

**МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО
ХОЗЯЙСТВА СССР**

**СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ
им. В. Д. ЖУРИНА (САНИИРИ)**

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ РАСЧЕТОВ
РУСЛОВЫХ ПРОЦЕССОВ, ВОДОЗАБОРНЫХ,
ЗАЩИТНО-РЕГУЛИРОВОЧНЫХ
СООРУЖЕНИЙ И КАНАЛОВ В УСЛОВИЯХ
БОЛЬШОГО ОТБОРА ВОДЫ ИЗ РЕК**

Ташкент 1987

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО
ХОЗЯЙСТВА СССР

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

М. М. Мухоморова
С. Р.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ РАСЧЕТОВ
РУСЛОВЫХ ПРОЦЕССОВ, ВОДОЗАБОРНЫХ,
ЗАЩИТНО-РЕГУЛИРОВОЧНЫХ
СООРУЖЕНИЙ И КАНАЛОВ В УСЛОВИЯХ
БОЛЬШОГО ОТБОРА ВОДЫ ИЗ РЕК

Ташкент 1987

Совершенствование расчетов русловых процессов,
водозаборных, защитно-регулирующих сооружений
и каналов в условиях большого отбора воды из рек
Сборник научных трудов, Ташкент,
САНИИРИ им. В.Д.Журина, 1987, ... с.

В сборнике рассматривается влияние новой водохозяйственной обстановки на гидравлические процессы в реках и каналах; уточняются известные методы расчета русловых процессов, гидравлики каналов и сооружений; излагаются новые, оригинальные методы, учитывающие специфические особенности режима рек, обусловленные строительством гидроузлов и большим отбором воды из них.

Сборник предназначен для научных работников и инженеров-гидротехников научно-исследовательских и проектных институтов, работников эксплуатационных служб, занятых эксплуатацией гидросооружений на реках и каналах, а также студентов старших курсов гидротехнических специальностей.

Р е д а к ц и о н н а я к о л л е г и я :

Духовный В.А. (гл. редактор), Кадыров А.А. (зам. гл. редактора, отв. за выпуск), Абдураупов Р.Р., Ирмухамедов Х.А., Скрыльников В.А., Пулатов А.Г., Шапошникова Т.М.

С

Среднеазиатский научно-исследовательский институт
ирригации им. В.Д.Журина (САНИИРИ), 1987

А.А.Кадыров, канд.техн.наук
Э.З.Хусанходжаев, канд.техн.наук
(САННИРИ им.В.Д.Журина)

МЕТОД РАСЧЕТА МЕЛКОПЕСЧАНЫХ РУСЕЛ КАНАЛОВ С ЧАСТИЧНЫМ КРЕПЛЕНИЕМ ОТКОСОВ

Для выбора канала с частичным креплением могут служить разного рода обоснования: гидравлические, технико-экономические, эксплуатационные, экологические и т.д. Однако выбору предшествует гидравлический расчет канала без крепления. Известен ряд работ в этом направлении: С.Х.Абальянца [1], С.Т.Алтунина [2], А.А.Кадырова [4], А.М.Мухамедова [5], В.А.Скрыльникова [6]. Не останавливаясь на достоинствах и недостатках этих работ, заметим, что нами принята методика, позволяющая путем пересчета переходить от песчаного русла к руслу с частичным креплением живого сечения. При заданных исходных условиях (Q , $d_{ор.}$, фракционный состав грунтов и поступающих наносов) определяются характеристики, по которым можно строить сечение канала. В этом случае в мелкопесчаных грунтах, при ограниченном транспорте наносов, рекомендуется принимать полигональное сечение, близкое к параболическому, с параметром формы $\beta = 24$, для которого коэффициент откоса m_0 в прирезной зоне не должен быть меньше 4 [3].

При переходе к варианту с частичным креплением в целях "обжата" сечения канала может возникнуть необходимость в выполнении одного из трех следующих условий.

I. Уменьшая относительную ширину, требуется сохранить среднюю скорость потока.

При этом преследуется цель сохранить интенсивность образования и движения русловых микроформ (гряды, рифели) в незакрепленной части смоченного периметра канала примерно на уровне варианта канала без крепления. С помощью гидравлических расчетов требуется установить $h_{ср}$, h_{max} , $n_{пр}$ и i . Лабораторные опыты показали, что следует принимать полигональное

очертание^{х)}. В связи с этим необходимо определить также значение откоса в прирусной зоне m_0 и откоса у дна m .

I.1. Средняя глубина для случая с частичным креплением устанавливается из условия $U_{cp} = const$, следовательно, $\omega = const$.

$$\frac{Q}{U_{cp}} = \omega = Bh_{cp} + \beta h_{cp}^2 \quad (I.1)$$

или

$$h_{cp} = \sqrt{\frac{Q}{\beta U_{cp}}} \quad (I.2)$$

Численное значение $\beta = B_y / h_{cp}$ рекомендуется принимать в пределах $15 \leq \beta \leq 20$.

I.2. Максимальную глубину в канале определяют с учетом полигонального сечения, представленного на рисунке.

I.3. Важно правильно выбрать коэффициент откоса m_0 . Для мелкопесчаных русел m_0 может быть равен 4. Но из конструктивных соображений m_0 принимается равным 2,5...3,0:

а) пусть $m_0 = 3$, тогда из схемы (рисунок)

$$\beta = B / h_{cp} = 18.$$

При этом значение $h_{max} / h_{cp} = 1,33$.

При $\beta = 18$ отношение h_{max} / h_{cp} определяется из условия $\beta = 6 m_0$.

При $\beta \geq 18$ правомерна формула

$$\frac{h_{max}}{h_{cp}} = 1 + \frac{1}{3} \frac{4}{\beta - 2m_0} \quad (I.3)$$

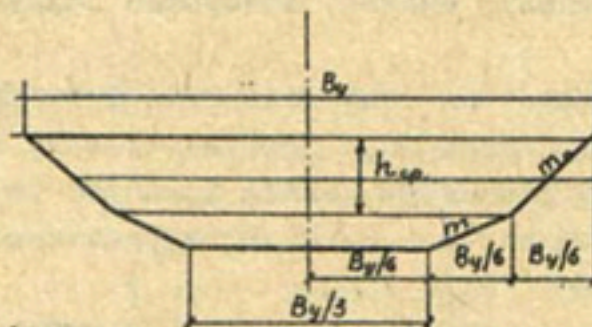


Схема построения поперечного сечения устойчивого канала.

х) Допускается один излом откоса на глубине h_{cp} .

Зная величины h_{cp} , h_{max} и V_y , нетрудно вычислить значение заложения нижнего откоса.

1.4. Значение приведенного коэффициента шероховатости вычисляем по формуле

$$n_{пр} = \left[\frac{\chi_1 n_1^{1.5} + \chi_2 n_2^{1.5}}{\sum_{i=1}^2 \chi_i} \right]^{0.66}, \quad (1.4)$$

где n_1 — значение коэффициентов шероховатости для незакрепленной части русла;

n_2 — то же, для закрепленной части русла с учетом материала и конструкции крепления.

n_1 принимается 0,020...0,025 при $h_{cp} = 5...10$ м. Причем, меньшее значение соответствует наибольшей глубине.

n_2 принимается согласно данным нормативных справочников и других нормативных документов. Можно использовать формулу Чанга

$$n = 0,0524 d_{кр}^{1/6}.$$

1.5. Так как при переходе к частичному креплению изменились h_{cp} , n , хотя $V_{cp} = const$, корректировке подлежит и уклон канала i . Вычисляем коэффициент Шези по формуле Маннинга

$$C = \frac{1}{n_{пр}} R^{1/6}, \quad (1.5)$$

i находим из уравнения Шези

$$i = \frac{V_{cp}^2}{C^2 R} \quad (1.6)$$

П. Интерес представляет случай, когда h_{cp} (без крепления) $\neq h_{cp}$ (с креплением). Тогда уменьшение β приведет к уменьшению площади живого сечения, а следовательно, к увеличению средней скорости потока. В этом случае с помощью соответствующих расчетов требуется определить V_{cp} , h_{max} , $n_{пр}$ и i . Среднюю скорость определяем по формуле

$$V_{cp} = \frac{Q}{\beta h_{cp}^2}. \quad (2.1)$$

Рекомендации в отношении β остаются в силе.

Возрастание средней скорости ограничивается соблюдением условия

$$\frac{V_{cp}}{V_0} = (1,2...1,3), \quad (2.2)$$

где U_0 — неразмывающая скорость, определяется по известным расчетным зависимостям.

Ш. В случае, когда требуется сохранить постоянным уклон или пересчитать русло с частичным креплением на заданный уклон (например, уклон местности):

Ш.1. Среднюю глубину определяем по формуле

$$h_{cp} = 0,57 \frac{(Q/\beta)^{0,44}}{d_{cp}^{0,11}}.$$

Значение β принимаем согласно рекомендации в интервале 15...20, так чтобы отношение максимальной глубины к средней составляло около 1,33.

Последовательно определяя расчетные значения h_{max} , m_0 , $m_{пр}$ и R , рассчитываем значение U_{cp} с помощью формулы Шези при известных $n_{пр}$, R и i и сравниваем со скоростью потока, вычисленной по уравнению неразрывности. Если отклонение сопоставляемых скоростей больше 5...6 % (от U_{cp} по Шези), расчет повторяется при новом значении β .

С помощью приведенных рекомендаций возможен расчет канала в мелкопесчаном русле с частичным креплением при ограниченном движении наносов, минуя стадию расчета канала без крепления.

Выводы

1. Методика гидравлического расчета каналов с частичным креплением песчаных русел базируется на методике расчета мелкопесчаных каналов (без крепления) с ограниченным движением донных наносов в виде гряд, рифелей [4]. Устойчивый канал может существовать, главным образом, в начальный период эксплуатации канала, когда русло еще не укрепилося под воздействием различного рода факторов, при значениях $20 < \beta < 25$ и $U_{cp}/U_0 = 1,2...1,3$. Применительно к каналам в мелкопесчаных руслах, но с частичным креплением откосов, эти ограничивающие характеристики рекомендуются принимать в пределах $15 \leq \beta < 20$,

$$U_{cp}/U_0 = 1,30...1,35.$$

Список использованной литературы

1. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. — Л.: Гидрометиздат, 1981. — 240 с.

2. Алтуниин В.С. Мелиоративные каналы в земляных руслах. - М.: Колос, 1979. - 255 с.
3. Денисенко И.Д. Определение скоростного множителя потока в русле с неоднородными стенками//Гидравлика и гидротехника. - Киев, - 1986. - Вып.2. - С.6-77.
4. Кадыров А.А. Характеристика устойчивых искусственных русел в мелкопесчаных грунтах //Сборник науч.тр/Союзводпроект. 1985.
5. Мухамедов А.М. К методике гидравлического расчета крупных каналов//Сб.науч.тр./Среднеаз.НИИ ирригации - 1981. - Вып.162. - С.118-125.
6. Скрыльников В.А. Определение устойчивых значений параметра формы русла при расчетах гидравлических элементов канала в несвязных грунтах //Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии. - Ташкент, 1984.

А.Б. Дмитриев
(САНИИРИ им. В.Д. Журина)

МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПРЯМОГО, РЕГРЕССИВНОГО И ЛОКАЛИ- ЗОВАННОГО ВИДОВ ОБЩЕГО РАЗМЫВА ДЛЯ УСЛОВИЙ ГРАВЕЛИСТО-ГАЛЕЧНИКОВЫХ РЕК СРЕДНЕЙ АЗИИ

С 1981 года отделом русел САНИИРИ в натуральных условиях и на моделях изучаются особенности развития общего размыва гравелисто-галечниковых русел рек Средней Азии. Установлено, что для рек Вахш, Сох, Чирчик, Ахангаран, Сурхандарья, Кашкадарья и им подобных характерны три вида общего размыва: прямой, регрессивный и локализованный. Схемы этих видов размыва представлены на рис.1.

Прямой размыв развивается вследствие задержания наносов в водохранилищах и карьерных выемках. Он сопровождается смещением зоны интенсивного размыва вниз по течению и увеличением до бытовых значений уклонов размываемого участка русла.

При регрессивном размыве происходит уполаживание уклонов на участках, расположенных перед понижениями базисов эрозии. Чаще всего это участки выше карьерных разработок.

Локализованный размыв развивается при увеличении удельных расходов воды и отличается равномерным понижением русла на всей длине участка размыва. Причиной размыва может быть стеснение русла,

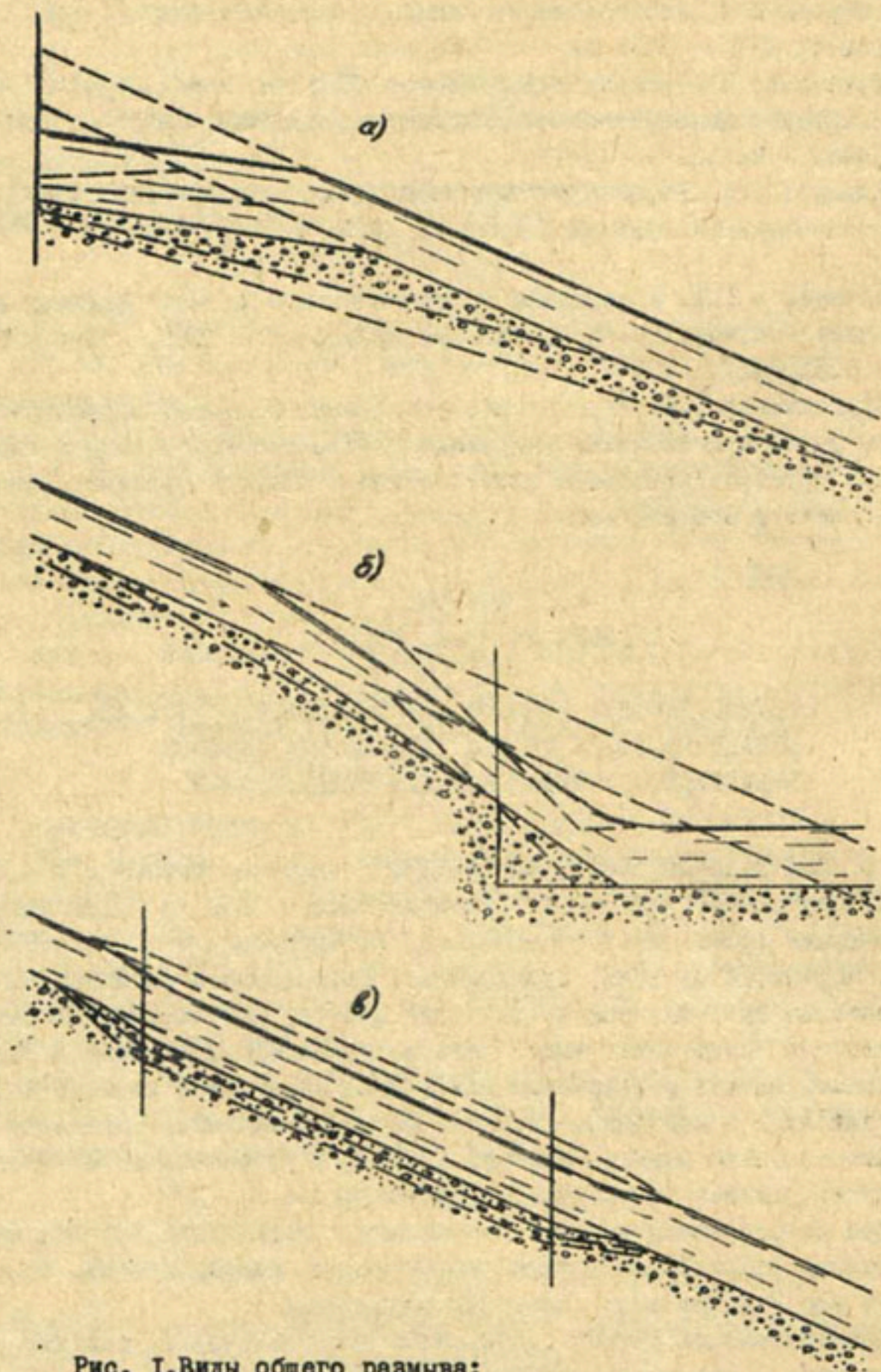


Рис. I. Виды общего размыва:
а) прямой; б) регрессивный; в) локализованный.

переброска стока, форсированные попуски и др.

Существующие методики расчета указанных видов размыва имеют различную степень проработки.

В условиях Средней Азии для рек с гравелисто-галечниковыми руслами наиболее подробно рассмотрены вопросы прогнозирования общего прямого размыва. Методы расчета этого вида деформации русла составили С.Т.Алтуни, И.А.Бузунов [1], В.С.Лапшенков [2], В.А. Скрыльников, А.Г.Локтионов [3], Ф.Ш.Мухамеджанов [4]. Чаще других применяется метод В.С.Лапшенкова.

Расчетные методики прогнозирования регрессивного размыва разработаны В.С. Поповым [5] и Н.В. Рапопортом [6]. По расчетам локализованного размыва в условиях гравелисто-галечниковых русел специальных методик пока нет.

Анализ методик расчета прямого и регрессивного размывов показал необходимость дополнительной их доработки и усовершенствования с учетом влияния отмытки на величину общего размыва. Поэтому при выполнении исследований на модельных установках отдела русел САНИИРИ ставилась задача всестороннего изучения этого вопроса. Были введены понятия вероятности вымыва наносов (η) и относительного диаметра ($d_{отн} = d_i/d_{кв}$ где d_i - диаметр любой из частично вымываемых фракций; $d_{кв}$ - диаметр наиболее крупной фракции в составе полностью вымываемых наносов).

По результатам опытов, выполненных с воспроизведением условий прямого, регрессивного и локализованного размывов [7] в плоских лотках, установлена универсальная зависимость

$$\eta = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\mathcal{Z}} e^{-\alpha^2} d\alpha, \quad (1)$$

где $\frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\mathcal{Z}} e^{-\alpha^2} d\alpha$ - функция ошибок, в которой переменная $\mathcal{Z}$ связана с относительным диаметром зависимостью

$$\mathcal{Z} = 0,15 (d_{отн} - 1,5). \quad (2)$$

Зависимость (1) необходима для выполнения поэтапного расчета отмытки по методике, предложенной В.С. Лапшенковым. Полученные при этом расчетные кривые состава укрупняющей отмытки позволяют на каждом этапе расчета определять значения диаметра

d_{95} , характеризующего (по В.Н. Гончарову) устойчивость отложений на размыв [8]. Конечным результатом расчета отмоности является построение графика связи глубины размыва (H_p) с d_{95} .

Необходимо отметить, что указанный расчет отмоности является отдельной частью методов расчета рассматриваемых видов общего размыва, в остальном же использование зависимости $\eta = f(d_{отн})$ никаких изменений в эти методы не вносит, а только корректирует их. Ниже рассматриваются особенности корректировки расчетной схемы регрессивного размыва, предложенной Н.В. Рапопортом для случаев понижения базисов эрозии в карьерных выемках.

Расчет выполняется по стадиям I, 2, 3 и т.д., каждая из которых заканчивается формированием уклонов, соответственно, $i_{пр,1} > i_{пр,2} > i_{пр,3} > \dots i_{пр,n} \geq i_d$ (рис.2).

Стадия I отличается бурным развитием процесса. В этот период происходит переработка потоком забоя карьера. За предел стадии I принят уклон $i_{пр,1}$, при котором начинается формирование отмоности. Значение $i_{пр,1}$ определяется по формуле И.В. Егiazарова [9]

$$i_{пр} = d_{max} f_0 \rho' / H, \quad (3)$$

где d_{max} - диаметр наиболее крупной фракции отмоности;
 f_0 - коэффициент сопротивления подвижности русла (изменяется от 0,04 до 0,06);

$$\rho' = (\gamma_n - \gamma) / \gamma, \quad (4)$$

здесь γ_n и γ - соответственно, удельные массы наносов и воды;
 H - глубина потока по формуле В.С. Лапшенкова

$$H = \left(\frac{Q_p}{U_i K^{1/m}} \right)^{\frac{1}{1+\alpha+1/m}}; \quad (5)$$

Q_p - руслоформирующий расход;
 U_i - размывающая скорость при глубине потока I м;
 K и m - параметры формы русла (выбираются в зависимости от d_{max});
 α - показатель степени при H в формуле А.А. Черкасова для определения размывающей скорости (выбирается также в зависимости от d_{max}).

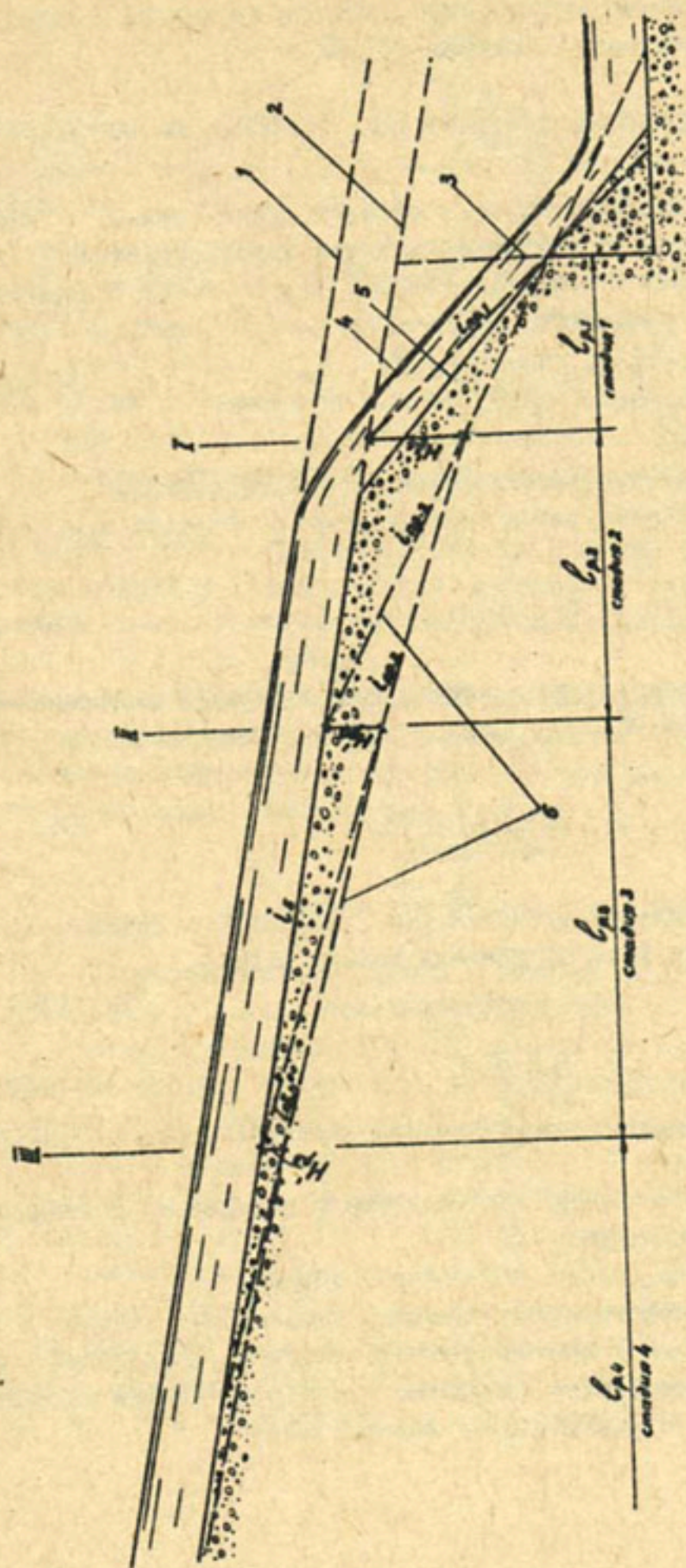


Рис.2. Расчетная схема развития регрессивного размыва:
 1 и 2 - соответственно, уровни воды и поверхность дна в бытовых условиях;
 3 - положение забоя; 4 и 5 - соответственно, уровни воды и поверхность дна
 в процессе регрессивного размыва; 6 - поверхность дна при развитии регрес-
 сивного размыва.

Объем переработки забоя выемки карьера на стадии I определяется как объем треугольной призмы

$$W_{\text{пер.}} = \frac{Z_p \ell_p B_y}{2}, \quad (6)$$

где Z_p — устанавливается по расчетной схеме (рис.2) в зависимости от соотношения длины участка размыва (ℓ_p) и длины призмы отложений ($\ell_{\text{отл}}$) исходя из формулы И.С. Маевского

$$\ell_{\text{отл}} = 3,95 \ell_p^{1/3}; \quad (7)$$

B_y — ширина устойчивого русла по С.Т. Алтунину.
Время переработки забоя определяется по формуле Н.В. Рапопорта

$$t = \Phi / P, \quad (8)$$

значение Φ находят по специальному графику в зависимости от $Z = i_{\text{пр.1}} / i_\delta$ (i_δ — бытовой уклон);

$$P = \frac{2K q i_\delta^{1,5} 3600}{m Z_p^2 \cos \alpha}, \quad (9)$$

где K — коэффициент, принятый Н.В. Рапопортом, равен 0,015;
 q — расход воды на единицу ширины русла;

$$\cos \alpha = \frac{1}{\sqrt{1 - i_\delta^2}}; \quad (10)$$

$$m = \frac{f_0 P' d_{50}}{h_0 i_\delta}, \quad (11)$$

здесь f_0 — коэффициент сопротивления подвижного русла, равный 0,06;
 d_{50} — диаметр зерен, доля которых в отложениях составляет 50 % от веса;
 h_0 — глубина потока в бытовых условиях.

На стадии 2 рассчитывается участок стабилизации уклонов в результате формирования наиболее крупной отмостки. Продольный уклон на этой стадии определяется подбором, путем подстановки максимальных значений d_{95} в формулу В.С. Лапшенкова

$$i_p = 0,000315 \frac{d_{95}^{0,32}}{Q_p^{0,37}} \quad (12)$$

Задаваясь одним из значений d_{95} , определяем уклон i_{np2} . Далее, соответственно i_{np2} и $\ell_{p.1}$ (см. рис. 2) находим значение $H_{p.1}$ по формуле

$$H_{p.1} = \ell_{p.1} (i_{np.1} - i_{np.2}) \quad (13)$$

Полученное значение $H_{p.1}$ сопоставляется с глубиной $H'_{p.1}$, принятой по графику $H_p = f(d_{95})$, построенному по результатам расчета отмоности. Затем в зависимости от величины расхождения между $H_{p.1}$ и $H'_{p.1}$ исправляется d_{95} и расчет повторяется. Подбор продолжается до получения разницы между сравниваемыми глубинами в пределах $\pm 5\%$.

Все последующие стадии регрессивного размыва рассчитываются аналогично стадии 2. Подбор состава отмоности и глубин размыва производится соответственно для последующих участков, ограниченных створами II, III и т.д. (рис. 2).

Время стадий размыва определяется по формуле (8).

Для случаев локализованного размыва расчет начинается с установления начального расхода, при котором средняя скорость потока достигает размывающих величин,

$$Q_{нач} = \frac{Q_p \cdot B_c}{B_y} \quad (14)$$

где Q_p — руслоформирующий расход в бытовых условиях;

B_c — средняя ширина стесненного русла;

B_y — ширина устойчивого русла по С.Т. Алтунину.

Расчетные расходы принимаются по гидрографу расчетного года или расчетного периода в пределах от $Q_{нач}$ до $Q_{макс}$.

Для расхода $Q_{нач}$ на участке стеснения строится кривая свободной поверхности потока, при этом используется метод А.Н. Рахманова или Павловского-Бернадского, разработанные применительно к условиям неравномерного течения в реках [10].

