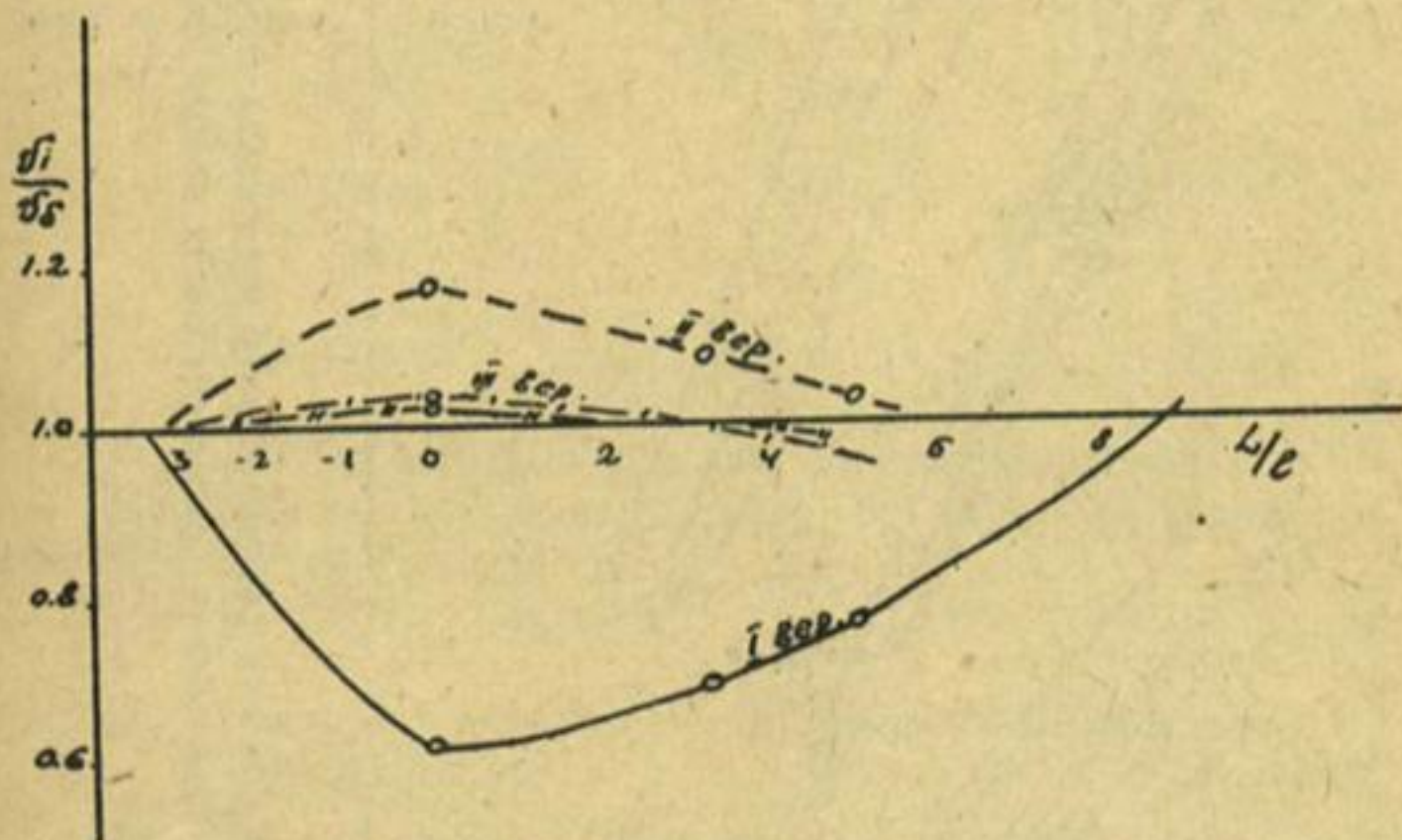


Рис. 2. Распределение относительных скоростей потока в зоне шпоры на относительном расстоянии

$n = 0,3;$	$d = 10 \text{ мм};$
$\alpha = 60^\circ;$	$q = 25 \text{ л/с};$
$\rho = 0,5;$	$B = 100 \text{ см.}$

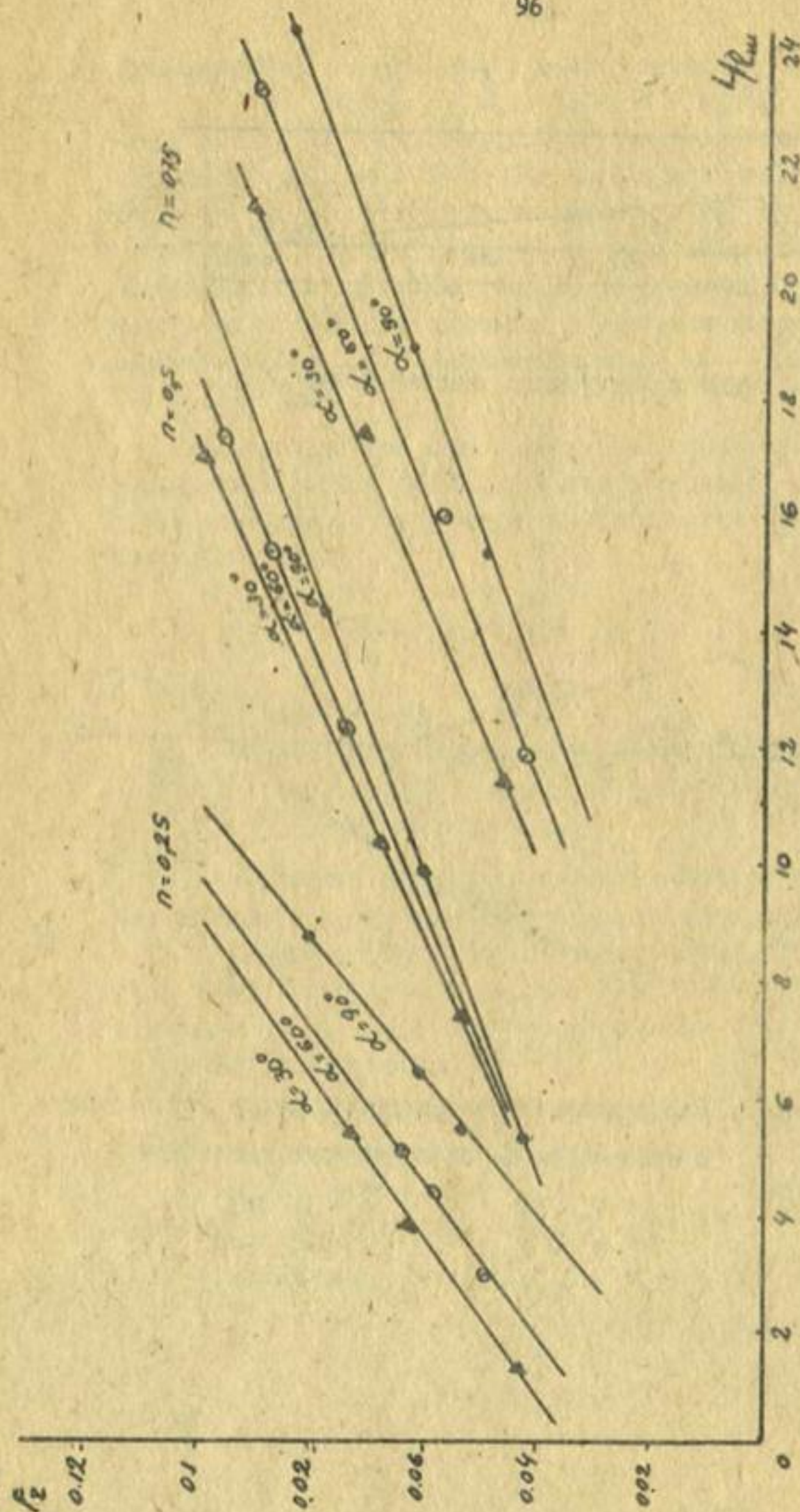


Рис. 3. Зависимость относительного расстояния восстановления скорости от кинематического от кинетичности потока квадратной шпори

Обозначив численные коэффициенты через K_α , строим зависимость $K_\alpha = f(\sin \alpha)$ (рис. 4) и получаем

$$K_\alpha = 116,9 (\sin \alpha)^{-0,056}, \quad (3)$$

где K_α - численный коэффициент, учитывающий угол установки шпоры относительно берега.

Тогда зависимость (I) принимает вид:

$$\frac{L}{e_w} = 119 (\sin \alpha)^{-0,056} F\tau \quad \text{при } n = 0,25 \quad (4)$$

Таким же образом получаем

$$\frac{L}{e_w} = 157 (\sin \alpha)^{0,032} F\tau \quad \text{при } n = 0,5; \quad (5)$$

$$\frac{L}{e_w} = 200 (\sin \alpha)^{0,043} F\tau \quad \text{при } n = 0,75. \quad (6)$$

Как видно из формул (4-6), численные коэффициенты при разной степени стеснения различны. Это изменение выражается степенной функцией (рис. 5)

$$K_n = 355 n^{0,81}, \quad (7)$$

где K_n - численный коэффициент, учитывающий стесненность потока шпорой.

Вставляя в формулу (7) формулы (4-6), получаем выражение

$$\frac{L}{e_w} = 355 n^{0,81} (\sin \alpha)^{0,043} F\tau. \quad (8)$$

Таким же образом получаем величину $\frac{L}{e_w}$ при $P = 0,33$ и $0,5$.

При дальнейшей обработке опытных данных получаем следующие зависимости для определения расстояния восстановления

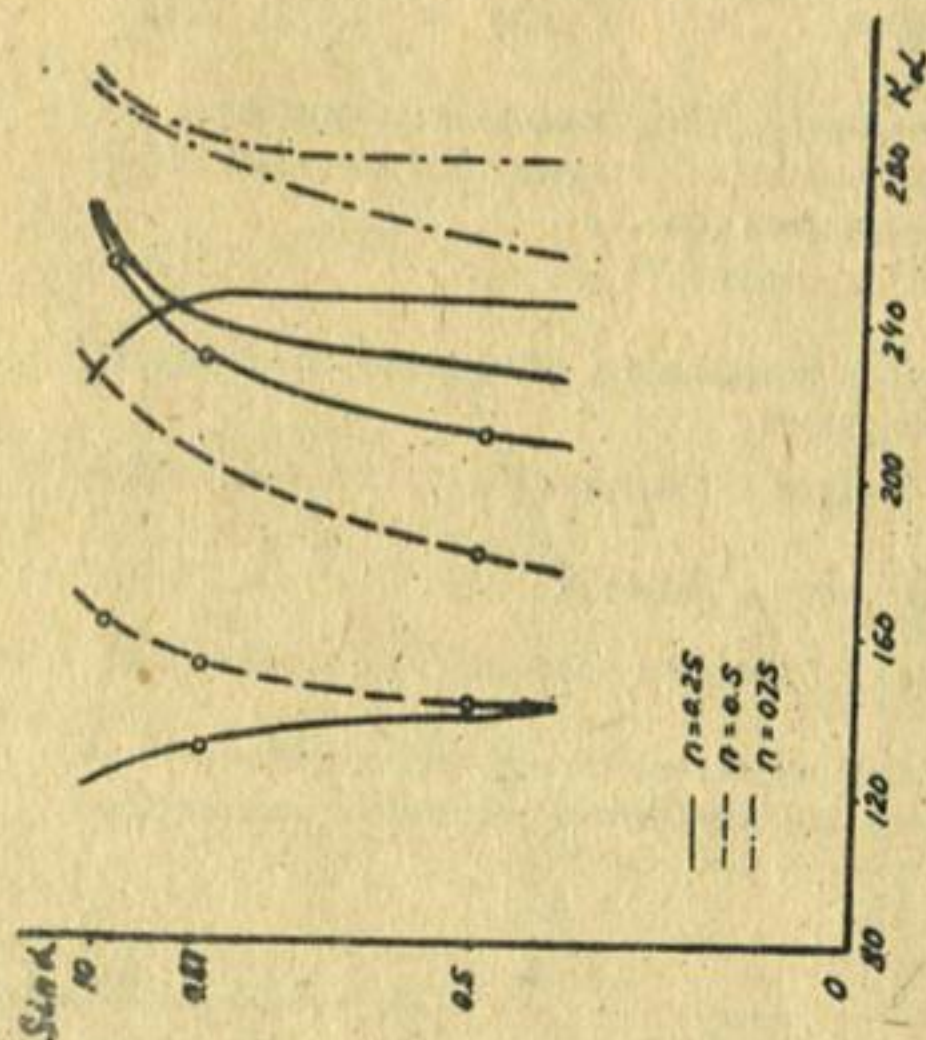


Рис. 4. Зависимость K_α от угла установки для квадратной шпоры

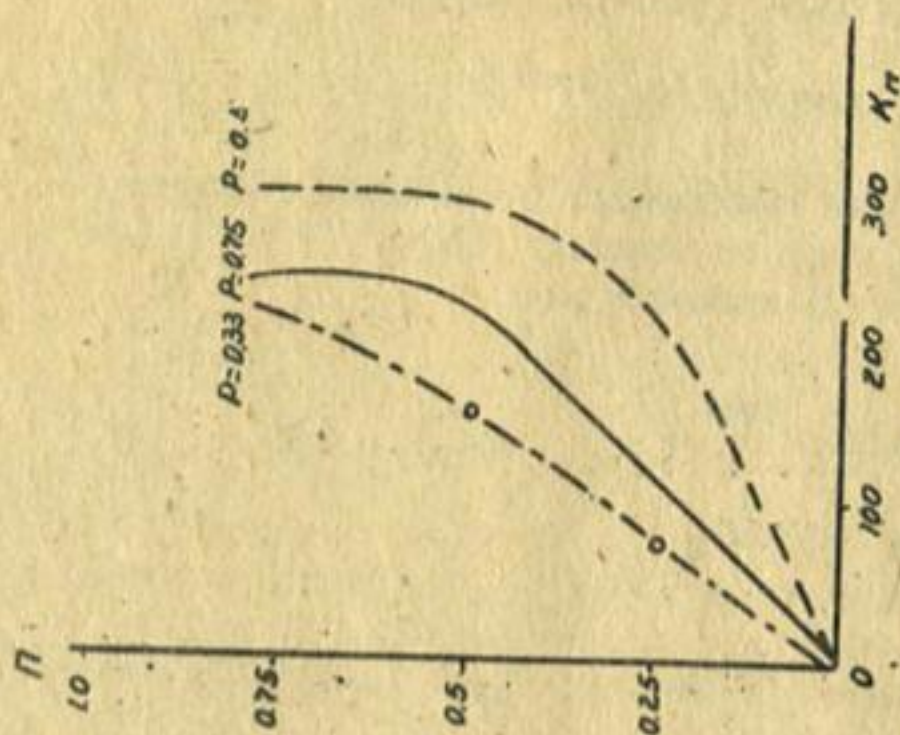


Рис. 5. Зависимость K_n от степени стеснения потока для квадратной шпоры.

ния скорости за шпорами различных конструкций:

для шпоры из свай круглого сечения

$$\frac{L}{L_0} = Kp^{0.85} n^{0.5} (\sin \alpha)^{0.06} Fr; \quad (9)$$

для шпоры из свай квадратного сечения

$$\frac{L}{L_0} = Kp^{0.60} n^{0.9} (\sin \alpha)^{0.3} Fr; \quad (10)$$

для тетраэдрной шпоры

$$\frac{L}{L_0} = Kp^{0.52} n^{0.7} (\sin \alpha)^{0.2} Fr. \quad (11)$$

Коэффициент K для цилиндрической шпоры равен 550, для квадратной — 450 и для тетраэдрной — 260, а при размываемом дне этот коэффициент соответственно равен: 165, 165, 75, т.е. при размываемом дне относительное расстояние восстановления скорости уменьшается в три раза.

Эти формулы были сопоставлены с существующими формулами С.Т.Алтунина и И.Я.Орлова (таблица). Как видно из таблицы, значения, полученные по формулам этих авторов [2, 7], имеют некоторые расхождения с формулами (9–11). Эти расхождения можно объяснить тем, что в формулах С.Т.Алтунина и И.Я.Орлова не учтены степень стеснения потока шпорой и скоростная характеристика потока, т.е. число Фруда (Fr), и кроме того, при угле свала потока к шпоре $\alpha = 90^\circ$ формулы не всегда дают удовлетворительные результаты.

Таким образом, расстояние восстановления скорости за сквозными шпорами зависит от коэффициента застройки, степени стеснения потока, угла установки шпоры, кинетичности потока и длины шпоры. Полученные формулы подтвердили нам теоретическую зависимость для определения расстояния восстановления скорости за сквозными шпорами [6].

Проведенные исследования позволяют определить расстояние между шпорами для русла с легкоразмываемыми грунтами и малой извилистостью при числе Фруда меньше 0,2.

Таблица

Гидравлические элементы потока в опытах со сквозными шпорами

180

Вид конструкции	Дата	α	$V, \frac{см}{сек}$	$\frac{V_1}{V_2}$	Fz	$\frac{L}{C_w}$	$Q, \frac{м^3}{сек}$	$h, см$	Ф-ла Орло-ва	Формула автора			
										к-раз. ныв. дно	по теор. тнч. зази-сим.	разм. теор. тнч. зази-сим.	разм. теор. тнч. зази-сим.
Неразмываемое дно													
Цилиндр.шпора	17. IX-1971г.	0,67	24,0	0,71	0,06	136	10	9,8	00	15,0	14,2	4,5	4,5
		0,67	17,8	0,91	0,048	12,0	5	6,7	2,33	12,7	11,3	3,8	3,8
		0,67	17,0	0,85	0,02	6,6	5	14,7	6,95	6,08	7,3	1,9	1,9
Квадрат.шпора	11. X-1971г.	0,67	16,0	0,71	0,043	7,0	5	6,1	0,0	6,0	5,8	2,2	2,2
		0,67	25,5	0,91	0,074	14,0	10	8,9	2,33	11,7	12,1	4,4	4,4
		0,5	28,0	0,85	0,1	14,5	10	12,8	6,95	12,1	12,4	4,4	4,4
Тетраэдр.шпора		0,15	14,5	0,71	0,032	15,3	5	6,7	0,0	13,8	12,8	3,8	3,8
		0,15	15,1	0,91	0,035	15,3	5	6,6	0,34	13,9	13,0	3,6	3,6
		0,15	19,2	0,85	0,03	11,2	5	6,4	1,56	13,0	13,4	3,6	3,6
Размываемое дно													
Цилиндр.шпора	7. IX-1970г.	0,33	18,0	0,71	0,055	4,0	5	6,0	-	12,0	12,1	3,6	3,6
		0,33	18,0	0,91	0,049	4,0	5	6,7	-	11,4	11,8	3,4	3,4
		0,33	17,7	0,85	0,051	3,3	5	6,3	-	9,0	8,8	3,3	3,3
Квадр.шпора	15. IX-	0,33	18,6	0,71	0,057	4,5	5	6,2	-	9,5	9,2	3,6	3,6
		0,33	18,2	0,91	0,057	4,5	5	6,0	-	10,1	10,3	3,6	3,6
		0,15	18,7	0,85	0,06	3,0	5	6,0	-	10,3	10,0	2,9	2,9

Л и т е р а т у р а

1. А б а л ь я н ц С.Х. Новый метод защиты берегов р.Амударья. "Гидротехника и мелиорация" № 10, 1965.
2. А л т у н и я С.Т. Регулирование русел. М., Сельхозгиз, 1956.
3. А м б а р ц у м я н Р.М., М а р к и т я н Р.С., Х а ч а т р я н Р.М. О новой схеме берегозащитных поперечных шпор. Изв.АН АрмССР, том XI, 1958.
4. Г о с т у н с к и й А.Н. Регулирование потока сквозными конструкциями. Сб. "Вопросы гидротехники", вып.27, Ташкент, 1965.
5. М у х а м е д о в А.М. Некоторые особенности реки Амударья и причины размыва берегов (явление дейгаш). Труды САНИИРИ, вып.120, Ташкент, 1970.
6. М у х а м е д о в А.М., И р м у х а м е д о в Х.А., Б а к и е в М., М и р з и я т о в М. Закономерности растекания потока за сквозной шпорой. Сб.докладов Всесоюзного совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, Ташкент, 1974.
7. О р л о в И.Я. Сквозные заилители для защиты берегов от размыва". "Гидротехника и мелиорация" 12, 1951.
8. У р к и н б а е в Р. Некоторые вопросы гидравлики сквозных шпор. Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.

М.М.СЕЛЯМЕТОВА
канд.техн.наук
(ВНИИГМ)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ СБОЙНОГО ТЕЧЕНИЯ В ТРУБЧАТЫХ СООРУЖЕНИЯХ МЕЛИОРАТИВНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

При определении длины крепления нижнего бьефа трубчатых сооружений сбойность потока обычно не учитывается. Однако возникающее в нижнем бьефе сбойное течение осложняет эксплуатацию гидротехнических сооружений.

Для оценки интенсивности сбойности течения необходимо знать предельную глубину потока в нижнем бьефе, последующее увеличение которой на режим движения потока существенно не влияет; уменьшение же этой глубины приводит к резкому его ухудшению.

Для определения условий, при которых возможно появление сбойных течений на моделях трубчатых водовыпусков с диаметром труб 1,0, 1,25, 1,5 м и валожениями откосов канала в нижнем бьефе 1,0; 1,25; 1,5, нами проводились соответствующие исследования при различных расходах и глубинах в отводящем канале. Ширина активной струи, длина и плановая характеристика сбоя визуально фиксировались по траекториям полиэтиленовых шариков-поплавков, а интенсивность оценивалась по скоростям, измеренным с помощью трубки Пито-Прандтля. По этим данным строился план растекания потока с эпюрами скоростей. Кроме того, производились кино- и фотосъемки.

В процессе исследований и обработки данных сбойное течение мы разграничивали, следуя рекомендациям В.Ф.Ходакова [1], на следующие типы: бурное, слабое и затопленное.

Как показали результаты исследований, при активной (бурной) форме сбойного течения происходят резкие изменения направления движения транзитной струи, многократное искрив-

чение ее и сужение в плане, наблюдаются боковые водовороты, поперечные перемещения водных масс и большой участок перехода потока из бурного в спокойное состояние. Резко меняются скорости: донные, а также скорость потока на глубине $0,6h$ превышают средние в канале. С увеличением подтопления со стороны нижнего бьефа скорости выравниваются по ширине отводящего русла (в основной струе и водоворотах) и пульсация их затухает. Однако сохраняется несимметричность положения водоворотных зон, отклонение струи к одной из стенок лотка. Такое сбойное течение названо слабым (пассивным) [2]. Его можно назвать и "поверхностным" поскольку "отрицательные" скорости и скорости, больше допустимых, наблюдаются лишь на глубине $0,2h$ и, в очень редких случаях - $0,6h$.

С целью получения зависимостей для определения длины бурного сбойного течения и общей длины сбоя с учетом влияния коэффициентов заложения откосов отводящего канала и диаметров труб сооружений, провели следующую группировку моделей. Модели 1, 2, 3 при $m = const$ и различных α, θ были объединены в первую группу, а модели 3, 4 и 5, соответственно, во вторую, при $d = const$ и переменных m и θ .

Для первой группы построен график зависимости (рис. I)

$$\frac{\ell_{сбур}}{h_{бит}} = f(F_{гн}^{0,5})$$

и аналогичный - для второй группы моделей.

Анализ графических данных показал, что между безразмерными величинами $\frac{\ell_{сбур}}{h_{бит}}$ и $F_{гн}^{0,5}$ существует зависимость, близкая к линейной для различных m, θ и d , принятых в наших исследованиях, т.е. $\ell_{сбур}/h_{бит} = \delta \cdot F_{гн}^{0,5}$, где δ - тангенс угла наклона прямой к оси абсцисс. При этом

$$\ell_{сбур} = 30 \cdot h_{бит} = F_{гн}^{0,5}. \quad (I)$$

Следовательно, чем больше бытовая глубина и степень кинетичности потока, тем больше, соответственно, длина бурного сбойного течения. Здесь же уместно отметить, что полученные в опытах длины бурного течения и общая длина сбоя не носят случайного характера, так как каждый эксперимент повторялся не

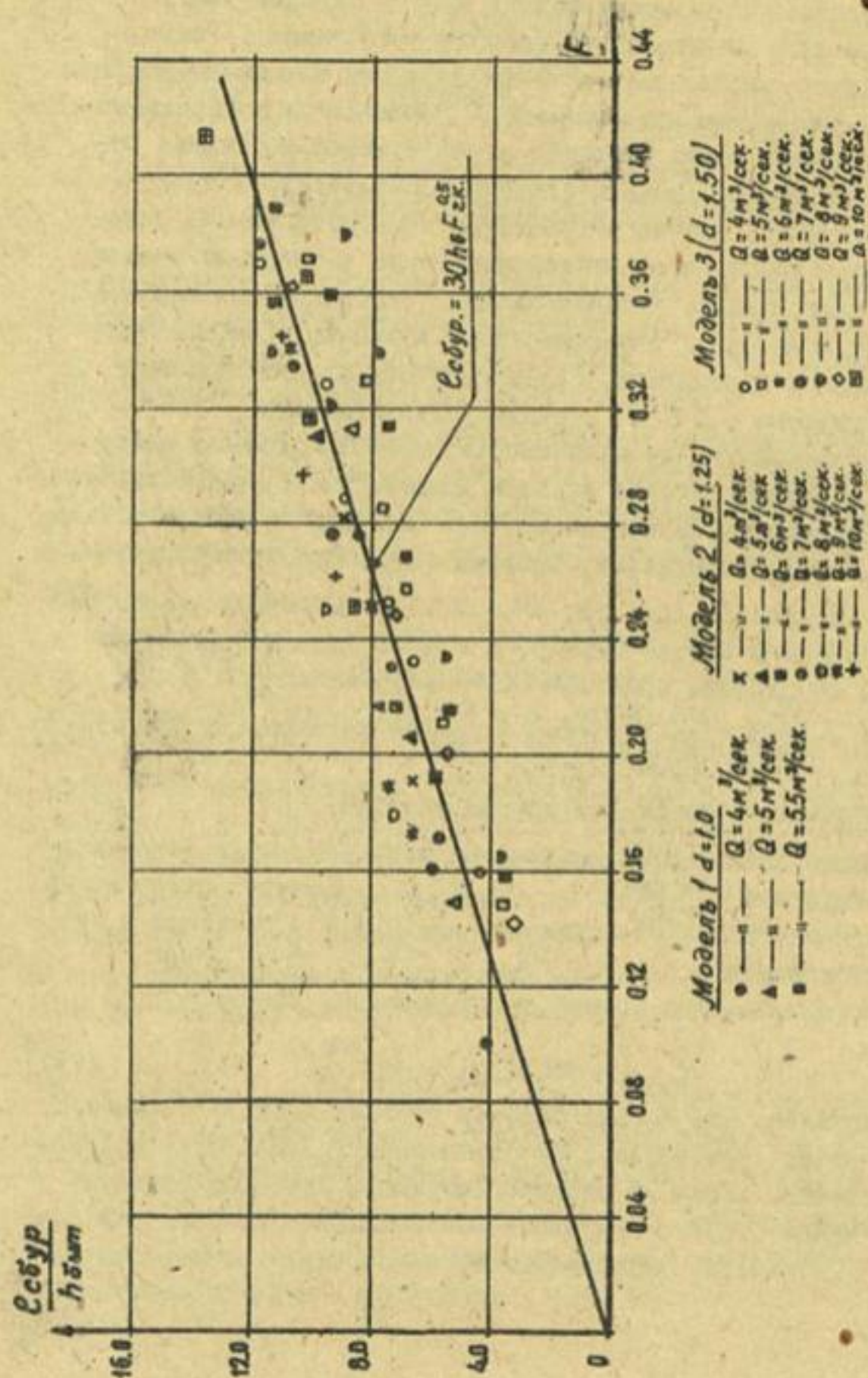
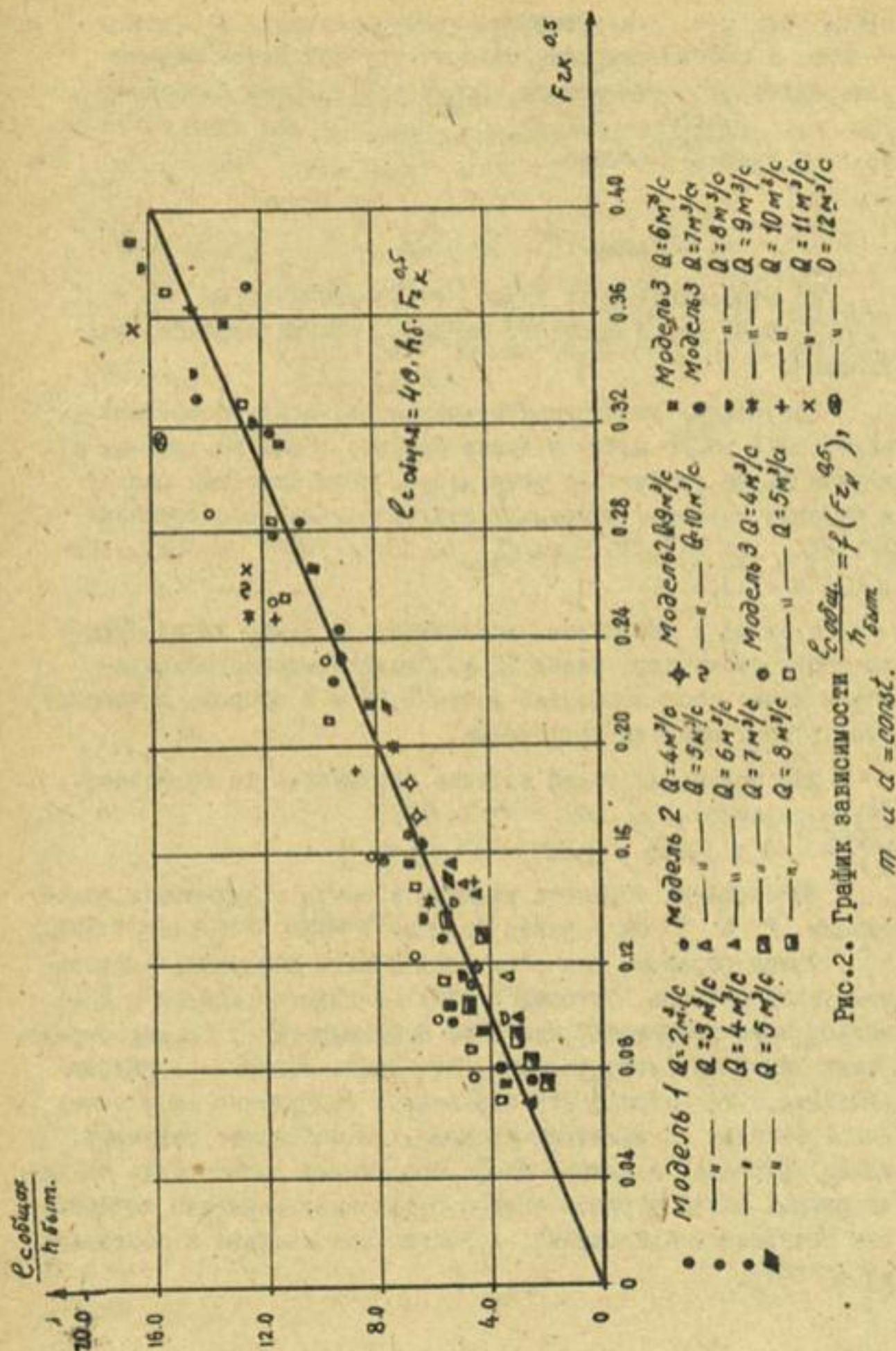


Рис. I. График зависимости $\frac{l_{сбур}}{h_{гит}} = f(Fz_{гит}^{0.5})$,
 $m = const.$



менее трех раз. Для уточнения границы бурного и слабого течения в соответствующих створах трубкой Пито-Прандтля измерялись скорости потока. Построены графики зависимостей $\frac{L_{с общ.}}{h_{б.м.}} = \sqrt{f / Fz_N} / 0,5$ для двух групп моделей (рис.2). Откуда

$$L_{с общ.} = 40 \cdot h_{б.} \cdot Fz_N^{0,5} \quad (2)$$

Из зависимости (2) видно, что с увеличением $h_{б.}$ и $Fz_N^{0,5}$ общая длина сбойного течения, соответственно, возрастает.

Полученные экспериментальные зависимости позволяют определять общую длину и длину бурного сбойного течения в нижнем бьефе трубчатого регулятора, если известны расход и бытовая глубина. Например, если для данного сооружения $Q=5 \text{ м}^3/\text{с}$, $h_{б.} = 1,535 \text{ м}$, то $L_{с бур.} = 30 h_{б.} \cdot Fz_N^{0,5} = 30 \times 1,535 \times 0,284 = 13,05 \text{ м}$.

В опыте с указанными величинами Q и $h_{б.}$ длина бурного сбойного течения равна 12 м. Следовательно, расхождение в длине сбоя составило всего 0,95 м в сторону завышения, что следует считать допустимым.

Для получения общей картины растяжения по зависимости (2) определяем $L_{с общ.} = 40 \times h_{б.} \times \sqrt{f / Fz_N} = 40 \times 1,535 \times 0,284 = 17,55 \text{ м}$.

Общая длина сбойного течения в опыте с принятыми величинами Q и $h_{б.}$ была равна 18,0 м. Разница также допустима.

Таким образом, для всех практически возможных случаев изменения откосов, бытовых глубин отводящего канала и диаметров труб сооружений, получены зависимости (1,2) для определения длины сбойного течения. Эта длина зависит от гидравлических и геометрических параметров сооружения и в очень малой степени от величины расхода. Во избежание размывов, длина крепления в нижнем бьефе сооружения должна быть принята равной длине бурного сбойного течения, величина которого, как показали исследования, довольно значительна и составляет $\pm 20 \text{ м}$.

Л и т е р а т у р а

1. Х о д а к о в В.Ф. О соединении бурных потоков со спокойными в расширяющихся руслах. Авт. дисс. на соискание ученой степени канд. техн. наук, М., 1955.
2. К и е н ч у к А.Ф. Гашение энергии в широком нижнем бьефе подпорно-регулирующих сооружений мелиоративных систем. Авт. дисс. на соискание ученой степени канд. техн. наук, Новочеркасск, 1967.

С.И.КЕБЕРЛЕ, В.В.ПЕРЕПЕЛКИНА, Б.И.БЕЛЕСКОВ
кандидаты технических наук
А.А.ГЕХТЕР, ст.научн.сотр., А.С.КОНДАКОВ,
ст.инж.
(САНИИРИ им.В.Д.ЖУРИНА)

НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ ВОЗДУХОВОДНОЙ ТРУБЫ В КАЧЕСТВЕ КЛАПАНА СРЫВА ВАКУУМА

В настоящее время ведется поиск простой и надежной конструкции клапанов срыва вакуума (КСВ) в сифонных водовыпусках насосных станций. Разрабатываются различные конструкции гидравлических (л.1-6), электромеханических (л.5), пневматических КСВ, которые имеют свои достоинства и недостатки.

Гидравлические КСВ надежно перекрывают доступ воздуха в сифон при работе насоса, но имеют ограниченный диапазон работы в пределах колебания горизонтов в отводящем канале и срывают вакуум в сифоне после установления обратного тока воды в напорном трубопроводе.

Электромеханические и пневматические КСВ сложны по конструкции и, кроме того, через уплотнение тарелей клапанов в сифон поступает воздух. Это приводит к частичной разрядке сифона, увеличению напора и уменьшению подачи насоса. При разработке проекта Шерабадской насосной станции Средазгипроводхлопком предложена аэрационная трубка - пьезометр в качестве КСВ (л.5). Согласно существующей методике расчета гидравлического КСВ диапазон ее работы был также недостаточен. При лабораторных испытаниях трубки, проведенных в Средазгипроводхлопке и САНИИРИ на модели, полностью имитирующей насосную станцию и режим ее работы, было отмечено, что диапазон работы трубки практически шире расчетного и определенного опытным путем для установившихся режимов при прямом и обратном токах воды.

Высказано предположение, что причиной увеличения диапазона работы аэрационной трубки (в дальнейшем будем называть

ее более правильно-воздуховодной трубой) является волна понижения давления, образующаяся в напорном трубопроводе при остановке насоса.

В 1971-1973 гг. САНИИРИ проведены натурные испытания воздуховодной трубы на Саятской насосной станции в Бухарской области УзССР.

Станция оборудована шестью центробежными насосами 20 НДН производительностью $0,7 \text{ м}^3/\text{с}$ каждый, подающими воду в индивидуальные напорные трубопроводы диаметром $0,7 \text{ м}$, заканчивающиеся сифонными водовыпусками. Диапазон колебания горизонтов воды в отводящем канале $\Delta h = 0,53$, при испытаниях искусственно увеличивался до $\Delta h = 0,73 \text{ м}$.

Для испытаний насосный агрегат был оборудован измерительными приборами (датчиками) с осциллографической записью (рис. 1).

На напорном трубопроводе на отметке, превышающей минимальный горизонт воды в отводящем канале на 12 см , установлена воздуховодная труба диаметром 170 мм и высотой 3 м .

Наиболее неблагоприятный режим для срыва вакуума в сифоне при остановке насоса наблюдается при максимально возможном горизонте воды в отводящем канале (искусственно подпертом на 20 см до отметки гребня). Устье трубы было затоплено на 70 см . Спыт, проведенные в этих условиях, показали что через $0,2 \text{ с}$ после остановки насоса давление у него снижается от $P_1 = 10 \div 11 \text{ м вод.ст.}$ до $P_2 = 6,6 \text{ м вод.ст.}$, через 1 с до $P_3 = 4,5 \text{ м вод.ст.}$ (рис. 2). Волна понижения давления подходит к воздуховодной трубе за $0,8 \text{ с}$, т.е. скорость ее распространения
$$U = \frac{32 \text{ м}}{0,3 \text{ с}} = 110 \text{ м/с}.$$

При этом пьезометрическая линия в зоне расположения трубы опускается ниже ее устья на $0,15 \text{ м}$. Уровень воды в воздуховодной трубе понизился с 70 см до 0 за $1,5 \text{ с}$, воздух прошел на гребень сифона через 3 с после отключения насоса. Прямой ток воды в напорном трубопроводе прекратился через $1,66 \text{ с}$ после отключения насоса, обратный начался после $2,85 \text{ с}$, а

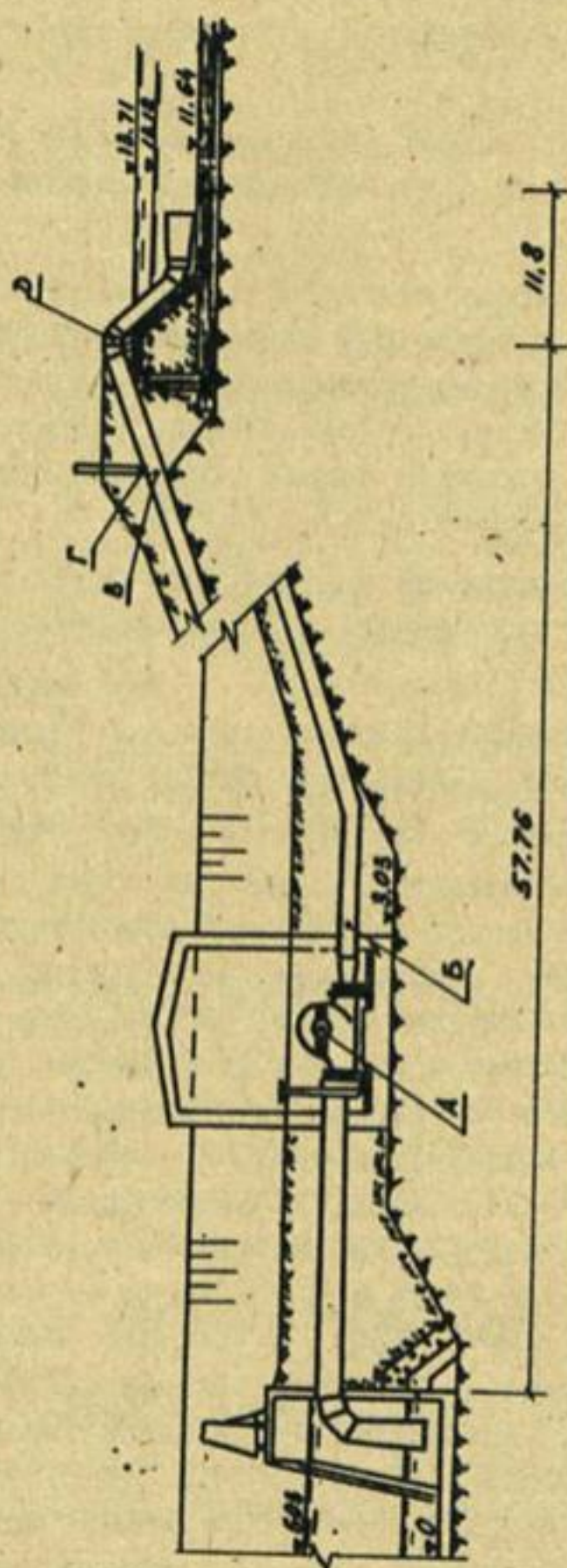


Рис. I. Схема Сянтской насосной станции в УвССР:

А - датчик оборотов насоса;

Б - датчик давления;

В - датчик давления и направления потока;

Г - датчик уровня воды.

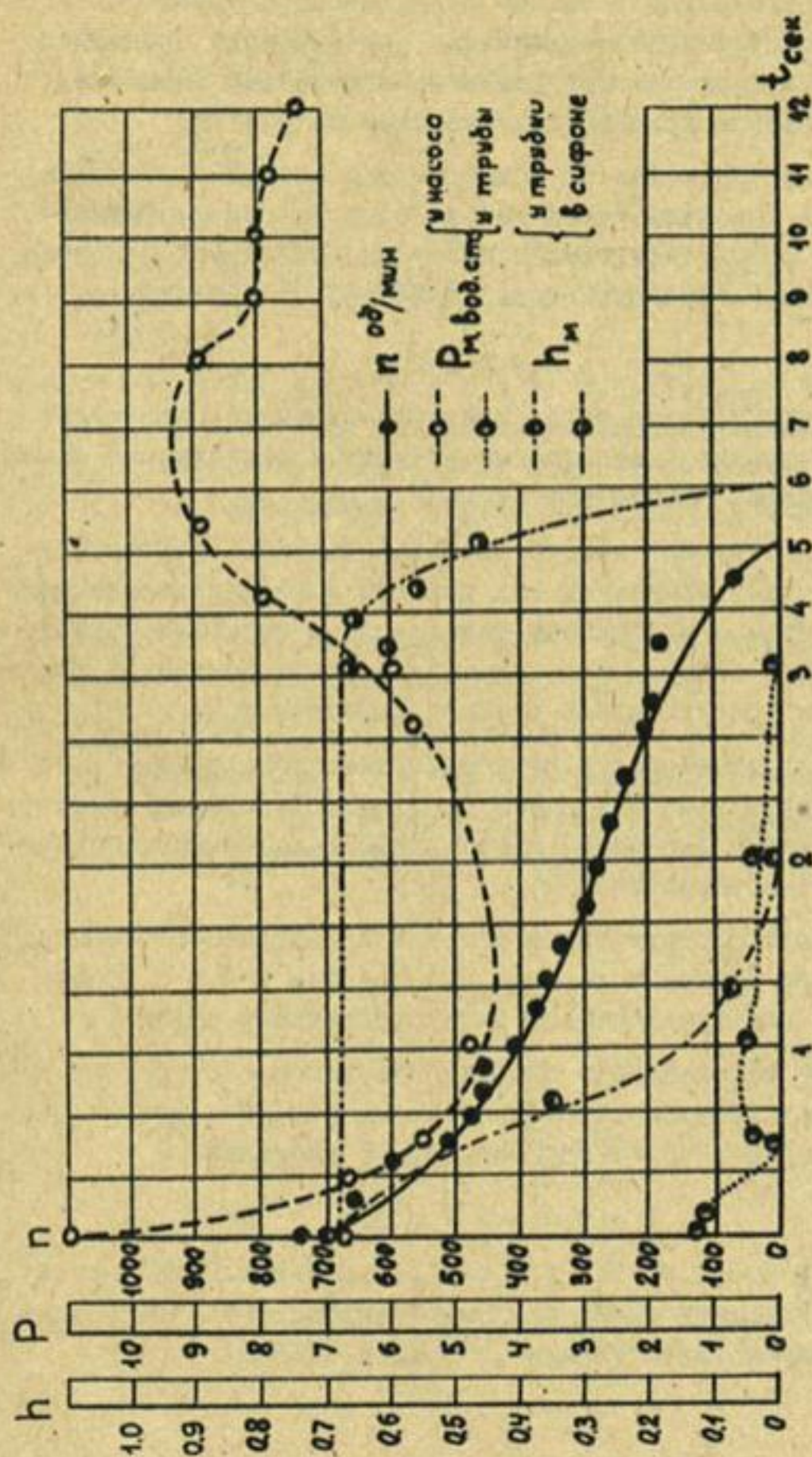


Рис. 2. Кривые зависимости $\eta = f(t)$, $P = f(t)$, $h = f(t)$ при отключении насоса.

за 4,4 с трубопровод в районе воздуховодной трубы был свободен от воды. Полное опорожнение трубопровода произошло за 50 с. В опытах с более низкими горизонтами воды срыв вакуума в сифоне происходил менее чем за 2 с.

Согласно расчетам по общепринятой методике диапазон работы воздуховодной трубы на Саятской насосной станции составляет $\Delta h \leq 30$ см. Опыты показали, что труба работала при колебаниях горизонта воды до 73 см.

В ы в о д ы

1. Воздуховодная труба является одним из простейших из всех известных к настоящему времени устройств для срыва вакуума в сифонах насосных станций.

2. Существующие методы расчета диапазона работы гидравлических КСВ применимы для условий установившегося движения при прямом и обратном токах воды в напорном трубопроводе насосной станции и не применимы для определения диапазона работы воздуховодной трубы в качестве КСВ.

3. Для установления истинного диапазона работы воздуховодной трубы в качестве КСВ необходимо проводить расчет волны понижения давления, возникающей в напорном трубопроводе при отключении насоса.