В расчетных створах участка, характеризующихся изменением ширины русла или переломом продольного профиля дна, при $Q_{нач}$ по кривой продольного профиля водной поверхности и отметкам дна находят среднюю глубину ($H_{p.1}$) и сравнивают ее с глубиной ($H'_{p.1}$) потока

Наименьшие средние размывающие скорости для
несвязных гравелисто-галечниковых грунтов с $d_{\text{ср}}$
при глубине потока 1 м

Характер грунта	: Размер частиц, мм	: Допускаемая по размыву средняя скорость, м/с
Песок очень мелкий	0,05-0,25	0,20-0,28
Песок мелкий и средний	0,25-1,0	0,28-0,36
Песок крупный	1,0-2,0	0,36-0,49
Гравий мелкий	2,0-4,0	0,49-0,62
Гравий средний	4,0-10,0	0,62-0,87
Гравий крупный	10 - 20	0,87-1,10
Галька мелкая	20 - 30	1,10-1,24
Галька средняя	30 - 40	1,24-1,36
Галька крупная	40 - 60	1,36-1,60
Булыжник мелкий	60 - 100	1,50-1,80
Булыжник средний	100 - 150	1,80-2,00
Булыжник крупный	150 - 200	2,0-2,14
Валуны	200 - 300	2,14-2,35

по допускаемым на размыв скоростям, соответствующим крупности отложений в этих створах

$$H'_p = \left(\frac{q}{U_1} \right)^{\frac{1}{1+\alpha}} = \left(\frac{q}{U_1} \right)^{0.833}, \quad (15)$$

где q — погонный расход воды;
 U_1 — размывающая скорость при глубине потока $H = 1$ м
 (определяется по таблице);
 α — коэффициент, равный 0,2 для гравелисто-галечниковых отложений.

Глубина $H_{p.1}$ сравнивается с $H'_{p.1}$. В тех створах, где $H_{p.1} < H'_{p.1}$, задаются деформациями размыва

$$\Delta H_{p.1} = (0,15 \dots 0,20) H_{p.1}.$$

Время размыва определяют по объему размыва с учетом аккумуляции наносов на участках, где $H_{p.1} < H'_{p.1}$.

Строят кривую свободной поверхности с учетом деформаций

ΔH_p .

Определяют глубины $H_{p.2}$ и $H'_{p.2}$. При этом значение скорости в формуле (15) принимают с учетом отмытки, образующейся в результате размыва на глубину $\Delta H_{p.1}$.

При наличии створов с $H_{p.2} < H'_{p.2}$ расчеты продолжают.

По истечении времени первого расхода ($Q_{нач.}$) в расчет вводят следующие по величине расходы воды.

Расчеты прекращают, когда по всей длине участка стесненного русла размыв стабилизируется в результате образования неразмываемой отмытки.

Список использованной литературы

1. Алтуни С.Т., Бузунов И.А. Некоторые вопросы теории формирования речных русел в связи с их регулированием// Тр. ин-та/Ташк.ин-т.соорук. — 1955. — Вып.УП. — С. 52-54.
2. Лапшенков В.С. Прогнозирование русловых деформаций в бьефах гидроузлов. — Л.: Гидрометеиздат, 1979. — 296 с.
3. Скрыльников В.А., Доктионов А.Г. Расчет деформаций русла в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов//Сб.науч.тр./Среднеазиатский ирригации. — 1984. — С.67-72.

4. Мухамеджанов Ф.Ш. Расчет переформирования русла у низконапорных плотин. - Ташкент: Средазгипроводхлопок. - 1962. - 52 с.
5. Попов В.С. К расчету переформирования русла в нижних бьефах гидроузлов с учетом влияния карьеров//Тр.ин-та/Средазгипроводхлопок. - 1972. - С.56-62.
6. Рапопорт Н.В. Учет распространения попятного размыва при проектировании дорожных водопропускных сооружений в условиях развивающегося рельефа//Сб.науч.тр./Моск.автодорожный ин-т. - 1981. - С. 28-32.
7. Дмитриев А.Б. Отмостка на участках переформирования гравелисто-галечниковых русел//Сб.науч.тр./СреднеазНИИ ирригации. - 1985. - Вып.174. - С.71-76.
8. Гончаров В.Н. Основы динамики русловых потоков. - Л.: Гидрометеониздат, 1954. - 545 с.
9. Егиазаров И.В. Горный русловой и селевой процесс, классификация и расчет//Сборник докладов на X Всесоюзной селевой конференции. - Ереван. - 1968. - С.121-125.
- Ю. Караушев А.В. Речная гидравлика. - Л.: Гидрометеониздат, -1969. - 413 с.

А.А.Кадыров, канд.техн.наук,
М.Р.Карапетян, канд.техн.наук
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

ОСОБЕННОСТИ МОДЕЛИРОВАНИЯ ПЕСЧАНЫХ РУСЕЛ КРУПНЫХ КАНАЛОВ

Для полного подобия двух турбулентных потоков необходимо соблюдение подобия кинематических, динамических и геометрических характеристик потока и русла.

Условием кинематического подобия турбулентных потоков является равенство соотношений сходственных осредненных $\bar{U}$ и пульсационных $\bar{U}'$ скоростных характеристик. При этом безразмерные эпюры их распределения по глубине должны быть одинаковыми. Однако исследования [2,14] показали, что эпюры скоростей на модели и в натуре не подобны, а в работе [11] доказывается, что кинематическое подобие возможно только при $h/d = idem$ (h -

средняя глубина потока, d — средний диаметр донных отложений. Поскольку на размываемых песчаных моделях диаметр уменьшается медленнее, чем глубина потока, то соблюсти $h/d = idem$ практически невозможно. На песчаной модели при средней скорости потока, превышающей неразмывающую скорость для данной крупности песка, начинают образовываться гряды.

В этом случае приобретает значение шероховатость не в виде h/d , а в виде $h/h_{ер}$, где $h_{ер}$ — высота гряды. Коэффициент гидравлических сопротивлений λ на модели существенно выше, чем в натуре, поэтому говорить о кинематическом подобии размываемой песчаной модели и природы не приходится.

Условием динамического подобия для открытого руслового потока является моделирование по критериям Рейнольдса ($Re = idem$) и Фруда ($Fr = idem$). Одновременное соблюдение этих двух критериев, как показано в / 5 /, не выполнимо, поэтому соблюдают только критерий $Fr = idem$ при условии, что числа Рейнольдса в модели и в натуре на графике $Re = f(\lambda)$ попадают в область автомодельности.

При моделировании размываемых устойчивых русел каналов на песчаных моделях сталкиваются с двумя особенностями.

Во-первых, движение потока в земляных руслах каналов относится к переходной области, то есть зоны автомодельности гидравлических сопротивлений по числам Рейнольдса / I / отсутствуют. Во-вторых, числа Фруда в каналах очень малы, поэтому моделирование по критерию $Fr = idem$ приводит к тому, что средняя скорость на модели существенно меньше скорости, соответствующей началу подвижки грунта, поэтому отсутствует движение наносов, тогда как в натуре оно допускается. В этом случае моделирование по критерию $Fr = idem$ нецелесообразно.

Отсутствие для земляных каналов зоны автомодельности на графике $Re = f(\lambda)$, нецелесообразность моделирования по критерию $Fr = idem$ при незначительном превышении средней скорости потока v над средней неразмывающей v_0 привели к необходимости принять за основной критерий один из критериев, характеризующих подвижность наносов $v/v_0 = idem$.

Между числом Фруда ($Fr = v^2/gh$) и подвижностью наносов v/v_0 существует определенная взаимосвязь [6]:

$$\frac{v}{v_0} = \text{const} \left(\frac{h}{d} \right)^{1/4} Fr^{1/2}. \quad (1)$$

В масштабных величинах формула (1) имеет вид

$$\frac{M_v}{M_{v_0}} = \left(\frac{M_h}{M_d} \right)^{1/4} M_{Fr}^{1/2}. \quad (2)$$

Приняв за основной критерий критерий подвижности наносов ($M_v/M_{v_0} = 1$), из выражения (2) получим, что масштаб чисел Фруда имеет строго определенное значение

$$M_{Fr} = \left(\frac{M_h}{M_d} \right)^{1/2}. \quad (3)$$

Из уравнения (2) также следует, что при моделировании на песчаной модели по критерию $Fr = idem$ соотношение скоростей v и v_0 в натуре и на модели будет разным, следовательно, разной будет и степень подвижки грунта.

Если за основной критерий взять критерий подвижности наносов в виде v_*/v_{*0} (где $v_* = \sqrt{gh_i}$ — динамическая скорость, v_{*0} — динамическая скорость, соответствующая началу подвижки грунта), то значение масштаба числа Фруда будет таким же, как при моделировании по критерию $v/v_0 = idem$, то есть моделирование по $v/v_0 = idem$ и $v_*/v_{*0} = idem$ идентично [7].

При этом на размываемой модели канала ни кинематическое, ни динамическое подобие не соблюдается. Следовательно, два потока не будут подобны по интенсивности турбулентности и критерий Кармана [9], полученный из дифференциальных уравнений Рейнольдса [4,8], выполняться не будет

$$Ka = \frac{\sqrt{\bar{v}'^2}}{\bar{v}} = \frac{G_v}{\eta} = idem. \quad (4)$$

В зависимости (4) критерий Кармана записан только для продольной, наиболее существенной по величине скорости; $\bar{v}'$ — пульсационная составляющая продольной осредненной по сечению скорости.

Наши, а также исследования других авторов [I] показали, что с уменьшением размеров потока (или размеров модели) турбулентность потока увеличивается. В результате измерений турбулентности потоков различной величины [3, 10, 11, 15, 16] установлено, что существует зона автомодельности для интенсивности турбулентности по числам Фруда и Рейнольдса. Вне зоны автомодельности чем меньше числа Рейнольдса, тем больше интенсивность турбулентности, но чем меньше числа Фруда, тем меньше интенсивность турбулентности (установление границ зон автомодельности требует дополнительных тщательных исследований).

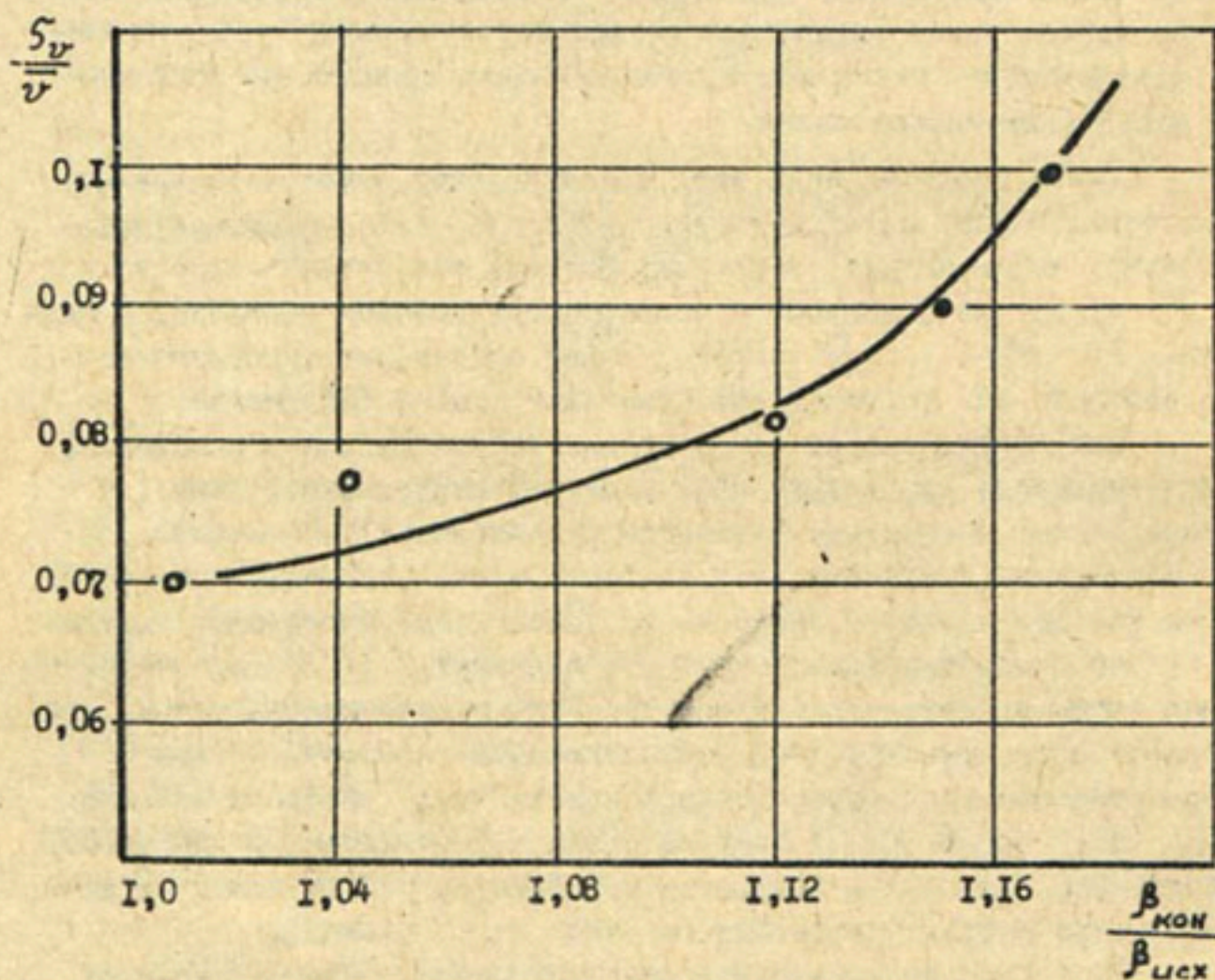
Таким образом, если даже моделирование осуществляется по критерию Фруда, интенсивность турбулентности на модели будет больше, чем в натуре, поскольку границы зон автомодельности по Fr и Re не совпадают и только одновременное выполнение условий $Fr = idem$, $Re = idem$ дает одинаковую турбулентность, а соблюсти эти условия, как отмечалось выше, невозможно.

При выполнении исследований на жестких моделях повышенная интенсивность турбулентности не играет существенной роли (за исключением специальных вопросов исследований). На моделях же с подвижными границами этот фактор является, пожалуй, основным, так как передвижение наносов, их взвешивание происходит главным образом за счет пульсационной составляющей [II], характеризующей интенсивность турбулентности. Причем, чем меньше поток, тем больше доля пульсационной составляющей и наоборот. Отсюда и взвешивающая способность потока при наличии грядового рельефа дна (т.е. при $U > U_0$) увеличивается с уменьшением размеров модели. Это приводит к тому, что при одних и тех же исходных данных малая модель размывается сильнее, чем большая.

В САНИИРИ по единой методике выполнены опыты на песчаных моделях с $d = 0,2$ мм при исходных данных $B/h = 20$ (где B — ширина по урезу воды), $U/U_0 = 1,1$ (табл. I). Продолжительность опытов составляла 450 ч. К концу опытов ширина русла по урезу увеличивалась и тем значительно, чем меньше размеры модели. Изменение интенсивности турбулентности носило такой же характер. На рисунке показана зависимость

$$\left(\frac{B}{h}\right)_{\text{кон}} : \left(\frac{B}{h}\right)_{\text{исх}} = \Phi\left(\frac{G_v}{\sigma}\right),$$

подтверждающая сказанное. Установленный факт должен учитываться при моделировании каналов.



Изменение плановой деформации русла моделей
в зависимости от интенсивности турбулентности
потока при $v/v_0 = 1,1$; $\alpha = 0,2$ мм:

● - опыты М.Р.Карапетян; ○ - опыты Т.Жураева.

Рассмотрим геометрическое подобие сечения модели и природы.

Известны два подхода к вопросу моделирования сечения. Широко используется метод искаженного моделирования, базирующийся на зависимостях между морфометрическими характеристиками устойчивого русла (формула С.Т.Алтунина $B^m/h = K$). Если допустить, что эти зависимости справедливы и для лабораторного русла, то между масштабами глубины и ширины можно установить связь в виде

$$M_B^m = M_h \quad (5)$$

Как показывает лабораторная практика, при искажении сечения откосы модельного канала существенно круче натуральных и, как правило, больше угла естественного откоса мелкого песка под водой и поэтому в процессе опытов сильно деформируются (обрушиваются).

Второй метод основывается на том, что величина B/h практически не зависит от расхода воды, поэтому сечение канала должно моделироваться геометрически подобным.

В САНИИРИ разработаны методы моделирования устойчивых участков каналов в мелкопесчаных грунтах, общим для которых является выполнение условия $B/h = idem$. Отличают эти методы различные подходы к обеспечению условия подвижности донных наносов в виде гряд (рифелей). Согласно методике А.М.Мухамедова и его сотрудников, это условие обеспечивается выполнением $U/U_0 = idem$. Авторы статьи предлагают корректировать $U/U_0 = idem$ с учетом влияния интенсивности турбулентности на устойчивость частиц грунта. В.А.Скрыльников [13] продольную устойчивость канала и условия подвижности русла оценивает "параметром устойчивости русла" Лохтина-Великанова $\varphi = \frac{h}{d}$, сходным с отношением Шильдса и совпадающим с так называемым "критерием взаимодействия потока и русла" А.Ф.Печкурова [12].

В целях установления условий устойчивости частиц, лежащих на откосе, составлено уравнение равновесия с учетом турбулентного обтекания частицы и угла наклона канала i . Для условий предельного равновесия частицы, лежащей на откосе и имеющей округлую форму диаметром d , получено

$$f = \sqrt{tg^2 \beta + \left[\frac{0.524}{A_x U_g^2} - \frac{R_y}{R_x} + i \frac{1}{1 - A_y U_g^2} \right]^2 \frac{1}{\cos^2 \beta}} \quad (6)$$

где f - коэффициент трения, интегрально учитывающий условия устойчивости частицы на откосе;
 $\overline{v_g^2}$ - осредненное значение квадрата донной скорости;

$$v_g^2 = \bar{v}_g^2 + \overline{v_g'^2} ;$$

A_x и A_y - постоянные числа, зависящие от удельной плотности воды и частиц, диаметра и формы частиц, а также от условий их обтекания;

R_x и R_y - коэффициенты сопротивления, характеризующие обтекание частицы турбулентным потоком и зависящие от шероховатости русла (d_{cp}).

Из практики моделирования мелкопесчаных русел рек и каналов известно, что уклон модельного русла значительно больше натурального. Нетрудно показать, что откос модельного русла, сложенного из мелкого песка, при обеспечении условия одинаковой подвижности наносов $v/v_c = idem$ всегда менее устойчив натурального (рассматривается случай, когда откос натурального канала имеет величину, близкую к предельной устойчивости), если даже сечение моделировано геометрически ($B/h = idem$). При этом справедливо допущение

$$(\overline{v_g'^2})_n \approx (\overline{v_g'^2})_m .$$

Выше было показано, что интенсивность турбулентности возрастает с уменьшением размеров русла (модели). Количественно это возрастание можно выразить следующим образом:

$$\overline{v_g'^2}/(\overline{v_g'^2})_n < \overline{v_g'^2}/(\overline{v_g'^2})_m .$$

Причем, чем меньше модель, тем больше усиливается последнее неравенство. Из уравнения (6) вытекает еще один важный вывод: откос модельного русла не может приниматься круче натурального, особенно, если откос натурального русла находится в условиях предельной или близкой к ней устойчивости.

На основе изложенных выше соображений рекомендуется сечение динамически устойчивых мелкопесчаных русел при ограниченном движении донных наносов в виде гряд (рифелей) моделировать с искажением, но в отличие от существующей практики, угол наклона откоса модельного русла принимать такое же, как у натурального, что достигается

при $(B/h)_n < (B/h)_m$. Этим путем можно обеспечить одинаковую устойчивость откосов в натуре и на модели по (6). В пользу вывода свидетельствуют опытные данные (табл. I), полученные Т. Журавлевым и М. Р. Карапетян на размываемых моделях (рисунок).

Таблица I

Гидравлические элементы песчаных моделей ($d = 0,2$ мм)

Q , м ³ /с	B , м	h , м	$\frac{U}{U_0}$	$(\frac{B}{h})_{исх.}$	$(\frac{B}{h})_{кон.}$	Источник данных
0,0302	1,78	0,076	1,10	20	23,37	/7/
0,065	2,53	0,11	1,10	20	23,01	
0,113	3,23	0,14	1,10	20	22,36	Отчет отдела русел за 1982 г. САНИИРИ, арх. № 5853
0,389	4,63	0,22	1,10	20	20,85	
0,529	6,05	0,30	1,10	20	20,02	

Совмещение сечений опытных русел, построенных в относительных координатах B/h и h_i/h , показывает, что при одном и том же значении $U/U_0 = 1,10$ с уменьшением размеров модели ширина русла по урезу отличается от первоначальной и тем больше, чем меньше расход. Это подтверждает правомерность предложенных выше рекомендаций относительно моделирования сечения.

При обработке данных опытов, выполненных на моделях различных размеров (табл. 2), если рассматривать их как модели трех каналов с расходами 2400, 1000 и 129 м³/с (гидравлические характеристики двух первых каналов установлены расчетным путем), были получены следующие значения m в уравнении (5) в зависимости от масштаба M_h (табл. 2).

Таблица 2

Расход воды в натурных каналах	$Q_M =$ 0,0302 м ³ /с	$Q_M =$ 0,065 м ³ /с	$Q_M =$ 0,113 м ³ /с	$Q_M =$ 0,389 м ³ /с	$Q_M =$ 0,529 м ³ /с					
Q м ³ /с	M_h	m	M_h	m	M_h	m	M_h	m	M_h	m
2400	155	1,030	107	1,03	82,3	1,029	53,37	1,016	39	1,002
1000	108	1,035	65	1,03	57,0	1,028	36,00	1,012	27	1,003
129	42	1,045	29	1,04	22,0	1,030	14,00	1,008	10,6	1,001

Другое предложение — не уменьшая масштаба ширины относительно масштаба глубин, уменьшить деформацию русла (тем самым приблизить значение $(B/h)_{кон.}$ к $(B/h)_{исх.}$ путем уменьшения турбулентности потока в модели за счет снижения средней скорости и, следовательно, отношения U/U_0 . Согласно (6) это равносильно установлению неравенства в виде $(\overline{U^2})_н \geq (\overline{U^2})_м$. Тогда критерий $U/U_0 = idem$ должен подвергнуться пересмотру — его необходимо дополнить критерием, учитывающим турбулентность, то есть критерием Кармана.

В дальнейших исследованиях необходимо, с одной стороны, уточнить показатель степени m ($m > 1$) в уравнении (5) для случая моделирования по критерию $U^2/\nu_0 = idem$; с другой стороны, уточнить вид критерия $U/\nu_0 = idem$, учитывая критерий интенсивности турбулентности и сохраняя равенство $M_\varepsilon = M_k$.

Моделирование сечения связывает два масштаба, третий геометрический (продольный) масштаб M_ε здесь не участвует. Он необходим при определении масштаба уклонов водной поверхности.

В [7] получена взаимосвязь между плановыми масштабами модели M_ε, M_d и отношением U/ν_0 .

$$M_\varepsilon = M_h^{3/2} \left(\frac{M_U}{M_{U_0}} \right)^{2/3} \cdot \frac{1}{\sqrt{M_d}} \quad (7)$$

При соблюдении критерия $U/U_0 = idem$ и использовании при моделировании натурального песка ($M_d = 1$) вместо (7) имеем

$$M_\varepsilon = M_h^{3/2} \quad (8)$$

Из уравнений (7) и (8) следует, что на размываемых моделях полного геометрического подобия быть не может. Основная причина — более высокие величины коэффициентов гидравлических сопротивлений при движении донных наносов по сравнению с натурой [4], масштаб которых можно определить по формуле [7]

$$M_d = \sqrt{\frac{M_d}{M_h}} \cdot \frac{1}{(M_U/M_{U_0})^{2/3}} \quad (9)$$

Таким образом, при моделировании крупных каналов в мелкопесчаных грунтах с ограниченным движением донных наносов кинематического и динамического подобия потоков достигнуть не удастся. Геометрическое подобие русел натурального и лабораторного каналов, при использовании на модели натурального песка, также не

обеспечивается. Оно может быть получено искусственно, путем уменьшения на модели интенсивности движения донных наносов в виде гряд.

Приведенные выше зависимости и соотношения позволяют улучшить результаты, получаемые на моделях, а также указывают на возможные пути новых поисков.

Список использованной литературы

1. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. — М.: Гидрометеиздат, 1981. — 240 с.
2. Алтуний В.С. Мелиоративные каналы в земляных руслах. — М.: Колос, 1979. — 256 с.
3. Гринвальд Д.И. Турбулентность русловых потоков. — Л.: Гидрометеиздат, 1974. — 174 с.
4. Зегжда А.П. Теория подобия и методика расчета гидротехнических моделей. — М.-Л.: Госстройиздат, 1938. — 164 с.
5. Знаменская Н.С. Донные наносы и русловые процессы. — М.: Гидрометеиздат, 1976. — 192 с.
6. Карапетян М.Р. Исследование русловых процессов в размываемых моделях с неизкаженными масштабами // Сб. науч. тр. / Среднеаз. НИИ ирригации. — 1981. — Вып. 162. — С. 61-67.
7. Карапетян М.Р. Моделирование крупных земляных каналов по критерию подвижности / Водные ресурсы. — М.: 1986. — № 3. — С. 123-134.
8. Леви И.И. Моделирование гидравлических явлений. — Л.: Энергия, 1967. — 234 с.
9. Лойцянский Л.Г. Механика жидкости и газа. — М.: Наука, 1970. — 904 с.
10. Минский Е.Н. Турбулентность руслового потока. — Л.: Гидрометеиздат, 1952. — 164 с.
11. Никитин И.К. Турбулентный поток и процессы в придонной области. — Киев: АН УССР, 1963. — 142 с.
12. Печуров А.Ф. Критерий взаимодействия потока и русла рек и каналов / Конструкция и методы расчета мелиоративных систем. — Минск, — 1985. — С. 11-36.
13. Скрыльников В.А. Методические указания по расчету русловых моделей с мелкопесчаными наносами при искаженном масштабиро-

- вании. Ташкент; САНИИРИ, 1977. - 59 с.
14. Яковлева Л.В. Пересчет с искаженной модели на натуру местных и осредненных скоростей / Доклады ВАСХНИЛ. - 1969. - № 8. - С. 17-20.
15. Kalinske A.A. The role of turbulence in river hydraulics. - Proc. of the Second Hydraulic Conference, June 1-4, 1942. University Iowa City. Iowa. - 1943. - p. 266-279.
16. Rudeš M., Smutck P. Relation between turbulence characteristics and the hydraulic parameters. - Praha: Academia. 1966. - № 2. - p. 310-399.

Г. Ю. Митюнина

Г. А. Цой, канд. техн. наук

(САНИИРИ им. В. Д. Журина)

ЗАРАСТАНИЕ ОРОСИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ ВОДНЫМИ РАСТЕНИЯМИ

Каналы, транспортирующие осветленную воду, прогреваются при высокой температуре и интенсивно зарастают. Этот процесс протекает особенно бурно в начальный период эксплуатации при глубине воды менее 6 м и мутности, не превышающей $0,1 \text{ кг/м}^3$. Растения, забивая живое сечение канала и увеличивая коэффициент шероховатости в 3-6 раз, снижают пропускную способность канала в 1,5-2 раза. Это приводит к увеличению потерь воды на фильтрацию, которая, в свою очередь, способствует подъему уровня грунтовых вод, заболачиванию и засолению прилегающей территории.

Зарастание канала также увеличивает потери воды на транспирацию (так, на Каракумском канале транспирационные потери составляют $0,8 \text{ км}^3/\text{год}$). Эти негативные явления необходимо учитывать при проектировании каналов.