4. Воздуховодная труба надежно предохраняет сифон от разрядки при прямом токе воды и в течение 2 + 3 с после отключения электродвигателя быстро разряжает сифон.

5. При заполнении и опорожнении напорного трубопровода через воздуховодную трубу проходит основная масса воздуха, что предохраняет трубопровод от вибрации.

Л и т е р а т у р а

1. Н е к р а с о в В.М., П о д л а с о в А.В. К расчету клапанов срыва вакуума в сифоне. Сб. "Гидравлика и гидротехника", 9, Киев, 1970.

2. П а л и ш к и н Н.А., К о р е н ь к о в А.Г.,
П о д л а с о в А.В. Определение размера отверстия КСВ на сифонах водовыпусков насосных станций. "Мелиорация и водное хозяйство", вып.18, Киев, 1971.
3. К и с е л е в а - Ц е ц х л а д з е В.Н., С и н е о к В.Е.,
Т е с л я В.Н. Гидравлический клапан срыва вакуума. "Гидротехника и мелиорация", № 1, 1972.
4. Р ы ч а г о в В.В., Н е у г о д о в Г.И. Гидравлический КСВ в сифонах водовыпусков насосных станций со стаканом-пъезометром на восходящей ветви. Экспресс-информация, сер.1, вып.1, ЦЕНТИ Минводхоза СССР, М., 1972.
5. Р ы ч а г о в В.В., Т р е т ь я к о в А.А., Ф л о р и н-
с к и й М.М. Проектирование насосных станций и испытание насосных установок. М., 1971.
6. Н а т е н к о Н.Н., И в ж е н к о Ю.С., П а л и ш к и н Н.А.
Клапан срыва вакуума для водовыпуска сифонного типа. "Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки", №35, 1973.

М.Р.КАРАПЕТЯН

мл.научн.сотр.
(САНИИРИ)

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ЭЛЕМЕНТЫ СТЕСНЕННОГО РАЗМЫВАЕМОГО РУСЛА

Русло, стесненное пионерно выдвигаемыми перемычками, может рассматриваться как водослив с широким порогом / 1, 2 /. При этом в формулу пропускной способности

$$Q = mb\sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (I)$$

входит H_0 - напор на водослив. При рассмотрении стесненного потока в песчаном русле введем в формулу (I) вместо H_0 величину глубины воды в проране - $H_{пр}$, наиболее полно отображающую динамику размыва русла в процессе стеснения и перекрытия русла банкетам или дамбами. Для теоретического обоснования рассмотрим с энергетической точки зрения боковое стеснение, применив уравнение Бернулли для сечений I - I и 2 - 2 и приняв за плоскость сравнения плоскость АВ (рис. I):

$$\Delta h + H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = \Delta h + h + \frac{\alpha v^2}{2g} + \zeta \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (2)$$

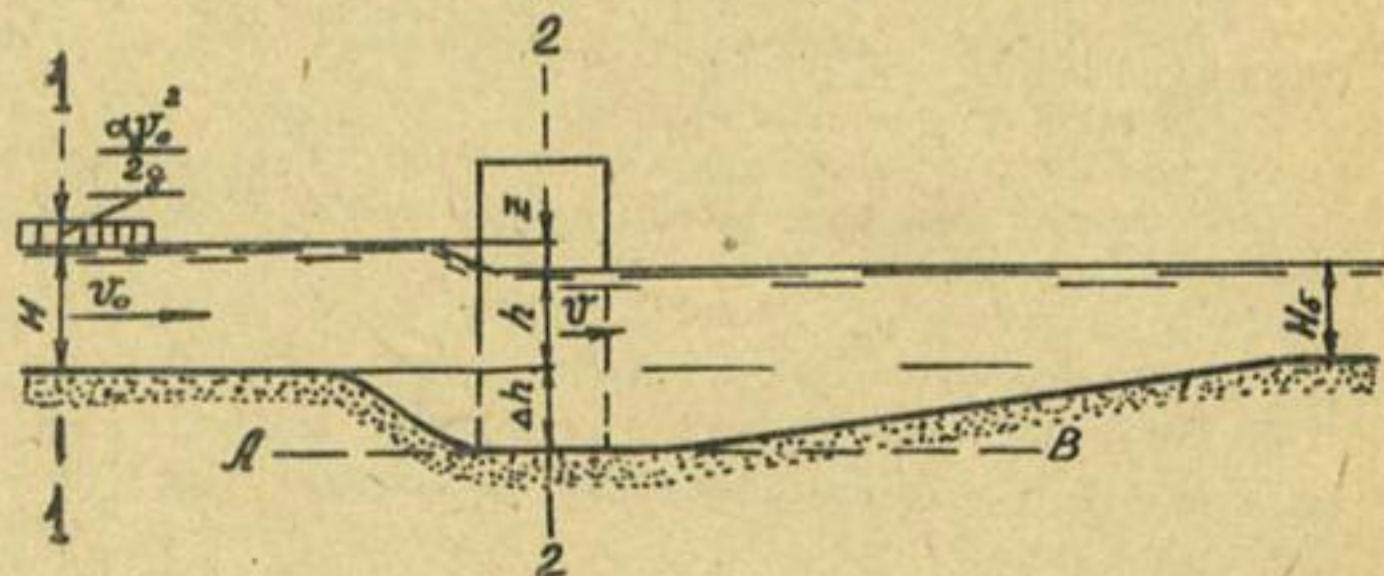


Рис. I

(2)

Решив уравнение (2) относительно V и учитывая, что $Q = bH_{np} V$, найдем $Q = bH_{np} \varphi \sqrt{2g[(H + \Delta h) - H_{np}]}$,
 где $\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}}$.

После некоторых преобразований получим

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H_{np}^{3/2}, \quad (3)$$

$$\text{где } m_0 = K \varphi,$$

$$\text{где } K = \sqrt{\frac{H + \Delta h}{H_{np}} - 1} = \sqrt{\frac{x}{H_{np}}}, \quad (4)$$

Δh — глубина размыва в створе стеснения,

$H_{np} = \Delta h + h$ — средняя глубина воды в проране.

(Остальные обозначения видны из чертежа).

В формулу (3) входит m_0 — коэффициент расхода стесненного русла, названный так в виду его отличия от общепринятого значения $m_0 / 3$ в формуле (I).

Подставив значение $x = \frac{\alpha}{\varphi^2} \cdot \frac{V^2}{2g}$ в формулу (5), а затем в формулу (4), получим:

$$m_0 = \sqrt{\frac{V}{2gH_{np}}} = 0,71 \sqrt{Fr}. \quad (6)$$

Исходя из (6), найдем экстремальные значения m_0 . Максимальное значение m_0 при $Fr = 1$ (из условия существования спокойного течения) будет:

$$m_{0 \max} = 0,71.$$

Минимального значения m_0 достигнет, когда в стесненной части русла установятся неразмывающие скорости V_H и соответствующие им глубины H_H , т.е.

$$m_{0 \min} = 0,226 \frac{V_H}{\sqrt{H_H}}. \quad (7)$$

Найдем значения V_H и H_H в зависимости от степени стес-

нения потока. Предположим, что удельный расход $q_{пр.}$ на вертикали в сжатом сечении до размыва и после него постоянен. Тогда, приняв степенную зависимость для неразмывающей скорости $V_H = V_{cr} H_H^x$, найдем

$$q_{пр.} = V_{cr} H_H^x = q_b \frac{B}{b} = \frac{q_b}{\delta}. \quad (8)$$

Из (8) найдем значение глубины воды в проране:

$$H_H = \sqrt[1+x]{\frac{q_b}{V_{cr} \delta}} \quad (9)$$

Формула неразмывающей скорости, соответствующей глубине I м, в общем виде записывается так:

$$V_{cr} = K d^y. \quad (10)$$

Подставив (10) в (9), получим

$$H_H = \frac{1}{K} \left(\frac{q_b}{\delta} \right)^{\frac{1}{1+x}} d^{-\frac{y}{1+x}} \quad (11)$$

Неразмывающая скорость с учетом (9) и (10) будет равна:

$$V_H = K' K d^{\frac{y}{1+x}} \left(\frac{q_b}{\delta} \right)^{\frac{x}{1+x}}, \quad (12)$$

где K — коэффициент, учитывающий турбулентность потока в сжатом сечении.

Для определения коэффициентов K и K' , показателей степеней x и y было проделано 28 опытов с песком ($d_{ср.} = 0,13; 0,23$ и $0,26$ мм) при глубине воды $3 \div 20$ см. С опыты проводились в двух лотках шириной $0,40$ м и $0,105$ м.

Обработка экспериментальных данных показала, что $x = 0,125$, $y = 0,375$, $K = 0,165$, $K' = 6,06$. Подставив эти значения в (11) и (12), найдем:

$$H_H = 0,165 \frac{1}{K} \left(\frac{q_b}{\delta} \right)^{0,89} d^{-0,334}; \quad (13)$$

$$V_H = 6,06 d^{0,334} \cdot K \cdot \left(\frac{q_b}{\delta} \right)^{0,111} \quad (14)$$

Подставив в (7) значения (I3) и (I4), получим

$$m_{o\ min} = 3,4 \cdot \kappa^{\frac{3}{2}} d^{0,25} \left(\frac{\rho}{\rho_s} \right)^{0,333} \quad (15)$$

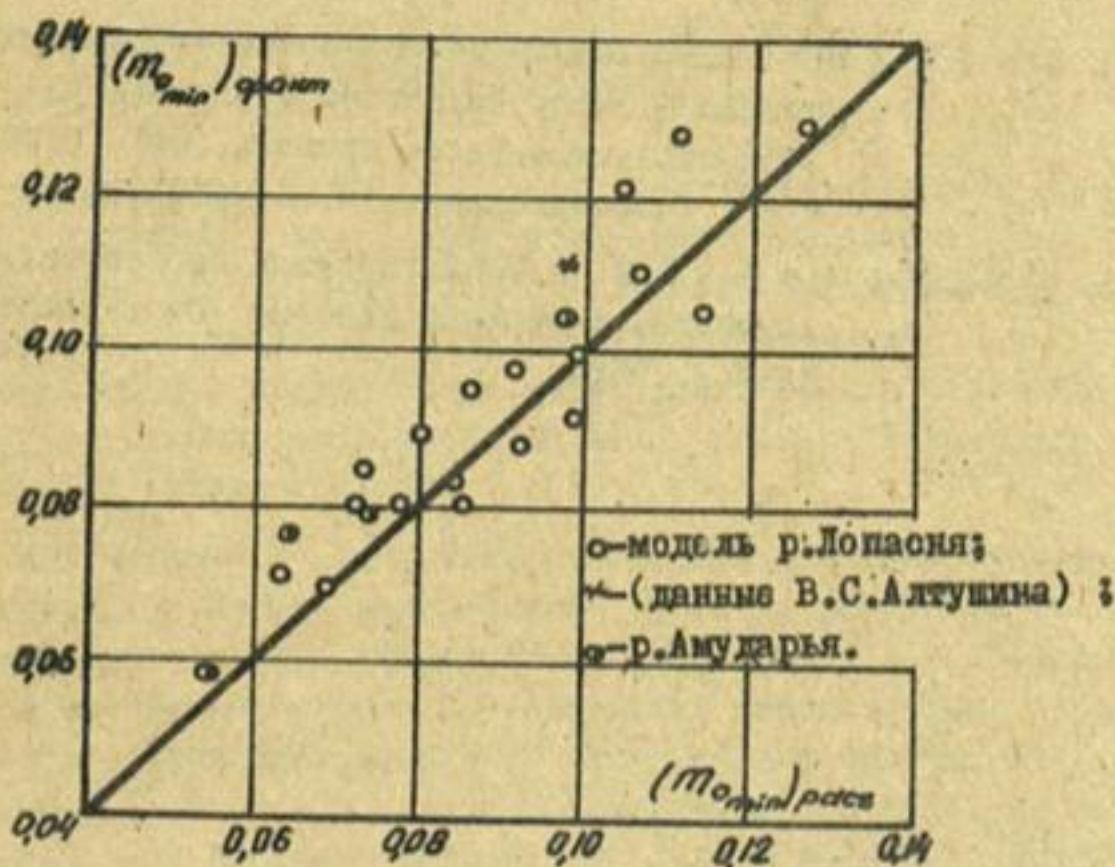


Рис. 2

На рис. 2 приведено сопоставление данных лабораторных исследований и натурных наблюдений, подсчитанных по формуле $(m_{o\ min})_{факт} = 0,71 \sqrt{F\tau}$ и по формуле (15) $\rightarrow (m_{o\ min})_{расч}$. Результаты сопоставления показывают хорошее совпадение расчетных величин m_o с фактическими значениями.

Формулы (I3), (I4) и (15) позволяют определять гидравлические элементы прорана, пропускную способность его при достаточно медленном процессе стеснения размываемого русла банкетам или перемычками.

Л и т е р а т у р а

1. И з б а ш С.В., Х а л д р е Х.Ю. Гидравлика перекрытия русл рек. Госэнергоиздат, М.-Л., 1951.
2. Л е б е д е в И.В. Анализ параметров перекрываемого потока и выбор крупности материала для наброски компактного профиля. Изв. ВНИИГ т.67, Госэнергоиздат, М., 1961.
3. Б е р е з и н с к и й А.Р. Пропускная способность водослива с широким порогом. Стройиздат, М.-Л., 1950.

М.Р.КАРАПЕТЯН
мл.научн.сотр.
(САНИИРИ)

КОЭФФИЦИЕНТ РАЗМЫВАЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЕСНЕННОГО ПОТОКА

Сооружение перемычек в русле реки увеличивает турбулентность потока. Чем больше турбулентность потока, тем меньше размывающая скорость. Подавляющее большинство существующих эмпирических и полуэмпирических формул для неразмывающей скорости получены применительно к равномерному установившемуся движению и не содержат в явном виде параметров турбулентности.

Д.И.Куминим / 1 / провели экспериментальные исследования устойчивости размываемого русла за решетками из крупных вертикальных стержней. Э.В.Залуцкий / 2 / исследовал неразмывающие скорости безотрывных неравномерных плоских потоков при незначительном расширении и сужении их. Б.И. Студеничников /3/ получил зависимость для определения неразмывающей скорости макротурбулентного потока, в которую вошел параметр $\sqrt{\frac{1,1}{\alpha}}$, учитывающий турбулентность потока. Им исследован этот параметр для нижних бьефов водосбросных плотин. Целью настоящей статьи является определение коэффициентов размывающей способности потока K при стеснении его перемычками.

Следуя рассуждениям Б.И.Студеничникова /3/ о равенстве удельных расходов в стесненной части русла ($\alpha > 1,1$) и в зоне спокойного равномерного режима нижнего бьефа ($\alpha = 1,1$) и учитывая формулу неразмывающей скорости, введенную нами / 4 /, получим

$$\left(\frac{\alpha}{1,1}\right)^{0,445} = \left(\frac{h_{max}}{h_{p.p.}}\right) = K' \quad (1)$$

где α — коэффициент кинетической энергии (для турбулентного потока $\alpha > 1,1$);

h_{max} — максимальная глубина воды в створе стеснения;

$h_{p.p.}$ — глубина в русле при спокойном равномерном режиме;

K' — коэффициент размывающей способности потока, соответствующий максимальной глубине эго в створе стеснения.

Для средних значений глубин размывов h_{cp} в створе стеснения по аналогии получим

$$\left(\frac{h_1}{\alpha}\right)^{0,445} = \left(\frac{h_{p.p.}}{h_{cp}}\right) = K'', \quad (2)$$

где K'' — коэффициент размывающей способности потока, соответствующий средней глубине.

Для отыскания значений K' и K'' было проделано 24 опыта с песком (d песка = 0,13 и 0,24 мм) при $\frac{b}{B} = 0,375 + 0,95$ и расходах 9,25 + 36 л/с. Результаты лабораторных исследований приведены на рис.1. Как видно из графика, коэффициенты K' и K'' не зависят от крупности песка и расхода, а зависят только от степени стеснения русла $\frac{b}{B}$.

По данным этого графика были построены графики $K' = f\left(\frac{b}{B}\right)$ и $K'' = \varphi\left(\frac{b}{B}\right)$ (рис.2). Математически эти кривые описываются уравнениями:

$$K' = 1 + 3,68 \theta^{1,2}; \quad (3)$$

$$K'' = 0,20 + 2,50 \theta^{3,25} e^{-4,5\theta}, \quad (4)$$

где $\theta = 1 - \frac{b}{B}$.

При гидравлическом расчете перекрытия русл рек оперируют средними значениями V_{cp} и h_{cp} , а при подсчете объемов материалов, необходимых для устройства банкетов, — максимальными значениями h_{max} , так как максимальные глубины находятся именно у оголовков банкетов. С целью перехода от средних значений гидравлических элементов к максимальным найдем соотношение коэффициентов K' и K'' . Для этого решим совместно (3) и (4) и после некоторых преобразований с учетом (1) и (2) получим:

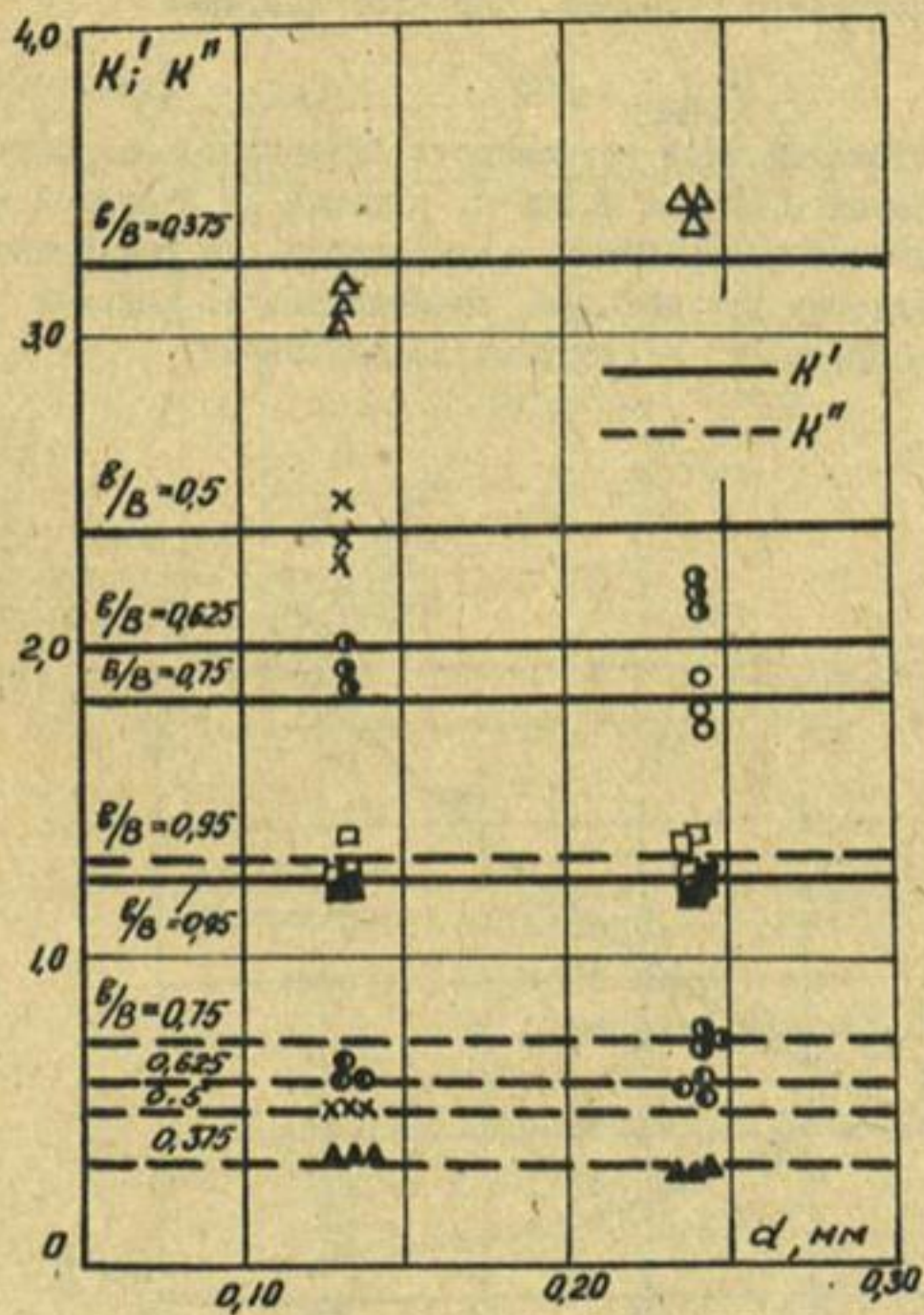


Рис. I. Графики зависимостей $K' = f(d)$ и $K'' = \varphi(d)$.

$$K_h = \frac{h_{max}}{h_{co}} = K' \cdot K'' = 1 + 1,60 e^{0,25 - 4,5\theta} \quad (5)$$

Эта функция имеет максимум, который найдем, приравняв первую производную (5) нулю. При этом получим:

$$K_{hmax} = 1,60; \quad \theta_{max} = 0,05.$$

Для проверки этой зависимости были проделаны опыты в лотках шириной 0,40 м и 0,106 м, а также на русловой модели с различными размываемыми материалами. На рис.3 приведено сопоставление результатов, вычисленных по формуле (5), с данными лабораторных и натуральных исследований.

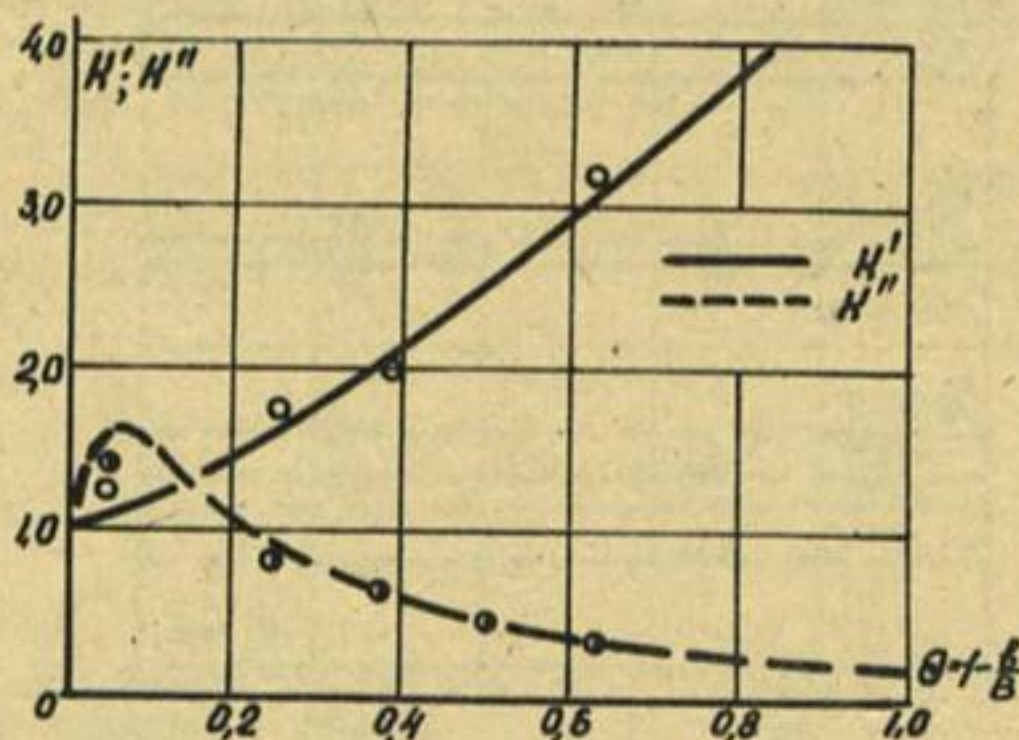


Рис.2. Графики зависимостей $K' = f(\theta)$ и $K'' = \varphi(\theta)$.

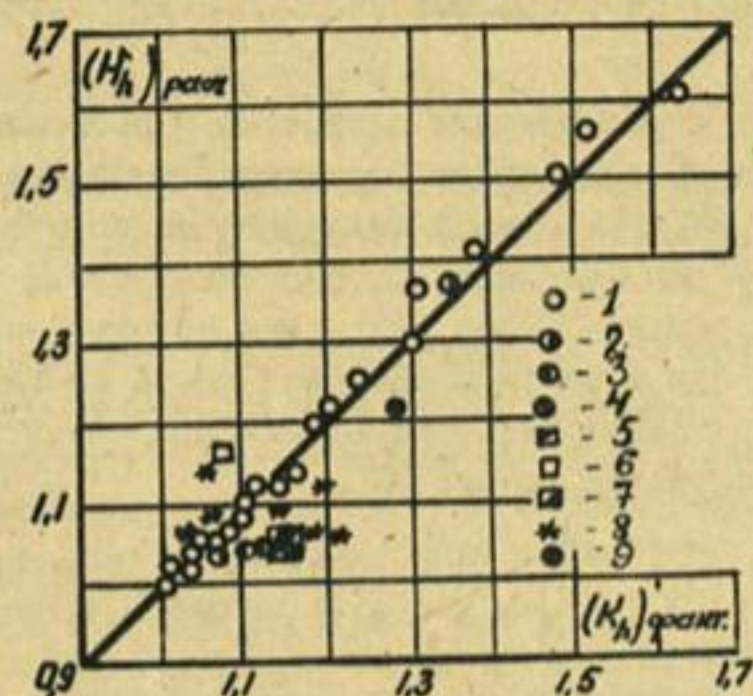


Рис. 3. Сопоставление $(K_h)_{расч.}$ с $(K_h)_{фронт.}$:

- 1 - лоток ($B = 0,40$ м);
- 2 - лоток ($B = 0,105$ м);
- 3 - песок (метод Абальянца-Карапетян);
- 4 - песок (метод Лапшенкова);
- 5 - керамзит, опилки (метод Скрыльникова);
- 6 - натура, р. Амударья;
- 7 - натура, р. Лопасня (данные В.С. Алтунина).

Как показал анализ проведенных исследований, коэффициент K_h не зависит ни от метода моделирования русл рек, ни от вида размываемого материала, применяемого на модели. Не зависит K_h и от угла расположения створа стеснения к потоку при двустороннем стеснении, если принимать максимальную глубину как среднеарифметическое между глубинами у обоих оголовков.

При подсчете неразмывающих скоростей и соответствующих им глубин размывов в створе стеснения необходимо учитывать параметр $\sqrt{\frac{H}{\alpha}}$, который находится из совместного решения (1) и (3) для максимальных значений глубин размывов и из совместного решения (2) и (4) — для средних значений глубин размывов. При известном значении одной из глубин по формуле (5) можно найти значение другой при известной степени стеснения размываемого русла.

Л и т е р а т у р а

1. К у м и н Д.И. — О влиянии пульсации скорости на неразмывающую способность потока. Изв. ВНИИГ т.52, 1954.
2. З а л у ц к и й Э.В. Актуальные скорости и размывающая способность неравномерных безотрывных потоков. Сб. "Исследование однородных и взвешенных турбулентных потоков". Изд-во "Наукова думка", Киев, 1957.
3. С т у д е н и ч н и к о в Б.И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов. ВодГЕО, Стройиздат, М., 1961.
4. К а р а п е т я н М.Р. Гидравлические элементы стесненного размываемого русла. Настоящий сборник.

К.Б. ДАДАБАЕВ
ст.научный сотрудник

Ф.М. ИСМАИЛИ
рук. группы
(САНИИРИ им. В.Д.ЖУРИНА)

ПЕРЕКРЫТИЕ РУСЛА РЕКИ АМУДАРЬИ У ТАХИА- ТАШСКОГО ГИДРОУЗЛА ПИОНЕРНЫМ МЕТОДОМ

Тахияташский гидроузел имеет пойменную компоновку, при которой работа по возведению основных сооружений узла производится в две очереди. Вначале расходы пропускаются по бытовому руслу, после возведения на левом берегу щитовой плотины — переключаются в нее; старое русло при этом перекрывается.

Работы по перекрытию р.Амударьи производятся впервые. Поэтому модельные исследования вариантов перекрытия представляют научно-производственный интерес. По принятой схеме компоновки сооружений Тахияташского гидроузла, створ перекрытия совмещен со створом земляной плотины, и низовая перемычка является основным сооружением при перекрытии реки и служит упорной приамой земляной плотины со стороны нижнего бьефа (рис. I).

В данной работе приводятся результаты модельных исследований пионерного метода перекрытия русла, выполненных в 1972 г.

Как известно, пионерный метод перекрытия — более прост и экономичен по сравнению с другими способами. Но в условиях легкоразмываемых грунтов этот метод может быть применен при расходах воды в реке не более $1500 \text{ м}^3/\text{с}$ и конечном перепаде на банкете не более $0,50 \text{ м}$ [Л-2].

Перекрытие намечено осуществить в два этапа. В первом (осенью при расходах $3200\text{--}1400 \text{ м}^3/\text{с}$) производится отсыпка с двух сторон из местного грунта с пригрузкой низового откоса горной массой. На время ледоходов и ле-

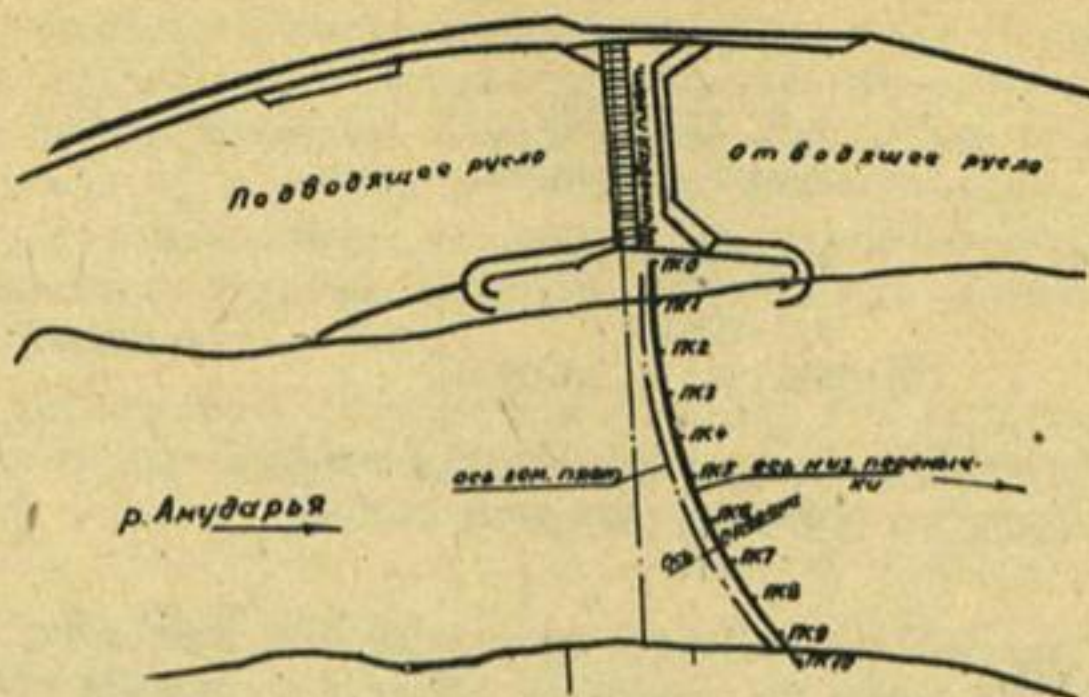


Рис. I. Схема расположения низовой перемычки.

доставка оголовки закрепляются и работа приостанавливается до вскрытия реки от льда. Дальнейшее стеснение производится при расчетном расходе $1400 \text{ м}^3/\text{с}$ с опережающей отсыпкой в воду горной массы в банкет пионерным способом. Во втором этапе выполняются работы по устройству прорана и его перекрытию.

Модельные исследования проводились в три серии опытов.

В первой серии изучалась возможность возведения перемычки из местного грунта с отсыпкой его в воду и насухо, ее предельная длина при расходах воды в реке, равных $3200 \text{ м}^3/\text{с}$, 2000 , 1400 , 1000 , 700 и $500 \text{ м}^3/\text{с}$. В качестве грунта для перемычки использовался тот же песок, из которого сложено русло модели.

Двухсменная работа механизмов с пересчетом масштабов длин и времени по принятой методике $\alpha_L = \frac{L_M}{L_N} = 250$; $\alpha_t = \frac{T_M}{T_N} = 31,6$ определили интенсивность возведения перемычки. Отсыпка грунта в воду бульдозерами на модели была выполнена путем имитации этого процесса с частичным уплотнением. Выдвижение дамбы производилось с соблюдением заданного темпа

и прекращалось при явном уносе отсыпаемого грунта с оголовков или обнаружении размыва дна. При стабилизации положения на модели производились все необходимые замеры на участке перекрытия.

По данным экспериментов построены кривые предельной длины перемычки в зависимости от расхода воды в реке (рис. 2) и выведена эмпирическая формула $L_N = B_p - 13,0 Q^{0,423}$, которые позволяют быстро и с достаточной точностью определить возможную длину перемычки из местного грунта при заданном расходе.

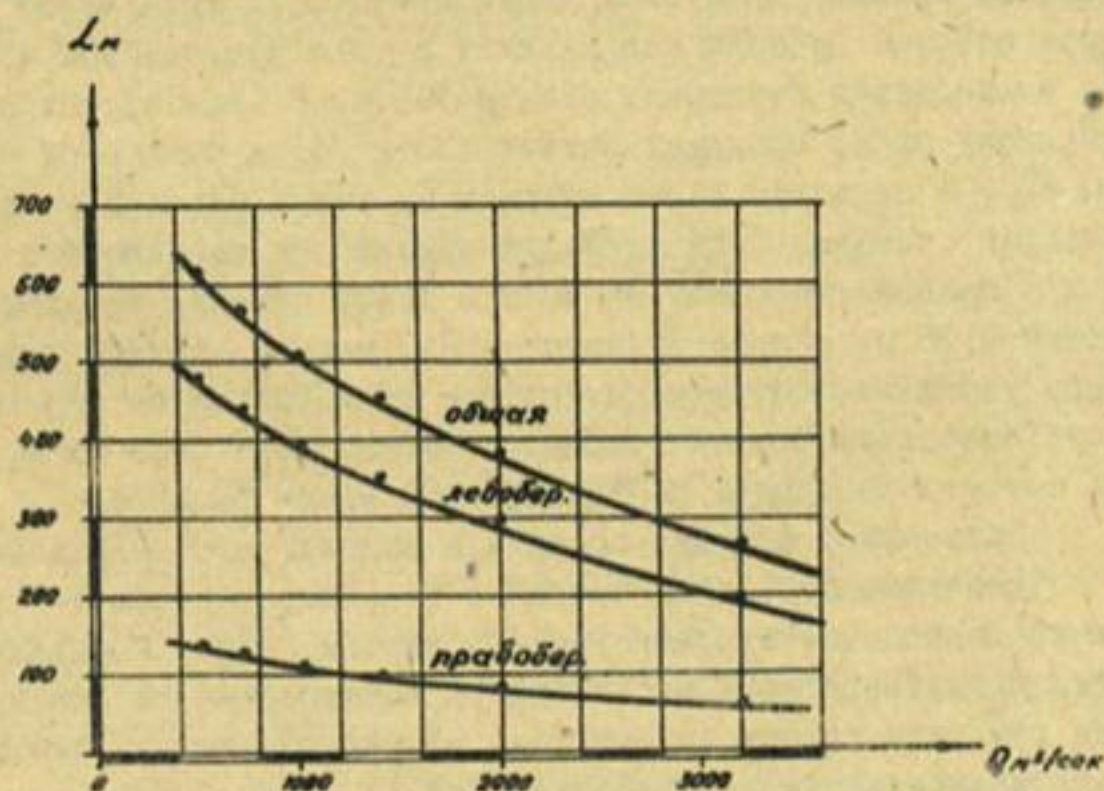


Рис. 2. График зависимости длины перемычки от расхода воды в реке при возведении ее из местного грунта (супесь-песок).

Во второй серии определялась предельно возможная длина перемычки в условиях возведения ее с опережающим банкетом из горной массы. На модели в качестве горной массы был использован щебень, соответствующий натурным рваным камням размером 0,15–0,50 м. Предполагаемая проектом интенсивность выдвижения банкета 0,70 пог.м/ч, что на модели соответствует 0,09 пог.м/ч.

Опыты проводились с пропуском расходов, равных 1400 м³/с, 1000, 700, 500 и 300 м³/с без предварительного креп-

ления дна русла. Опыт с расходом $1400 \text{ м}^3/\text{с}$ проводился при наличии в русле возведенной ранее перемычки из местного грунта общей длиной 450 м, из них 350 м — на левой стороне русла. При достижении длины 720 м, в том числе на левой стороне 500 м, выдвижение банкета было прекращено в виду начала сноса горной массы и образования на участке сужения размыва дна глубиной 8 м.

Опыты с остальными расходами проводились в той же последовательности. Кроме того, были проведены испытания с предварительным перепуском части речного расхода через тракт щитовой плотины при наличии в реке расхода $500 \text{ м}^3/\text{с}$ и уже возведенной перемычки длиной 785 м. В этом случае по суженному руслу проходил расход $210 \text{ м}^3/\text{с}$, а остальной — $290 \text{ м}^3/\text{с}$ — протекал через щитовую плотину. Перепад уровней в бьефах составил 0,32 м. После выдвижения банкета еще на 20 м с правой стороны и на 30 м с левой перепад уровней достиг 0,70 м, скорости увеличились, мелкие частицы горной массы уносились потоком, а крупные сваливались на дно, образуя отмостку. Ширина прорана по урезу воды была 15 м, через который проходил расход, равный всего $50 \text{ м}^3/\text{с}$.

Дальнейшее сужение прорана и заделку его было возможно осуществить заброской бетонных тетраэдров весом 3–5 т. Однако в процессе сужения русла в нижнем бьефе наблюдались размывы глубиной до 7 м. Благодаря образованию на дне прорана отмостки размыв не дошел до створа перемычки, что дало возможность завершить перекрытие.

По данным экспериментов построены кривые предельно возможной длины перемычки при возведении ее опережающим банкетом из горной массы в зависимости от наличия расхода воды в реке (рис. 3), что позволит предварительно установить возможную длину банкета из горной массы.

В третьей серии опытов изучалась возможность сужения русла горной массой и перекрытия его в условиях предварительного крепления дна и осуществления перепуска речного расхода через тракт щитовой плотины. На участке прорана на средней отметке дна наброской горной массы был устроен тюфак размером $200 \times 160 \text{ м}$.

Опыт проводился с расходом $1400 \text{ м}^3/\text{с}$, но с перепуском части речного расхода через щитовой тракт при его минималь-

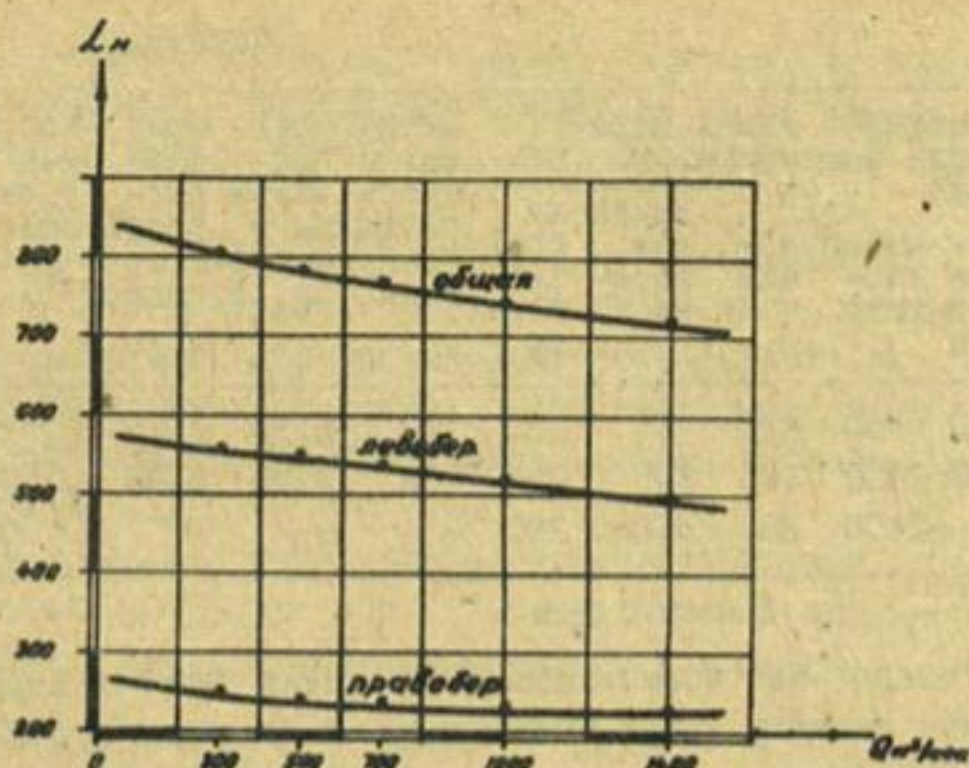


Рис. 3. График зависимости длины перемычки от расхода воды в реке при возведении ее опережающим банкетом из горной массы.

ной готовности и ширине прорана в 170 м. В первом этапе после перепуска части расхода в проране остался расход 450 м³/с, а 950 м³/с шло через щитовой тракт. Перепад уровней равнялся 0,32 м.

Во втором этапе проран постепенно сужался горной массой. При сжатии сечения до 40 м, из-за сильного сноса камней, отсыпку пришлось остановить. Общая длина перемычки равнялась 800 м, в том числе левобережная часть составляла 540 м, правобережная 260 м. При этом в проране остался расход в 150 м³/с, остальная часть проходила через щитовой тракт. Перепад уровней в бьефах составил 0,50 м.

В третьем этапе опыта дальнейшее сужение и перекрытие прорана производились тетрадрами весом 3 и 5 т. Уложенные тетрадры сверху засыпались горной массой.

После засыпки верховой стороны банкета местным грунтом фильтрация прекратилась, и весь расход шел через щитовую плотину. Конечный перепад был равен 0,95 м. Результаты этой серии опытов приведены в табл. 3.

Таблица 3

Расход в реке, м ³ /с	Распреде- ление рас- хода		Длина пере- мычки, м			Шири- на прора- на по урезу воды	Сред- няя глуби- на в прора- не, м	Сред- няя ско- рость в про- ране, м ³ /с	Пере- пад уров- ней, м
	че- рез про- ран	через пло- тину	об- щая	на ле- вом бере- гу	на пра- вом бере- гу				
I400	450	950	680	465	215	170	2,55	1,15	0,32
I400	150	I250	800	535	265	40	2,78	2,00	0,50
I400	-	I400	850	560	290	-	-	-	0,95

В ы в о д ы

1. Установлена возможность возведения низовой перемычки пионерным методом в принятом створе перекрытия русла Амударьи.

2. Перемычка из местного грунта может быть возведена с двух сторон, в зависимости от наличия расхода воды в реке, длиной до 600 м. При этом, из-за косого расположения перемычки в плане и заданного места прорана на правой половине русла, выдвижение ее со стороны правого берега ограничивается длиной в 130 м.

3. Перемычку с опережающим банкетом из горной массы без предварительного крепления дна можно выдвинуть в зависимости от наличия расхода воды в реке на длине до 800 м. Однако при больших стеснениях русла в сжатом сечении происходят значительные размывы дна русла на длине до 500 м глубиной до 10 м, — для засыпки которых требуется очень большой объем материалов. Поэтому при расходах более 500 м³/с при незакрепленном дне продолжать стеснение русла возведением банкетов из горной массы нецелесообразно.

4. При расходах воды в реке менее 500 м³/с и перепуске части его через щитовой тракт появляется возможность выдвинуть банкет из горной массы и сузить проран до минимальных размеров, а затем перекрыть его крупногабаритным материалом весом 3-5 т.

5. После предварительного крепления дна прорана туюфом при расчетном расходе воды в реке I400 м³/с перемычку с опережающим банкетом из горной массы можно построить на длине 550 м. При дальнейшем выдвижении банкета может произойти

незначительный размыв русла (глубиной 2-3 м) между оголовками банкета и тюфяком, который необходимо засыпать до стыковки с тюфяком и затем довести длину перемычки до 680 м.

6. Дальнейшее возведение перемычки осуществляется на участке прорана и может производиться после уменьшения расхода воды в реке или же с перепуском части расхода через тракт щитовой плотины. В опытах после перепуска части расхода через щитовой тракт общая длина перемычки была доведена до 800 м.

7. На завершающем этапе сужения и его перекрытия необходимо применять тетраэдры весом 3-5 т с последующей засыпкой заброшенных тетраэдров горной массой и местным грунтом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лапшенков В.С., Дубинчик Е.И. Опыт моделирования русловых деформаций р.Сырдарьи у Чардаринского гидроузла, "Вопросы гидротехники", вып.13 АН УзССР, 1963.
2. Николаев Ю.Г., Якобсон А.Г. Пропуск расходов реки при строительстве гидроузлов, "Библиотека гидротехника и гидроэнергетика", вып.7, М., 1969.
3. Дадабаев К.Б., Исмаили Ф.М. К вопросу перекрытия р.Амударьи у Тахиаташского гидроузла, Сборник научных трудов САНИИРИ, вып.137, 1973.

Т.ЖУРАЕВ

мл. науч. сотруд.

(САНИИРИ им. В. Д. Журина)

ПАРАМЕТР ФОРМЫ ЖИВОГО СЕЧЕНИЯ р. АМУДАРЬЯ

Форма русла естественных водотоков существенно влияет на кинематическую структуру потока при его движении. Поэтому учет формы живого сечения представляет практический интерес. Из большого разнообразия встречающихся в природе форм живых сечений необходимо выбрать наиболее рациональные для решения инженерных задач. Существующие параметры — гидравлический радиус R и средняя глубина h_{cp} — не полностью отражают морфометрию живого сечения потока. Поэтому введение в уравнения значения средней глубины требует использования параметра, учитывающего неравномерность распределения глубины по ширине потока. Этот параметр β_* был введен Г. В. Железняковым [1, 2, 3].

Параметр β_* для сложных форм живых сечений рек не может быть найден теоретическим путем, поэтому он определяется графомеханическим или аналитическим способом по данным промеров поперечного профиля русла. Для обоих случаев Г. В. Железняковым получены расчетные зависимости.