При прогнозировании зарастания вновь сооружаемых каналов необходимо учитывать их морфологические особенности - глубину, прозрачность, химический состав воды, состав донных отложений, тем-

пературу и скорость течения потока [1].

От прозрачности и цвета воды зависят количество и качество проникающих сквозь воду световых лучей, необходимых для нормальной жизнедеятельности растений. В водоемах с высокой прозрачностью распространены погруженные и придонные растения (кувшинки, кубышки, рдесты, уруть), которые в массе спускаются на глубину 3-4 м. Тростник и рогоз растут до глубины 3 м, глубже распространяются элодея канадская, роголистник погруженный, харовые водоросли.

Влияет на растительность также и минеральный состав воды. С увеличением солености исчезают виды плавающих растений. Высокую соленость выносят тростник, рдесты. Важное значение для развития определенных видов растительности имеет состав донных отложений.

Мягкие вязкие илистые донные отложения, богатые органическими веществами, обильно покрыты растительностью. Песчаные и глинистые также достаточно благоприятны для интенсивного зарастания рдестом гребенчатым, рдестом стеблеобъемлющим, тростником. На рыхлых органических илах поселяются растения преимущественно с плавающими листьями — кубышки, кувшинки, рдест плавающий. Гравийные, крупнопесчаные легкоподвижные грунты малопригодны для развития растительности.

Жизнедеятельность термофильных видов зависит от температуры воды. В проточных водах развитие растительности определяется скоростью течения, мутностью воды и степенью подвижности грунта. Скорость воды, кроме механического влияния, влечет за собой меньшую прогреваемость воды, относительно большее содержание кислорода и более благоприятные условия снабжения питательными веществами. Из высших водных растений, произрастающих в текучих водах, можно назвать рдест, уруть. В реках встречаются те же виды растений, что и в стоячих водах, однако растительность рек беднее, чем в водоемах [2]. Чем сильнее течение, тем больше проточные водоемы отличаются от водоемов прудово-озерного типа. В реках с сильным течением и легкоразмываемым подвижным грунтом растительность поселяется в заводях, наиболее затопленных местах плесов. Жизнь в текучем водоеме накладывает свой отпечаток на облик и внутреннее строение высших растений. Быстрое течение вызывает усиленный рост стеблей в направлении движения воды (сусак, рдест, болотноцветник). У рдестов сильно

вытягивается стебель, междоузлия достигают 20–30 см, у болотно-цветника листовые черешки удлиняются до 1,5 – 2 м, у сусака развиваются только плавающие листья длиной 2 – 2,5 м.

По отношению к скорости течения водные растения делятся на три группы: реофилы растут при $V = 70\text{--}120$ см/с, реобионты – 20–70 и реоксены – при $V = 0\text{--}50$ см/с [3].

К реофилам относятся: осока, рдест блестящий, рдест пронзеннолистный, манник наплывающий, сусак зонтичный, шелковник волосистый и камыш. Эти растения могут произрастать на гравийном, галечниковом и крупнопесчаном грунте.

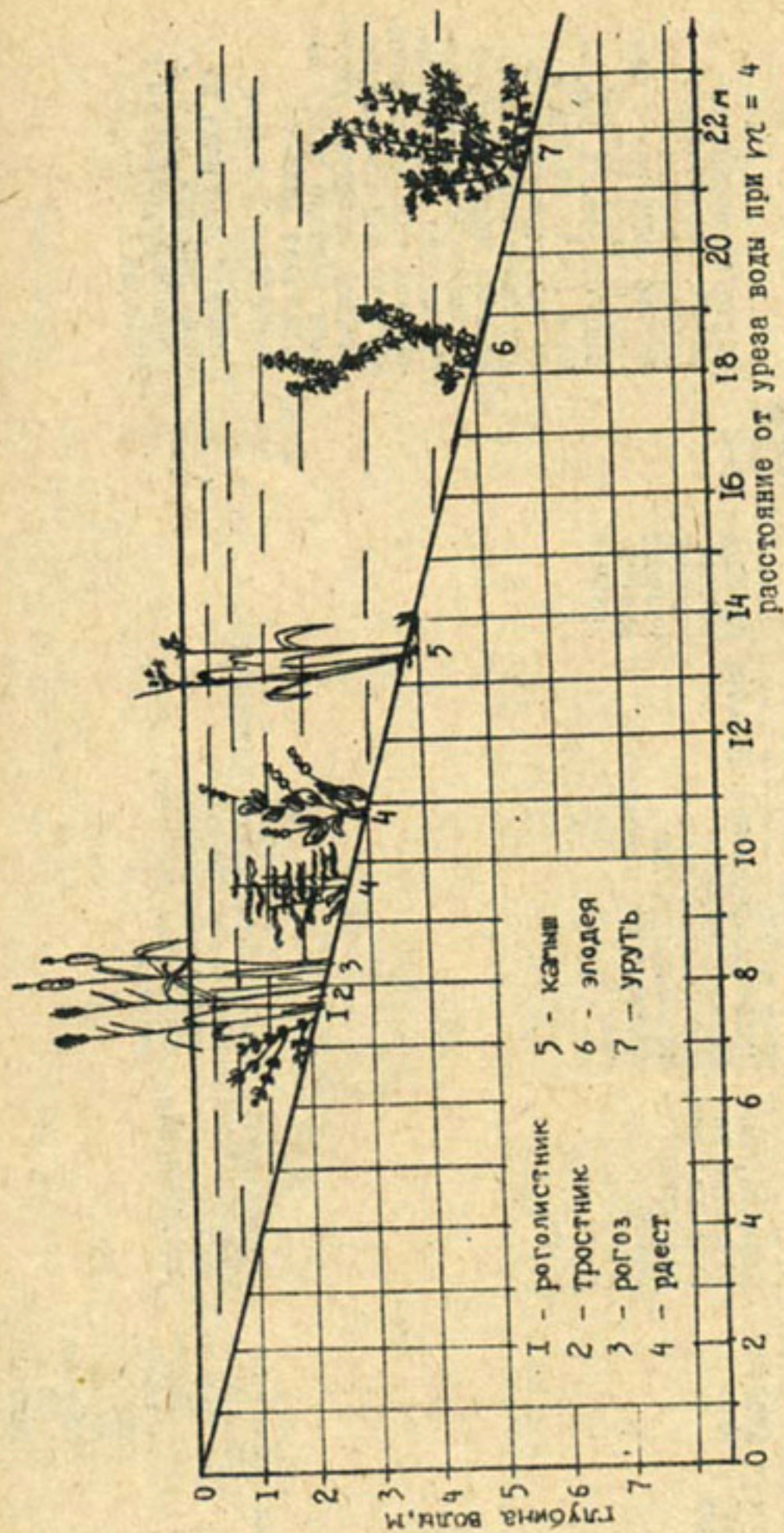
К реобионтам относятся: элодея канадская, рдест блестящий, рдест гребенчатый, ежеголовник ветвистый, вербейник монетчатый и т.д. Они хорошо произрастают в илисто-песчаном грунте. Реоксены предпочитают илистый грунт. Среди них можно назвать аир обыкновенный, калужницу болотную, болотник подводный и др.

Каналы представляют собой тип проточных водоемов; характеризуются бедным видовым составом. Так, в Каракумском канале произрастают 14 видов, из которых только 7 (рдест гребенчатый, рдест пронзеннолистный, тростник обыкновенный, рдест блестящий, уруть колосистая, роголистник, рогоз) участвуют в зарастании [4]. Бедность видового состава каналов связана прежде всего с быстрым течением и высокой мутностью воды. Но чем длиннее канал, тем богаче он видами. Среди активных агентов зарастания преобладают многолетние растения, что также связано с текучестью воды.

Зарастание каналов связано с рельефом местности, с характером окружающей растительности. Замедленное течение, наличие влаголюбивой растительности вблизи трассы сказывается на зарастании каналов. Это можно видеть на примере Каракумского канала, проходящего через озерную систему Келифского Узбоя [5]. Головная часть канала до озерной системы не зарастает. С входом канала в озерную систему наблюдается постепенное зарастание русла тростником и рогозом, а затем и рдестом, роголистником, урутью.

По мере очищения воды от мути развитие водно-болотной растительности усиливается и достигает 80–100 %. Только на последних участках отмечается слабое зарастание ввиду сильной пересеченности рельефа.

Анализ наиболее распространенных видов водной растительности водоемов Средней Азии позволил выделить растения, которые могут



Максимальная глубина прорастания основных видов водной растительности.

Т а б л и ц а

Характеристика основных видов водной растительности оросительных каналов

Название растения	Внешний вид	Грунт	Скорость течения	Глубина	Примечание
	стебель	пророс-тания	потока, м/с	на про-роста-ния, м	
Роголистник погумный	Отсутствует	Длинный, достигающий нескольких метров, разветвленный	Мутноватое рас-поло-женные вальчатые рассеченные, жесткие с шиповатым краем, темно-зеле-ные	Илистый	Малопро-точные водоемы, течение иногда сильное
				I-2	Образует мощные заросли, способствует заболачиванию. В дельте Амударьи к се-редине лета сильно разрастается и запол-няет русло от дна и до поверхности (даже при глубине 2-3 м). Верхние части стеблей отелются по поверхнос-ти, иногда приподнима-ясь над ней. Покрепля-ется ко дну отмершими нижними побегами уходя-щими глубоко в ил, вы-держивает сильное течение
Тростник	Длинное ползучее с толстыми горизонтальными наземными побегами до 20 м, стелется по поверх-ности воды или почвы	Прямой, проч-ный, толстый до 2 см, по-лный, гладкий,	Плотко охватывают стебель, плоские, линейно-ланцетат-ные, ширина до 7 см, жесткие	Илистый	0-0,5
				До 2 м и по берегам	Образует огромные за-росли высотой до 9 м в низовьях Амударьи и Сырдарьи

Продолжение табл.

Название растения	Внешний вид	Грунт	Скорость : : прорас- : : тания : : м/с	Глубина : : на про- : : роста : : ния, м :	Примечание
Рогоз а) узколистный, б) широко- лиственный	Утолщенное, ветвистое, ползучее, горизонтальное Толстый, цилиндрический без узлов, в основании луковичный, вицегообразный, высота 2-3 м	Собранны при основании стебля или по всему основанию. Листья	Илисто-глинистый, торфяной, глинистый	0-0,5 1,5-2	Способствует зарастанию водоемов, образует мощные заросли, требователен к водному режиму, не переносит высокой концентрации солей
Рдест (много-летник) а) блес- стящий	Длинное толстое Прямой, округ- лый, сверху разветвлен, длина 3 м и больше тол- щина 3-4 мм	Погруженные, длиной до 30 см, шири- ной 4-5 см, на коротких черешках, ланцетовид- ные, на вер- хушке приост- ренные, по краю волни- стые, лоснящие- ся, желтовато- зеленые, прос- вечивающие, с сеткой тонких боковых жилок	Крупный песок, гравий, галечник, илисто- песчаный	0,7- 1,2 2-3 до 6 м	В проточных водоемах стеб- ли достигают длины 7-8 м, междоузлия - 60-70 см

Продолжение табл.

Название растения	Внешний вид	Грунт	Скорость: Глубина: проработка: на про: тания: м/с: раста: ня, м:	Примечание
б) пронзенно-лиственный	Изогнутое, Сильноветвистый, длина 0,5-6 м то с длин- ными пол- зучими побегами	Длина до 6 см, Крупный 0,20- ширина 3,5 см, песок, 1,20 от округлых догравий, продолговато- галеч- яйцевидных, ник, мелкозубчатые, илесто- иногда волнисто-песчаный тне по краю, с глубоким сердцевидным вырезом	2-3 до 6	
в) курчавый	Тонкое, сильно- ветвис- тое	Сплюснутый ветвистый, че- тырехгранный, толщина около 2 мм с междо- узлиями 1-2(5) см	Илесто- 0,2-0,7 2 м песча- ный	
		Погруженные, ланцетные или линейно-лан- цетные, длина 4-6 (9 см), ширина до 1,5 см; сидячие, с ок- руглым основа- нием, на вер- хушке коротко- приостренные, по краю мелко- остропилячатые, чаще волнистые или курчавые		

Название растения	Внешний вид	Грунт	Скорость: Глубина: прорастания: м/с	Примечание
Камыш казахстанский (многолетний)	Ползучее ветвистое с придаточными корнями	Цилиндрический, гладкий, толщина 10-15 мм, высота 3 м	Листьев очень мало, покрытые тонким слоем воска, стебли по поверхности, достигая 2-2,5 м	Песчаный, 0,7-1,2 0,3-3,5 Образует сплошные заросли, тянущиеся на сотни метров, местами перемешивается с тростником. Быстрое его расседение ведет к зарастанию и заболачиванию водоемов
Злодея канадская	Длинный шаровидный, стелется по дну и сильно ветвится. К вершине от лежащего стебля тянутся многочисленные сильно разветвленные побеги, ломкие, облиственные	Мелкие, яйцевидные, темно-зеленные, по 3 в мутовке	Илисто-песчаный 0,2-0,7 до 5 м	В некоторых местах затрудняет судоходство, поскольку образуются сплошные заросли
Уруть колосовая и мутовчатая	Ползучее с тонкими многочисленными корешками	Прямой, округлый, ветвистый, беловатый или светло-зеленый, кверху густо облиственный, длина 15-150 см	Песчаный, Вода 1,5-2 алисто-проточная до 5,5 м	При наступлении холодов окрашивается в розовый цвет

оказывать заметное влияние на режим эксплуатации канала. Их внешний вид показан на рисунке, а характеристика дана в таблице.

Пользуясь приведенной таблицей, можно определить виды водной растительности и прогнозировать зарастаемость проектируемого канала для учета их влияния на шероховатость русла, скорость потока и на пропускную способность канала.

Список использованной литературы

1. Катанская В.М. Высшая водная растительность континентальных водоемов СССР. - Л.: 1981. - 187 с.
2. Воронихин Н.Н. Растительный мир континентальных водоемов. - М.-Л.: 1953. - 410 с.
3. Кокин К.А. Экология высших водных растений. - М.: МГУ.- 1982. - 158 с.
4. Тауоаев Т. Флора и растительность водоемов Средней Азии. - Ташкент: Фан. - 1970. - 490 с.
5. Коган Ш.И. О зарастании Каракумского канала //Известия АН ТССР. - 1957. - № 6. - С.36-42.

Т.Д.Жураев, канд.техн.наук,
Х.Х.Ишанов, канд.техн.наук,
Х.А.Курбанов
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ТРАНСПОРТИРУЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОТОКА В КАНАЛАХ С ПРЯМОЛИНЕЙНЫМ И КРИВОЛИНЕЙНЫМ ДНОМ

В ирригационных каналах вместе с водой необходимо транспортировать донные и взвешенные наносы, что уменьшает объем очистных работ в каналах и способствует выносу на поля илистых частиц, повышающих плодородие почвы. В первую очередь сказанное относится к каналам, транспортирующим амударьинскую воду со взвешенными наносами, в которых много гумуса, азота, карбонатов кальция и др.

Транспортирующая способность потока увеличивается на повороте русла за счет поперечной циркуляции, возникающей под действием центробежных сил. Исследованиями движения потоков на повороте русла занимались С.Т.Алтуни, И.П.Розовский, А.К.Ананян,

Н.И.Маккавеев, Х.А.Ирмухамедов и другие [1-5].

Н.И.Маккавеев отмечает, что транспортирующая способность потока на изгибе возрастает в 1,5...2 раза по сравнению с потоком в прямолинейном русле, имеющим такую же среднюю скорость течения.

В.С.Алтунин [6] для увеличения транспортирующей способности потока предложил строить каналы криволинейной формы.

Нами ставилась задача установить степень возможного увеличения транспортирующей способности потока, устойчивости и пропускной способности русел каналов с криволинейным дном.

Для решения поставленной задачи проведены пять опытов на модели размером 50x7x0,7 м, при постоянном расходе воды $Q = 0,100 \text{ м}^3/\text{с}$ и относительной скорости течения $\frac{v}{v_0} = 1,2$. Выпуклости в русле устанавливались в шахматном порядке и закреплялись цементным раствором. Гидравлические элементы потока и русла до и после опыта приведены в таблице.

Опыт № I проведен в прямолинейном русле канала, имеющего параболическую форму поперечного сечения. Результаты использовались для сравнения деформации и пропускной способности каналов с криволинейным дном.

Учитывая отсутствие рекомендаций по подбору размеров и формы искусственных выпуклостей, а также шага их установки в русле, были выбраны два типа выпуклостей с симметричным очертанием в плане. Первый тип выпуклости в поперечном разрезе по плоскости осевой симметрии имел параболическую форму (рис. I), описываемую уравнением

$$y = (H_M + 0,05) \left(\frac{2x}{B} \right)^{2,33},$$

где $H_M = 0,128 \text{ м}$; $B = 2,77 \text{ м}$.

При этом площадь живого сечения первоначального русла в расчетном створе уменьшилась в 1,054 раза.

Первый тип выпуклости был принят в опыте № 2. Шаг между выпуклостями $\ell = 6 \cdot B = 6 \times 2,77 = 16,62 \text{ м}$. Выпуклости установлены на расстоянии 7,36; 24,0; 30,64 м от начала модели.

В опытах № 3, 4, 5 выпуклости второго типа были установлены с шагом, соответственно, $6B$, $3B$ и $2B$. На рис. I и 2 показаны профиль и план выпуклостей.

Во всех опытах в створе, расположенном на расстоянии 24 м, измеряли размеры и скорость перемещения гряд. В отстойнике в кон-

Т а б л и ц а

Гидравлические элементы потока и русла перед опытами

Номер опыта	$Q, \frac{м^3}{с}$	$B, м$	$H_{cp}, м$	B	$v, \frac{м}{с}$	$\frac{w_g}{w}$	$L, м$	Кол-во выпук- лостей, шт.
1	0,100	2,77	0,139	20,00	0,260	1,00	-	-
2	0,100	2,64	0,139	18,96	0,273	1,05	6B	3
3	0,100	2,45	0,122	20,14	0,336	1,29	6B	3
4	0,100	2,45	0,122	20,14	0,336	1,29	3B	5
5	0,100	2,45	0,122	20,14	0,336	1,29	2B	7

Гидравлические элементы потока и русла к концу опытов

Номер опыта	$Q, \frac{м^3}{с}$	$t, с$	$B, м$	$H_{cp}, м$	$v, \frac{м}{с}$	β	$i \cdot 10^4$	$\frac{B}{B_0}$	$\beta, \frac{с}{м}$
1	0,100	210	3,00	0,139	0,240	21,63	5,90	1,08	0,009
2	0,100	103	2,75	0,130	0,282	21,13	6,35	1,04	0,010
3	0,100	223	2,72	0,129	0,285	21,08	7,65	1,11	0,018
4	0,100	189	2,82	0,113	0,314	24,91	9,45	1,15	0,045
5	0,100	259	2,91	0,120	0,285	24,17	9,00	1,19	0,019

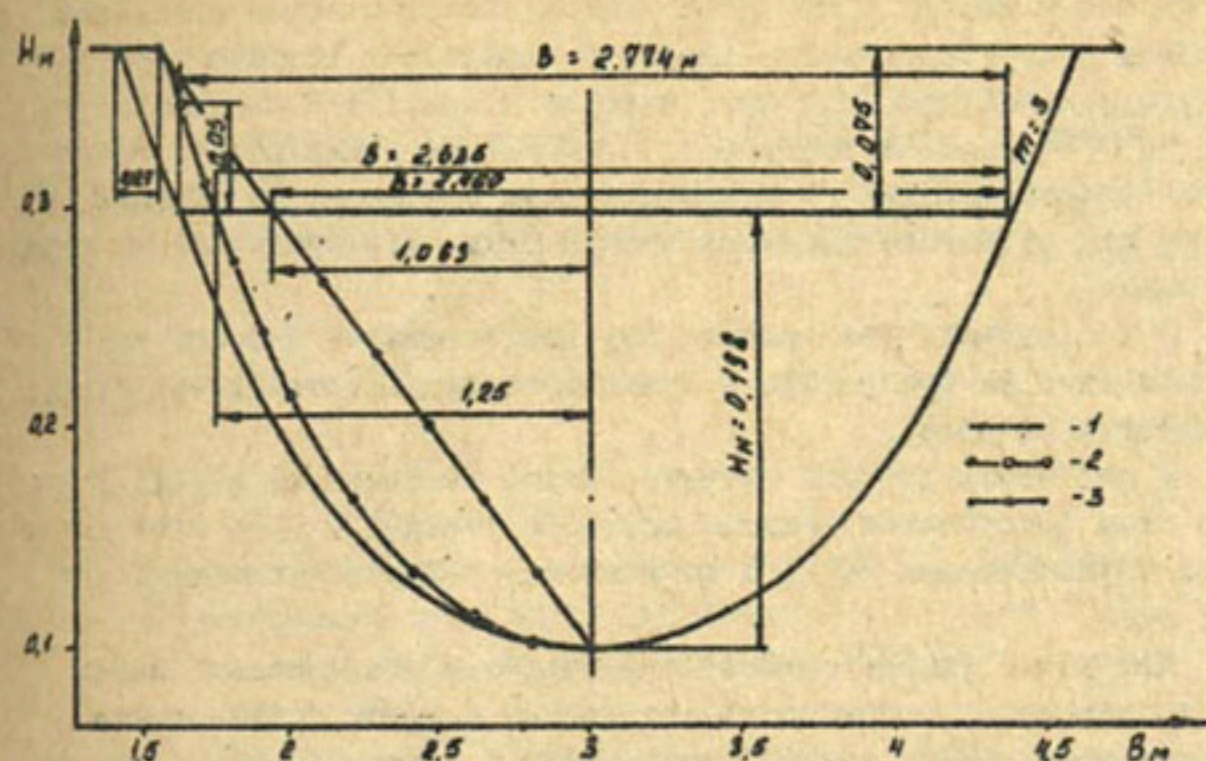


Рис. 1. Поперечное сечение русла в створе установления выпуклости: 1 – поперечное сечение русла; 2 – I тип выпуклости; 3 – II тип выпуклости.

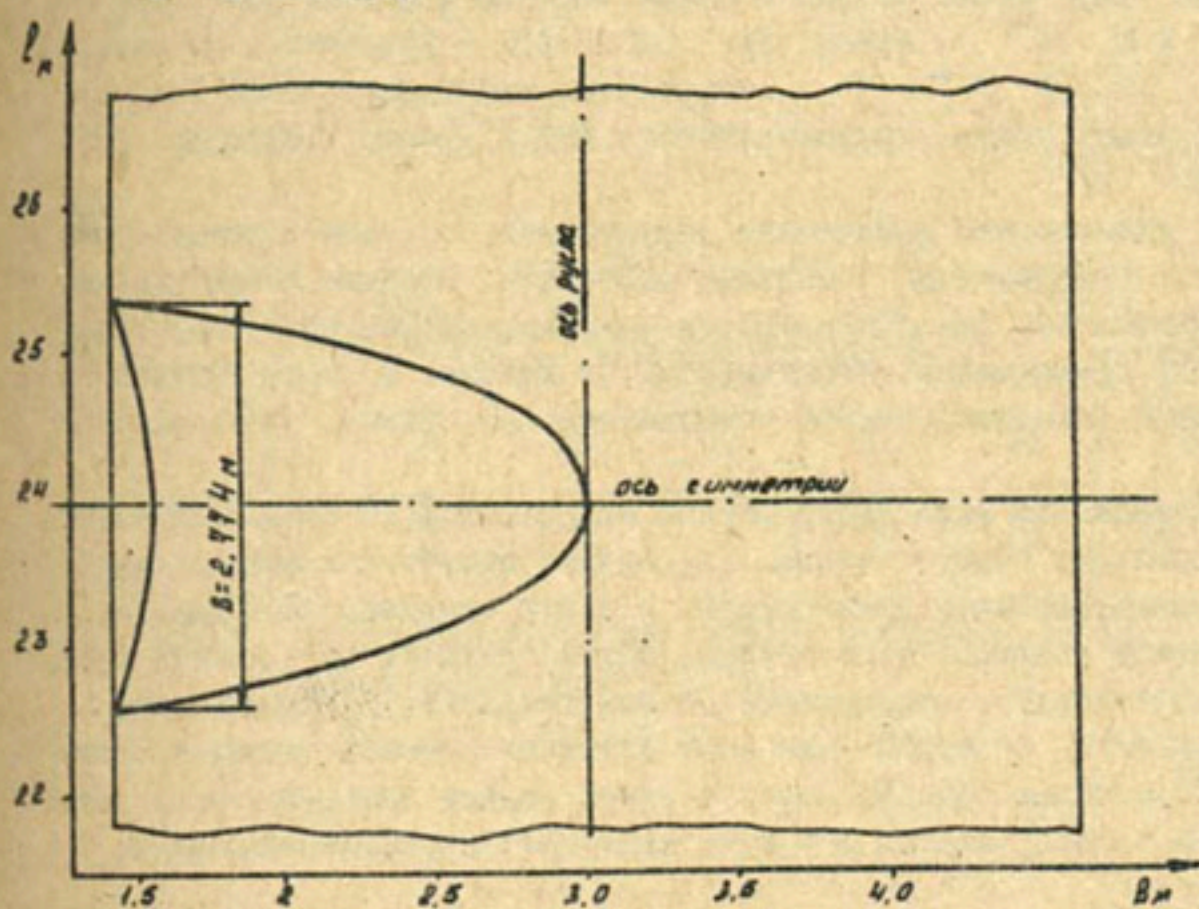


Рис. 2. Общий вид выпуклости в плане.

цевой части модели в процессе опытов измеряли объем вынесенных потоком руслоформирующих наносов и определяли среднюю транспортирующую способность потока, которая в опыте № I составила $\rho_T = 0,0092 \text{ г/с}$. В опыте № 2 $\rho_T = 0,0102 \text{ г/с}$. Выпуклости первого типа особого влияния на кинематическую структуру не оказали, и общий ход руслового процесса практически мало отличался от первого опыта.

В последующих трех опытах изучалось влияние второго типа выпуклостей на пропускную и транспортирующую способности потока и деформацию русла.

В расчетных створах сечение канала уменьшилось в 1,29 раза. При этом фактическая средняя скорость течения в 1,54 раза превышала неразмываемую U_0 , а на участках между выпуклостями — в 1,2 раза.

Изменение уклона водной поверхности в проведенных опытах имело некоторые особенности, связанные с шагом установления выпуклостей. Уклон водной поверхности в начале опытов в течение 30...40 ч возрастал резко, а в дальнейшем плавно. Особый ход изменения уклона водной поверхности наблюдался в опыте № 5: в начале уклон резко возрос и через 40...50 ч достиг максимума $i = 8,25 \cdot 10^{-4}$, затем через 110...120 ч уменьшился до величины $i = 7,4 \cdot 10^{-4}$, после чего вновь постепенно повышался. К концу опыта, продолжавшегося 259 ч, уклон возрос до $i = 9,0 \cdot 10^{-4}$.

С увеличением количества выпуклостей, то есть с уменьшением их шага установления и степени стеснения, местные сопротивления увеличиваются. При обтекании их поток теряет определенную энергию для преодоления сопротивления на трение. По этой причине в опытах № 2-5 уклон водной поверхности был больше, чем в опыте № I.

Уменьшение шага установления выпуклостей не всегда приводит к увеличению общего уклона. Увеличение количества выпуклостей на рассматриваемой длине русла, с одной стороны, благодаря их зернистой шероховатости снижает общую грядовую поверхность русла, а следовательно, гидравлическое сопротивление и уклон водной поверхности, с другой — за счет стеснения потока повышает количество местных сопротивлений и уклон водной поверхности. В связи с этим к концу опытов № 4 и 5, несмотря на разное количество

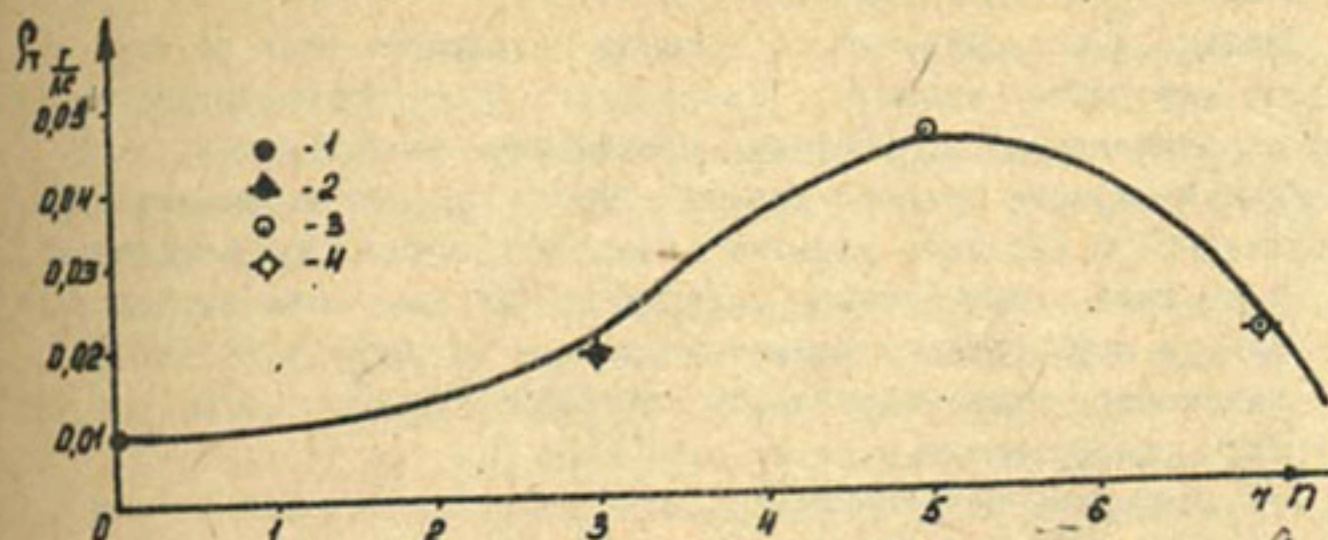


Рис. 3. График связи расхода донных наносов с количеством установленных в русле выпуклостей: 1 — опыт № 1; 2 — опыт № 3; 3 — опыт № 4; 4 — опыт № 5.

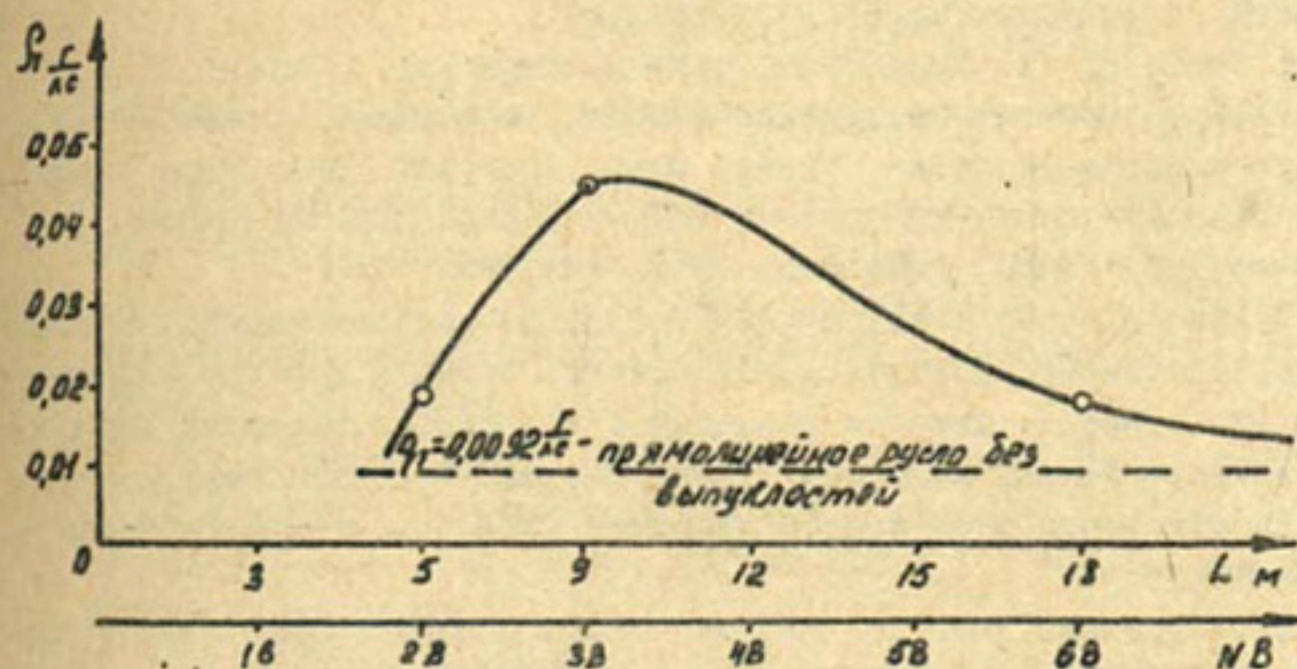


Рис. 4. График связи расхода донных наносов с шагом установления выпуклостей.

выпуклостей, уклоны оказались схожими.

Благодаря искусственно созданному гидравлическому режиму процесс деформация канала по длине русла протекал неравномерно и не стабилизировался. Графики, приведенные на рис. 3 и 4, показывают зависимость расхода донных наносов q_d от количества установленных на заданном участке канала искусственных выпуклостей n и от шага между ними ℓ . Как видно из рисунков, расход донных наносов постепенно повышается до пяти выпуклостей; наибольшая транспортирующая способность наблюдается в опыте № 4, где выпуклости установлены с шагом $\ell = 3B$.

Искусственные выпуклости создали возмущение потока. В опыте № 3, где выпуклости установлены с шагом $\ell = 6B$, созданное возмущение потока, не доходя до следующей выпуклости, гасилось. Поэтому за пределами зоны возмущения поток формировал приповерхностное русло. В опыте № 4, где шаг $\ell = 3B$, созданные первой выпуклостью возмущения потока распространялись на довольно большую длину, доходящую до следующей выпуклости. Так как расстояние между выпуклостями было достаточным, возмущенный поток обладал большей транспортирующей способностью.

В опыте 5, где выпуклости были установлены с шагом $\ell = 2B$, наблюдалось большее возмущение потока, что вызвало более интенсивную деформацию русла. Однако из-за близкого расстояния между выпуклостями последние явились своеобразным базисом эрозии, поэтому дальнейшая деформация русла прекратилась.

Таким образом, установление искусственных выпуклостей способствует увеличению возмущенности потока, повышая его транспортирующую способность, которая приводит к увеличению плановой деформации незакрепленных участков русла. Поэтому в целях сохранения устойчивости русла этот способ возможен лишь при частичном закреплении откосов.

Исследования данного вопроса только начались. Дальнейшие работы должны быть направлены на изучение кинематической структуры и турбулентных характеристик потока, возмущенных искусственными выпуклостями в частично закрепленных руслах.

Список использованной литературы

1. Алтуни С.Т. Регулирование русел. - М.: Сельхозгиз, 1962. - С.28-33.

2. Розовский И.П. Поперечные течения на изгибе русла и их связь с рельефом водной поверхности //Русловые процессы. - М.: Изд-во АН СССР, 1958. - С. 42-57.
3. Ананян А.К. Поперечная циркуляция при изгибе турбулентного потока//Русловые процессы. - М.: Изд-во АН СССР, 1958. - С. 28-41.
4. Маккавеев Н.И. Общие закономерности эрозионно русловых процессов//Труды IV Всесоюзного гидрологического съезда. - Л.: Гидрометеоиздат, 1976. - Т.10. - С. 8-12.
5. Ириухамедов Х.А., Валиев Н. К определению поперечного расхода наносов на участке дейгиша//Изв.АН УзССР. - 1980. - № 4. - С. 51-56.
6. Алтуний В.С. Гидравлический и русловой аспекты проблемы проектирования земляных каналов//Тезисы докладов V Всесоюзного гидрологического съезда. Секция русловых процессов и наносов. - Л.: 1986. - С.18-20.

Д.А.Мухамедов, канд.техн.наук
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ СОЕДИНЕНИЯ ПОТОКОВ

На оольшинстве проектируемых и действующих каналов Средней Азии и Казахстана имеются узлы открытого соединения с подпитывающими водотоками. Особенно много таких узлов в Ферганской (Большой Ферганский канал, Шарихансай) и Хорезмской (каналы Ташсака, Шават) областях.

При слиянии канала с водотоком на верхних участках обоих русел и в зоне водоворота происходит осаждение наносов, а на нижних участках в месте соединения потоков и транзитной зоне - размыв русла канала.

Аналогичная картина наблюдается на исследуемых нами узлах соединения канала Шават с притоками Байрамсака и Карамазысака. Узлы расположены в легкоразмываемых песчаных грунтах и выполнены практически без креплений, поэтому подвержены значительным русловым деформациям. Проведение исследований на данных объектах вызвано необходимостью прогнозирования русловых деформаций и разработки мероприятий по их сокращению.

Натурные измерения велись при заданных режимах работы канала. Для изучения рассматриваемого явления в более широком диапазоне изменений исследуемых параметров лабораторные эксперименты выполнялись на узле открытого соединения двух прямоугольных лотков. Размеры основного лотка, условно названного каналом: длина $l_{\text{кан}} = 46$ м, ширина $b_{\text{кан}} = 2$ м. Размеры второго лотка-притока: длина $l_{\text{пр}} = 8...23$ м, $b_{\text{пр}} = 0,5...2,0$ м. Дно одних лотков прибито горизонтально.

В экспериментах варьировались: угол соединения лотков $\gamma = 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$; ширина притока $b_{\text{пр}} = 0,5$ м, 1 м, 2 м; расход основной лотка $Q_{\text{кан}} = 0,05...0,26$ м³/с и притока $Q_{\text{пр}} = 0,05...0,011$ м³/с, перепад уровней. Исследования проводились, в основном, в условиях жесткого русла и, частично, размываемого дна с использованием песка со средним диаметром $\phi = 0,25$ мм. В процессе опыта устанавливались следующие закономерности.

При $\gamma = 30...90^\circ$ соединение открытых потоков сопровождается образованием вихревой зоны на нижней части основного лотка (у прижимного к притоку берега) и зона транзитного потока (соответственно, у противоположного берега) с повышенными скоростями течения воды. Размеры вихревой, незначительные при $\gamma = 30^\circ$, с увеличением угла соединения возрастают. На верхних участках одних русел в зависимости от соотношения головных расходов, их размеров устанавливается попер и некоторое снижение скорости течения воды.

Наибольшие скорости течения воды отмечаются в сечении, где ширина вихревой зоны достигает своего максимума (рис. 1). Относительная ширина сечения $C_{\text{сж}} = \frac{b_{\text{кан}}}{b_{\text{пр}}}$ уменьшается с увеличением относительного перепада уровней $\left(\frac{\Delta Z_{\text{кан}}}{\Delta Z_{\text{пр}}} \right)$ и, соответственно, в основном лотке и притоке), линия вихревой зоны $l_{\text{в}}^{\text{пр}}$ и отношения угловых головных расходов притока и основного лотка $\frac{Q_{\text{пр}}}{Q_{\text{кан}}}$ на рис. 2 показаны графиками зависимости $C_{\text{сж}} = f\left(\frac{Q_{\text{пр}}}{Q_{\text{кан}}}, \gamma\right)$ для углов соединения $\gamma = 30...90^\circ$. Как видно из рисунка, при $\frac{Q_{\text{пр}}}{Q_{\text{кан}}} = 30^\circ$ изменение относительной ширины притока $\frac{b_{\text{пр}}}{b_{\text{кан}}}$ существенно влияет на длину вихревой зоны, что не наблюдается.

Величина $C_{\text{сж}}$ увеличивается с увеличением параметра $\frac{H}{b_{\text{кан}}}$ и уменьшается с увеличением $\frac{H}{b_{\text{пр}}}$ (рис. 3). Соответственно, в основном лотке и притоке).

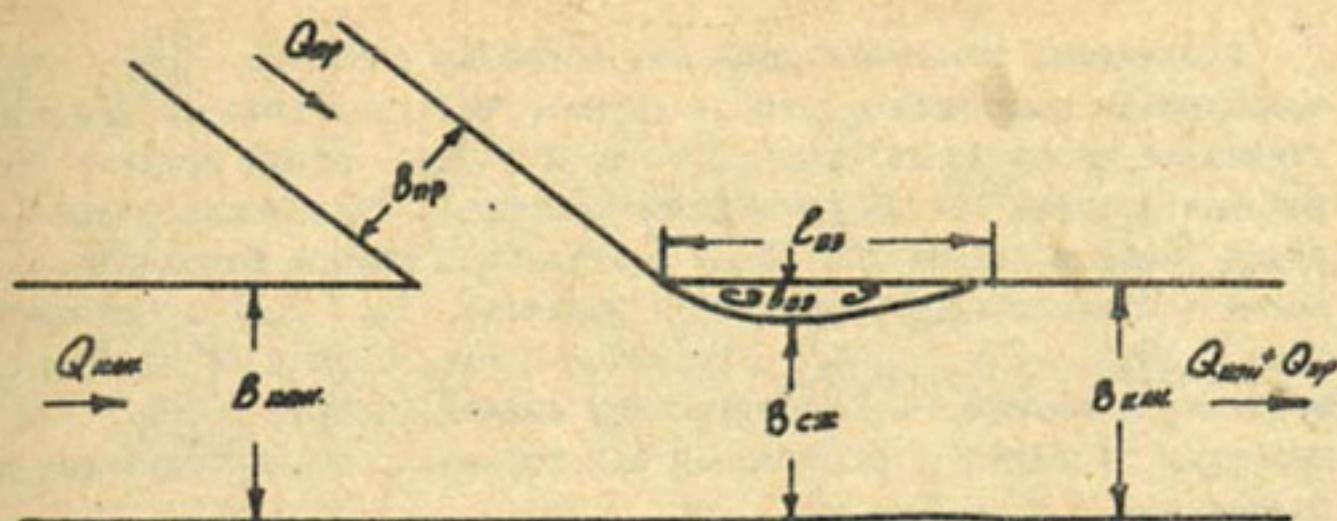
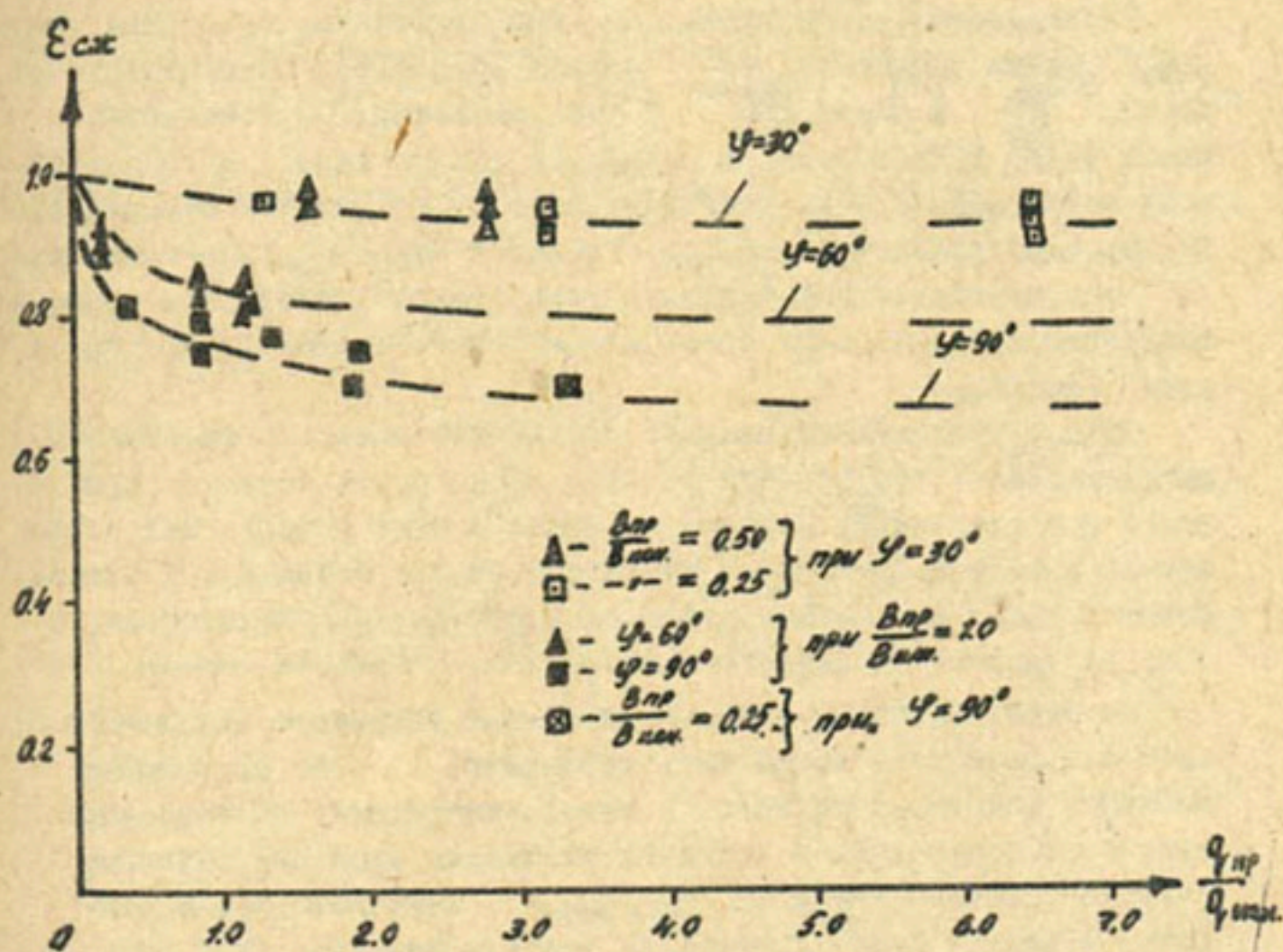


Рис. 1. Схема соединения открытых потоков.

Рис. 2. Графики зависимости $\varepsilon_{сж} = f\left(\frac{Q_{пр}}{Q_{кан}}, \gamma\right)$.

Увеличение отношения удельных головных расходов $\frac{q_{пр}}{q_{кан}}$ сопровождается увеличением относительного перепада уровней $\Delta z_{пр}/\Delta z_{кан}$ и отношения чисел Фруда $F_{зпр}/F_{зкан}$ ($F_{зпр}$ и $F_{зкан}$ — числа Фруда в начальных створах притока и основного лотка). Увеличение чисел Фруда $F_{зкан}$ и Рейнольдса $Re_{кан}$ в начальном створе основного лотка наблюдается при уменьшении величины $q_{пр}/q_{кан}$. Зависимость $q_{пр}/q_{кан} = f(F_{зкан}, \frac{B_{пр}}{B_{кан}})$, графически представленная на рис. 3, меняется с изменением относительной ширины притока $\frac{B_{пр}}{B_{кан}}$ и остается практически постоянной при вариациях угла соединения в диапазоне $\varphi = 30 \dots 90^\circ$.

Отношение удельных расходов $\frac{q_{пр}}{q_{кан}}$ увеличивается с уменьшением параметра $\frac{L_{вкан}}{H}$ и увеличением параметра $\frac{L_{впр}}{H}$. На зависимость $\frac{q_{пр}}{q_{кан}} = f(\frac{L_{впр}}{H}, \frac{B_{пр}}{B_{кан}})$, как видно из рис. 4, существенное влияние оказывает лишь изменение относительной ширины.

Наблюдениями установлено, что при увеличении отношения удельных головных расходов $\frac{q_{пр}}{q_{кан}}$ размеры водоворота (относительная ширина $\frac{B_{вз}}{B_{кан}}$ и длина $\frac{L_{вз}}{B_{кан}}$) увеличиваются. С увеличением чисел Фруда и Рейнольдса в начальном створе канала и $Re_{кан}$ размеры водоворотной зоны уменьшаются, а с увеличением относительного перепада уровней $\Delta z_{пр}/\Delta z_{кан}$ и отношения $F_{зпр}/F_{зкан}$ — увеличиваются.

Рост относительной ширины и длины водоворотной зоны сопровождается одновременным увеличением относительной длины скатой зоны $L_{сж}/B_{кан}$.

Опыты, проведенные на узле соединения лотков с размываемым дном, показали, что верхние участки обоих русел остаются практически без изменений. Деформации русла в виде размыва дна начинаются в зоне соединения и достигают своего максимума в скатом сечении. Вниз по течению деформация постепенно уменьшается. В зоне водоворота наблюдается интенсивное отложение наносов.

Снижение русловых деформаций в узле открытого соединения канала с водотоком может быть достигнуто за счет сокращения размеров водоворотной зоны, а также уменьшения, по возможности, угла соединения и величины отношения удельных головных расходов притока и канала $q_{пр}/q_{кан}$. Последнюю можно снизить, расширяя русло притока на участке слияния, либо регулируя расход притока в зависимости от заданного расхода канала.

Если указанные условия трудно выполнимы, необходимо произвести крепление нижнего участка канала (дна и берега, противоположного

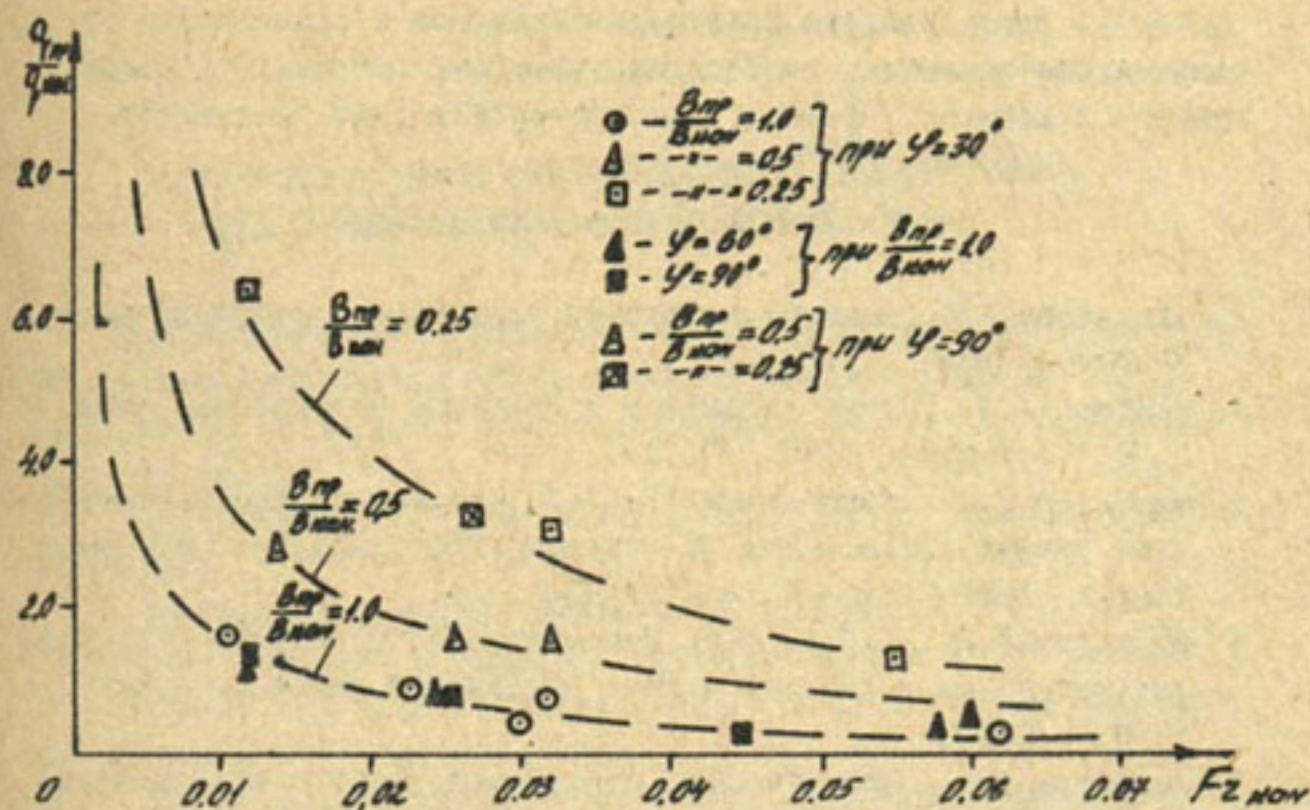


Рис. 3. Графики зависимости $\frac{Q_{\text{пр}}}{Q_{\text{кан}}} = f(F_{z \text{ кан}}, \frac{B_{\text{пр}}}{B_{\text{кан}}})$.

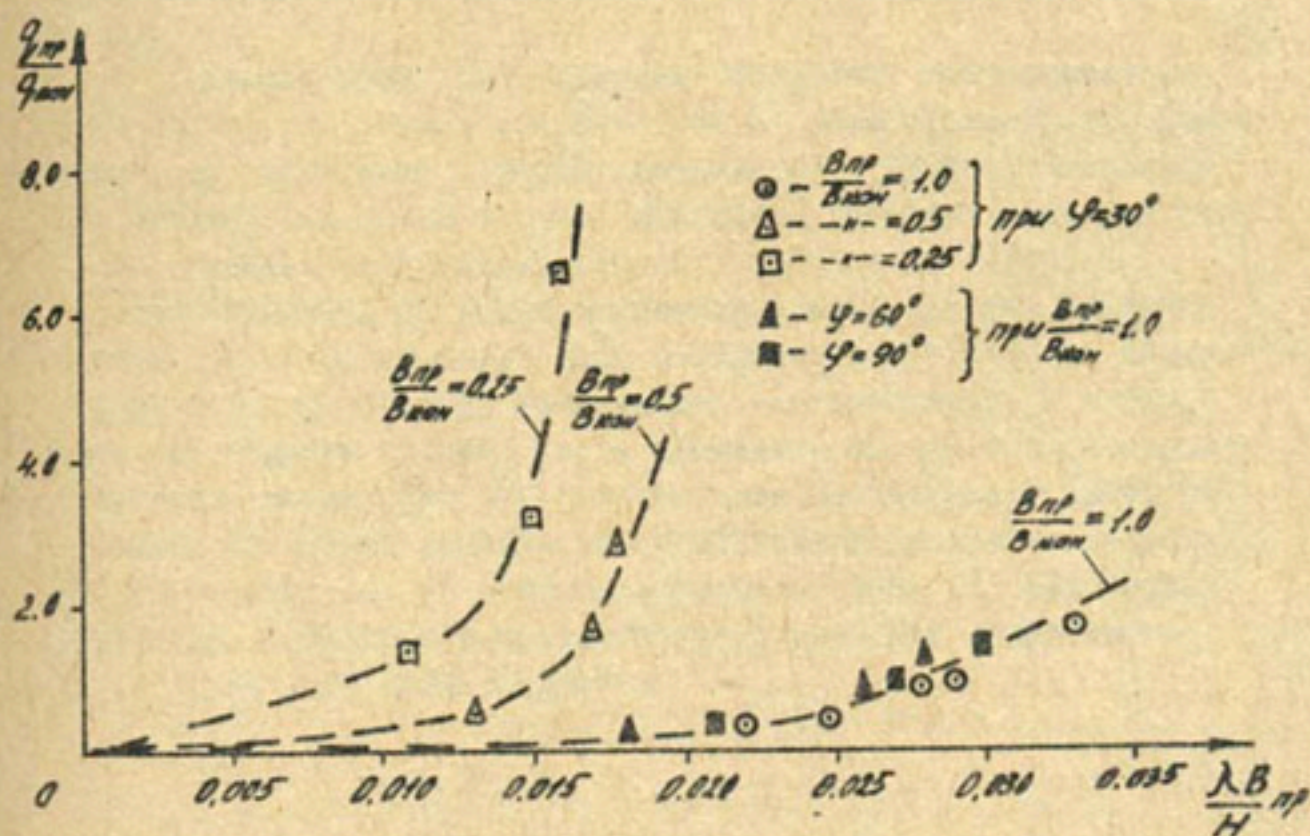


Рис. 4. Графики зависимости $\frac{Q_{\text{пр}}}{Q_{\text{кан}}} = f(\frac{\lambda B_{\text{пр}}}{H}, \frac{B_{\text{пр}}}{B_{\text{кан}}})$.