В первом случае β_* определяется по формуле

$$\beta_* = \frac{1}{\omega \sqrt{h_{cp}}} \int_0^b h^{\frac{3}{2}} \alpha b, \quad (1)$$

при этом строится эпюра $h^{\frac{3}{2}} (b)$, и планиметрированием определяется площадь этой эпюры.

Во втором случае β_* определяется по формуле

$$\beta_* = \frac{1}{\omega \sqrt{h_{cp}}} \sum_{i=0}^6 \left[\frac{(h^{\frac{3}{2}})_i + (h^{\frac{3}{2}})_{i+1}}{2} \right] c_i \cdot i + 1. \quad (2)$$

По подсчетам Г.В. Железнякова, наибольшее значение параметра формы живого сечения, определенного для 68 рек СССР /1/, составляет 1,3, а среднее - 1,1, следовательно, β_* необходимо учитывать в гидравлических и гидрометрических расчетах.

Параметр формы живого сечения для условий р. Амударья подсчитан не был. Мы определили его аналитическим способом по измеренным профилям на гидрометрических станциях Гаурдак, Керки, Тьямуви, Турткуль, Карамышташ и Чатлы, расположенных в среднем и нижнем течениях р. Амударья.

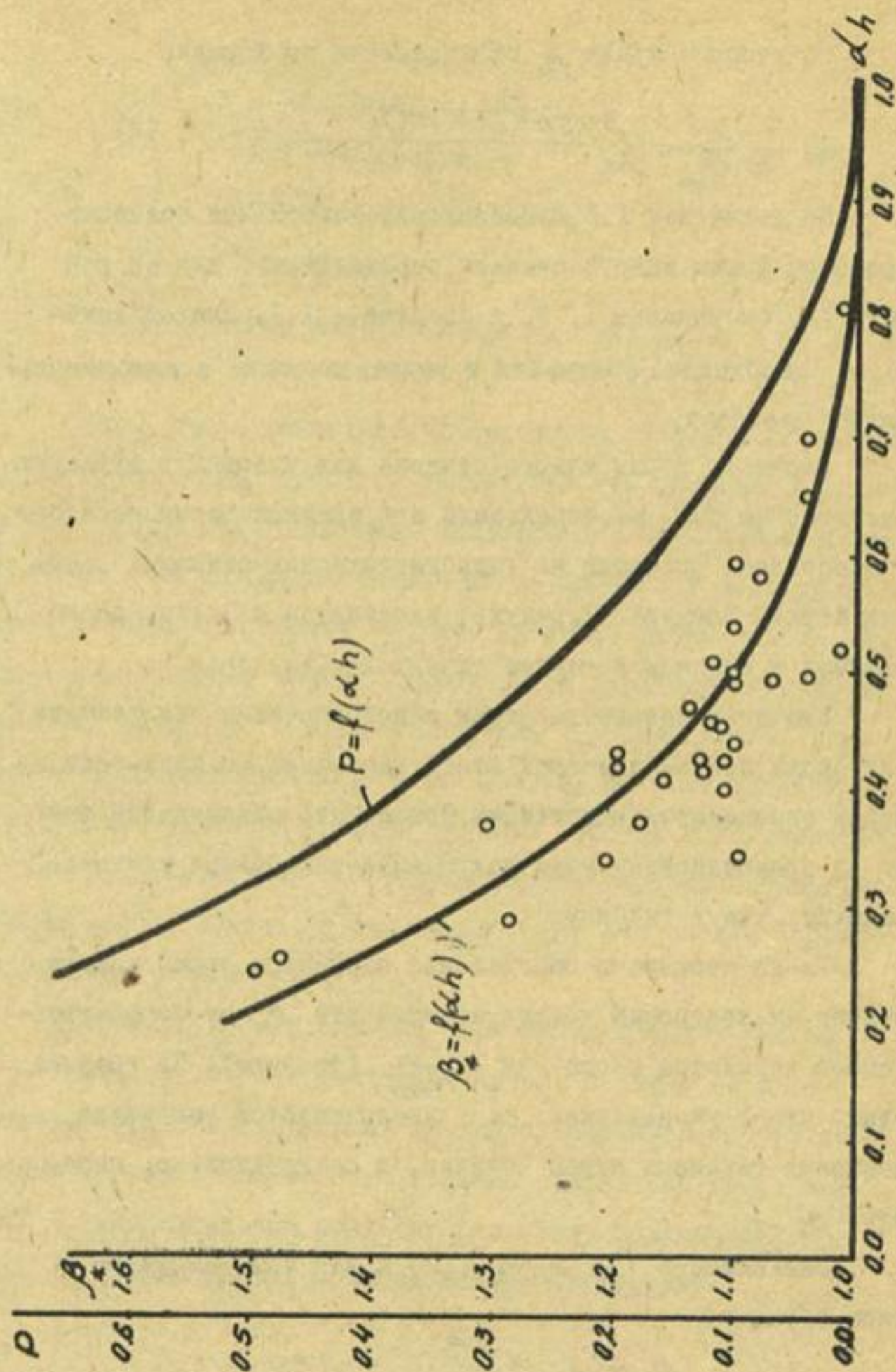
Значения параметра формы живого сечения для условий р. Амударья меньше значений этого параметра по сравнению с реками европейской территории Союза. Это объясняется тем, что на прямолинейных участках р. Амударья больше меняется в ширину, чем в глубину.

Из-за сложности определения параметра формы живого сечения мы построили график зависимости β_* от морфометрического параметра русла - $\alpha_h = \frac{h_{ce}}{h_{max}}$ (рисунок). Из графика видно, что с уменьшением α_h увеличивается амплитуда изменения глубин в живом сечении, и следовательно, параметр β_* .

Зависимость $\beta_* = (\alpha_h)$ (2) может быть выражена таким образом:

$$\beta_* = (2 - \alpha_h)^p.$$

Причем, при α_h 0,30; 0,35; 0,40; 0,45; 0,50; 0,55; 0,60; 0,65; 0,70; 0,75; 0,80; 1,00 β_* соответственно равно 1,36; 1,27; 1,19; 1,14; 1,10; 1,07; 1,05; 1,04; 1,03; 1,02; 1,01; 1,00.



Зависимость параметра формы живого сечения β_* от α_h .

Показатель степени ρ , как видно из рисунка, увеличивается с уменьшением α_h . Эту зависимость можно представить в виде:

$$\rho = 1,0 - 1,6\alpha_h + 0,6\alpha_h^3. \quad (4)$$

Параметр формы живого сечения отличается от других морфометрических параметров тем, что он получен теоретическим путем.

Учет параметра формы живого сечения необходим при гидравлических и гидрометрических расчетах. В частности, его необходимо учитывать при вычислении коэффициента шероховатости русла (3), так как

$$Q = \beta_* c \omega \sqrt{h_{cp}} J \quad (5)$$

Если принять, что

$$c = \frac{1}{n} h_{cp}^y, \quad (6)$$

то значения n , вычисленные по методике, изложенной в /4/, следует умножать на β_*

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Железняков Г.В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии. Изд. АН СССР, М., 1950.
2. Железняков Г.В. Теоретические основы гидрометрии. Гидрометеониздат, Л., 1968.
3. Железняков Г.В. О влиянии морфометрических характеристик русла на безнапорное движение жидкости. Научные записки Московского института инженеров водного хозяйства, т. XXI, 1959.

4. Мухамедов А.М., Жураев Т. О коэффициенте шероховатости р.Амударья. Труды САНИИРИ, вып.135, Ташкент, 1972.

Х.И. ЗАИРОВ
канд. техн. наук
П.П. ЛИСТРОВОЙ
аспирант
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВОЛН ПЕРЕМЕЩЕНИЯ В КАНАЛАХ

Опыт эксплуатации крупных машинных каналов, деривационных ГЭС и ГАЭС /1,2,3/ показывает, что при пуске или отключении крупных агрегатов образуются крутые волны перемещения, оказывающие динамическое воздействие на облицовку каналов, гидротехнические сооружения и гидросиловое оборудование близлежащих насосных станций в каскадах. Распространение волн по каналу может привести к переливу воды через ограждающие дамбы и размыву откосов необлицованных каналов.

В настоящее время при проектировании машинных каналов производятся расчеты неустановившегося движения воды. Однако распространенные методы расчета не учитывают образования в пределах лобовой части крутых волн перемещения вторичных волн (ондуляции).

Ввиду актуальности данного вопроса с 1972 г. в САНИИРИ ведутся натурные исследования неустановившихся режимов работы машинных каналов следующих насосных станций Узбекистана: Шерабадской, Каршинских, им. 50 лет Октября, Саятской /4/. Основные характеристики этих насосных станций приведены в табл. 1, а параметры исследованных машинных каналов - в табл. 2.

Колебания горизонта воды в створах каналов, вызванные неустановившимся течением воды, фиксировались с помощью электрических датчиков-волнографов конструкции САНИИРИ /5/, показания которых записывались на осциллографах Н-102 и Н-700. Датчики подвешивались на специальных металлических штангах, установленных в канале на различном расстоянии от насосной станции. Створы установки датчиков в разных каналах выбирались с таким расчетом, чтобы охватить весь

участок формирования изучаемых волн.

В результате обработки осциллограмм строились волнограммы — колебания горизонтов воды во времени. На рис. I приведены волнограммы волны, образовавшейся в подводном канале насосной станции им. 50 лет Октября II подъема в результате остановки двух агрегатов (уменьшение расхода на $1,75 \text{ м}^3/\text{с}$).

Образующиеся при пусках и остановках агрегатов насосных станций положительные волны перемещения, как правило, сопровождаются вторичными волнами (рис.2).

Лобовая часть волны, представляющая собой следующие друг за другом гребни; достигает в опытах, проведенных в канале насосной станции им. 50 лет Октября, более 250 м (до 200 глубин воды в канале), а число гребней — свыше 40.

Исследования подтвердили, что профиль волн перемещения в процессе распространения по каналу проходит стадию формирования. В пределах лобовой части крутых волн происходит концентрация начальной энергии и количества движения, в связи с чем высота и число гребней увеличиваются. Затем наступает стадия так называемых сформировавшихся волн, когда их параметры изменяются незначительно. Далее под действием сил сопротивления волны начинают постепенно затухать, успевая пройти по каналу значительные расстояния. В одном из опытов волна прошла канал и "вернулась" к насосной станции II подъема (3,6 км).

Высота первого гребня (α), которая обычно является максимальной (в некоторых опытах наибольшими были 2-ой или 3-й гребни), изменяется в больших пределах: от 2-3 см (в канале Саятской насосной станции) до 55 см (в подводном канале Шерабадской насосной станции) и достигает 16-20% от первоначальной глубины воды в канале. Как показали исследования, высота волн зависит от скорости течения воды и глубины в канале перед опытом, а также относительной величины и скорости изменения расхода воды. Последний фактор обуславливает влияние на высоту волн типа установленного насосного оборудования, имеющего

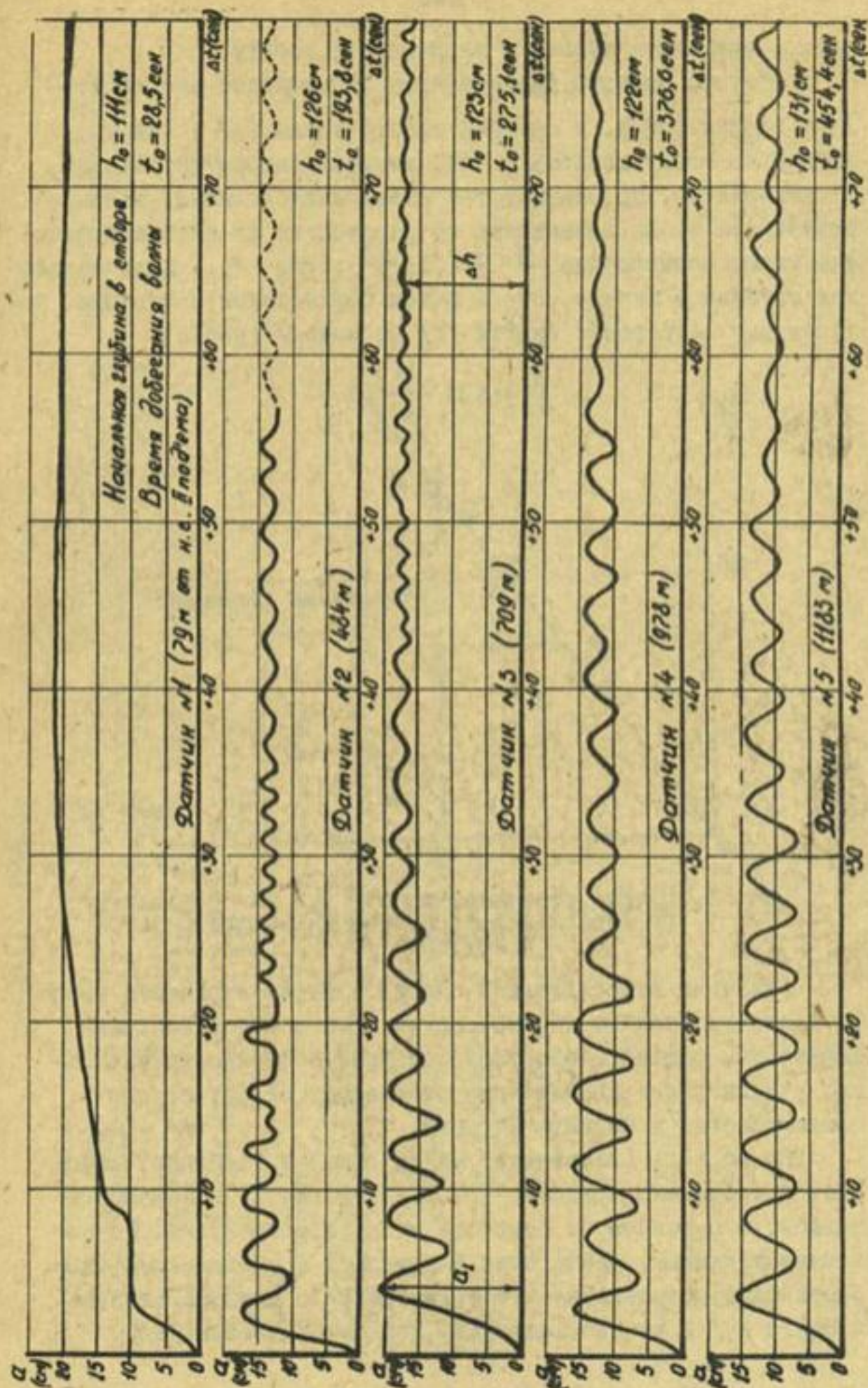


Рис. 1. Волнограммы волны в подводящем канале насосной станции км. 50 лет Октября
 П поддона.

разное время отключения и включения в работу.

Большой интерес представляет соотношение высоты первого гребня (a_1), и средней высоты волны (Δh) (рис.1). Данные по этому вопросу в существующей литературе весьма противоречивы. По результатам наших исследований, сформировавшиеся волны независимо от расстояния от насосной станции имеют соотношение $\frac{a_1}{h_0} = 1,35 \frac{\Delta h}{h_0}$, где h_0 - первоначальная глубина в канале. Это в целом согласуется с данными, полученными Вагнером и Кингом /2/ на модели (рис.2).

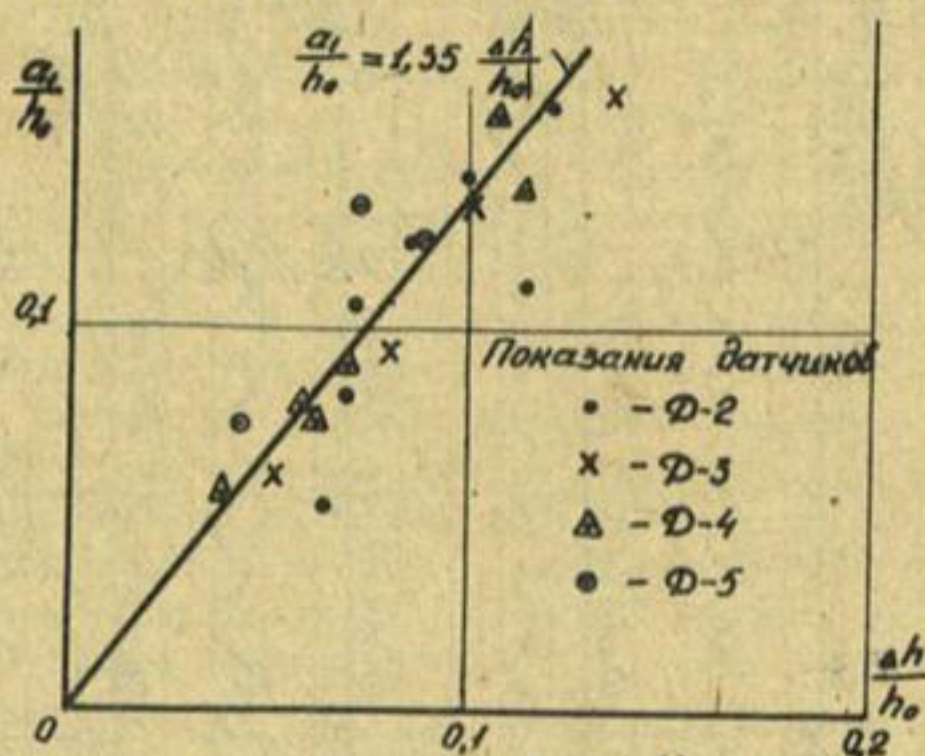


Рис. 2. График зависимости $\frac{a_1}{h_0} = f\left(\frac{\Delta h}{h_0}\right)$ для подводящего канала насосной станции 50 лет Октября П подъема

Величина относительной скорости распространения фронта волны достаточно хорошо согласуется с общеизвестными формулами, однако в некоторых опытах, особенно на начальном участке, она значительно отличается от расчетной, причем всегда в большую сторону.

Длина волн (расстояние между 1 и 2-м гребнями) изменяется в больших пределах (от 5 до 12 глубин в канале) и зависит в основном от скорости их распространения. По полученным данным, длина волн возрастает с увеличением скорости распространения, что согласуется с опытами Вагнера и Кинга /2/ и не соответствует данным Сандовера /6/.

Таблица I

Основные характеристики насосных станций

Наименование насос- ных станций	Расход, м ³ /с	Напор, м	Кол-во агрега- тов	Марка насоса	Кол-во запи- санных опытов	Год проведения исследований
Ш е р а б а д с к а я	120,0	28,5	6	ОП10-185Г	8	1972
Им. 50 лет Октября ^{х)}	8,4	50,0	6	24НДС	20	1973
	5,6	20,0	4			1974
Святокая	4,2	12,0	6	20НДН	2	1973
Каршинский МК (насос- ная станция № 3)	220,0	25,0	6	ОП10-260	5	1974

х) в числителе даны характеристики станции I-го подъема,
в знаменателе — II подъема.

Таблица 2

Основные параметры машинных каналов

Каналы	Ширина по дну, м	Глубина, м	Заложение откоса	Уклон дна	Тип облицовки	Длина участка, на котором записывались волны, м
Подводящий канал Шерабадской насосной станции	12,0	6,0	2,0	0,00005	не облицован	1260
Отводящий канал Шерабадской насосной станции	4,0	6,25	2,0	0,0001	ж/бетонная	130
Промежуточный канал между насосными станциями I и II подъема им. 50 лет Октября	2,4+3,0	1+1,5	1,5	обратный	ж/бетонная	1200 от насосной станции II подъема
Подводящий канал Саятской насосной станции	2,0	1,0+1,4	2,0	0,0003	не облицован	940
Промежуточный канал между насосными станциями № 2 и № 3 Каршинского МК	7,0	7,0	2,5	0,00015	ж/бетонная	1000

х) В процессе эксплуатации необлицованных каналов форма поперечного сечения стала параболической.

Предполагается, что вода, сливающаяся из трубопроводов в канал при остановке насосов, оказывает влияние на процесс волнообразования (расход обратного тока может превысить расход насосов). Однако выявить этот факт в натуральных условиях затруднительно.

В каналах трапецеидального сечения волны перемещения имеют поперечную кривизну, то есть у откосов высота гребней волн выше, а глубина впадин — ниже, чем на оси канала. При заложении откоса $m = 1,5$ в бетонированном канале высота волны у откоса в 1,10–1,90 раза больше, чем на оси канала.

В одном из опытов в канале им. 50 лет Октября были почти одновременно остановлены агрегаты насосных станций I и II подъема. При встрече положительной волны, распространявшейся от аванкамеры насосной станции II подъема, с отрицательной волной, распространявшейся от напорного бассейна насосной станции I подъема, эти волны как бы "прошли" друг сквозь друга. После встречи отрицательную волну можно было обнаружить на поверхности положительной волны.

Специальным вопросом наших исследований было изучение прохождения волнами криволинейных участков. Оказалось, что волны проходят криволинейные участки практически без трансформации, при этом гребни всех волн сохраняют радиальное положение.

В дальнейшем необходимо изучить кинематику потока в области лобовой части волны с целью оценки потерь энергии.

Л и т е р а т у р а

1. R. Riquois, X. Raet-Madoux. "Entumescences observées sur le canal d'amenée de la chute d'Oraison lors des variations rapides de charge" XI конгресс МАГИ, Л., 1965.
2. W.E. Wagner, D.L. King. "Surges in a Trapezoidal canal Due to Pump Flow Rejection." XI конгресс МАГИ, Л., 1965.

3. М а л и н о в с к и й Р. Проектирование, строительство и эксплуатация ГАЭС Жидово в ПНР, "Гидротехническое строительство" № 6, М., 1972.
4. З а и р о в Х.И., Э ш м у р а д о в Ю. О волнах, возникающих в подводящем канале при внезапной остановке насосной станции. Сб. научных трудов САННИРИ, вып. 140, Ташкент, 1974.
5. Г е х т е р Л.А. Волнограф с реостатными датчиками, питаемый от аккумуляторной батареи. Сб. научных трудов САННИРИ, вып. 128, Ташкент, 1971.
6. J. A. Sandover and A. P. Zienkiewicz. "Experiments on Surge Waves". *Water Power*, November, 1957.

В.В. АКУЛОВ

мл. научн. сотр.

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФОРМИРОВАНИЯ ДОПОЛНИ-
ТЕЛЬНОГО ПОДПОРА ПРИ ЗАНЕСЕНИИ ВОДОХРАНИЛИЩА
ПЕСЧАНЫМИ НАНОСАМИ

В месте первоначального сопряжения подпора, созданного плотинной гидроузла, с бытовыми уровнями в водохранилище одновременно с заилением начинается осаждение крупных, руслообразующих фракций, и нагрузка потока наносами уменьшается.

В настоящей статье нами под руководством канд. техн. наук В.С.Лапшикова сделана попытка дать некоторые теоретические обоснования явления распространения дополнительного подпора при заилении и занесении водохранилищ песчаными наносами.

Занесение наносами происходит обычно в пределах речного русла, при этом наблюдается повышение уровней воды, называемое дополнительным подпором; уклон водной поверхности при занесении соответствует нагрузке потока наносами.

По мере заполнения наносами ручного русла дополнительный подпор охватывает вышерасположенный участок реки, на котором, вследствие уменьшения транспортирующей способности потока, происходит отложение наносов. Таким образом, дополнительный подпор непрерывно продвигается вверх по течению. В силу проявления потоком избирательной способности в районе верхней границы участка занесения отлагаются преимущественно крупные фракции песчаных наносов, в связи с чем уклон потока на участке дополнительного подпора всегда будет меньше бытового.