притоку). Длину участка крепления назначают в зависимости от максимально возможных соотношений удельных головных расходов притока и канала $\frac{q_{пр}}{q_{кан}}$, их размеров и угла соединения.

Список использованной литературы

1. Квашилава Г.З. Некоторые вопросы соединения речных потоков. - Тбилиси: 1967. - С.52.
2. Милович А.Я. Теория деления и соединения потоков жидкости. - Л.-М.: Речиздат, 1947. - С.95.
3. Мильский В.А., Крашенинникова Т.Д. Кинематические характеристики речных потоков при их слиянии//Сб.трудов/Моск.инж.-стр. ин-т. - 1980. - № 174. - С.99-104.
4. Михневич Э.И., Бубнов В.И. Рекомендации по расчету и креплению русел рек и каналов в зоне соединения потоков. - Минск: 1979. - С.20.
5. Сапликов Ф.В., Холодок Л.А. Деформации русел в местах слияния потоков//Гидротехника, мелиорация и использование осушенных земель. - Минск. - 1968. - С.4-13.

С.Г. Хачатуров
(Совзгипроводхоз)

ОБЩЕННЫЙ МЕТОД ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ЗЕМЛЯ- НЫХ КАНАЛОВ В ЛЕГКОРАЗМЫВАЕМЫХ ГРУНТАХ

Предлагаемый метод гидравлического расчета рассматривается относительно лишь крупных земляных каналов с целым рядом ограничений по режиму жидкого и твердого стоков для следующих исходных данных:

канал проходит в несвязных грунтах, в их мелкопесчаных разностях;

предлагаемый режим обеспечивает прохождение в канале постоянных расходов в пределах выделенного для этого участка без переполнения берегов и чрезмерного воздействия на них продольных волн и поперечных токов;

канал транспортирует осветленную воду с вероятным попаданием в поток наносов от частичного переформирования русла в пределах ограниченных деформаций с образующейся максимальной мутностью потока, не превышающей его транспортирующей способности;

в канале могут быть допущены скорости, превышающие неразмывающие, но в пределах развития в русле ограниченных деформаций, не вызывающих явления саморазмыва с односторонними процессами, без такой степени насыщения наносами, которое могло бы повлиять на характер переформирования их русел.

При описанных условиях ожидаемой работы крупных земляных каналов русла их не могут быть совершенно избавлены от сложных гидравлических явлений, возникающих в потоке воды. В связи с этим нет гарантии в том, что в теоретически правильно запроектированном канале при его эксплуатации не возникнут некоторые русловые процессы, которые на определенном уровне новых условий равновесия смогут стабилизироваться. Величина деформаций может быть различной в зависимости от принятых параметров — формы русла и средней скорости.

Возникающая при этом система "поток - русло", в отличие от классического понимания динамически устойчивого русла с меняющейся мутностью от минимума до полного исчезновения транспортирующей способности потока и непрерывно возникающим разрывом русла и его восстановлением, характеризуется ограниченными затухающими деформациями, без перенасыщения потока наносами, с формированием в водотоке нового его состояния, названного нами квазидинамическим равновесием.

В качестве исходного метода гидравлического расчета земляных каналов нами принят метод влекущей силы. В отечественной литературе наиболее полно он освещен в монографии Ван Те Чоу^X.

По современным представлениям, под влекущей силой понимается сила, возникающая в канале при движении в нем воды и действующая на его ложе в направлении потока. При равномерном движении она равна компоненту силы тяжести массы воды над рассматриваемой точкой, действующему параллельно дну канала. Отнесенная на единицу площади живого сечения, сила эта, называемая удельной влекущей силой, выражается величиной

$$\tau = \gamma R_i, \quad (1)$$

где γ - удельный вес воды; R - гидравлический радиус;
 i - уклон водной поверхности.

Для широких русел можно принять $R \approx h$ (h - максимальная глубина сечения) и, пренебрегая неравномерностью в распределении влекущей силы в поперечном сечении русла, расчет предельного его значения вести на максимально допустимую величину

$$\tau_0 = 0,97 \gamma h_0 i_0, \quad (2)$$

где индекс "0" выражает предельно устойчивое русло.

Однако, учитывая существующую неравномерность в распределении влекущей силы в сечении с максимальным ее значением по дну и меньшим вдоль остальных участков поперечного сечения, можно подобрать оптимальное его сечение по пропускной способности, в котором сопротивляемость влекущей силе и, следовательно, условия устойчивости будут равно обеспечены по всему периметру.

Нами при использовании метода влекущей силы применительно

x) Гидравлика открытого русла. 1969 г.

к предлагаемому способу гидравлического расчета земляных каналов внесены существенные изменения.

Наиболее важным, по нашему мнению, является то, что метод влекущей силы справедлив не только для предельного состояния устойчивого русла, но и для других, наперед заданных, условий движения воды в канале.

Кроме зависимости от среднего диаметра частиц грунта русла канала, мутности потока и коэффициента шероховатости, влекущая сила связана с основными параметрами потока: глубиной его и уклоном русла и, тем самым, со средней скоростью, являясь ее порождением. Она может находиться в любом диапазоне изменения этих величин — от значений, меньших предельного, до превышающих его с ограниченными деформациями, не выходя за пределы квазидинамического равновесия, однако с сохранением своей предельной величины, выраженной равенством

$$\gamma_0 = 0.97 \gamma h i. \quad (3)$$

Тогда принятые соотношения гидравлических элементов канала в методе влекущей силы для русла в предельном состоянии устойчивости получают новый, более широкий, смысл для квазидинамического равновесия (с пересчетом в метрическую систему):

максимальная глубина

$$h = \frac{\gamma}{0.97 \gamma i}, \quad (4)$$

средняя скорость

$$V_{cp} = \frac{0.90854 - 0.80096 \operatorname{tg} \theta}{n} h^{2/3} i^{1/2}, \quad (5)$$

площадь живого сечения

$$\omega = \frac{2.04 h^2}{\operatorname{tg} \theta}. \quad (6)$$

ширина по верху

$$B = \frac{\pi \cdot h}{\operatorname{tg} \theta}, \quad (7)$$

средняя глубина сечения

$$h_{cp} = \frac{2.04 h}{\pi} \quad (8)$$

где θ - угол наклона касательной к теоретическому очертанию русла на уровне воды (по условиям устойчивости $\theta < \varphi$, где φ - угол трения грунта);

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\pi}{2,04 \cdot B/h_{cp}}, \quad (9)$$

где B/h_{cp} - рассмотренный выше показатель формы русла;

$$\text{уклон поверхности воды} \quad i = \frac{\tilde{\gamma}}{0,9786}. \quad (10)$$

Входящее в состав уравнений метода влекущей силы выражение для средней скорости по формуле (5) должно отображать гидравлику потока в канале, тождественно характеристике другими уравнениями равномерного движения воды в открытых руслах и, прежде всего, формулой Шези

$$U = C \sqrt{Ri}, \quad (11)$$

Широко применяющейся в качестве математического выражения натуральных гидравлических связей.

Коэффициент гидравлических сопротивлений русла " C " принимается по формуле Нанинга

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad (12)$$

как наиболее простой, выраженной через коэффициент шероховатости " n ".

Из формул (8), (11) и (12) получаем:

$$U_{cp} = \frac{\left(\frac{2,04}{\pi}\right)^{2/3} \cdot h^{2/3} \cdot i^{1/2}}{n}. \quad (13)$$

Принятие в методе влекущей силы формулы (13) вместо (5) упрощает решение задачи.

Значению U_{cp} по формуле (13) должно удовлетворять уравнение неразрывности потока

$$U_{cp} = \frac{Q}{\omega}. \quad (14)$$

формула эта, после преобразований с использованием выражений (6) и (9) приведет к зависимости

$$U_{cp} = \frac{Q}{\left(\frac{2,04}{n}\right)^2 \cdot B/h_{cp} \cdot h^2} \dots \quad (15)$$

фигурирующий в формуле (15) показатель формы русла B/h_{cp} является одним из основных элементов проекта крупного земляного канала, а установление его величины — задача теоретических, лабораторных и натурных исследований.

Однако в методе влекущей силы указанный параметр не нашел своего математического выражения в виде зависимости, которая вошла бы в общую систему уравнений рассматриваемого метода. Следовательно, она осталась с лишними неизвестными, и решить задачу без их произвольного назначения, в том числе глубины канала и коэффициента запаса в его устойчивости, невозможно.

Большие трудности возникли также при назначении коэффициента запаса в канале, так как существующие в проектной практике приемы обеспечения его введением ограничений в заложение откосов не благоприятны. Канал — это система "поток-русло", и его устойчивость должна определяться в единстве этих физических понятий. Попытка не решить вопрос путем неограниченного расширения русла с улоаживанием откосов может нарушить равновесие в потоке и, как следствие, отрицательно воздействовать на русло, нарушая его целостность и снижая общий коэффициент запаса устойчивости канала.

Для исключения такой неопределенности в практике гидравлического расчета земляных каналов показателю формы русла B/h_{cp} , принимаемому в методе влекущей силы в виде отвлеченного коэффициента, нами был дан физический смысл. С этой целью было привлечено соотношение B/h_{cp} , выдвинутое авторами теории естественных водотоков М.А. Великановым и другими как одно из проявлений гидроморфометрических связей в устойчивых руслах, существующих в условиях свободного формирования и функционально объединяющих их основные параметры (расход, уклон поверхности воды, грунт ложа)

$$\frac{B}{h_{cp}} = a \left(\frac{Q}{d_{cp}^2 \sqrt{g \cdot d_{cp} \cdot i}} \right)^{1/2}, \quad (16)$$

где коэффициенты a и α должны количественно раскрываться применительно к рассматриваемым в настоящей работе крупным земляным каналам и условиям их работы.

Причем, такое использование в методе влекущей силы связи, выражающей процесс руслоформирования в канале, следует считать корректным, имея в виду переход в этом методе на квазидинамическое равновесие.

Какое из входящих в формулу (16) величин характеризует развитие следующих тенденций: чем больше расход воды в канале, тем больше должно быть значение показателя отношения B/h_{cp} , выражающего устойчивость русла. Чем меньше модуль крупности грунта ложа водотока, тем больше должен быть показатель B/h_{cp} , чтобы компенсировать недостающую устойчивость русла; чем больше устойчивый уклон в канале, тем меньше может быть показатель B/h_{cp} , так как в нем имеется заложенный запас по скорости.

Из сказанного можно заключить, что формула (16) выражает запас по форме русла канала; увеличение значения показателя, выражаемого этой формулой, без нарушения равновесия потока характеризует его устойчивость.

Кроме величин Q , d_{cp} , l , входящих в формулу (16) и влияющих на форму устойчивого русла, в ней фигурирует коэффициент a с физическим смыслом соотношения скорости U_{cp} , заложенной в проект канала, и U_0 — предельной неразмывающей скорости для грунтов ложа русла, обеспечивающей его устойчивость:

$$a = \frac{U_{cp}}{U_0} \quad (17)$$

Коэффициент a может быть представлен как коэффициент запаса канала по скорости и, будучи математически объединен с отмеченным выше коэффициентом запаса по форме, даст возможность ввести в проект канала понятие комплексного коэффициента запаса системы "поток-русло", характеризующего степень использования ее устойчивости. При этом максимальная скорость в канале может быть ограничена квазидинамическим равновесием, когда в русле возникают ограниченные деформации, физическая сущность которых показана выше.

В существующей научной литературе, а также исследованиями

на крупномасштабной модели, построенной в САННИРИ в 1980 г. при содействии Совгипроводхоза, доказано, что в каналах, сохраняющих квазидинамическую устойчивость, можно допускать превышение неразмывающей скорости в 1,2–1,3 раза.

В связи с этим в рассматриваемый коэффициент a (в его знаменателе) был включен множитель $\sqrt[3]{2}$ для расширения диапазона привлекаемых профилей канала, в том числе тех из них, в которых допущены скорости, превышающие неразмывающие до разра-
 ботки ее квазидинамической величины $U_{kg} = \sqrt[3]{2} \cdot U_0$. Тогда коэффициент a в формуле (16), раскрытой в виде соотношения скорости

$$a = \frac{U_{cp}}{\sqrt[3]{2} \cdot U_0}, \quad (18)$$

позволил сделать некоторые новые логические построения.

Чем меньше предельная неразмывающая скорость в канале и чем меньше ее запас по этому параметру, тем более распахнутым должно быть сечение и с большим запасом по форме, определяемым показателем B/h_{cp} .

Такая же картина будет наблюдаться в случае, если скорость в канале достигнет предельно неразмывающего значения, не более одной величины, ограниченной квазидинамическим равновесием $U_{cp} = \sqrt[3]{2} \cdot U_0$. Все будет выглядеть наоборот, если в канале запас по скорости увеличится и последний достигнет значения, не превышающего предельной неразмывающей; тогда показатель формы канала B/h_{cp} может быть меньшей величиной.

Представляя в формулу (16) значение коэффициента a из (18), получим

$$\frac{B}{h_{cp}} = \frac{U_{cp}}{\sqrt[3]{2} \cdot U_0} \left(\frac{a}{d_{cp}^2 \sqrt{g d_{cp} i}} \right)^{1/\alpha}. \quad (19)$$

Итак, наиболее естественно ограничение величины B/h_{cp} для каналов может быть достигнуто только за счет уменьшения показателя степени α в формуле (19).

По данным исследований, среднее значение величины α оказалось равным 9,5.

Как следствие изложенного, считаем целесообразным принять в

гидроморфометрической зависимости для формы русла B/h_{cp} земляных каналов в несвязных грунтах показатель степени равен $\alpha = 9$ в предположении развития в них квазидинамического равновесия, т.е. выдерживания в формуле (16) коэффициента пропорциональности $a \leq 1$.

В реальных условиях обеспечить строгое соблюдение предельного режима в канале невозможно: будут подтомы и спады, ветровые нагоны и оголы, изменения расходов; скажутся неточности гидравлических расчетов. Поэтому в русле образуются микроформы — мелкие неровные гряды. Однако при этом возникнет новая форма устойчивости, так же как и при некотором превышении скорости против предельного ее значения.

В этих условиях необходимо рассматривать режим подвижного русла с ограниченными деформациями, сохраняющего устойчивость в течение неопределенно длительного времени, что было подтверждено натурными наблюдениями на таких каналах.

Показатель формы русла земляного канала в несвязных грунтах в условиях предельного равновесия рекомендуется определять по формуле

$$\frac{B}{h_{cp}} = \frac{U_{cp}}{U_0 \cdot \sqrt{2}} \left(\frac{Q}{d_{cp}^{2.5} \cdot i_0^{1/2} \sqrt{g}} \right)^{1/9} \quad (20)$$

Входящий в нее уклон i_0 может быть получен из формулы (13), и как частный случай для предельного равновесия —

$$i_0^{1/2} = \frac{U_0 \cdot n}{\left(\frac{2.04}{g} \right)^{2/3} \cdot h_0^{2/3}} \quad (21)$$

Из совместного решения формул (21) и (3) получим выражение для предельного равновесия русла, которое для любых условий существования его устойчивости, не выходящей за пределы квазидинамического равновесия, можно записать в виде следующих формул:

$$U_0 = \left(\frac{0.02408 \tau_0^{1/2}}{n} \right) h^{1/6} ; \quad (22)$$

$$\frac{B}{h_{cp}} = \frac{U_{cp}}{\sqrt{2} \cdot U_0} \left(\frac{0,2394 Q h^{2/3}}{U_0 n d_{cp}^{5/2}} \right)^{1/9} \quad (23)$$

В русловом процессе каналов, находящихся в квазидинамическом равновесии в заданных грунтовых условиях, существует вполне определенная логическая связь между влекущей силой и коэффициентом шероховатости. Из формулы (22) при условии предельного равновесия она должна выразиться примерным соотношением $\tau_0 = A n^2$ с постоянным коэффициентом A . Отсюда следует, что выражение в скобках в формуле (22) можно рассматривать в качестве постоянного коэффициента пропорциональности в существующей в канале взаимосвязи предельной неразмывающей скорости и ее глубины:

$$U_0 = A \cdot h^{1/6} \quad (24)$$

Для частного случая предельного равновесия в канале при заданных для него исходных данных $d_{cp} = 0,25$ мм; $n = 0,02$; $\tau_0 = 0,137$ кг/м² коэффициент оказался равным

$$A = \frac{0,02408 \tau_0^{1/2}}{n} = 0,446$$

а формула (22) приняла вид

$$U_0 = 0,446 h^{1/6} \quad (25)$$

Отсюда же может быть найдена указанная выше связь через коэффициент шероховатости:

$$\tau_0 = 342,5 n^2 \quad (26)$$

В результате проведенного теоретического поиска зависимостей, выражающих гидравлику русла земляных каналов с учетом возникающих в них процессов руслоформирования, нами предложен обобщенный метод гидравлического расчета земляных каналов с использованием следующих зависимостей между гидравлическими элементами проектируемого канала:

1. Уравнения метода влекущей силы - $\gamma_0 = 0,97 \gamma h l$;
2. Уравнения Шези-Маннинга - $U_{cp} = C \sqrt{R l}$;
3. Гидроморфометрической зависимости - $B/h_{cp} = f(Q, h, d_{cp}, U_0)$;
4. Уравнения неразрывности - $U = Q/\omega$;
5. Уравнения связи средней скорости в канале с его глубиной - $U_{cp} = A h^{1/6}$;
6. Зависимости коэффициента запаса средней скорости в канале от предельно допустимой ее величины - $U_{cp} = K_0 U_0$.

Пример расчета. Исходные данные:

$$Q = 1000 \text{ м}^3/\text{с}; \quad n = 0,02; \quad \gamma_0 = 0,137 \text{ кг/м};$$

$$d_{cp} = 0,25 \text{ мм}; \quad K_0 = 0,88.$$

Результаты расчета теоретического русла:

$$B/h_{cp} = 25,0; \quad h = 12,6 \text{ м}; \quad U_0 = 0,680 \text{ м/с}; \quad U_{cp} = 0,60 \text{ м/с}$$

$$i = 8,75 \times 10^{-6}; \quad B = 204,3 \text{ м}; \quad h_{cp} = 8,17 \text{ м};$$

$$\text{tg } \theta = 0,194.$$

Я.С.Мухамедов, канд.техн.наук
 О.Н.Тихонова
 (САНИИРИ им.В.Д.Журина)

МОРФОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ РУСЕЛ ЗЕМЛЯНЫХ МАШИННЫХ КАНАЛОВ

(на примере Каршинского магистрального канала)

В последнее время все большее распространение получают каналы с машинным водозабором. Одним из таких каналов является Каршинский магистральный канал (КМК). По назначению и характеру работы КМК делится на две части: машинную и рабочую. Машинная часть имеет длину 77,6 км, расчетный расход $210 \text{ м}^3/\text{с}$, форсированный — $230 \text{ м}^3/\text{с}$. Общая геометрическая высота подъема воды до рабочей части магистрального канала 132 м. Каскад состоит из шести насосных станций, на каждой из них расположены шесть насосных агрегатов с производительностью до $40 \text{ м}^3/\text{с}$. Машинная часть КМК, кроме подводящей части канала до первой насосной станции ($L = 21,8 \text{ км}$), имеет бетонную облицовку. Забор воды в Каршинский канал осуществляется с помощью бесплотинного водозабора без головного регулирующего сооружения.

Гидравлический режим в машинных каналах по сравнению с самотечными имеет ряд особенностей, связанных с режимом работы насосной станции:

- расход воды зависит только от режима работы насосной станции; максимальный расход в канале равен производительности насосной станции;
- расход в канале изменяется дискретно на величину производительности одного насосного агрегата;
- уклон водной поверхности и транспортирующая способность потока возрастают с ростом числа работающих насосных агрегатов и уменьшаются по мере наполнения канала;

На основе данных натурных исследований на подводящем участке Каршинского магистрального канала определялись морфометрические характеристики русла земляного машинного канала, зависящие от целого ряда факторов.

По конструктивным особенностям, геологическим условиям и наз-

начению подводящая часть КМК делится на три участка: скальный ($ℓ = 1,4$ км), отстойник ($ℓ = 3,6$ км) и земляной канал ($ℓ = 15,8$ км). В конце отстойника со стороны левого берега устроен шлюз-регулятор с максимальным расходом $10 \text{ м}^3/\text{с}$.

Доже русла земляного канала, расположенного за шлюзом-регулятором, сформировалось в результате заиления коренного грунта взвешенными наносами, поступающими из отстойника, где поток освобождается от крупных фракций взвешенных наносов. Вдоль земляного участка осаждаются более мелкие частицы. Фракционный состав донных отложений земляного участка канала за период исследований (с 1976 по 1985 г.) изменялся незначительно /1,2,3,4/. На рис. 1,а представлен график изменения фракционного состава донных отложений вдоль земляного участка КМК до первой насосной станции за 19 июля 1984 г., из которого видно, что начиная с ГК-64 фракционный состав донных отложений оставался практически постоянным.

В 1984 и 1985 гг. были отобраны пробы донных отложений по ширине русла в пяти створах по сечению канала (ГК-42, ГК-64, ГК-102, ГК-160, ГК-190). На рис. 1,б графически приводятся результаты только для одного створа (ГК-190). Отметим, что состав грунта был однородным и по ширине русла. Мощность заиления достигала полутора метров, поэтому минералогический состав грунта, физические и механические свойства ложа русла канала определялись свойствами мелких фракций взвешенных наносов р. Амударьи. Однородность механического состава донных отложений земляного участка канала позволяла при расчетах сравнить данные натурных исследований по трем измерительным створам.

Диапазон изменения гидроморфометрических параметров:

$Q = 48,3 - 233 \text{ м}^3/\text{с}$; $H_{cp} = 1,73 - 5,8 \text{ м}$, $V = 0,17 - 0,62 \text{ м/с}$; $B = 66,5 - 95,0 \text{ м}$.

На рис. 2 изображены графики изменения площади поперечного сечения, средней глубины и ширины потока для одного из створов (ГК 64) за три года. Отсутствие связи $W = f(Q)$, $H_{cp} = f(Q)$ и $B = f(Q)$ объясняется особенностями машинных каналов: расход воды в них определяется режимом работы насосной станции, а W , H_{cp} и B - уровнем режимом реки, из которой осуществляется водозабор, режимом заиления и очистки канала. Все эти факторы действуют самостоятельно, независимо друг от друга:

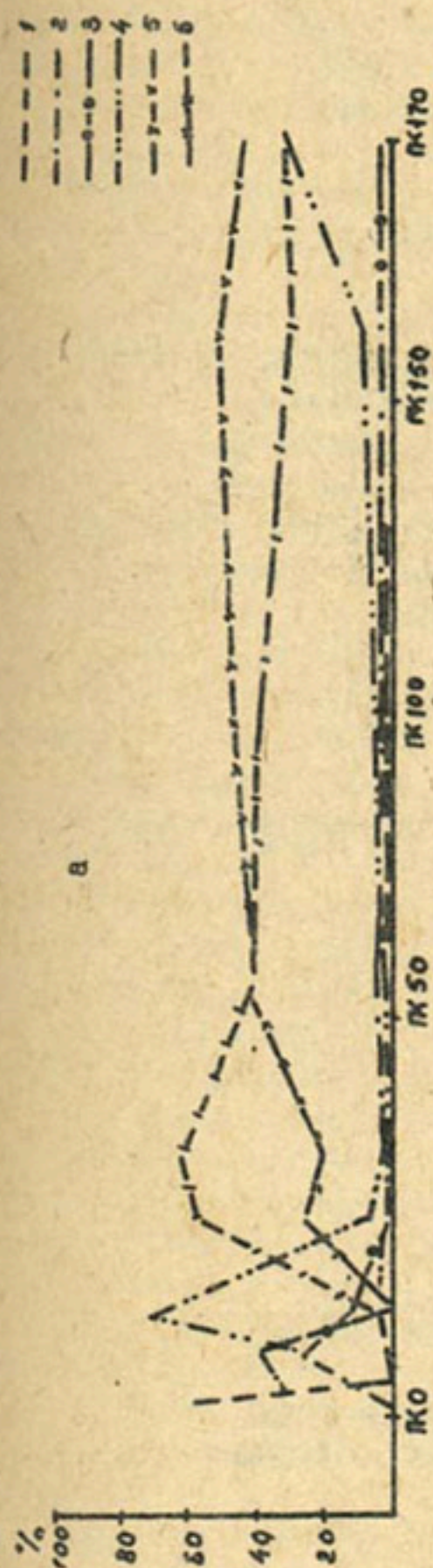


Рис. 1. График изменения гидравлической крупности донных отложений:

1. 54 - 26 мм/с; 2. 26-20 мм/с; 3. 20-12 мм/с; 4. 12-2 мм/с; 5. - 2-0,2 мм/с;

6. 0,2-0,02 мм/с;

а - вдоль земельного участка КМК, 19.07.84; б - по ширине русла (ПК-190), 18.07.84

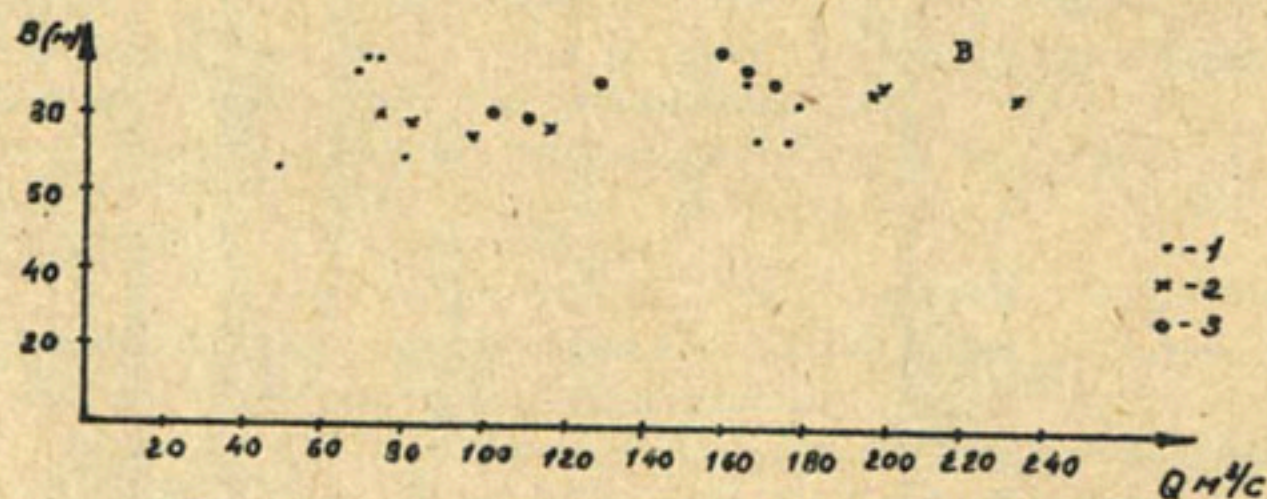
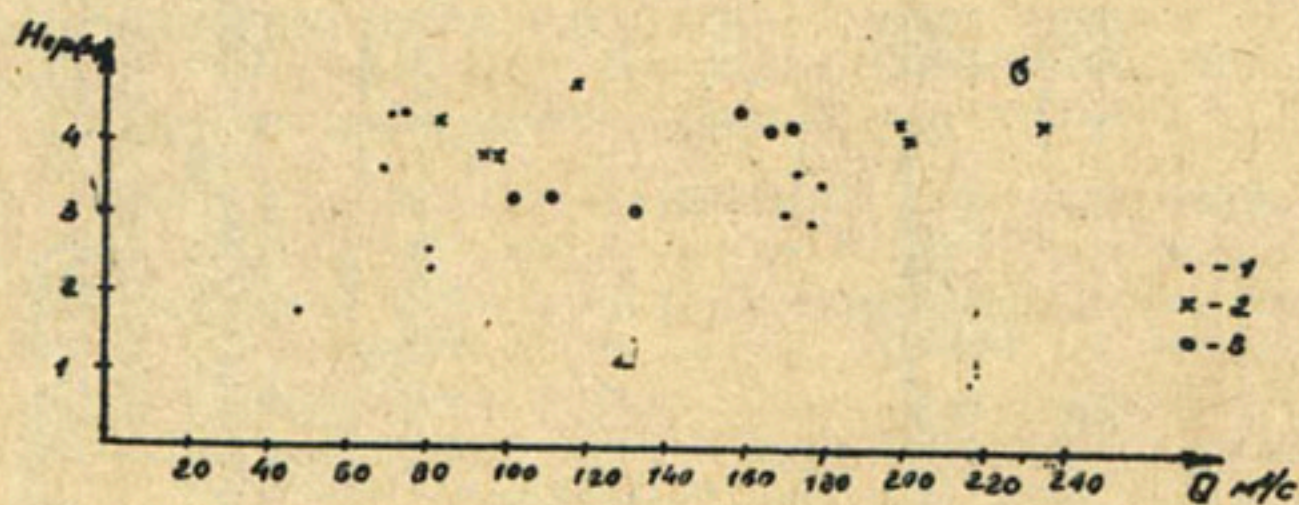
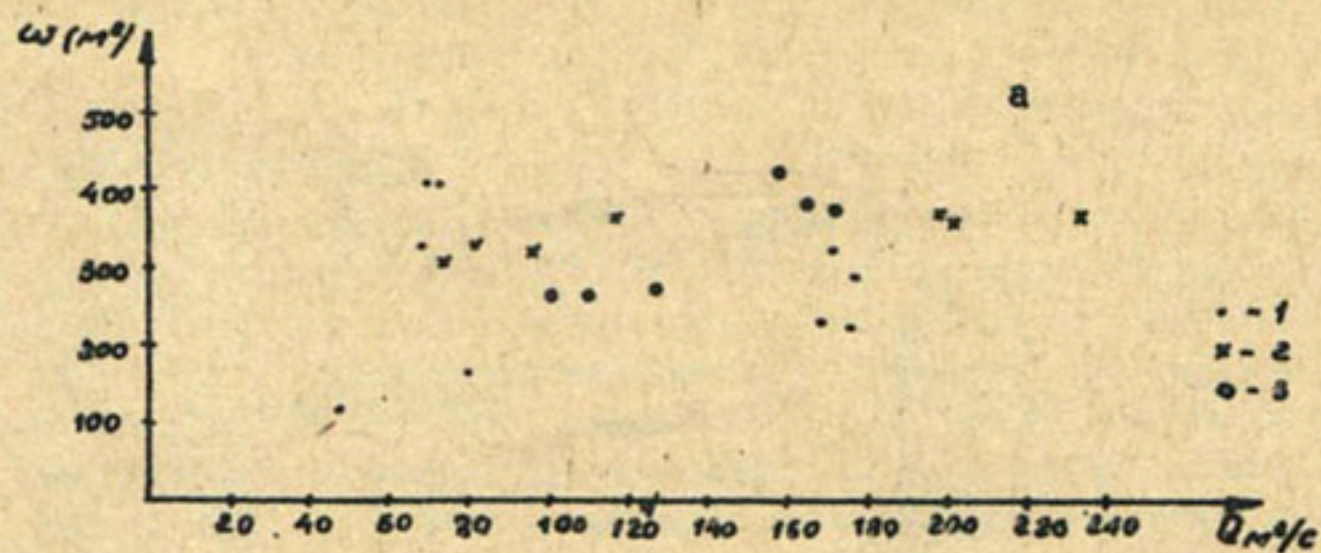


Рис.2. Графики зависимостей для створа ПК 64:
 а - $W=f(Q)$; б - $H_{cp}=f(Q)$; в - $B=f(Q)$;
 1 - 1976 г.; 2 - 1977 г.; 3 - 1984 г.

работа насосной станции определяется гидрографом водопотребления. Расход в канале равен произведению числа работающих насосных агрегатов на производительность одного насосного агрегата;

уровенный режим зависит от вероятной водообеспеченности бассейна р.Амударьи;

объем заиления канала зависит от вероятной обеспеченности мутности р.Амударьи, условий водозабора, гидравлического состояния русла канала;

режим очистки определяется графиком выполнения очистных работ службой эксплуатации канала.

В 1976г. очистные работы выполнялись только в головной части водозабора и отстойнике. На исследуемом участке русло формировалось под влиянием первых трех факторов. Из рис.2 видно, что при увеличении расхода воды в канале (1976г.) резко уменьшились площадь поперечного сечения, средняя глубина и ширина потока. Это объясняется тем, что земляной участок канала интенсивно заилялся, в то время как на насосной станции увеличивали число одновременно работающих насосных агрегатов. При спаде паводка уровень воды в р.Амударье понизился, что привело к уменьшению W , H_{cp} и B .

Отсюда следует вывод, что для машинных каналов невозможно получить количественные соотношения морфометрических характеристик русла в виде $W = f(Q)$, $H_{cp} = f(Q)$, $B = f(Q)$.

Очертание поперечного профиля русла определяется углом естественного откоса, формирующегося в процессе взаимодействия потока мутностью ρ с грунтом ложа, состоящим из частиц крупностью

d_{cp} . По методу Форгеймера-Лейна [5] для определения формы русла рассматривается баланс сил, действующих на частицу грунта в русле, — удерживающих и сдвигающих. Поскольку на исследуемом участке состав грунта однороден по длине и ширине русла, можно предположить, что величина удерживающей силы постоянна. Сдвигающие силы, действующие на частицу, в конечном счете, можно выразить через среднюю скорость потока.

Следовательно, форма русла должна зависеть от средней скорости потока U_{cp} . По мнению Е.К.Рабковой [6], параметр формы русла β , равный отношению H_{cp} / H_{max} , отражает характер очертания поперечного сечения в условиях предельной устойчивости русла.

Нами было обработано 33 поперечных сечения по трем измеритель-

ним створам. Построены графики $H_{cp} / H_{макс} - f(U_{cp})$ (рис.3) и $H_{cp} / H_{макс} - (U_{cp} / U_0)$ (рис.4).

где H_{cp} — средняя глубина потока;
 $H_{макс}$ — максимальная глубина потока;
 U_{cp} — средняя скорость потока;
 U_0 — неразмывающая скорость потока.

Среднюю глубину потока определяли

$$H_{cp} = \omega_p / B_p, \quad (1)$$

где ω_p — рабочая площадь поперечного сечения;

B_p — рабочая ширина поперечного сечения.

ω_p и B_p — соответственно, площадь поперечного сечения и ширина потока без учета прирусной зоны (рис.5), так как последняя формируется, в основном, за счет волновых процессов и не участвует в транспортировании волн.

При вычислении H_{cp} как ω/B ее величина бывает занижена до 20%, как это видно из данных, приведенных ниже:

$H_{cp1} = \omega/B$	3,6	3,49	4,06	4,24	4,40	4,38	4,57	3,90	3,67	4,07	5,39	5,62
$H_{cp2} = \omega_p/B_p$	4,09	3,70	4,32	4,38	4,77	4,50	5,45	4,19	4,03	4,38	5,65	5,64
H_{cp2}/H_{cp1}	114	106	106	103	108	104	119	107	110	108	105	100

Данные подвергались статистической обработке методом множественной корреляции с использованием стандартной программы для реализации на ЭЕМ.

В результате статистической обработки получены зависимости:

$$H_{cp} / H_{макс} = 0,779 - 0,172 U_{cp} \quad (2)$$

коэффициент корреляции $\gamma_{xy} = 0,62$;

максимальное отклонение расчетных значений от измеренных — 9 %.

$$H_{cp} / H_{макс} = 0,79 - 0,085 (U_{cp} / U_0) \quad (3)$$

коэффициент корреляции $\gamma_{xy} = 0,71$;

максимальное отклонение расчетных значений от фактических — 7 %.

Для определения неразмывающей скорости потока использовали зависимость А.А.Кадырова [7]

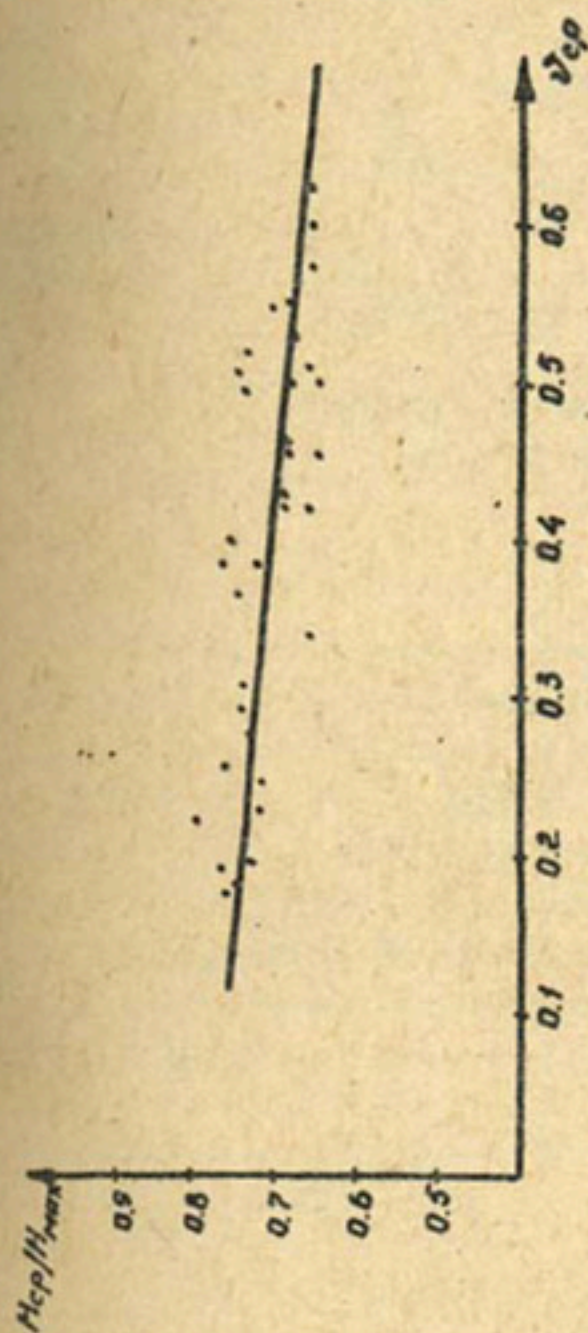


Рис. 3. График зависимости параметра формы русла (N_{cp}/N_{max}) от средней скорости потока (v_{cp}).

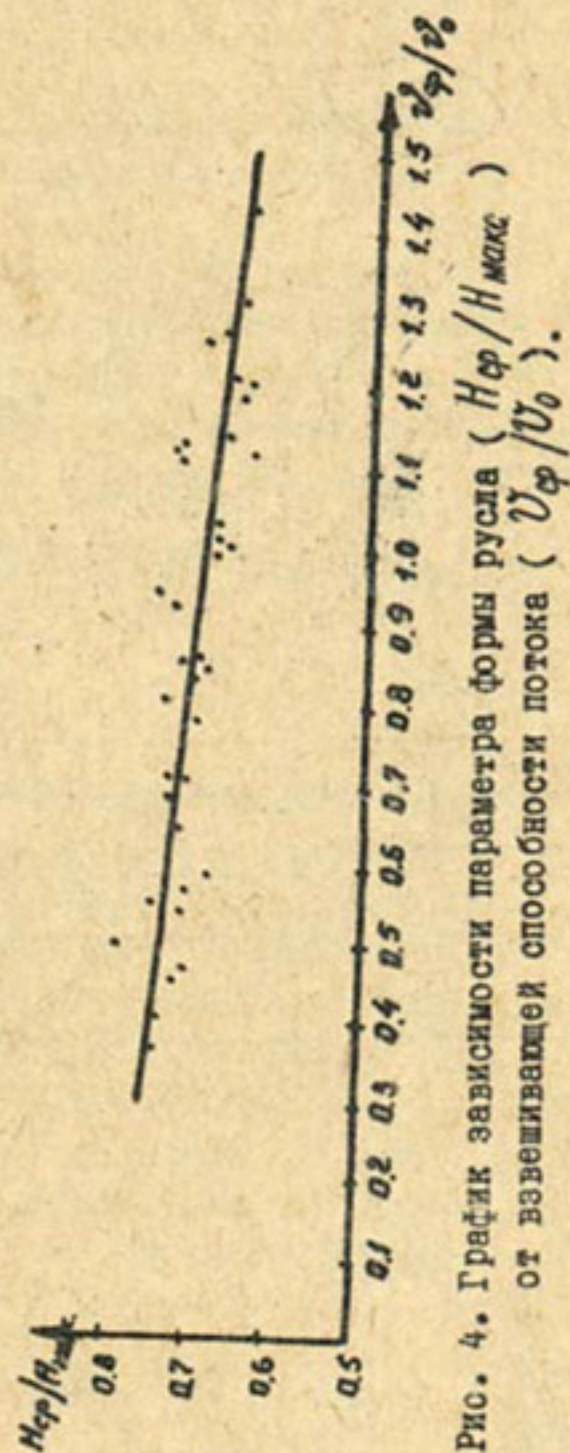


Рис. 4. График зависимости параметра формы русла (N_{cp}/N_{max}) от взвешивающей способности потока (v_{cp}/v_0).

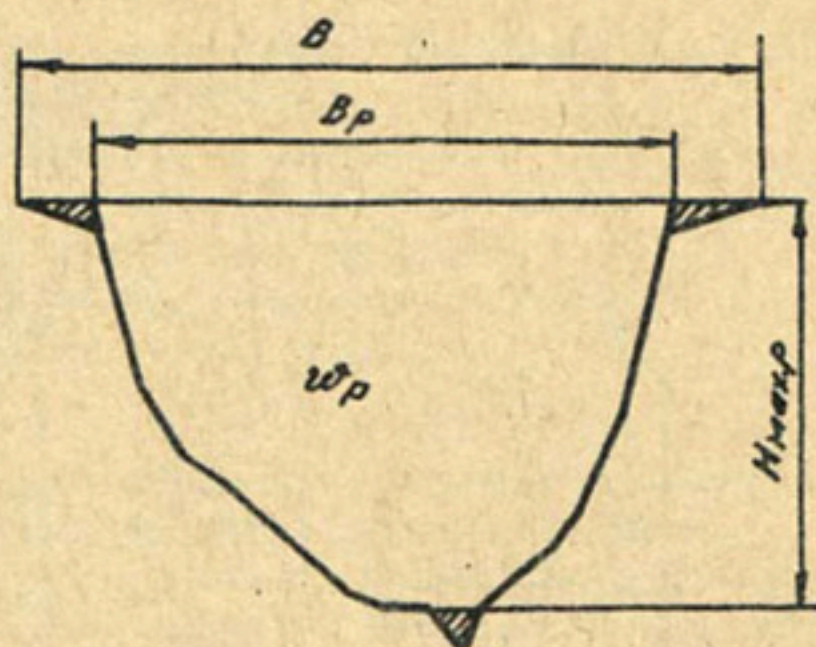


Рис. 5. Расчетная схема определения средней и максимальной глубины потока.

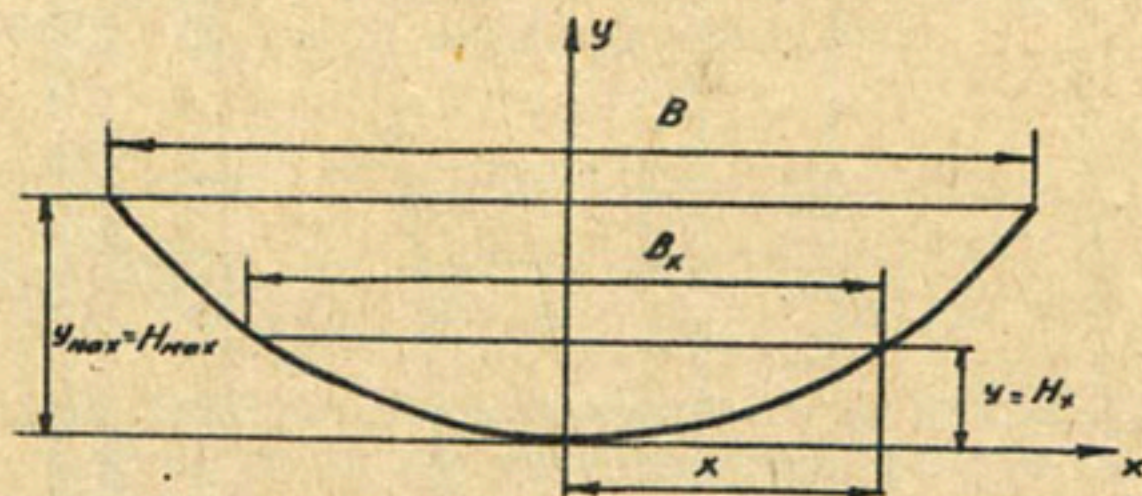


Рис. 6. Расчетная схема для определения параметра α формы русла.

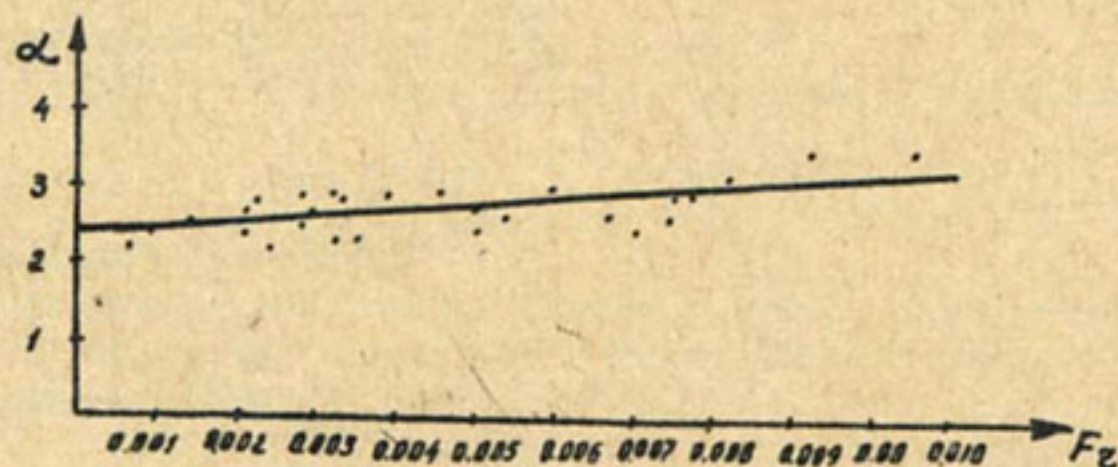


Рис. 7. График зависимости параметра формы русла от числа Фруда.

$$U_0 = 3,71 H^{0,247} \cdot d^{0,253}. \quad (4)$$

Вторым параметром, характеризующим форму русла, является показатель степени β в уравнении

$$\frac{y}{H_{\max}} = \left(\frac{2x}{B} \right)^{\alpha}. \quad (5)$$

На рис.6 представлена расчетная схема определения параметра формы русла α . Натурные поперечные сечения были приведены к расчетному виду.

Показатель степени параболы α определяли как угловой коэффициент прямой линии к оси абсцисс (на оси абсцисс откладывали значения $\lg(y/H_{\max})$, на оси ординат — $\lg(2x/B)$). Величину углового коэффициента рассчитывали методом наименьших квадратов. Величина показателя степени α зависит от числа фруда (рис.7).

Путем статистической обработки на ЭВМ была получена зависимость

$$\alpha = 2,40 + 43,64 Fr, \quad (6)$$

коэффициент корреляции $r_{\alpha y} = 0,65$.

Режим работы оросительных каналов с высокопроизводительными насосными станциями характеризуется быстрыми изменениями расходов и уровня воды из-за больших ступеней изменения водоподачи. В нормальном режиме эксплуатации насосной станции включение и выключение одного насосного агрегата вызывает изменение расходов в пределах 10...20 % от начального. По данным Курбанбаева [8], диапазон фактических изменений расходов на КМК 25...100 %.

Изменение параметров формы русла отстает по фазе от изменения гидравлических характеристик потока, что объясняет разброс точек вокруг расчетных прямых (рис.3, 4 и 7).

Список использованной литературы

1. Регулирование твердого стока и русловых процессов у бесплотинных водозаборных сооружений на р.Амударье: Отчет о НИР (промежут.)/САНИИРИ; Руководитель Х.А.Ирмухамедов. — Инв.№4622. — Ташкент, 1985. — 192 с.
2. Обоснование места водозабора в КМК на р.Амударье у мыса Пули-зиндан и разработка рекомендаций по улучшению условий водоза-

бора: Отчет о НИР (промежут.)/САНИИРИ; Руководитель Х.А.Ирмухамедов.-Инв. № 4695. - Ташкент, 1977. - 137 с.

3. Регулирование русла и режима наносов у водозаборного узла и подводящей части КМК при интенсивном увеличении водозабора на орошение: Отчет о НИР (промежут.)/ САНИИРИ; Руководитель Х.А.Ирмухамедов. - Инв. № 5867. - Ташкент, 1985. - 112 с.
4. Регулирование русла и режима наносов у водозаборного узла и подводящей части КМК при интенсивном увеличении водозабора на орошение: Отчет о НИР (заключ.)/ САНИИРИ; Руководитель Х.А. Ирмухамедов. - № ГР 01826053884; Инв. № 02850050174. - Ташкент, 1984. - 117 с.
5. Чоу В.Т. Гидравлика открытых каналов. - М.: 1969.
6. Рабкова Е.К. Метод расчета больших каналов" //Гидравлика и мелиорация. - М.:1976. - № 4. - С.27.
7. Кадыров А.А., Скрыльников В.А., Нуритдинов З.Н. Определение неразмывающих скоростей в Кызылкумском канале и сопоставление полученных результатов с существующими рекомендациями// Сб. науч. тр./Среднеаз.НИИ ирригации. - 1981. - Вып.162. - С.3-12.
8. Курбанбаев Д.И. Совершенствование методов оперативного водораспределения на машинных каналах с использованием водооборота: - Дис....канд.техн.наук. - Ташкент, 1985. - 175 с.

Р.Р.Абдураупов, канд.техн.наук
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

МЕТОДЫ БОРЬБЫ С ЗАНЕСЕНИЕМ НИЖНИХ БЬЕФОВ ВОДОЗАБОРНЫХ УЗЛОВ

В настоящее время в связи со значительным расширением площади орошаемых земель в Средней Азии интенсивность водозабора из рек на отдельных гидроузлах достигает 80...90 %.

Водозабор способствует уменьшению расхода воды в нижних бьефах гидроузлов и накоплению в них наносов крупных фракций. Следовательно, твердый сток в нижнем бьефе остается практически неизменным, а жидкий существенно уменьшается, что приводит к переформированию русла [1].

При делении потока в условиях подпертого бьефа или под углом к реке жидкий сток и скорость перемещения донных наносов в основ-

ном русле снижаются. При этом происходят качественные гидравлические изменения.

Процессы занесения в верхнем и нижнем бьефах речных водозаборных узлов взаимосвязаны. Занесение в обоих случаях происходит за счет снижения транспортирующей способности потока, вызванного уменьшением скоростей течения. Разница заключается в том, что в верхнем бьефе уменьшение скоростей течения связано с созданием подпора плотиной, а в нижнем — с уменьшением сбросных расходов после водозабора при полном сохранении бытового режима наносов. В связи с этим процессы занесения верхнего и нижнего бьефов водозаборных узлов не могут быть сходными, прогнозные расчеты каждого в отдельности требуют особого подхода.

По мере занесения подпертого бьефа все гидравлические элементы потока восстанавливаются до величины бытового режима, так как режим жидкого и твердого стоков сохраняется.

В нижнем бьефе в связи с отбором части воды величины расхода, скорости течения и глубины потока по сравнению с бытовыми снижаются. Гидравлические элементы потока не обеспечивают транспорта всех наносов, поступающих сверху, поэтому наносы начинают заваливать нижний бьеф непосредственно за плотиной. Эти завалы довольно значительны и в ряде случаев приводят к превышению бытовых отметок дна нижнего бьефа и нарушению нормальных условий эксплуатации гидроузлов. Вследствие подъема дна поднимается и уровень воды, что создает подпор снизу. Пропускная способность сбросных отверстий уменьшается и затрудняется сброс лишних расходов воды и донных наносов. Наносы, попадая в регулятор, откладываются на начальных участках каналов, что приводит к уменьшению их поперечных сечений и пропускной способности и наносит материальный ущерб народному хозяйству.

Существующие рекомендации не подтверждены натурными данными и не содержат конкретных предложений по борьбе с указанными явлениями /2/ .

В связи со сказанным в данной работе предлагаются инженерные мероприятия по борьбе с занесением нижних бьефов. Причиной нарушения условий водозабора при занесении нижних бьефов является подъем дна и уровня воды за плотиной, а также рост потребного гидравлического уклона, способствующего транспорту всех наносов.

Для снижения отметок дна и уровня воды рекомендуется произ-

водить механическую очистку или гидравлическую промывку наносных отложений в нижних бьефах гидроузлов путем создания в них дополнительного подпора и сосредоточить сбросные расходы воды в отдельных пролетах плотины, где наблюдаются наиболее мощные отложения наносов. Тогда расход воды за плотинной можно определять по формуле затопленного водослива [2,3]

$$q = \varphi h_n \sqrt{2gZ_0}, \quad (1)$$

где Z_0 — перепад уровня, $Z_0 = H_0 - h_n$;
 $h_n = h_3 + \Delta Z_0$ (h_3 — глубина потока занесенного русла);
 ΔZ_0 — величина подъема дна за плотинной;
 H_0 — гидродинамический напор на плотине;
 φ — коэффициент скорости.

Для определения перепада уровня надо построить график $Q=f(h_{n/d})$ для нижнего бьефа [1].

Для организации промыва наносных отложений надо иметь схему маневрирования затворами на пролетах плотины и регуляторах каналов, а также градуировочные графики, характеризующие пропускную способность отверстий [3]. При этом скорость потока, способного смыть отложившиеся наносы в нижнем бьефе, можно определить по формуле

$$U_n = \frac{q}{h_n} = \varphi \sqrt{2gZ_0}. \quad (2)$$

С учетом этой скорости расход транспортируемых наносов непосредственно за плотинной находят по формулам

$$Q_T = 0,013 B_n \left(\frac{U_n}{U_0} \right)^3 (U_n - U_0) \left(\frac{d}{h_3} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{K_T}{c} \right); \quad (3)$$

для гравелистых наносов,

$$Q_T = 2 \gamma_n Q_B \frac{U_0}{W} \left(\frac{U_n}{U_0} - 1 \right)^2 \left(\frac{K_T}{c} \right) \quad (4)$$

для песчаных наносов.