Одновременно с продвижением дополнительного подпора вверх по течению происходит перемещение и нижней границы отложений руслообразующих наносов.

Через некоторое время подпертый бьеф или водохранилище окажется настолько заиленным, что к створу плотины потоком начнут транспортироваться руслообразующие фракции наносов. При этом через створ гидроузла будут проходить все неруслообразующие фракции наносов, нагрузка которыми соответствует минимальному уклону потока на этом участке перед началом занесения.

В дальнейшем всевозрастающая во времени часть руслообразующих фракций наносов сбрасывается в нижний бьеф, нагрузка потока наносами по длине участка занесения при этом постоянно возрастает, увеличиваются также и уклоны потока. Это увеличение будет стремиться к предельному состоянию, при котором аккумулируется лишь незначительная часть наиболее крупной фракции наносов, а уклон потока достигнет своего предельного значения.

Кривые, с помощью которых можно было бы выразить изменение во времени уклонов потока на расчетных створах, резко отличаются друг от друга. В створах, расположенных в пределах подпора статическим уровнем (створы 1, 2 и 3, рис. I), они начинаются от малых или близких к нулевым уклонам, постепенно приближаясь к предельному уклону. В створах, расположенных на участке дополнительного подпора (створы 4, 5 и 6, рис. I), некоторое время удерживается бытовой уклон, затем, когда процесс занесения распространяется выше, уклоны уменьшаются, и далее, при уменьшении интенсивности аккумуляторных процессов, они снова возрастают до предельного.

Описать все приведенные на рис. I линии изменения уклонов на расчетных створах математическими формулами, исходя из приведенного выше анализа, пока не представляется возможным. Поэтому для дальнейшего анализа кривые 4, 5, 6 (рис. I) проэкстраполируем до пересечения с осью i и найдем i' — уклон в начальный момент занесения. Теперь из рис. I видно, что дополнительный подпор как бы одновременно распространился на всю длину подпора, в пределах которой происходит одновременная аккумуляция наносов.

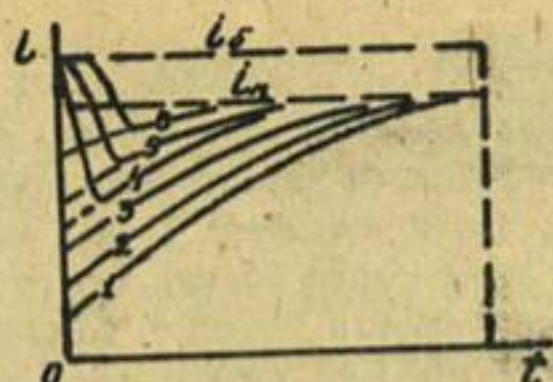


Рис. 1. Изменение во времени уклона водной поверхности на участке дополнительного подпора: 1, 2, 3, 4, 5, 6 – номера створов.

Принятие такого допущения приводит к незначительному преувеличению объемов занесения в расчетах (по участкам, но не в сумме); эти объемы будут относиться к участку дополнительного подпора у верхней границы, где предельно заносимый объем вообще мал по сравнению с суммарным объемом занесения.

В целях облегчения дальнейшего анализа и получения наиболее общего решения перейдем к безразмерным обозначениям.

Относительный уклон водной поверхности в начале аккумуляции наносов

$$\sigma' = \frac{i'}{i_n}, \quad (1)$$

где i' – уклон водной поверхности в расчетном створе при $t = 0$ в начале процесса аккумуляции наносов;
 i_n – предельный уклон водной поверхности в подпертом бьефе при завершении процесса аккумуляции наносов.

Относительный уклон водной поверхности при занесении

$$\sigma = \frac{i}{i_n}, \quad (2)$$

где i – уклон водной поверхности в расчетном створе, изменяющийся при занесении.

Относительная длина кривой подпора

$$A = \frac{\mathcal{L}}{\mathcal{L}_n}, \quad (3)$$

где $\mathcal{L}$ – длина кривой подпора через расчетный интервал времени;
 $\mathcal{L}_n$ – предельная длина кривой подпора при завершении процесса аккумуляции наносов в подпертом бьефе,

определяемая i_n .

При $t = 0$ объем отложившихся наносов равен 0 и степень занесенности подпертого бьефа $q_v = 0$ (рис. 2). С течением времени объем аккумуляции наносов увеличивается и q_v возрастает. Наконец, через некоторое время, когда объем аккумуляции наносов будет равен объему подпертого бьефа, степень занесенности наносами окажется равной 1.

В начале процесса аккумуляции речной поток в подпертом бьефе резко уменьшает скорости течения, в связи с чем транспортирующая способность потока уменьшается, а содержащиеся в нем наносы частично или полностью осаждаются; при этом относительные уклоны потока тоже уменьшаются и равны σ' . С увеличением объема аккумулятированных в подпертом бьефе наносов q_v увеличивается и скорости течения возрастают. Количество транспортируемых потоком наносов к плотине и относительные уклоны потока также увеличиваются.

Таким образом, при возрастании q_v увеличиваются и относительные уклоны водной поверхности.

Изложенное выше можно изобразить графически: по горизонтальной оси откладывается величина степени занесенности подпертого бьефа — q_v , по вертикальной — значение относительного уклона через расчетный интервал времени на участках дополнительного подпора — q_v (рис. 2).

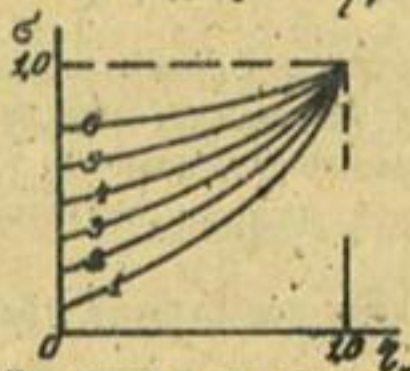


Рис. 2. Изменение относительного уклона водной поверхности в зависимости от степени занесенности подпертого бьефа на участке дополнительного подпора:

1, 2, 3, 4, 5, 6 — номера створов.

При занесенности $q_v = 0$ относительный уклон потока на участках дополнительного подпора равен σ' .

При степени занесенности подпертого бьефа, равной 1,0 (подпертый бьеф полностью занесен наносами), относительный уклон волной поверхности на участках дополнительного подпора также равен 1,0 (т.е. на всей длине подпора установился предельный уклон водной поверхности).

На основании приведенного выше анализа и используя /1,2/, выведены следующие зависимости:

$$i = \sigma \cdot i_n = i_n \left[(1 - \sigma) e^{-\frac{1-\sigma}{\psi} + \sigma} \right], \quad (4)$$

где ψ — безразмерная характеристика дополнительного подпора при занесении,

$$\psi = \frac{\sigma'}{K'_n}, \quad (5)$$

здесь K'_n — параметр, характеризующий подпор в створе плотины в начале занесения.

Очевидно, величина K'_n должна определяться величиной σ'_n . Однако найти выражение для K'_n аналитически пока невозможно, поэтому уравнение для K'_n будет составлено по результатам экспериментальных исследований.

По уравнению (4) определяются значения уклонов водной поверхности на расчетных участках дополнительного подпора. Затем по значениям среднего уклона потока и расстояниям между расчетными створами находятся координаты кривой подпора.

Надо отметить, что вывод нашей зависимости (I) основан на формулах, которые применимы для натуральных и лабораторных подпертых бьефов.

Л и т е р а т у р а

1. Л а п ш е н к о в В.С. Вопросы прогноза аккумуляции в подпертых бьефах гидроузлов. Авт. дисс. на соискание ученой степени канд. техн. наук, Ташкент, 1960.
2. В е д е н я н и н Г.В. Общая методика экспериментального исследования и обработки данных. Изд-во "Колос", М., 1967.

Х.А. ИРМУХАМЕДОВ
канд. техн. наук
М. МИРЗИЯТОВ
мл. научн. сотр.
(САНИИРИ им. В.Д. Журина)

РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ МНОГОРЯДНЫХ
СКВОЗНЫХ ШПОР ДЛЯ ЗАЩИТЫ БЕРЕГОВ Р. АМУДАРЬЯ ОТ
РАЗМЫВА В РАЙОНЕ АЛИБАБА-ДИНГ

Значительные размывы берегов, наблюдаемые за последние годы в районе каналов Тамсака, Пахтаарна, Клычбай, у пристани Турткуль, на участках Аккум, Алибаба-Динг и др., наносят огромный ущерб народному хозяйству Хорезмской области КК АССР / 1, 2, 3 /.

По заданию ММВХ УзССР Узгипроводхоз разработал проект берегозащитных и регулировочных работ для защиты берегов от дейгиша на участке р. Амударья - Алибаба-Динг, а САНИИРИ выполнил модельные исследования с целью изучения гидравлики многорядных сквозных шпор, компоновки сооружений в плане, количества рядов и расстояний между шпорами и других вопросов.

Задачи, которые стояли перед отделом русл САНИИРИ, решались путем гидравлического расчета по существующим методикам проведения специальных исследований на модели (масштаб 1:500 н.в.), охватывающей участок Амударьи длиной 8,5 км, и на отдельных фрагментах; обследования сквозных многорядных шпор в районах Керки, Чарджоу и в районе строительства этих шпор на местности Алибаба-Динг.

В процессе исследований требовалось определить характер изменения гидравлических элементов потока в зоне действия шпор при различных углах овала потока к направлению берега; характер изменения глубины размыва дна в зоне действия шпор при различных коэффициентах застройки; количество рядов и расстояние между шпорами; закономерность растекания потока за шпорами; эффективность сквозных шпор при защите берегов от размыва.

На закрытой русловой площадке отдела русла была построена модель исследуемого участка. Моделирование русла проводилось по методике Г.А.Цой [4], а сооружений – по Р.Уркимбаеву [5]. Модельные исследования выполнялись в следующей последовательности.

Для анализа работы защитных поперечных шпор и выяснения возможных вариантов компоновки системы шпор в первых опытах изучался режим реки и русловые процессы в бытовых условиях, в последующих – режим реки при наличии системы шпор I, II и III очереди строительства.

Всего было проведено 14 опытов, в каждом из них формирование русла продолжалось 12–14 часов. Пропускаемые на модели расходы составляли $400 + 5000 \text{ м}^3/\text{с}$.

Были получены основные гидравлические элементы потока по створам, величины русловых деформаций и др. Гидравлические элементы русла на подходном участке были установлены по зависимостям Х.А.Исмагилова [6], а изменения их вдоль участка исследований – по методике И.В.Когтевой [7].

Гидравлические расчеты сквозных шпор проводились по методикам С.Т.Алтунина и И.А.Бузунова [1], И.Я.Орлова [8], С.Х.Абальянца [2], О.А.Каимова [9], Р.Уркимбаева [5], М.Мирзиятова [10], М.Р.Бакиева [11] и др.

На основании исследований, проведенных на пространственной и фрагментной моделях, и гидравлических расчетов получены следующие результаты.

I. По существующим методам произведен гидравлический расчет одиночной сквозной шпоры для условий свала потока на берег, что вызывает резкое изменение положения русла и гидравлических элементов потока.

Определено предельное расстояние между шпорами ($L_{пр} = 145–165 \text{ м}$), найдена максимально возможная глубина размыва у сквозной шпоры ($H_{max} = 12–16,5 \text{ м}$) и при условии забивки просвета между сваями ($H_{max} = 20 + 22 \text{ м}$). Результаты расчета использованы при проведении опытов на пространственной модели.

2. На основании опытов на фрагментной модели установлены коэффициенты сопротивления (ξ) и застройки (P), возможная глубина размыва ($H_{\text{разм}}$) и предельное расстояние ($L_{\text{пр}}$), на которое действует одиночная шпора, в зависимости от рядов свай (n).

Коэффициенты и параметры сквозной шпоры и русла резко изменяются при числе рядов свай не больше трех, при увеличении рядов это изменение незначительно. Следовательно, строительство сквозной шпоры из свай более трех рядов, в отношении гидравлики потока, нецелесообразно.

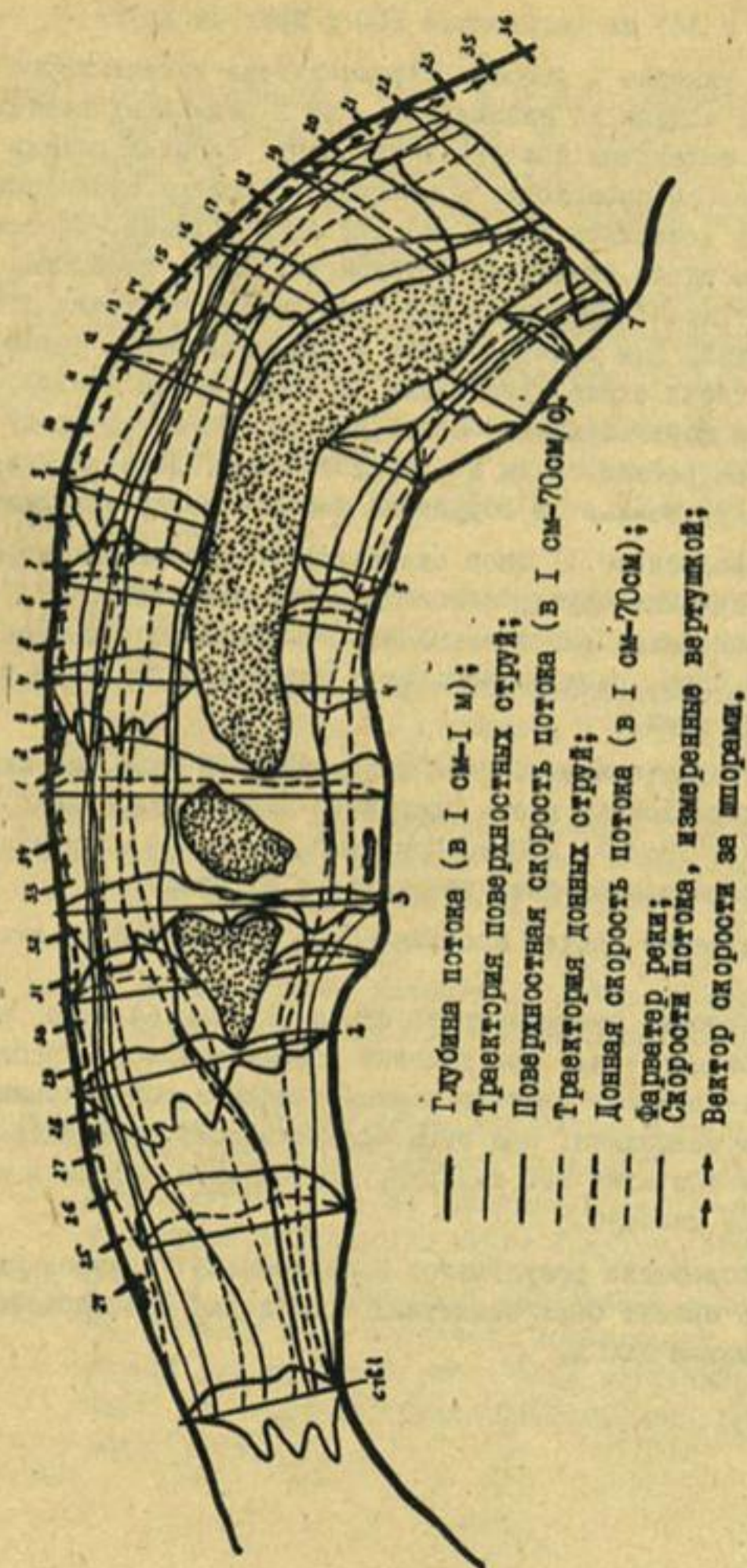
3. Опыты по формированию бытового русла реки на пространственной модели подтвердили неустойчивый характер протекания потока на участке исследований, размывы левого берега, особенно в районе створов 5-6, и доказали необходимость проведения берегозащитных работ (рисунок).

На модели были рассмотрены следующие три очереди строительства шпор. Результаты опытов I очереди строительства, с установкой 12 шпор, показали, что эти шпоры могут защищать берег на протяжении 1900-2000 м. Ниже берег продолжал размываться, и в отдельных местах ширина полосы смыва доходила до 300-350 м. Следовательно, строительство I очереди полностью не решает вопрос защиты берегов и регулирования русла на данном участке.

Для защиты берега ниже шпор I очереди строительства оказалось необходимым устройство еще II шпор (шпоры 12-23) II очереди строительства. При таком расположении шпор размыв берега не наблюдается.

Наиболее напряженно работают шпоры, расположенные в районе створа 6, где берег частично размывался и обрушался. Установка дополнительной шпоры здесь желаемого эффекта не дала. Для сохранения берега на участке длиной порядка 500 м необходимо предусмотреть дополнительные береговые крепления.

Результаты опытов показали, что в концевой части участка II очереди строительства от шпор 22-23 фарватер потока постепенно отходит к середине русла, и размыв берега не происходит. Учитывая это положение и возможные переформирования русла, здесь необходимо установить дополнительные две шпоры



План модели русла р. Амударья на участке Алибаба-Динг.

(шпоры 35 и 36) на расстоянии 200 м друг от друга.

Выше участка I очереди строительства интенсивного размыва на модели не наблюдалось, но в отдельных местах смывалась береговая полоса. В натуральных условиях размыв береговой полосы происходил в межень при резком свале потока к берегу в начальной части участка исследований. Поэтому для равномерного обтекания потоком всех шпор необходимо придать оси трассы берегозащитных сооружений очертания плавной кривой линии. Для защиты берега и придания руслу более плавного очертания здесь установили II шпор (шпоры 24-34), и ось трассы переместилась, примерно, на 100 м в сторону реки. Несмотря на резкие свалы и сосредоточенное направление потока к берегу, размыв и обрушения берегов не происходили.

Установленные II шпор оказались достаточными для защиты берега и придания руслу более плавного очертания.

На основании выполненных исследований выбраны трасса установки шпор, расположение их в плане и определены расстояния между ними.

Всего для защиты берега необходимо 36 шпор, из них головные шпоры должны иметь следующую длину: шпора 24- $\ell_{ш}$ = 200 м, I- $\ell_{ш}$ = 100 м и I3- $\ell_{ш}$ = 100 м. При длине шпоры 50 м на участке берегозащиты должна быть установлена 4I шпора.

Произведен расчет экономической эффективности сквозных шпор.

По проекту предусмотрено строительство 64 шпор, по нашему предложению - 4I, при условии дополнительного крепления 0,5-километрового участка рваным камнем и обломочными железобетонными изделиями. При этом эффективность по капитальным вложениям составит 880 тыс.руб; приведенный эффект к одному году - 159 тыс.руб.

На основании результатов исследований Увгипроводхозом составлен проект берегозащитных сооружений и построена шпора № I длиной 100 м.

Л и т е р а т у р а

1. Алтунин С.Т., Бузунов И.А. Защитные сооружения на реках. Сельхозгиз, М., 1953.
2. Абальянц С.Х. Глубина размыва у берегозащитных креплений на реке Амударья. Вопросы гидротехники, вып.27, Ташкент, 1965.
3. Мухамедов А.М. Некоторые особенности р.Амударья и причины размыва берегов (явление дейгиша). Труды САНИИРИ, вып.120, Ташкент, 1970.
4. Цой Г.А. Уточнение методики моделирования русловых процессов применительно к условиям среднего и нижнего течения Амударья. Изв. АН УзССР № 6, Ташкент, 1968.
5. Уркинбаев Р. Моделирование сквозных шпор. Изв. АН УзССР № 4, Ташкент, 1967.
6. Исмагилов Х.А. Некоторые морфометрические зависимости р.Амударья в среднем и нижнем течении. Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.
7. Когтева И.В. Исследование влияния угла свала на гидравлические элементы потока в зоне дейгиша. Сб.научных трудов САНИИРИ, вып.140, Ташкент, 1974.
8. Орлов И.Я. Сквозные заилители защиты берегов от размыва, "Гидротехника и мелиорация" № 12, М., 1951.
9. Каямов О.А. Исследования кинематической структуры потока и местного размыва у местных поперечных шпор. Автор. дис. на соискание ученой степени кандидата технических наук, Ташкент, 1969.
10. Мирзиятов М. К методике гидравлического расчета сквозных шпор различной конструкции, применяемых для защиты берегов реки Амударья от размыва. Сб. научных трудов САНИИРИ, вып.140, Ташкент, 1974.

- II. Б а к и е в М.Р. Закономерности растекания потока за
глухой и сквозной шпорой. Автор. дис. на соис-
кание ученой степени кандидата технических
наук, Ташкент, 1974.

Я.С.МУХАМЕДОВ
канд.техн.наук, ст.научн.сотр.
Д.А.МУХАМЕДОВ
аспирант

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ
СМЕШЕНИЯ ВОД ЧАРДАРИНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА И
МИНЕРАЛИЗОВАННЫХ ВОД АРНАСАЯ

Образование плотного донного потока происходит при большой плотности (мутности) речного потока за счет большого содержания взвешенных наносов, или повышенной минерализации воды, поступающей в водохранилище с относительно чистой водой. Минерализованная вода в определенных условиях не смешивается с чистой и движется отдельно в придонных слоях водохранилища.

В зависимости от величины плотности речного потока, длительности паводка и рельефа водохранилища в отдельных случаях плотный поток может достигнуть плотины и сбрасываться в нижний бьеф через донные отверстия. Если последние отсутствуют или недостаточно открыты, то аккумуляция плотного потока происходит в виде прорывных волн отражения.

Теоретические и экспериментальные исследования плотного донного потока получили широкое развитие в работах зарубежных ученых США, Франции, Югославии и т.д., а также в работах проф. И.И.Левй, канд.техн.наук, доц. Н.П.Кулеша в СССР. С 1960 г. такие исследования начал проводить отдел русл САНИИРИ.