Здесь $U_0 = 0,8 U_{0,1} \left(\frac{R}{1000 d} \right)^{0,2}$ — неразмывающая скорость [4];
 W — гидравлическая крупность принимается по таблице норматива;

U_{01} - неразмывающая скорость при $H=1\text{ м}$;

$d, d_{\max}$ - средний и максимальный диаметры частиц наносов;

γ_n - объемный вес наносов;

B - ширина пролетов, пропускающих промывной расход.

Предполагается, что смыв наносных отложений происходит равномерно по ширине B открытых пролетов плотины. На расстоянии $S_{\text{приз}}$ транспортирующая способность восстанавливается за счет смыва поверхности дна на данной длине. При этом глубина потока до смыва h_3 по мере размыва увеличится до величины бытовой глубины h_δ . Величина понижения дна при размыве составит

$$\Delta Z_\delta = (h_\delta - h_3) - (J_3 - J_\delta) S_{\text{приз}}. \quad (5)$$

Объем размывного грунта равен

$$\frac{\Delta Z_\delta B S_{\text{приз}}}{2} + (h_\delta - h_3) B S_{\text{приз}}. \quad (6)$$

При равномерном размыве русла расход наносов определяется по формулам (3), (4); сток наносов за интервал времени Δt составит $Q_T \Delta t$. Объем размыва наносных отложений равен стоку

$$\frac{\Delta Z_\delta}{2} B S_{\text{приз}} + (h_\delta - h_3) B S_{\text{приз}} = Q_T \Delta t. \quad (7)$$

Отсюда время размыва составит

$$\Delta t = \frac{\frac{\Delta Z_\delta}{2} B S_{\text{приз}} + (h_\delta - h_3) B S_{\text{приз}}}{Q_T}. \quad (8)$$

Величина понижения уровня равна

$$\Delta Z_y = \Delta Z_\delta - (h_\delta - h_3). \quad (9)$$

Расход воды через пролеты плотины определяют по формуле незатопленного водослива. При этом прекращается поступление наносов в канал. Эффективность гидравлического смыва наносных отложений в нижних бьефах связана с объемом воды, израсходованной на гидравлическую промывку, и объемом грунта, вынутого при разработке русла землеройными машинами.

Поперечный профиль и пропускная способность размывного (разработанного машинами) русла в нижних бьефах определяются по формуле

$$Q = \frac{B_n h \delta^{10/6}}{n} \cdot \sqrt{J_3} \quad (10)$$

где n — коэффициент шероховатости; n находят по нормативу.

Гидравлический уклон, обеспечивающий транспорт размытого грунта, определяется по формулам [5]:

$$J_3 = 0,015 \left[\frac{d}{h} \left(\frac{d_{max}}{d} \right)^{0,6} \right]^{1/3} + 0,0025 \mu + 0,0014 \quad (11)$$

для гравелистых наносов,

$$J_3 + 0,36 \frac{W}{\sqrt{g d}} \left[(1 - J_{кр}) \frac{d}{h} (1 + \mu) \right]^{0,25} \quad (12)$$

для песчаных наносов.

Здесь $J_{кр}$ — крутизна гряд;
 μ — относительное количество наносов (донных и взвешенных),

$$\mu = \mu_0 \frac{1}{(1 - \varphi_0)} \quad (13)$$

где φ_0 — коэффициент водозабора;
 μ_0 — относительное количество наносов в бытовых условиях.

Выводы

Опасность занесения нижних бьефов состоит в том, что по мере поступления наносов дно поднимается и сбросные отверстия плотин затопливаются, что затрудняет сброс расхода воды и наносов в нижний бьеф. Чтобы освободиться от наносов, поступающих в регулятор канала, необходимо выполнить очистку в ущерб плановому водозбору.

Для восстановления нормального водозабора рекомендуется произвести гидравлическую промывку или механическую разработку наносных отложений в нижних бьефах. Количество и состав землеройных машин, а также поперечный профиль русла после разработки определяются расчетами.

Список использованной литературы

1. Абдураупов Р.Р. Изучение процесса завала наносами нижнего бьефа низконапорных гидроузлов. / Тр.коор.совещания по гидротехнике.-Д.: Вып.36, 1967.-С 237-243.
2. Абдураупов Р.Р. Влияние отложения наносов в нижнем бьефе на пропускную способность сбросных отверстий // Сб. науч.тр./Среднеаз.НИИ ирригации.-1975.-Вып.147.-С.9-11.
3. Абдураупов Р.Р. Примерная технологическая схема автоматизации эксплуатации водозаборных узлов // Сб.науч.тр./Среднеаз.НИИ ирригации.-1983.-Вып.170.-С.53-58.
4. Мухамедов А.М., Абдураупов Р.Р., Нуритдинов З. Выбор расчетной формулы неразмывающей скорости для амударьинского песка // Сб.науч.тр./Среднеаз.НИИ ирригации.- 1972.-Вып.135.-С.189-195.
5. Абдураупов Р.Р. Определение уклона при движении донных наносов // Докл.АН УзССР.-1957.-№9.-С.47-50.

Х.А.Курбанов
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

УСТАНОВЛЕНИЕ ЗОНЫ ВЛИЯНИЯ МАКРОШЕРОХОВАТОСТИ РУСЛА НА ВЕЛИЧИНУ НЕРАЗМЫВАЮЩЕЙ СКОРОСТИ ПОТОКА

В исследованиях транспортирующей способности потока, подвижности наносов, деформации русла и продольной устойчивости земляных каналов, особенно проложенных в легкоразмываемых грунтах, большое значение имеет правильное определение величины неразмывающей скорости течения. В первую очередь это относится к действующим каналам с различной макрошероховатостью.

При наличии на дне макрошероховатости величина неразмывающей скорости уменьшается. По мнению В.С. Кнороза [5], в лабораторных условиях при грядах крутизной $h_1/l_r = 0,1 \dots 0,12$ величина неразмывающей скорости уменьшается примерно на 20 % по сравнению с ее значением для зернистой шероховатости русла. Однако существует и другое мнение [1]: натурные пологие гряды с меньшей крутизной создают меньшую относительную шероховатость, что практически не влияет на неразмывающую скорость течения. Поэтому установление зоны влияния макрошероховатости на величину неразмывающей скорости представляет большое практическое значение.

Исследования влияния макрошероховатости русла на величину неразмывающей скорости потока нами проводились на уникальной по масштабу размываемой модели длиной 220 м, шириной 10 и высотой стенки 1,2 м при расходе воды 20...700 л/с. В качестве размываемого материала использовался песок $d_{cp} = 0,2$ мм.

Опыты проводились по методике, описанной в [2,6]. К этому можно добавить следующее. Грядовая шероховатость получена при относительной скорости $V/V_0 = 1,1...1,2$. Опыты проводились круглосуточно без остановки до стабилизации основных параметров потока и русла. К концу опытов гряды имели относительно стабильные размеры. Все геометрические и динамические характеристики макрошероховатости измерялись на стационарном участке в средней части модели с помощью микроэхолота конструкции ГТИ с выходом на графопостроитель Н-306 (вертикальный и горизонтальный масштабы, соответственно, 1:1 и 1:4,2).

После стабилизации процесса деформации скорость течения снижали на 10 % и производили измерения (через 4...5 ч после установления сниженного расхода воды) характеристики потока и скорости перемещения гряд. Далее, снижая скорость течения с интервалом 10 % до полной остановки движения гряд, повторяли описанную выше процедуру измерений. Путем постепенного увеличения скорости течения (также с интервалом 10 %) достигали расчетного расхода. По полученным данным строили графики функции

$C_r = f(V)$ и, экстраполируя их до $C_r = 0$, определяли для данной глубины предельные скорости V_{01} и V_{02} , отвечающие моментам остановки и начала движения гряд, причем, экстраполируемые кривые проведены методом наименьших квадратов.

В результате статистической обработки опытных данных были получены зависимости для определения величины предельной скорости потока при грядовом строении дна [6]:
к моменту остановки

$$V_{01} = 0,458 \sqrt{\rho_1 g d} \left(\frac{H_{cp}}{d} \right)^{0,282}, \quad (1)$$

к началу движения

$$V_{02} = 0,465 \sqrt{\rho_1 g d} \left(\frac{H_{cp}}{d} \right)^{0,293}, \quad (2)$$

где H_{cp} — средняя глубина потока, м;
 g — ускорение свободного падения, м/с²;
 $\rho_1 = \frac{\rho_r - \rho}{\rho_r}$, ρ_r и ρ — плотность грунта и воды, кг/м³;

Исследования влияния макрошероховатости русла на величину неразмывающей скорости потока нами проводились на уникальной по масштабу размываемой модели длиной 220 м, шириной 10 и высотой стенки 1,2 м при расходе воды 20...700 л/с. В качестве размываемого материала использовался песок $d_{cp} = 0,2$ мм.

Опыты проводились по методике, описанной в [2,6]. К этому можно добавить следующее. Грядовая шероховатость получена при относительной скорости $V/V_0 = 1,1...1,2$. Опыты проводились круглосуточно без остановки до стабилизации основных параметров потока и русла. К концу опытов гряды имели относительно стабильные размеры. Все геометрические и динамические характеристики макрошероховатости измерялись на стационарном участке в средней части модели с помощью микроэхолота конструкции ГТИ с выходом на графопостроитель Н-306 (вертикальный и горизонтальный масштабы, соответственно, 1:1 и 1:4,2).

После стабилизации процесса деформации скорость течения снижали на 10 % и производили измерения (через 4...5 ч после установления сниженного расхода воды) характеристики потока и скорости перемещения гряд. Далее, снижая скорость течения с интервалом 10 % до полной остановки движения гряд, повторяли описанную выше процедуру измерений. Путем постепенного увеличения скорости течения (также с интервалом 10 %) достигали расчетного расхода. По полученным данным строили графики функции

$C_r = f(V)$ и, экстраполируя их до $C_r = 0$, определяли для данной глубины предельные скорости V_{01} и V_{02} , отвечающие моментам остановки и начала движения гряд, причем, экстраполируемые кривые проведены методом наименьших квадратов.

В результате статистической обработки опытных данных были получены зависимости для определения величины предельной скорости потока при грядовом строении дна [6]:
к моменту остановки

$$V_{01} = 0,458 \sqrt{\rho_1 g d} \left(\frac{H_{cp}}{d} \right)^{0,282}, \quad (1)$$

к началу движения

$$V_{02} = 0,465 \sqrt{\rho_1 g d} \left(\frac{H_{cp}}{d} \right)^{0,293}, \quad (2)$$

где H_{cp} — средняя глубина потока, м;

g — ускорение свободного падения, м/с²;

$\rho_1 = \frac{\rho_r - \rho}{\rho_r}$, ρ_r и ρ — плотность грунта и воды, кг/м³;

d – средневзвешенный диаметр песка, м.

Полученные коэффициенты корреляции $r_{xy} = 0,967$ и

$r_{xy} = 0,987$, соответственно, свидетельствуют о большой тесноте связи. Предельная скорость, отвечающая моменту трогания частиц (гряд), нами была принята в качестве неразмывающей при наличии на дне макрошероховатости.

Сопоставление зависимости (2) и формулы, полученной нами для зернистой шероховатости [2], показало (рис.1), что с увеличением глубины потока влияние макрошероховатости на величину неразмывающей скорости уменьшается. В диапазоне имеющихся данных этим влиянием можно пренебречь при $H_{cp}/d = 12000$ (например, для песка $d = 0,2$ мм при $H = 2,4$ м), т.е. при $\frac{H_{cp}}{d} > 12000$ для определения V_0 можно использовать зависимости, полученные для условий зернистой шероховатости.

Результаты экспериментов также показали, что отношение $\frac{V_{02}}{V_{01}}$ не является постоянной величиной, а зависит от относительной шероховатости русла и других параметров. Сопоставляя зависимости (1) и (2), получим выражение

$$V_{02} = 1,02 V_{01} \left(\frac{H_{cp}}{d} \right)^{0,011}, \quad (3)$$

которое позволяет уточнить данные некоторых авторов, рекомендуемых те или иные постоянные значения отношения V_{02}/V_{01} . В частности, при $H_{cp}/d = 5000$ формула (3) имеет вид $V_{02} = 1,12 V_{01}$, что полностью соответствует данным, полученным А.А.Кадыровым, З.Н.Нуритдиновым и другими авторами [3,4].

В зависимостях (1) и (2) влияние макрошероховатости русла учитывается косвенно через H_{cp} и d , что делает их простыми и удобными для использования при отсутствии данных о параметрах гряд.

Автором также была сделана попытка ввести в формулу для определения неразмывающей скорости потока какой-либо характерный параметр песчаных гряд. В качестве такого параметра принята его крутизна h_r/e_r , так как она является одной из основных характеристик макрошероховатости, оказывающей существенное влияние на структуру потока, и следовательно, на величину неразмывающей скорости течения.

В результате статистической обработки на ЭЕМ экспериментальных и некоторых натурных данных [3,4] получена зависимость для определения неразмывающей скорости потока, учитывающая влияние

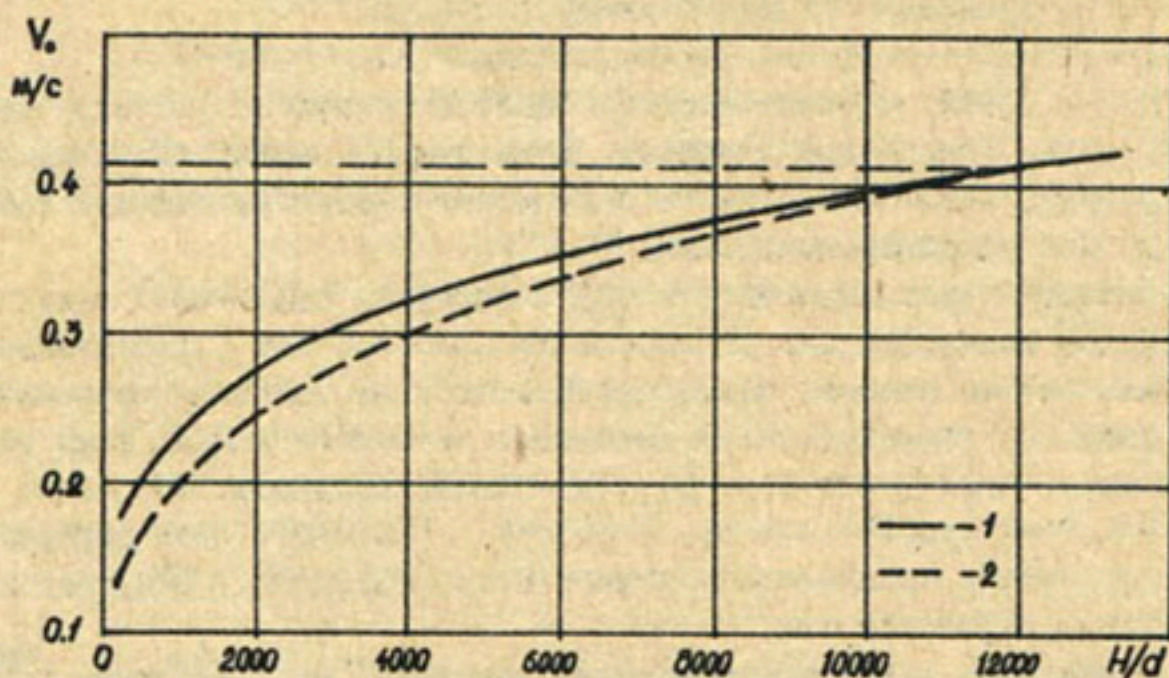


Рис.1. График установления зоны влияния макрошероховатости на величину неразмывающей скорости:

- 1 - для зернистой шероховатости;
2 - для грядовой шероховатости.

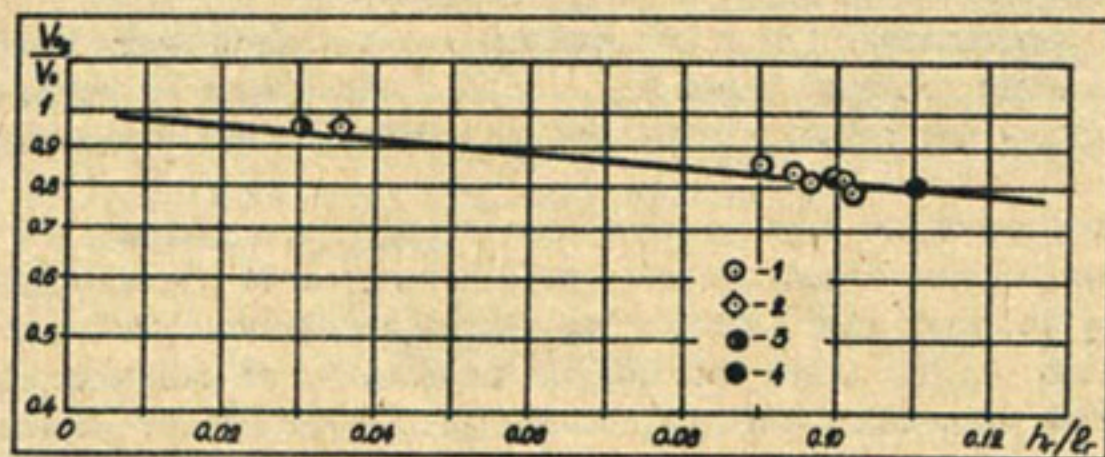


Рис.2. Сопоставление расчетных значений неразмывающей скорости по формуле (4) с опытными и натурными данными:

- 1 - опытные; 2 - КЗМК; 3 - канал Шават; 4 - по Кнорозу.

макросероховатости русла

$$V_{02} = V_0 \exp(-2,05 \frac{h_r}{\ell_r}) , \quad (4)$$

где V_0 – неразмывающая скорость при зернистой шероховатости [2];

$\frac{h_r}{\ell_r}$ – крутизна гряд (h_r и ℓ_r – высота и длина гряды).

Полученные при этом коэффициент корреляции $\gamma_{xy} = 0,99$ и среднеквадратическая ошибка $\delta_{xy} = 0,025$ свидетельствуют о тесноте связи.

Сопоставление опытных и натуральных данных с расчетными по формуле (4) показывает, что полученная автором зависимость достаточно хорошо аппроксимирует опытные и натурные данные (рис.2). Из (4) также следует, что пологие гряды с меньшей крутизной оказывают меньше влияние, чем крутые гряды, что полностью согласуется с мнением С.Х.Абальянца [1].

В ы в о д ы

Установлены зависимости и зона влияния макросероховатости на величину неразмывающей скорости потока. Величина последней при наличии макросероховатости меньше, чем при зернистой.

Влияние макросероховатости на величину неразмывающей скорости уменьшается с увеличением относительной гладкости русла и с уменьшением крутизны гряд. В диапазоне имеющихся данных этим влиянием можно пренебречь при $\frac{H_{cr}}{a} \geq 12000$ или при $\frac{h_r}{\ell_r} \leq 0,012$. При этом вероятность ошибки составляет менее 3 %.

Установлены зависимости для определения предельных скоростей при грядовом строении дна, отвечающие моменту остановки (1) и началу движения (2) и (4). Отношение предельных скоростей не является постоянной величиной, а зависит от ряда факторов.

Пологие гряды с меньшей крутизной оказывают меньшее влияние на структуру, следовательно, и на величину неразмывающей скорости потока, чем крутые гряды. Установлена универсальная зависимость (4) для определения неразмывающей скорости течения.

Список использованной литературы

1. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. – Л.: Гидрометеонадат, – 1981. – 240 с.

2. Жураев Т.Ж., Ишанов Х.Х., Курбанов Х.А. Исследование влияния формы русла на величину неразмывающей скорости в песчаных каналах. - В кн.: Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии. - Ташкент: САНИИРИ, 1984. - С. 122-129.
3. Кадыров А.А., Скрыльников В.А., Нуритдинов З.Н. Определение неразмывающих скоростей в Кызылкумском канале и сопоставление полученных результатов с существующими рекомендациями //Сб. науч.тр./ Среднеаз.НИИ ирригации. - 1981. - Вып.162. - С. 8-12.
4. Кадыров А.А., Нуритдинов З.Н., Исмухамедов Р.И. Натурные исследования параметра формы русла и предельных скоростей течения на Кызылкумском магистральном канале //Сб.науч.тр./ Среднеаз.НИИ ирригации. - 1984. - Вып.168. - С.128-143.
5. Кноров В.С. Неразмывающая скорость для мелкозернистых грунтов// Гидротехническое строительство. - 1958. - № 8. - С. 21-24.
6. Курбанов Х.А. Влияние шероховатости русла на величину неразмывающей скорости потока //Тезисы докл.республ.научн.-техн. конф. по совершенствованию технической эксплуатации каналов оросительных систем. - Ташкент, 1984. - С.47-49.

Т.Ш.Мажидов, канд.техн.наук
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕРАЗМЫВАЮЩИХ СКОРОСТЕЙ ПОТОКА ПРИ НЕОДНОРОДНОМ СОСТАВЕ НАНОСОВ

Неразмывающая скорость потока - важная гидравлическая характеристика наносов. Оценка неразмывающих скоростей необходима для решения многочисленных практических задач: расчета транспорта наносов и русловых деформаций, расчета каналов, регулирующих и защитных сооружений на реках, прогноза размывов и отложений наносов при проектировании сооружений гидроузлов, разработки мето-

дов моделирования русловых процессов и т.д.

При выводе уравнения предельного равновесия и проведении экспериментальных исследований по определению неразмывающих скоростей для естественных наносов неоднородного состава многие авторы в качестве опытного материала принимали однородные частицы наносов, что и приводило к ошибочным результатам.

Для выявления влияния состава наносов на неразмывающую скорость потока использовался опытный материал 10 разновидностей.

Основными из них были три группы, каждая из которых представляла собой один однородный и один неоднородный материал с одинаковыми средними диаметрами частиц грунта. Опыты проводились на гидравлическом лотке длиной 6,3 и шириной 0,25 м, общие характеристики опытов приведены в табл. I.

В качестве коэффициента неоднородности грунта, характеризующего фракционный состав смеси, принято отношение средневзвешенного диаметра к диаметру 50%-ной обеспеченности по интегральной кривой гранулометрического состава наносов ($\xi = d_{ср\delta} / d_{50}$). Для однородных составов коэффициент неоднородности $\xi = 1,0$, для неоднородных $\xi \geq 1,0$.

Неразмывающие скорости для однородных наносов определяли по общеизвестной методике. При этом за неразмывающую принята средняя скорость потока, соответствующая предельному равновесию частиц на дне. В случае неоднородного состава наносов расчетные значения неразмывающей скорости потока находили следующим образом.

1. Фиксировалась скорость потока, соответствующая массовому движению мелких фракций в смеси ($d = 0,25$ мм).

2. Фиксировалась скорость потока, соответствующая предельному равновесию меченых фракций, крупность которых равна средневзвешенному диаметру смеси.

3. По данным опытов, проведенных с однородными фракциями, вычислялись средневзвешенные неразмывающие скорости потока по формуле

$$V_0 = \frac{\sum V_{0i} \cdot P_i}{\sum P_i}, \quad (I)$$

где V_{0i} — неразмывающая скорость
 P_i — процентное содержание

i -й фракции;
 i -й фракция в смеси.

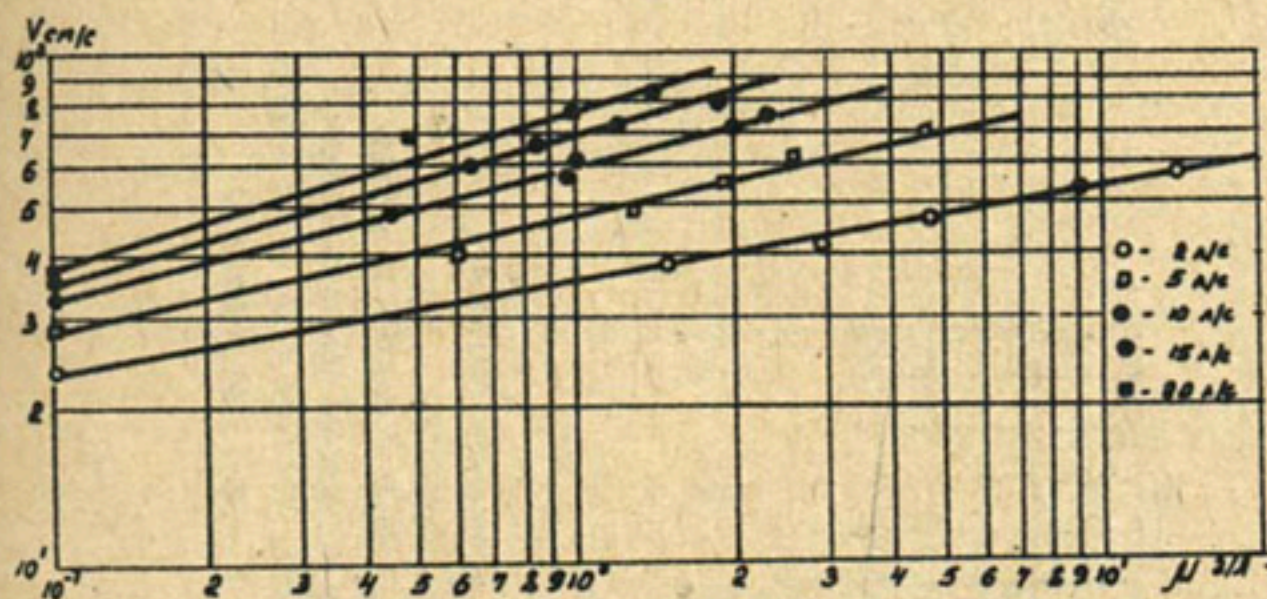
Т а б л и ц а

Общие характеристики опытов по определению неразмывающих скоростей потока

Номер: серии:	Кол-во: опытов:	Расход: воды:	Глубина потока, см	Скорость потока, см/с	Уклон потока :	Диапазон изменения фракций, мм:	Средний диаметр, мм
I	6	2-20	5,0-31,6	16,0-25,8		0,1-0,5	0,31
II	5	2-20	4,0-25,1	20,0-31,9		0,5-1,1	0,80
III	5	2-20	3,4-21,3	23,6-37,6	0,0003-0,0013	1,1-2,0	1,55
IV	8	2-20	3,0-18,8	26,7-42,6	0,00144-0,00173	2,0-3,0	2,50
V	8	2-20	2,5-15,5	32,0-51,6	0,0027-0,0033	3,0-5,0	4,0
VI	5	2-20	2,2-14,0	36,4-57,1		5,0-7,0	6,0
VII	4	5-20	3,6-10,3	55,0-78,0		7,0-10,0	8,5
VIII	5	2-20	2,9-18,1	27,8-44,1	0,00095-0,00235	0,1-7,0	1,62
IX	5	2-20	2,5-16,0	31,7-50,0	0,00250-0,00320	0,1-5,0	2,53
X	5	2-20	2,4-15,0	33,8-53,4	0,00385-0,00500	0,1-10,0	4,03

Примечание. Неразмывающие скорости в VI, IX и X сериях определены методом меченых фракций.

a)



б)

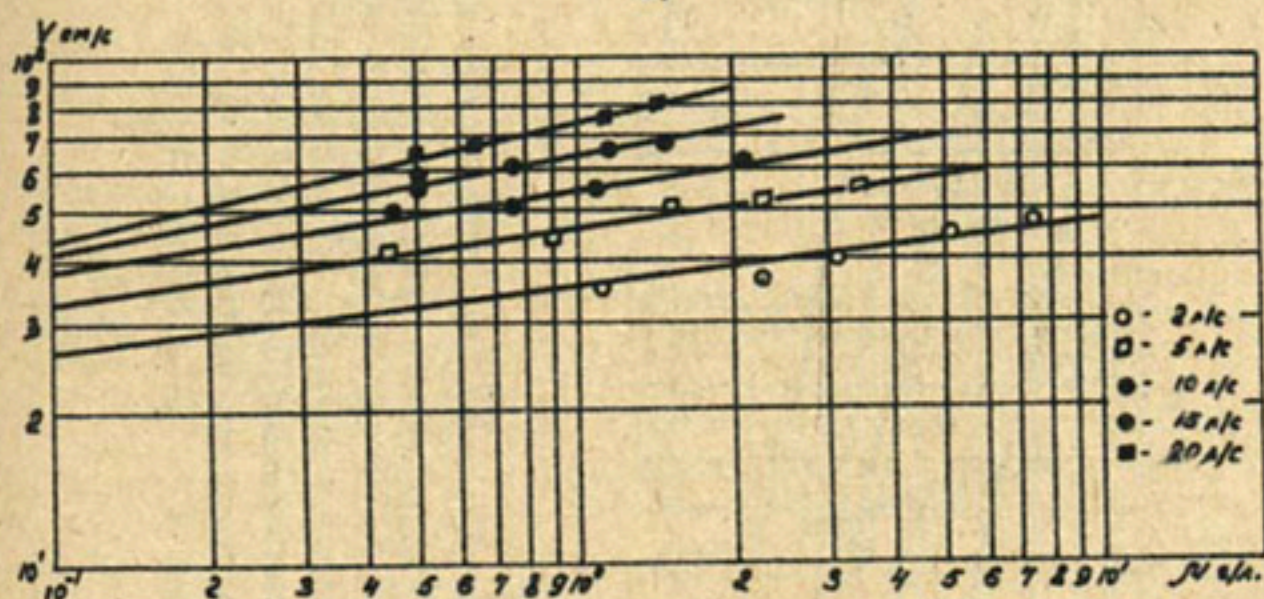


Рис. I. График зависимости $V = f(\mu)$:

а - для однородного состава наносов со средним диаметром $d = 1,55$ мкм;

б - для неоднородного состава наносов со средневзвешенным диаметром $d_{ср\delta} = 1,62$ мкм.