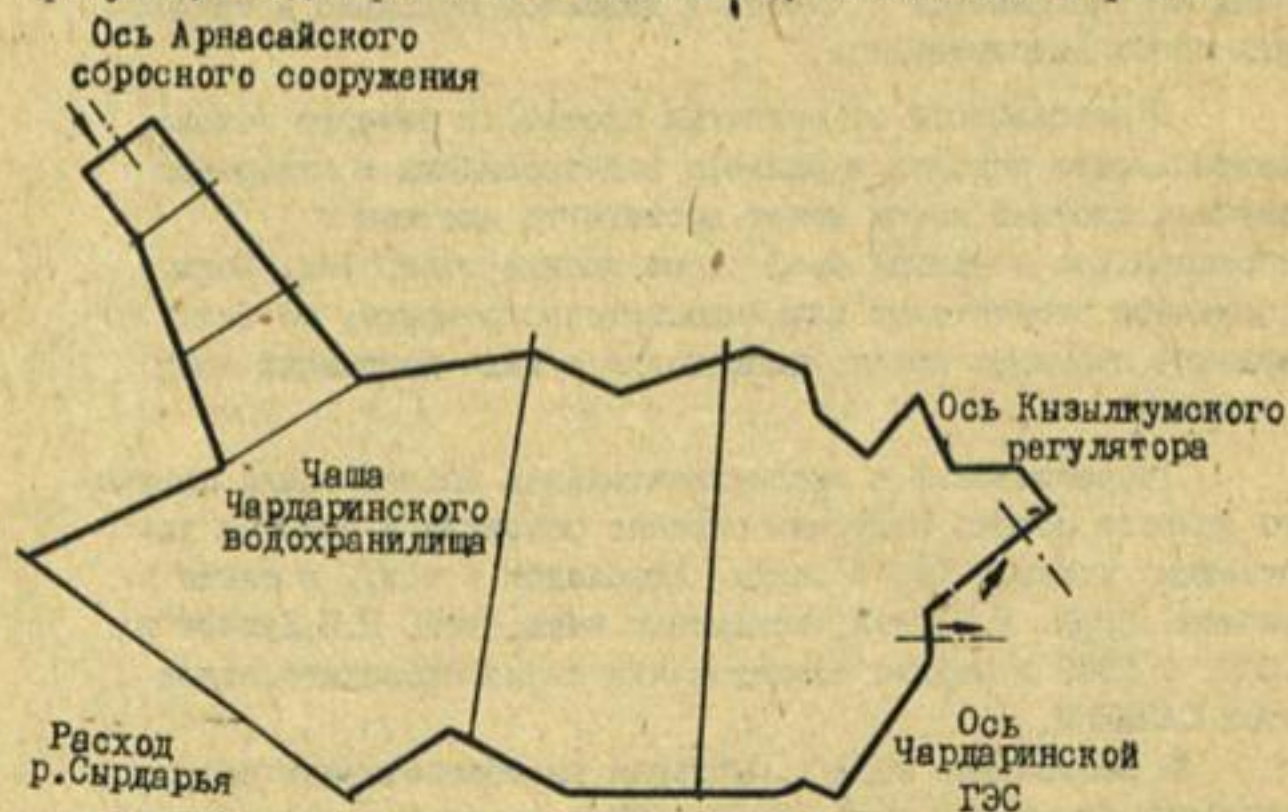
В маловодные годы р.Сырдарья не обеспечивает водопотребления Кызылординской обл.КазССР в вегетационный период. Поэтому в целях нормального обеспечения водопотребления орошаемых земель ниже Чардаринского водохранилища было предложено направить в водохранилище сильноминерализованные сброс-

ные воды, стекающие в Арнасайское понижение.

Воды Чардаринского водохранилища так же, как и воды Арнасайского понижения (плотный остаток $3 + 8 \text{ г/л}$)^{х)}, имеют повышенную химическую минерализацию (плотный остаток $1 + 1,85 \text{ г/л}$). При подпитывании Чардаринского водохранилища арнасайской водой при $Q = 200 \text{ м}^3/\text{с}$ можно ожидать возникновение в водохранилище плотного течения, обусловленного химической стратификацией. В этом случае движение минерализованной воды по дну водоема может привести к существенному изменению его режима.

Учитывая недостаточную изученность донных потоков при химической стратификации, особенно в пространственных условиях, нами были проведены исследования по изучению явления образования плотного потока и смешения минерализованных вод Арнасай и Чардаринского водохранилища.

Экспериментальные исследования плотного потока проводились на пространственной модели Чардаринского водохранилища (рисунок). Моделирование — нелинейное, соотношение горизон-



План модели Чардаринского водохранилища (м 1:200000)

х) По данным Средазгипроводхоза.

тальных и вертикальных масштабов определено из условий подобия транспортирующей способности потока (движение минерализованной воды) с учетом коэффициентов сопротивления и кинематической вязкости в натуре и на модели. Методика моделирования минерализованного потока проводится по предложению И. И. Леви / I /.

Основные соотношения масштабов модели и донного потока следующие:

горизонтальный продольный	$\alpha_L = 2000;$
горизонтальный поперечный	$\alpha_B = 2000;$
вертикальный	$\alpha_H = 50;$
скорости	$\alpha_V = 3,7;$
расхода	$\alpha_Q = 3,7 \cdot 10^5$
плотности	$\alpha_\rho = 1,0.$

В качестве минерализованных вод Арнасай на модели используется обычная водопроводная вода с поваренной солью (*NaCl*) в совокупе с индикатором и натурной арнасайской водой. В качестве вод Чардаринского водохранилища использована обычная водопроводная вода плотностью 0,064–0,11 г/л.

Длина участка исследований определена створом плотины арнасайского сооружения.

При отметке горизонта воды $\nabla 46,0^x)$ $Q_{ар} = 200 \text{ м}^3/\text{с};$
 $\Delta z = 0,5 \pm 0,2 \text{ м};$ $L = 26 \text{ км};$ $B = 12,0 \text{ км}.$ Расчетный
 уровень воды на Чардаринском водохранилище $\nabla = 45,4 \text{ м}^{xx).$

Поток нужной минерализации подавался из дозатора конструкции Е. И. Дубинчика. На модели проведена серия опытов, результаты которых представлены в таблице.

В процессе опытов изучались условия образования и протекания минерализованного потока по водохранилищу при заданных расходах воды и концентрации, возможность смещения плотного минерализованного потока в чаше водохранилища, у входа и выхода сбросных отверстий.

^{x)} Отметки условные.

^{xx)} Данные Средазгипроводхлопка.

Таблица

№ ОПЫ- ТОВ	$Q_{ар}$	$Q_{сырдар}$	$Q_{чар.гэс.}$	$Q_{кыз.р.}$	$\mu_{дог}$	$\mu_{дог}$	$\mu_{дог}$	Скорости, м/с	
	м ³ /с	м ³ /с	м ³ /с	м ³ /с	г/л	г/л	г/л	max	min
1	200	100	200	100	8,0	3,5	0,12	0,11	0,03
2	200	300	600	100	8,0	1,4	0,12	0,18	0,044
3	200	500	700	100	8,0	1,1	0,12	0,10	0,037
4	100	312	700	100	5,0	0,8	0,11	-	-

$Q_{ар}$ — расход минерализованной воды, подаваемой из Арнаса;я;

$Q_{сырдар}$ — расход воды из р. Сырдарья;

$Q_{чар.гэс.}$ — расход воды, пропускаемый Чардаринской ГЭС;

$Q_{кыз.р.}$ — расход воды, пропускаемый Кызылкумским регулятором;

μ — концентрация потока.

При проведении каждого опыта определялись: скорость движения плотного потока вдоль водохранилища; величина концентрации и его изменение по оси плотного потока (фарватеру); величина концентрации плотного потока в различных точках поперечного сечения; мгновенная плановая срезка картины течения плотного потока по урезу; температура чистой воды и плотного потока.

Минерализованная арнасайская вода, поступающая через сооружения в чашу водохранилища, сразу же погружалась в придонные слои и двигалась в сторону плотины. В створе погружения образовывался плотный поток (в условиях химической стратификации) и движение происходило по дну. В проведенных опытах поверхность раздела между чистым и плотным потоком находилась в непрерывном изменении и колебании, но разрушения же не наблюдалось.

Изменение глубины и скорости плотного потока по длине водохранилища было вызвано местными сопротивлениями, т.е.

изменением рельефа и конфигурации водохранилища / 2 /.

Результаты опытов показали, что концентрация плотного потока у дна водохранилища по длине его движения существенно не меняется (μ_{const}).

В ы в о д ы

Минерализованная арнасайская вода, поступающая через сооружение в Чардаринское водохранилище, погружается в придонные слои и, не смешиваясь с чистой водой, образует донное течение (в условиях химической стратификации).

При движении плотного потока по дну водохранилища концентрация его по дну существенно не изменяется (μ_{const}): по поперечному сечению происходит частичное смещение в зависимости от рельефа и планового очертания водохранилища.

Плотный поток аккумулируется в чаше Чардаринского водохранилища, а часть его проходит через сбросные отверстия в нижний бьеф Чардаринской ГЭС.

Смешение минерализованного плотного потока с чистой водой происходит при сбрасывании воды в нижний бьеф за счет подсасывания призмы "подушки" чистой воды, находящейся в Чардаринском водохранилище.

Л и т е р а т у р а

1. Л е в и И.И. Моделирование гидравлических явлений. Госэнергоиздат, Л., 1960.
2. М у х а м е д о в Я.С. Изучение условий образования и характера движения плотного (донного) потока в высоконапорных водохранилищах (на примере Нурекской ГЭС). Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук, Ташкент, 1970.

К.А. АДЫЛОВ
(канд. техн. наук)
(САНИИРИ им. В.Д.ЖУРИНА)

РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ВЕТРОВЫМ
И ВОЛНОВЫМ РЕЖИМАМИ ЧАРДАРИНСКОГО ВОДОХРА-
НИЛИЩА

Чардаринский водохранилищный узел с ГЭС мощностью 100 000 квт построен на р. Сырдарье выше поселка Чардара в 1966 г. по проекту института САОгидропроект, для обеспечения поливной водой 340 тыс.га орошаемых земель, развития лиманного орошения на площади 200 тыс.га и обводнения 4 млн.га пастбищ. Под чашу водохранилища использована имеющая широкую пойму современная долина Сырдарьи, перегороженная земляной плотиной длиной 5,3 км (рис. 1).

При отметке НПУ водохранилище имеет объем $5,7 \text{ км}^3$, площадь зеркала 900 км^2 и длину 60 км. Максимальный подпертый уровень в водохранилище превышает отметку НПУ на 1,0 м, а высота призмы сработки (от НПУ до уровня мертвого объема) составляет 8,0 м. Наибольшая высота земляной плотины доходит до 28,5 м; заложение напорного откоса в пределах переменного горизонта $m = 4$ м. Для предотвращения размыва ветровыми волнами, напорный откос плотины на высоту 16,50 м ниже гребня облицован бетонными плитами.

Мы исследовали (1966–1968 гг.) воздействие ветровых волн на крепления напорного откоса плотины Чардаринского водохранилищного узла. Основные вопросы исследования:

- 1) выбор створа плотины и составление схемы размещения измерительной аппаратуры;
- 2) изготовление измерительной аппаратуры и ее монтаж на изучаемом створе плотины;
- 3) определение ветрового и волнового режимов на водохранилище;
- 4) выявление устойчивости креплений, уложенных на напорном откосе Чардаринского водохранилища;

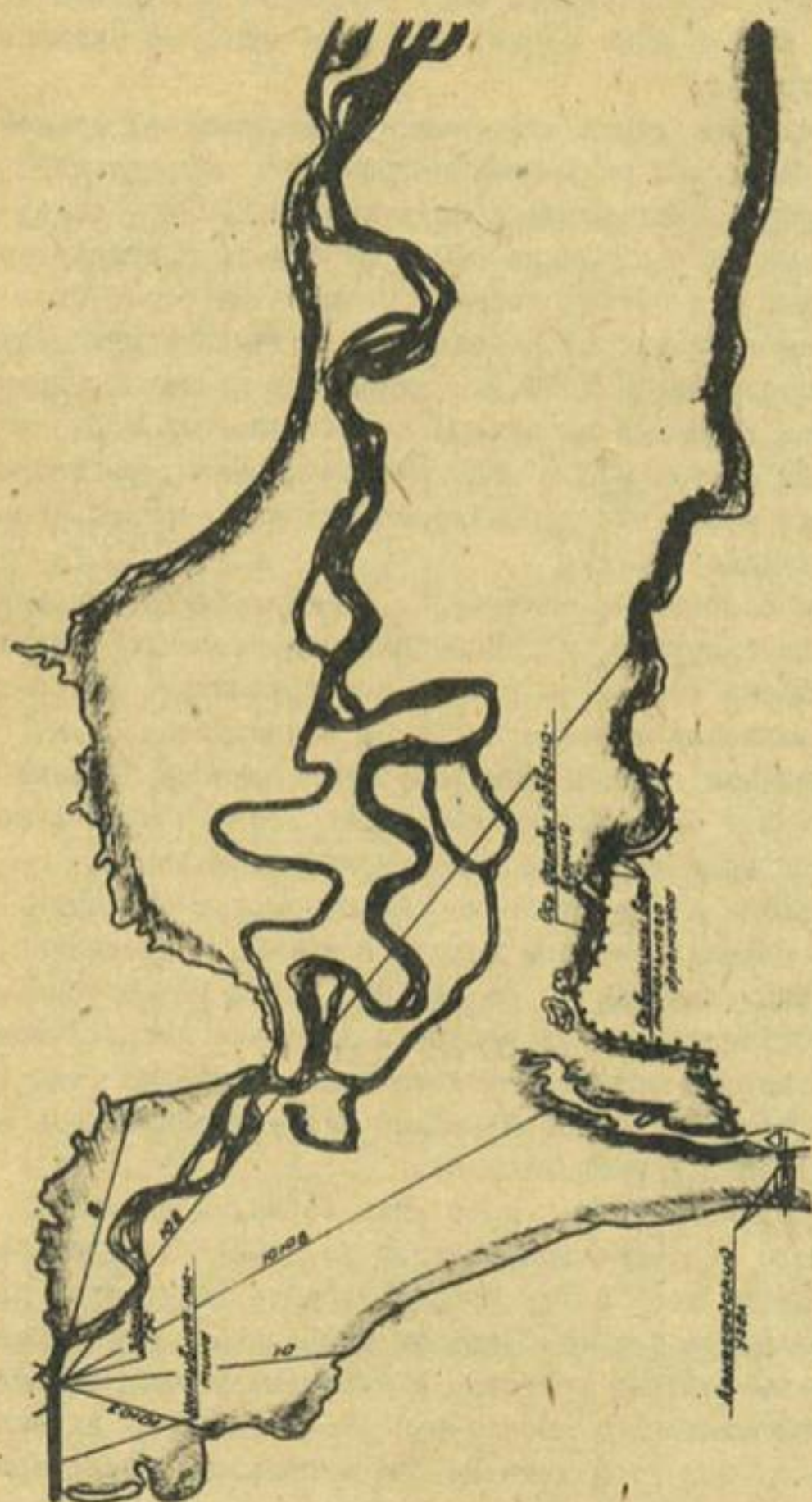


Рис. I. План участка Чардаринского водохранилища.

5) наблюдение за состоянием намытого из песка тела плотины в результате волнового воздействия.

Измерительная аппаратура была размещена в верхней части напорного откоса выше бермы, в районе наиболее активного волнового действия.

Створ был оборудован следующими приборами: а) анеморумбографом М-12 для измерения скоростей и направлений ветра; б) двумя волнографами конструкции САНИИРИ — плавучим трехвеховым на расстоянии 300 м от берега и стационарным одновеховым — с металлическими сетками на берме (для измерения длины волны); в) двенадцатью датчиками пульсации давления конструкции САНИИРИ для измерения прямых волновых и взвешивающих давлений на плиты. Анеморумбограф М-12, установленный на высоте 8,0 м над гребнем плотины, регистрировал суточные изменения направления ветра с осреднением скорости за каждые 10 мин.

Величина скоростей, замеренных анеморумбографом, пересчитывалась на высоту 10 м над водной поверхностью с учетом колебания отметки горизонта воды в водохранилище. Наиболее опасны для крепления плотины ветры ЮВ направления, т.к. чаша водохранилища открыта для ветров ЮВ сектора. Однако их воздействие может быть значительно ослаблено за счет рефракции волн на изгибе чаши в районе Арнасайского понижения.

Значительное воздействие на плотину могут оказать также волны, возникающие при ветрах В и Ю-ЮВ направлений. Ветры ЮЗ направления обычно не опасны. Ветры ЮВ сектора наибольшую повторяемость имели весной и в начале лета. Учитывая изменение горизонта воды в водохранилище в течение года (рис. 2), волновой и ветровой режимы следует записывать в марте, апреле, мае и июне месяцах.

В июле горизонт воды падает ниже бермы, а величина скоростей ветра опасного направления уменьшается. В январе и феврале записям волн могут препятствовать ледоставы. Кроме того, повторяемость ветров опасного направления в эти месяцы крайне мала. Поэтому ветровые и волновые режимы на водохранилище записывались в апреле-мае 1967 г. и с II апреля по 14 июня 1968 г. При этом хотя не был использован весь промежуток времени, доступный для записей, все же удалось охва-

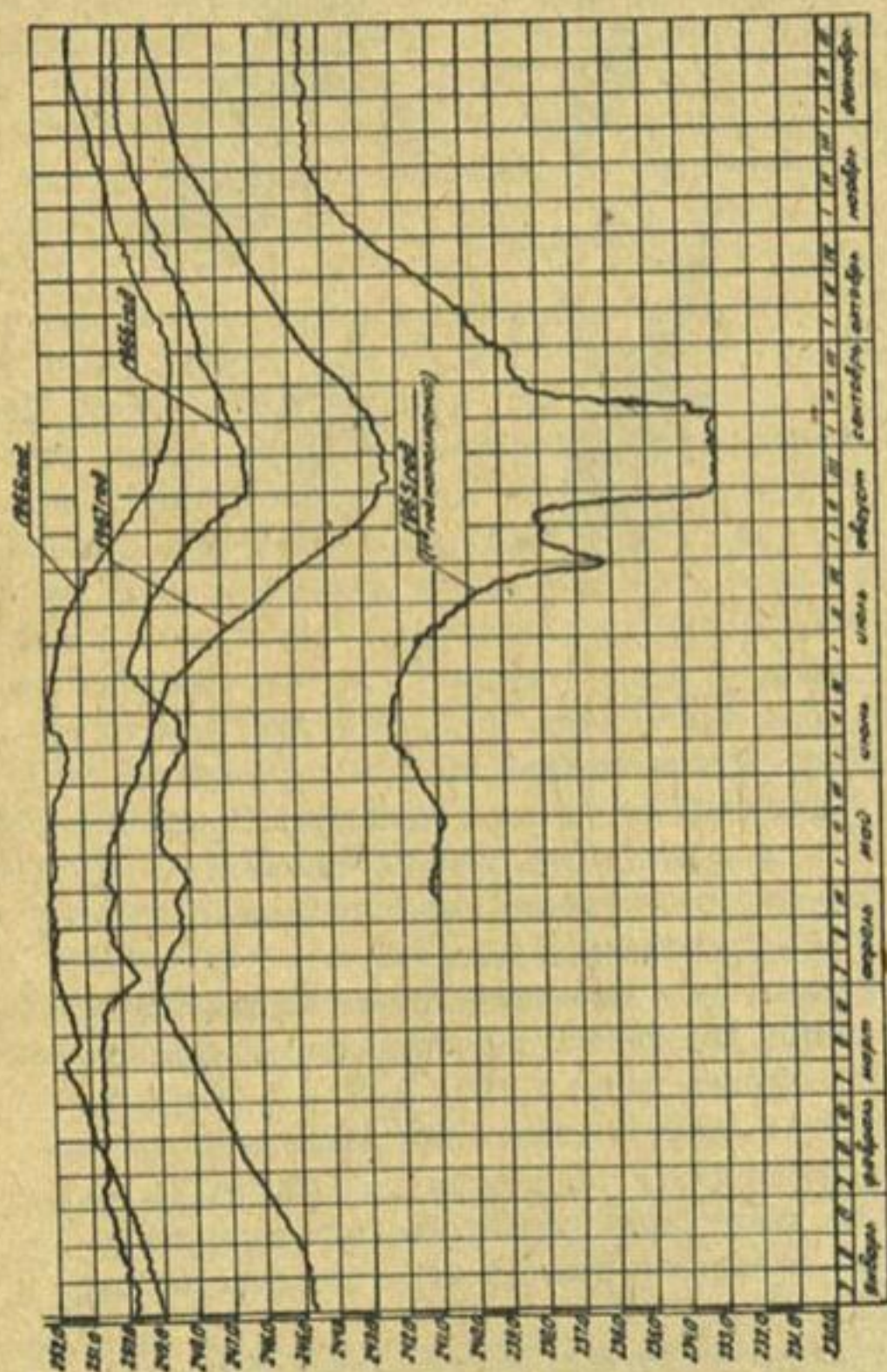


Рис. 2. График колебания горизонтов воды Чардаринского водохранилища.

тить его часть с наибольшей повторяемостью ветров нужного направления и наиболее высоким положением горизонта воды в водохранилище.

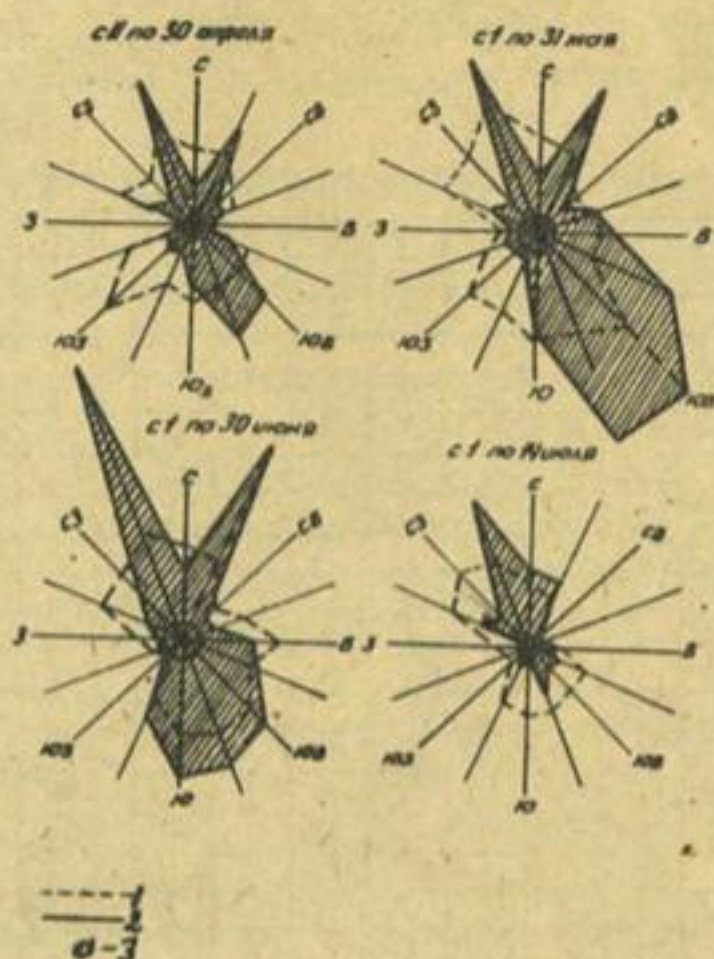


Рис. 3. Розы ветров за 1968 г. на Чардаринском водохранилище (данные анеморумбографа):
1 – скорость ветра 1 мм=0,5 м/сек;
2 – число случаев (1 мм=2 случаям);
3 – круг штилей.

Записи скорости ветра анеморумбографом велись круглосуточно, а аппаратура для записи высоты волны включалась в случаях, когда наблюдался ветер В, ЮВ, Ю-ЮВ и Ю направлений; кроме того, была сделана запись для ветра Ю-ЮЗ направления большой скорости ($W = 16,5$ м/сек, 26/IV-1967). Как показала запись на ленте анеморумбографа, при этом наблюдался порыв ветра, длившийся около 5 мин, при котором скорость достигала 37 м/сек.

За период наблюдения 1968 г. максимальная скорость ветра достигла 12,7 м/сек (15/V-1968 г.) при ветре Ю нап-

равления.

Величина скорости ветра — фактор, определяющий не только размеры ветрового волнения, но и скорость его развития. Более сильные ветры вызывают волнение быстрее, чем слабые, так как одной и той же массе воды передается большее количество ветровой энергии. Запись волн с помощью плавающего трехвехового датчика давала возможность определять не только высоту, но и направление, а также и длину волны.

С 17/УП по 2/УШ экспедиция САНИИРИ занималась пробной записью волн и освоением измерительной аппаратуры. За этот период было зафиксировано 1700 волн с максимальной высотой $h_g = 83$ см. С 16/У по 7/У-1967 г. записаны и обработаны наиболее характерные волны в количестве 5300, а в период с 13/У по 30/У-1968 г. — 4250 волн. Наибольшая высота волны 1%-ной обеспеченности $h_{1\%} = 1,42$ м наблюдалась 27/У-1967 г. при отмеченном выше ветре Ю-ЮЗ направления. 24/У-1968 г. при скорости ветра Ю направления $w = 12,7$ м/сек максимальная высота волны $h_{1\%} = 0,97$ м.

По данным Чардаринской гидрометстанции, 4/У-1969 г. зафиксирован ветер южного направления со скоростью 16 м/сек, длившийся в течение 40 мин, а затем 2 часа 15 мин с перерывами; при этом по установленной волномерной вехе наблюдались волны высотой 1,50 м. За период с 23/У по 3/У-1969 г. при ветре ЮВ направления со скоростью 12 м/сек по этой же вехе отмечались волны высотой до 1,28 м.

По результатам наблюдений нами произведена проверка формулы, предложенной Е.Я.Фроликовой (САНИИРИ) для вычисления высоты волн 1%-ной обеспеченности $h_{1\%}$ на малых водохранилищах Средней Азии при длинах разгона $D \leq 15$ км.

В ы в о д ы

1. Зафиксированные в период натурных исследований ветрового и волнового режима с 1966 по 1968 год волны были значительно меньше расчетной величины $h_{1\%} = 2,80$ м. Максимальная высота волн $h_{1\%} = 1,42$ м наблюдалась при ветре Ю-ЮЗ направления, продолжавшемся 10 мин, имевшем 5-минутный порыв, при котором скорость ветра доходила до $w_{\text{п}} = 36,5$ м/сек. Из-за

кратковременности порыва высоту волны он развить не успел.

2. Полученные данные наблюдений за высотой ветровых волн позволили подтвердить правильность формулы расчетной высоты волны Е.Я.Фроликовой для Чарадинского водохранилища при длине разгона $D \leq 10,5$ км. Было показано, что для этого водохранилища 10,5 км — длина предельного разгона.

3. Зафиксированные волновые воздействия на крепление, в виду малой высоты волн, не дают возможности правильно оценить надежность построенного крепления. Это говорит о необходимости продолжения натурных исследований в течение еще нескольких лет. Одновременно надежность существующего крепления на волновое воздействие при расчетной высоте волны $h_x = 2,80$ м можно проверить в большом волновом лотке отдела водохранилищных сооружений САННИИРИ, построив модель откоса в масштабе $M = 1 : 3,3$.

РЕФЕРАТЫ

к сборнику научных трудов, выпуск 147 (гидротехнические сооружения на гидромелиоративных системах)

УДК 627.8

К ВОПРОСУ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТРАНСПОРТИРУЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОТОКА ПРИ ДВИЖЕНИИ ПЕСЧАНЫХ НАНОСОВ

А.М.Мухамедов, Р.Р.Абдураупов,
З.Н.Нуритдинов

Теоретически получена зависимость для определения транспортирующей способности потоков, протекающих на мелкопесчаных руслах, проверена на опытах, проведенных в широком диапазоне изменения скоростей и мутностей. Выведены также формулы для определения расхода донных наносов при движении песчаных гряд.

Иллюстр. I, Библиогр. 4.

УДК 627.8

КИНЕМАТИЧЕСКАЯ СТРУКТУРА ПОТОКА ПРИ ГРЯДОВОМ СТРОЕНИИ ДНА

Р.Р.Абдураупов, З.Н.Нуритдинов

В статье излагаются результаты экспериментальных исследований кинематической структуры потоков воды в руслах с грядовым строением дна.

Основное внимание уделено изучению интенсивности турбулентности продольных и вертикальных составляющих пульсаций скорости и выявлению влияния формы и относительных размеров гряд на интенсивность турбулентности. Приводятся зависимости, характеризующие изменение интенсивности турбулентности в зависимости от крутизны гряд, возникающих при движении песчаных наносов.

Иллюстр. 2, Библиогр. 2.

УДК 627.8

О СТРУКТУРЕ ЖИДКИХ ОСАДКОВ

Н.В.Курачева

В работе отражены результаты исследования спектров и разрушающего действия капель впервые для условий Средней Азии в бассейне Сукокская, расположенного в отрогах Чаткальского хребта. Для определения размеров капель, достигающих поверхности почвы, применен метод получения их отпечатков на фильтровальной бумаге. Для характеристики структуры жидких осадков полученные спектры представлены в виде гистограмм, где на оси абсцисс отложены размеры капель в мм, на оси ординат — логарифмы числа капель. Получены уравнения регрессии для каждого интервала интенсивности и составлен график связи спектров капель весенних и осенних дождей и их интенсивности.

Иллюстр.2, Табл.2, Библиогр.6.

УДК 627.8

РАСЧЕТНАЯ СКОРОСТЬ ВЕТРА И ВЫСОТА ВЕТРОВОЙ ВОЛНЫ
ДЛЯ ДАМБ ОДЫРДАГСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

И.В.Осадчая

В статье приводятся результаты исследований ветрового режима Одырдагского водохранилища по многолетним данным метеостанции "Керки" (1964—1973 гг.) и натурных исследований ветрового режима в районе водохранилища; сопоставляются данные наблюдений на метеостанции с круглосуточными за этот же период в районе водохранилища. На основе анализа и обработки материалов по ветру статистическим методом получены расчетные скорости ветра для опасных направлений его действия

Расчетная высота волны 1%-ной обеспеченности определена по уточненной формуле САННИРИ: $h_{1\%} = 403 \omega_{10} \sqrt{D}$.

Иллюстр.4, Табл.1, Библиогр.7.

УДК 627.8

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНОГО ПОДЪЕМА УРОВНЕЙ
ВОДЫ ПРИ АККУМУЛЯЦИИ НАНОСОВ В ПОДПЕРТЫХ БЪЕФАХ

В.В.Акулов

По результатам экспериментальных исследований, проведенных в коротком и длинном гидравлических лотках, выведены зависимости, с помощью которых можно прогнозировать дополнительный подъем уровней воды при аккумуляции наносов в подпертых бьефах гидроузлов.

Иллюстр.3, Библиогр.1.

УДК 627.8

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСНОВНЫХ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ
ХАРАКТЕРИСТИК ПОТОКА ВДОЛЬ ЗОНЫ ДЕЙГИША

И.В.Когтева

Полученными натурными и экспериментальными данными проанализированы изменения гидравлических элементов и изучены кинематика потока на участке дейгиша и их влияние на величину деформации русла.

Табл.2, Библиогр.4.

УДК 627.8

К ВОПРОСУ О ВЛИЯНИИ ПОДХОДА ПОТОКА НА РАБОТУ ПОД-
ВОДЯЩЕГО РУСЛА В ФЕРГАНСКОМ ТИПЕ ВОДОЗАБОРА

Р.В.Тимирова

В работе рассматривается один из факторов — влияние подхода потока на интенсивность поперечной циркуляции, созданной криволинейным подводящим руслом. Предложенные зависимости, совпадая с натурными данными, рекомендуются для водозаборных сооружений обычного Ферганского типа.

Иллюстр.3, Библиогр.5.

УДК 627.8

ВЫБОР ПОДВОДЯЩЕГО РУСЛА В ДВУХСТОРОННЕМ ПРИПЛОТИН- НОМ ВОДОЗАБОРНОМ УЗЛЕ ФРОНТАЛЬНОГО ТИПА ДЛЯ УСЛОВИЙ РАВНИННЫХ РЕК

А.М.Мухамедов, Р.Р.Абдураупов,
Ф.М.Исмаили

В результате модельных исследований и обобщения проектных проработок выявлено, что схема двухстороннего фронтального типа приплотинного водозабора с прямым подводным руслом наиболее полно соответствует условиям среднего и нижнего течений р.Амударьи. Выбранная схема устраняла такие недостатки, как избыточность ширины подводного русла при малых расходах, недостаточность длины прямого подводного русла и др.

Иллюстр. I, Библиогр. 3.

УДК 627.8

РАСЧЕТ ПЛАНОВОГО РАЗМЕЩЕНИЯ И ПРОДОЛЬНЫХ РАЗМЕРОВ БЕРЕГОЗАЩИТНЫХ ШПОР ПРИ СВАЛЬНОМ ТЕЧЕНИИ ПОТОКА

В.Е.Тузов

В работе предложены зависимости, которые могут применяться при проектировании берегозащитных и руслорегулирующих мероприятий как на р.Амударье, так и на других реках с мелкопесчаным руслом.

Иллюстр. 3, Библиогр. II.

УДК 627.8

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СЕЛЕВЫХ ПОТОКОВ И ЭРОЗИОННЫХ ПРОЦЕССОВ НА АДЫРНОЙ ЗОНЕ ФЕРГАНСКОЙ ДОЛИНЫ

С.Х.Туляганов

В работе отмечается одна из главных факторов, вызывающих формирование селевых потоков в адырных частях, а также эрозию склонов, — интенсивность ливня.

Иллюстр. 2, Табл. 2, Библиогр. 4.

УДК 627.8

ПРИЧИНЫ ВОЗНИКНОВЕНИЯ ГРЯД И ИХ ОСНОВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Р.Р.Абдураупов, З.Н.Нуритдинов

В статье дается схема образования вихрей при зернистой шероховатости дна. Используя сходство в движении вихрей с гладким дном и гряд, возникающих при движении песка, теоретическим путем выводится уравнение для определения крутизны гряд.

Получена также формула для определения высоты гряд в зависимости от изменения относительной скорости потока.

Иллюстр.2, Библиогр.7.

УДК 627.8

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДОПРИЕМНИКОВ С ВИХРЕВЫМИ КАМЕРАМИ ЩЕЛЕВОГО ТИПА

Д.Ш.Абдуллаев, А.С.Образовский

В статье приводятся рекомендации по расчету водоприемников с вихревыми камерами щелевого типа, составленные на основе обобщения материалов лабораторных исследований, проведенных ВОДГЕО и САНИИРИ за последние годы.

Иллюстр.1.

УДК 627.8

ВЛИЯНИЕ ОТЛОЖЕНИЯ НАНОСОВ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ НА ПРОПУСКНУЮ СПОСОБНОСТЬ СБРОСНЫХ ОТВЕРСТИЙ

Р.Р.Абдураупов

Выведены формулы для определения уклона водной поверхности с учетом количества и формы движения наносов различных фракций.

Рекомендуется методика расчета отверстий при различных режимах сопряжения бьефов.

Иллюстр.2, Библиогр.2.

УДК 627.8

ДИНАМИКА САМОРАЗРАБОТКИ ПИОНЕРНОГО ПРОКОПА В
УСЛОВИЯХ р. АМУДАРЬИ

А.М.Мухамедов, Р.Уркинбаев

Защита берегов реки от размыва в определенных условиях может быть осуществлена путем отвода части потока от размываемого берега (излучин рек) с помощью устройства пионерного прокопа.

В статье приводится вывод расчетных формул для определения первоначального размера пионерного прокопа и его изменения во времени.

Иллюстр.1, Библиогр.5.

УДК 627.8

СИФОННЫЕ ВОДОСБРОСЫ И СИФОННЫЕ ВОДОВЫПУСКИ
НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ

В.В.Перепелкина

Анализируется процесс зарядки сифонного водосброса и сифонного водовыпуска насосной станции. Рассматриваются функции, выполняемые этими сооружениями, возможные способы улучшения их эксплуатационных свойств. Указывается, какие могут быть допущены ошибки при лабораторных исследованиях из-за недоучета особенностей работы обоих сооружений.

Иллюстр.2, Библиогр.1.

УДК 627.8

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАССТОЯНИЯ ВОССТАНОВЛЕНИЯ СКОРОСТИ
ЗА ПОПЕРЕЧНЫМИ СКВОЗНЫМИ ШПОРАМИ

М.Мирзиятов

Автором в результате экспериментальных исследований получено расстояние восстановления скорости за шпорой в зависимости от коэффициента застройки, степени стеснения потока шпорой, угла установки шпоры относительно берега, кинетичности потока и длины шпоры.

Иллюстр.5, Табл.1, Библиогр.8.

УДК 627.8

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ СБОЙНОГО ТЕЧЕНИЯ В ТРУБЧАТЫХ
СООРУЖЕНИЯХ МЕЛИОРАТИВНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

М.М.Селяметова

В статье предлагается расчет определения длины сбойного течения для всех практически возможных случаев изменения откосов, бытовых глубин отводящего канала и диаметров труб сооружений.

Длина сбойного течения определяется из расхода и бытовой глубины в канале. Предлагаемый расчет может быть использован при проектировании трубчатых сооружений сетевого назначения.

Иллстр. 2, Библиогр. 2.

УДК 627.8

НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ ВОЗДУХОВОДНОЙ ТРУБЫ В
КАЧЕСТВЕ КЛАПАНА СРЫВА ВАКУУМАС.И.Кеберле, В.В.Перепелкина
Б.И.Белесков, Л.А.Гехтер,
А.С.Кондаков

Изложены результаты натурных испытаний простейшего устройства для срыва вакуума в сифонных водовыпусках насосных станций при выключении насоса.

Подтверждается обнаруженное при лабораторных опытах влияние волны понижения давления в напорном трубопроводе при отключении насоса на расширение диапазона работы воздуховодной трубы. Тем самым доказываемся неправомерность существующего метода расчета диапазона работы воздуховодной трубы.

Иллюстр. 2, Библиогр. 6.

УДК 627.8

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ЭЛЕМЕНТЫ СТЕСНЕННОГО РАЗМЫВАЕМОГО
РУСЛА

М.Р.Карапетян

Автором выведены формулы для определения коэффициента расхода стесненного русла, неразмывающих скоростей и глубин размывов в зависимости от степени стеснения русла.

Предлагаемые формулы и зависимости позволяют определять пропускную способность размываемого русла, стесненного перемычками.

Иллюстр. 2, Библиогр. 3.

УДК 627.8

КОЭФФИЦИЕНТ РАЗМЫВАЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
СТЕСНЕННОГО ПОТОКА

М.Р.Карапетян

В статье рассматривается зависимость коэффициента размывающей способности потока от степени стеснения русла перемычками. Приводятся графики и формулы этого коэффициента для расчета как средних значений неразмывающих скоростей и соответствующих им средних глубин размыва, так и максимальных. Дается формула соотношения максимальных и средних значений глубин в зависимости от степени стеснения русла.

Иллюстр. 3, Библиогр. 4.

УДК 627.8

ПЕРЕКРЫТИЕ РУСЛА РЕКИ АМУДАРЬИ У ТАХИАТАШСКОГО
ГИДРОУЗЛА ПИОНЕРНЫМ МЕТОДОМ

К.Б.Дадабаев, Ф.М.Исмаили

В статье приводятся результаты работ по модельным гидравлическим исследованиям пионерного способа возведения перемычки при перекачивании русла р.Амударьи у Тахиташского гидроузла.

Установлена предельно возможная длина перемычки в зависимости от наличия расхода воды в реке при возведении ее из местного грунта с опережающим банкетом из горной массы, а также определена величина прорана и технология его перекрытия.

Даны расчетные зависимости для определения возможной длины перемычки при заданном расходе воды в реке.

Иллюстр. 3, Табл. 3, Библиогр. 3.

УДК 627.8

ПАРАМЕТР ФОРМЫ ЖИВОГО СЕЧЕНИЯ РЕКИ АМУДАРЬИ

Т.Кураев

На основании натурных данных автором определен параметр формы живого сечения, учитывающий неравномерность распределения глубин по ширине потока, для среднего и нижнего течений р.Амударьи.

Иллюстр. I, Библиогр. 5.

УДК 626.81.84

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВОЛН ПЕРЕМЕЩЕНИЯ В КАНАЛАХ

Х.И.Заиров, П.П.Листровой

В работе приводятся результаты исследований волн перемещения в машинных каналах Узбекистана, проводимых отделом эксплуатации водохранилищ САНИИРИ. Описываются профили волн и процесс их трансформации при движении по каналу.

Иллюстр. 2, Библиогр. 6, Табл. 2.

УДК 627.8

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФОРМИРОВАНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНОГО ПОДПОРА ПРИ ЗАНЕСЕНИИ ВОДОХРАНИЛИЩА ПЕСЧАНЫМИ НАНОСАМИ

В.В. Акулов

В статье раскрывается физический смысл явления распространения дополнительного подпора по длине и во времени при аккумуляции наносов в подпертых бьефах гидроузлов.

Автор на основании анализа данного явления, используя метод аналогий и теорию аккумуляции наносов в подпертых бьефах гидроузлов В.С.Лапшенкова, выводит зависимость, выражающую изменение уклона водной поверхности на участке дополнительного подпора при аккумуляции наносов в водохранилище.

Иллюстр. 2, Библиогр. 2.

УДК 627.8

РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ МНОГО-РЯДНЫХ СКВОЗНЫХ ШПОР ДЛЯ ЗАЩИТЫ БЕРЕГОВ р. АМУДАРЬИ ОТ РАЗМЫВА В РАЙОНЕ АЛИБАБАДИНГ

Х.А.Ирмухамедов, М.Мирзаятов.

В работе определен характер изменения гидравлических элементов потока в зоне действия шпор при различ-

ных углах свала потока к направлению берега; характер изменения глубины размыва дна в зоне действия шпор при различных коэффициентах застройки; количество рядов и расстояние между шпорами; закономерность растекания потока за шпорами; эффективность сквозных шпор при защите берегов от размыва.

Иллюстр. I, Библиогр. II.

УДК 627.8

ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛЬНЫХ
ИССЛЕДОВАНИЙ СМЕЩЕНИЯ ВОД ЧАРДАРИНСКОГО
ВОДОХРАНИЛИЩА И МИНЕРАЛИЗОВАННЫХ ВОД
АРНАСАЯ

Я.С.Мухамедов, Д.А.Мухамедов

В работе изучаются условия образования и протекания минерализованного потока по водохранилищу при заданных расходах воды и концентрации, возможность смещения плотного минерализованного потока в чаше Чардаринского водохранилища, у входа и выхода сбросных отверстий.

Иллюстр. I, Библиогр. 2.

УДК 627.8

РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ВЕТРОВЫМ
И ВОЛНОВЫМ РЕЖИМАМИ ЧАРДАРИНСКОГО ВОДОХРА-
НИЛИЩА

К.А. Адылов

В статье излагаются результаты натурных исследо-
ваний воздействия ветровых волн на крепление напорного
откоса плотины Чардаринского водохранилища и уточняются
пределы применения формулы Е.Я.Фроликовой для высоты h_z
волны

Иллюстр. 3.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

МУХАМЕДОВ А.М. АБДУРАУПОВ Р.Р. НУРИТДИНОВ З.Н.	К вопросу определения транспортирующей способности потока при движении песчаных наносов	3
АБДУРАУПОВ Р.Р. НУРИТДИНОВ З.Н.	Кинематическая структура потока при грядовом строении дна	8
КУРАЧЕВА Н.В.	О структуре жидких осадков	13
ОСАДЧАЯ И.В.	Расчетная скорость ветра и высота ветровой волны для дамб Одырдагского водохранилища	20
КОГТЕВА И.В.	Методика определения основных гидравлических характеристик потока вдоль зоны дейгина	29
ТИМИРОВА Г.В.	К вопросу о влиянии подхода потока на работу подводящего русла в Ферганском типе водозабора	33
АКУЛОВ В.В.	Прогнозирование дополнительного подъема уровней воды при аккумуляции наносов в ... подпертых бьефах	43
МУХАМЕДОВ А.М. АБДУРАУПОВ Р.Р. ИСМАИЛИ Ф.М.	Выбор подводящего русла в двухстороннем приплотинном водозаборном узле фронтального типа для условий равнинных рек	48

ТУЗОВ В.Е.	Расчет планового размещения и продольных размеров берегозащитных шпор при свальном течении потока 52
ТУЛЯГАНОВ С.Х.	Некоторые результаты полевых исследований селевых потоков и эрозионных процессов на адырной зоне Ферганской долины 58
АБДУРАУПОВ Р.Р. НУРИТДИНОВ Э.Н.	Причины возникновения гряд и их основные элементы 64
АБДУЛЛАЕВ Д.Ш. ОБРАЗОВСКИЙ А.С.	Гидравлический расчет водоприемников с лихревыми камерами щелевого типа 70
АБДУРАУПОВ Р.Р.	Влияние отложения наносов в нижнем бьефе на пропускную способность сбросных отверстий 77
МУХАМЕДОВ А.М. УРКИНБАЕВ Р.К.	Динамика саморазработки пионерного прокопа в условиях р.Амударьи 82
ПЕРЕПЕЛКИНА В.В.	Сифонные водосбросы и сифонные водовыпуски насосных станций 88
МИРЗИЯТОВ М.	Определение расстояния восстановления скорости за поперечными сквозными шпорами 93
СЕДЯМЕТОВА М.М.	Определение длины обойного течения в трубчатых сооружениях мелиоративного назначения 102

КЕБЕРЛЁ С.И. ПЕРЕПЕЛКИНА В.В. БЕЛЕСКОВ Б.И. ГЕХТЕР Л.А. КОНДАКОВ А.С.	Натурные испытания воздухопроводной трубы в качестве клапана срыва вакуума.....	108
КАРАПЕТЯН М.Р.	Гидравлические элементы стесненного размываемого русла.....	114
КАРАПЕТЯН М.Р.	Коэффициент размывающей способности стесненного потока.....	119
ДАДАБАЕВ К.Б. ИСМАИЛИ Ф.М.	Перекрытие русла реки Амударьи у Тахиаташского гидроузла пионерным методом.....	125
ЖУРАЕВ Т.	Параметр формы живого сечения р.Амударьи..	132
ЗАИРОВ Х.И. ЛИСТРОВОЙ П.П.	Натурные исследования волн перемещения в каналах.....	137
АКУЛОВ В.В.	Теоретические исследования формирования дополнительного подпора при занесении водохранилища песчаными наносами.....	145
ИРМУХАМЕДОВ Х.А. МИРЗИЯТОВ М.	Результаты лабораторных исследований многорядных сквозных шпор для защиты берегов р. Амударьи от размыва в районе Алибаба-Динг..	150
МУХАМЕДОВ Я.С. МУХАМЕДОВ Д.А.	Предварительные результаты модельных исследований смешения вод Чардаринского водохранилища и минерализованных вод Арнася.....	157

АДЫЛОВ К.А. Результаты натурных наблюдений за ветровым
и волновым режимами Чардаринского водохра-
нилища..... 162

Рефераты к Сборнику научных трудов, выпуска I47 (Гидро-
технические сооружения на гидромелиоратив-
ных системах..... 169

Редакторы: Д.Х.Володина, А.Ш.Меркина,
Т.М.Шапошникова

Корректоры: Р.П.Яхъяева, Г.Д.Яценко

Р- 05665 Подписано в печать 22IV.75г.Формат бумаги
50х60 1/8 Усл.п.л.II,5 .Заказ I257 Тираж 300 экз.

Цена 60 коп.

КартФабрика ин-та "Узгипрозем" Ташкент, Мукини I76.