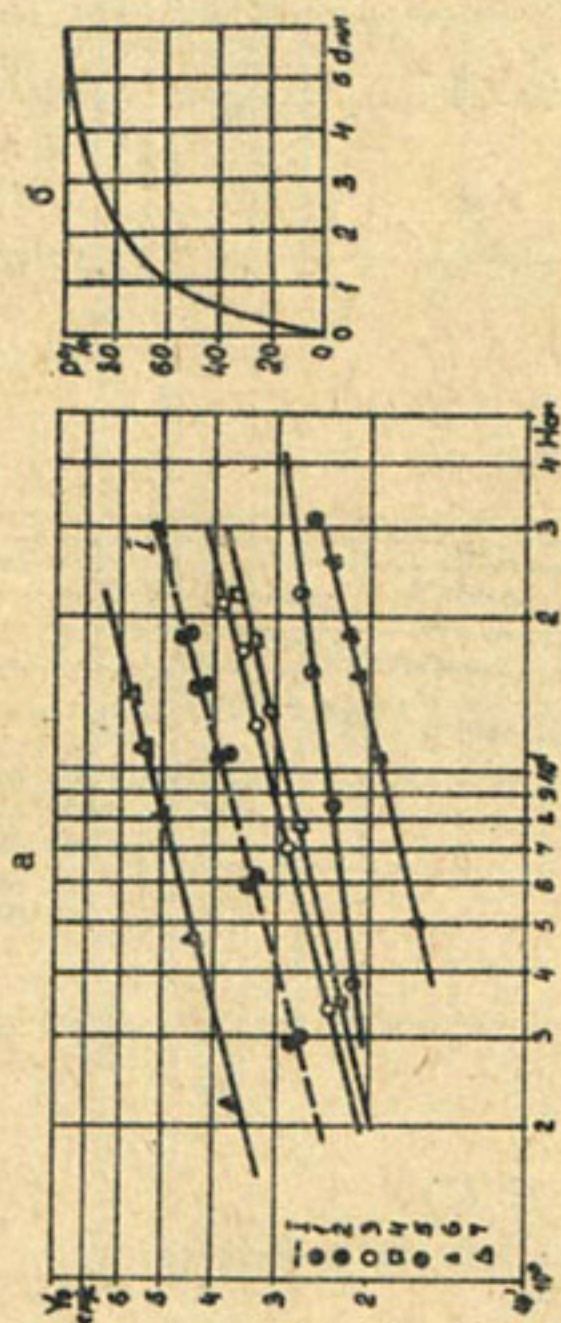


Рис.2. График зависимостей $V_0 = f(H)$ (а), определенных по разным методикам для смеси наносов с $d' = 0,1...7,0$ мм; гранулометрическая кривая смеси (б);
 1 — по формуле (10); 1 — по методу экстраполяции; 2 — по методу меченых частиц в смеси;
 3 — для однородных по составу наносов ($d' = 1,1...2,0$ мм); 4 — по данным расчета среднего взвешенного значения неразмывающей скорости; 5 — для мелких частиц в смеси ($d' = 0,25$ мм);
 6 — для однородных по составу мелких фракций ($d' = 0,31$ мм); 7 — для однородных по составу крупных фракций ($d' = 5,0...7,0$ мм).

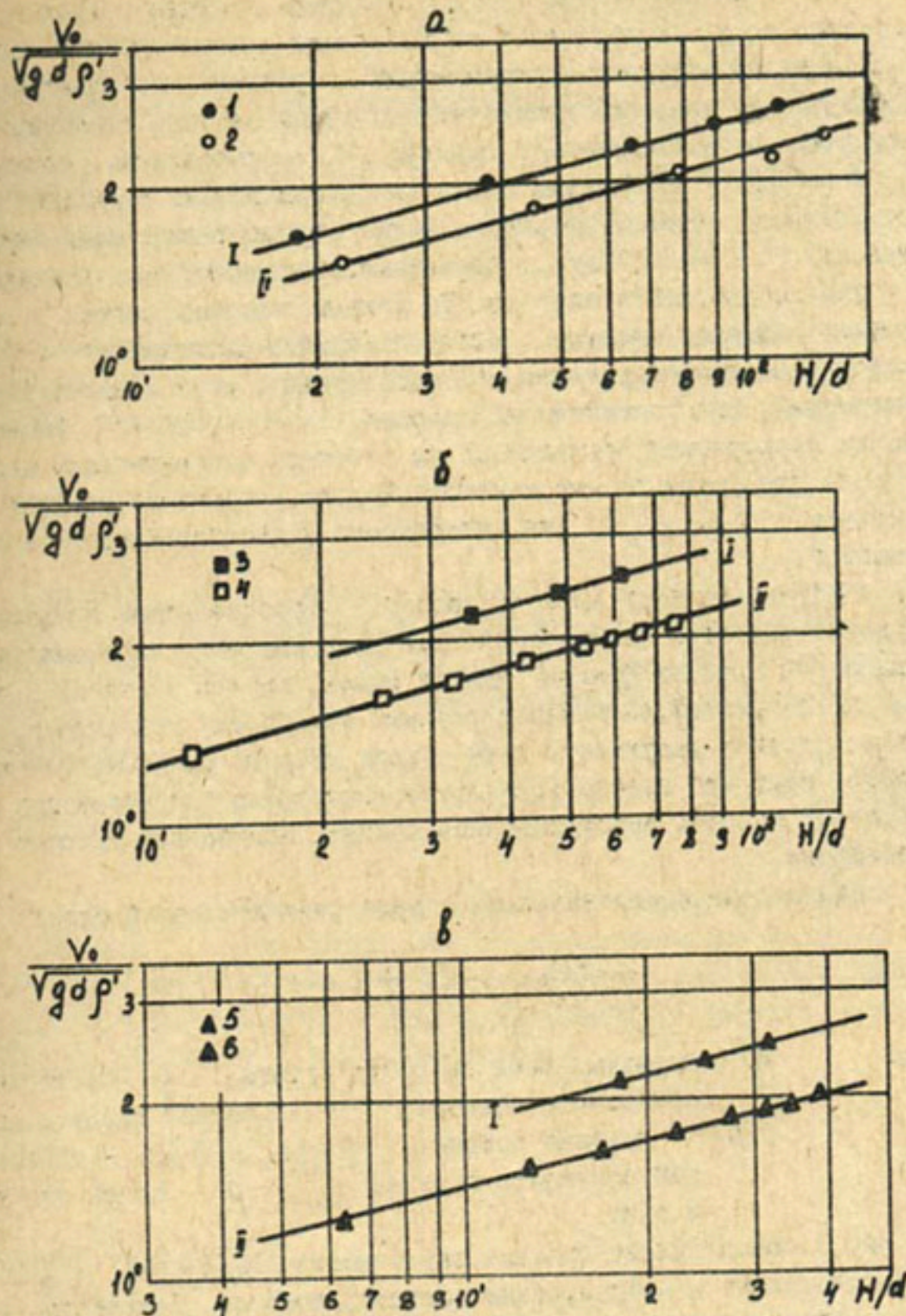


Рис.3. Зависимость относительной неразмывающей скорости потока от относительной шероховатости:
а-первая группа опытных материалов; б-вторая группа опытных материалов; в-третья группа опытных материалов; I-для неоднородных наносов; II-для однородных наносов; I-1,62 мм; 2-1,55 мм; 3-2,53 мм; 4-2,50 мм; 5-4,03 мм; 6-4,0 мм.

4. По методу экстраполяции строились графики зависимости средней скорости потока от концентрации донных наносов (рис.1а).

При определении неразмывающих скоростей однородных наносов наблюдалось движение некоторых случайных частиц, концентрация которых, по наблюдениям А.Бунгера [1], составляла, примерно, $\mu = 0,1$ г/л. Опытные значения неразмывающих скоростей для однородного состава на рис.1а также соответствуют концентрации наносов $\mu = 0,1$ г/л. Аналогичная методика была принята и для неоднородных наносов. По данным основных опытов с неоднородным составом наносов строился график зависимости $V=f(\mu)$, который экстраполировался до пересечения с осью ординат (средней скорости), где концентрация наносов $\mu = 0,1$ г/л. Значение точки пересечения принималось за величину неразмывающей скорости потока для неоднородных наносов. На рис.1 показаны графики зависимости $V = f(\mu)$ для однородного и неоднородного составов наносов.

Результаты всех четырех способов сопоставлялись графически (рис.2). На этих же графиках приведены значения неразмывающих скоростей крайних фракций данной смеси. Анализ значений неразмывающих скоростей, полученных разными способами, показывает, что самые близкие результаты дают методы меченых фракций и экстраполяции. Нами для вывода формулы неразмывающих скоростей при неоднородных наносах использовались данные, полученные методом экстраполяции.

Эти данные представлялись в виде функциональной связи

$$\frac{V_0}{\sqrt{\rho'gd}} = f\left(\frac{H}{d}\right) \quad (2)$$

где V_0 - неразмывающая скорость потока; g - ускорение свободного падения; d - средний диаметр наносов; H - глубина потока; $\rho' = (\rho_n - \rho) / \rho$ - относительная плотность грунта; ρ_n и ρ - плотность грунта и воды.

На рис.3 сопоставлены графики зависимости $V_0/\sqrt{\rho'gd} = f(H/d)$ для однородных и неоднородных составов наносов. Полученные связи описываются общей зависимостью

$$V_0 = K_1 \left(\frac{H}{d}\right)^{0,25} \sqrt{gd\rho'} \quad (3)$$

где K_i — коэффициент i -й фракции или состава.

Значения K_i для опытных материалов

Состав грунта	Неоднородный					Однородный			
	0,31	1,62	2,53	4,03	0,80	1,55	2,50	4,0	6,0
Средний диаметр K_i	0,62	0,81	0,91	1,04	0,66	0,69	0,71	0,8	0,84

Для получения общей зависимости неразмывающей скорости потока при однородном составе наносов установлена связь между коэффициентом K_i и числом Архимеда, которая аппроксимируется зависимостью

$$K_i = 0,5 Ar^{0,032}, \quad (4)$$

где $Ar = gd^3\rho'/\nu^2$ — число Архимеда;
 ν — кинематический коэффициент вязкости воды.

С учетом (4) зависимость (3) превращается в формулу для определения значений неразмывающих скоростей потока при однородном составе наносов

$$V_{01} = 0,5 Ar^{0,032} \left(\frac{H}{d}\right)^{0,15} \sqrt{gd\rho'}. \quad (5)$$

Повышенное значение коэффициента K_i , а также результаты опытов работы [2] показывают, что неразмывающие скорости при неоднородном составе больше, чем при однородном. Увеличение значений неразмывающих скоростей в случае неоднородных наносов можно характеризовать коэффициентом однородности

$$V_0 = V_{01} \cdot \varepsilon, \quad (6)$$

откуда

$$\varepsilon = \frac{V_0}{V_{01}} = \frac{d}{d_{50}}. \quad (7)$$

В немногочисленных формулах неразмывающих скоростей в качестве параметра коэффициента однородности, учитывающего неоднород-

однотность грунта, принято отношение характерных диаметров фракций, соответствующих различным процентам обеспеченности по кривой гранулометрического состава смеси. Считается, что влияние неоднородности грунта при различных гидравлических характеристиках потока остается постоянным, и поэтому в этих формулах показатель степени коэффициентов однородности принят постоянным. Для учета влияния состава наносов на неразмывающую скорость при изменении гидравлических характеристик потока значение показателя степени коэффициента однородности смеси принимаем непостоянным

$$\varepsilon^x = \left(\frac{d}{d_{50}} \right)^x \quad (8)$$

Значение показателя степени "X" зависит от гидравлических элементов потока. Соответствующая графическая зависимость, полученная в результате обработки опытных данных в работе [2] и автора, аппроксимируется выражением

$$x = 85.4 \left(\frac{V_{01}}{\sqrt{g H \rho'}} \right)^{4.0} \quad (9)$$

Подставив (9) и (8) в (6), получим общую зависимость для определения неразмывающей скорости потока с учетом состава и крупности наносов:

$$V_0 = 0.5 A \tau^{0.032} \left(\frac{H}{d} \right)^{0.25} \sqrt{g d \rho'} \cdot \left(\frac{d_{ср}}{d_{50}} \right)^{85.4} \left(\frac{V_{01}}{\sqrt{g H \rho'}} \right)^{4.0} \quad (10)$$

Двойная степень параметра однородности в формуле (10) делает ее очень громоздкой. Однако в ее состав входят легкоопределяемые характеристики потока и грунта, поэтому определение значений параметра однородности не представляет трудности.

В ы в о д ы

Неразмывающие скорости при однородном составе наносов меньше, чем при неоднородном.

Влияние неоднородности грунта на значение неразмывающей скорости уменьшается с увеличением глубины потока.

Список использованной литературы

1. Бонгер А. Выбор расчетных формул неразмывающей скорости потока для малых равнинных рек ГДР. - Труды ТИИМСХ/Ташк.ин-т инж.мех.с.-х. - 1980. - Вып. II2. - С. 76-86.
2. Мухамедов А.М., Ирмухамедов Х.А., Какимов О.А. К вопросу оценки размывающей способности потока//Сб.науч.тр./Среднеаз. НИИ ирригации. - 1968. - Вып. II7. - С. 92-109.

Х.А.Ирмухамедов, канд.техн.наук

М.Р.Бакиев, канд.техн.наук

О.Кадиров

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ЗАКОНОМЕРНОСТИ РАСТЕКАНИЯ ПОТОКА ЗА СЖАТЫМ СЕЧЕНИЕМ ПРИ ОДНОСТОРОННЕЙ ЗАЩИТЕ БЕРКА КОМБИНИРОВАННОЙ ШПОРЫ

В целях уменьшения глубины местного размыва у оголовка шпоры часть расхода пропускают через тело сооружения, а корневую часть (примыкание к защищаемому берегу) во избежание обхода потоком выполняют глухой [1]. Такие сооружения получили название комбинированных шпор (дамбы).

Обоснованные методы расчета комбинированных шпор до сих пор не разработаны. Экспериментальными исследованиями установлено, что при обтекании их водным потоком образуются три области: подпора, сжатия и растекания. Кроме того, в зависимости от соотношения длины сквозной и глухой части формируются одна или две зоны интенсивного турбулентного перемешивания.

В данной работе рассматривается решение задачи для области растекания (за сжатым сечением С-С) при наличии начального участка струи и двух зон турбулентного перемешивания (рисунок).

Первая зона формируется между основным и спутным потоком, а вторая между спутным и зоной обратных токов.

В пределах этих зон распределение скоростей принимается идентичным и подчиняющимся зависимостям Шлихтинга-Абрамовича.

Для первой зоны

$$\frac{u_{я1} - u}{u_{я1} - u_{я2}} = (1 - \eta^{1,5})^2, \quad (I)$$

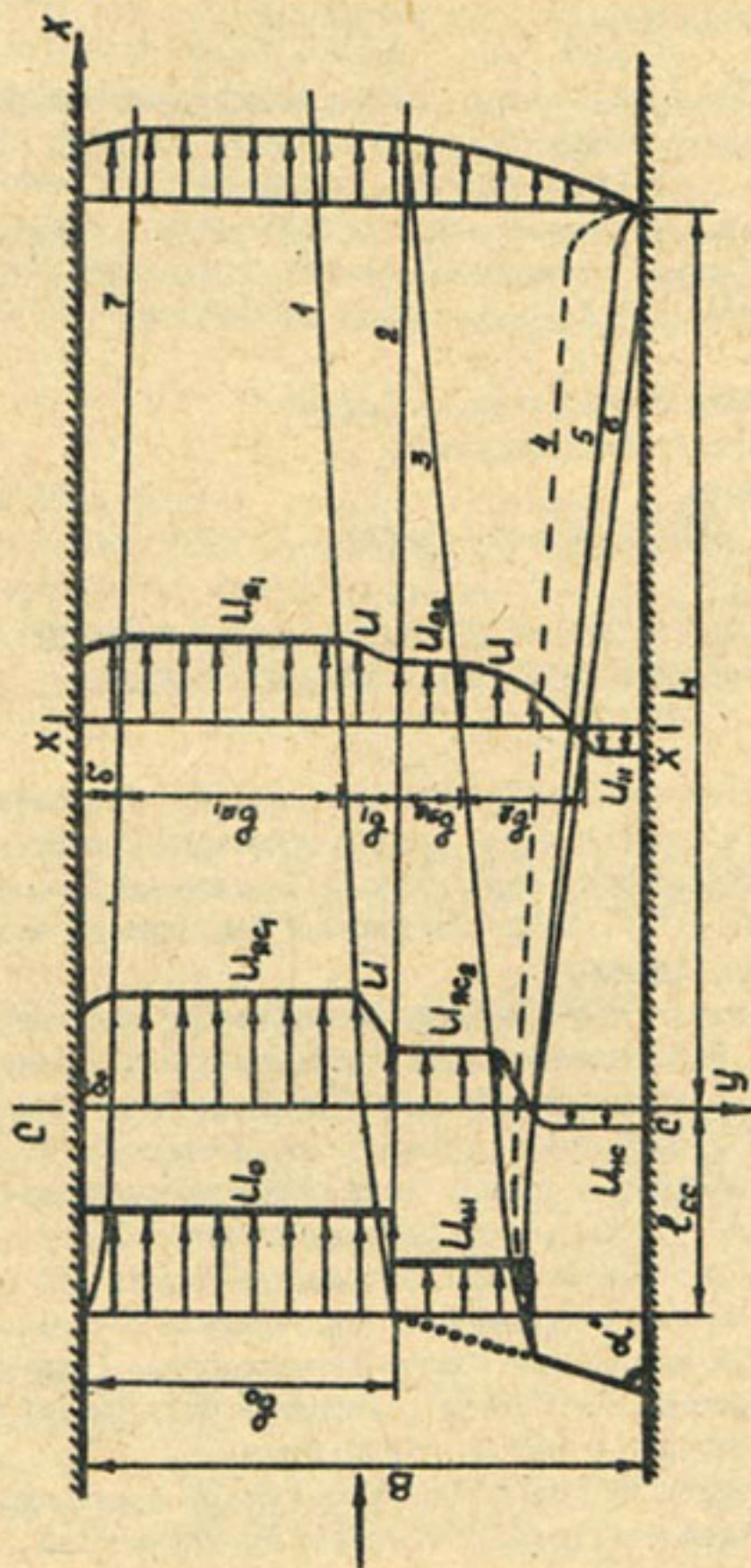


Схема растекания потока за комбинированной шпорой
(одностороннее стенование, начальный участок).

где $\eta = \frac{y_2 - y}{b_1}$ — относительная координата точки, для которой определяется U ;

$b_1 = b_{c1} + 0,12x$ — ширина зоны;

$U_{я1}$ — скорость в зоне слабовозмущенного ядра;

$U_{я2}$ — скорость спутного потока, формирующегося за сквозной частью шпоры.

Для второй зоны

$$\frac{U_{я2} - U}{U_{я2} - U_H} = (1 - \eta^{1,5})^2, \quad (2)$$

здесь $\eta = \frac{y_2 - y}{b_2}$;

$b_2 = b_{c2} + 0,27x$ — ширина второй зоны перемешивания.

Распределение скоростей в пределах пристенного пограничного слоя задается по зависимости [2]

$$\frac{U_{я1} - U_y}{V_{sc}} = 2,21 \ln \frac{\delta}{y}, \quad (3)$$

где V_{sc} — динамическая скорость;

U_y — скорость в зоне пристенного пограничного слоя.

Предположим, что $\delta = 3,7 \lambda_c (b_1 + b_2)$ (здесь λ_c — коэффициент гидравлического трения стенки).

Задача теоретических исследований — определение закона изменения скоростей в ядре $U_{я1}$ и спутном потоке $U_{я2}$, обратных скоростей U_H и длины области растекания L , от которой зависит расстояние между сооружениями.

При решении использованы:

- 1) интегральное соотношение, характеризующее закон сохранения импульса в потоке;
- 2) уравнение сохранения расхода;
- 3) уравнение неравномерного движения.

Для определения закона изменения скоростей в ядре воспользуемся интегральным соотношением, характеризующим закон сохранения импульса в потоке, и запишем его для части потока, ограниченного сечениями С-С и X-X, дном и свободной поверхностью

$$\int_0^{\delta_0} u^2 dy + \int u_{я0}^2 \delta_{я0} + \int_0^{y_2} u^2 dy + \int u_{яc2} \delta_{яc2} + \int_{y_2}^{y_3} u^2 dy +$$

$$+ \int u_{яc}^2 \delta_{яc} = \int_0^0 u^2 dy + \int_0^x \int_0^{\delta} \frac{\lambda_2}{2h} u^2 dy dx. \quad (4)$$

Выполняя интегрирование с учетом зависимостей (1,2,3) и разделяя на $U_{я1}^2 \delta_0$, получим

$$\bar{\delta} \left(1 - 4.42 \sqrt{\frac{\lambda_c}{2}} + 4.884 \lambda_c \right) + \bar{\delta}_{я1} + \bar{\delta}_1 (0.416 + 0.268 m_1 + 0.316 m_1^2) +$$

$$+ m_1^2 \bar{\delta}_{я2} + 0.416 m_1^2 \bar{\delta}_2 - \left[\left(\frac{U_{яc1}}{U_{я1}} \right)^2 \bar{\delta}_c \left(1 - 4.42 \sqrt{\frac{\lambda_c}{2}} + 4.884 \lambda_c \right) + \right.$$

$$+ \left(\frac{U_{яc1}}{U_{я1}} \right)^2 \bar{\delta}_{яc1} + \left(\frac{U_{яc1}}{U_{я1}} \right)^2 \bar{\delta}_{c1} (0.416 + 0.268 m_{c1} + 0.316 m_{c1}^2) +$$

$$\left. + \left(\frac{U_{яc2}}{U_{я1}} \right)^2 \bar{\delta}_{яc2} + 0.416 \left(\frac{U_{яc2}}{U_{я1}} \right)^2 \bar{\delta}_{c2} \right] \cdot e^{-\frac{\lambda_2 x}{2h}}. \quad (5)$$

Отсюда закон изменения скоростей в ядре примет вид

$$\frac{U_{я1}}{U_{яc1}} = \sqrt{\frac{\bar{\delta}_c \left(1 - 4.42 \sqrt{\frac{\lambda_c}{2}} + 4.884 \lambda_c \right) + \bar{\delta}_{яc1} + \bar{\delta}_{c1} (0.416 + 0.268 m_{c1} + 0.316 m_{c1}^2) +}{\bar{\delta} \left(1 - 4.42 \sqrt{\frac{\lambda_c}{2}} + 4.884 \lambda_c \right) + \bar{\delta}_{я1} + \bar{\delta}_1 (0.416 + 0.268 m_1 + 0.316 m_1^2) +}}$$

$$\frac{+ m_{c1}^2 (\bar{\delta}_{яc2} + 0.416 \bar{\delta}_{c2}) \left] e^{-\frac{\lambda_2 x}{2h} (1-n)}\right.}{+ m_1^2 (\bar{\delta}_{я2} + 0.416 \bar{\delta}_2)} \quad (6)$$

Здесь $\bar{\delta} = \delta/b_0$; $\bar{\delta}_c = \delta_c/b_0$; $\bar{b}_1 = b_1/b_0$;
 $\bar{b}_{я1} = b_{я1}/b_0$; $\bar{b}_{яс1} = b_{яс1}/b_0$; $\bar{b}_{с1} = b_{с1}/b_0$;
 $\bar{b}_{я2} = b_{я2}/b_0$; $\bar{b}_{яс2} = b_{яс2}/b_0$; $\bar{b}_{с2} = b_{с2}/b_0$;
 $\bar{b}_2 = b_2/b_0$; $m_1 = u_{я2}/u_{я1}$; $m_{с1} = u_{яс2}/u_{яс1}$

$$n = \frac{B - b_0}{B};$$

$$a = \lambda g B/h; \quad \xi = x/b_0.$$

Уравнение сохранения расхода для сечений С-С и Х-Х запишем в виде

$$\int_0^{\delta_c} u dy + u_{яс1} b_{яс1} + \int_{y_1}^{y_2} u dy + u_{яс2} b_{яс2} + \int_{y_3}^{y_4} u dy = \int_0^B u dy. \quad (7)$$

Выполняя интегрирование с учетом (1,2,3) и разделяя на $u_{я1} b_0$, получим

$$\frac{u_{яс1}}{u_{я1}} = \frac{\bar{\delta}(1-2.21\sqrt{\frac{\lambda_c}{2}}) + \bar{b}_{я1} + \bar{b}_1(0.55+0.45m_1) + m_1(\bar{b}_{я2} + 0.55\bar{b}_2)}{\bar{\delta}_c(1-2.21\sqrt{\frac{\lambda_c}{2}}) + \bar{b}_{яс1} + \bar{b}_{с1}(0.55+0.45m_{с1}) + m_{с1}(\bar{b}_{яс2} + 0.55\bar{b}_{с2})}. \quad (8)$$

Решив совместно (5) и (8), получим закон изменения скоростей в опутном потоке

$$A_1 m_1^2 + A_2 m_1 + A_3 = 0, \quad (9)$$

где

$$A_1 = B_2 \Phi - B_4^2 \Gamma;$$

$$A_2 = 0.268 \bar{b}_1 \Phi - 2 B_3 B_4 \Gamma;$$

$$A_3 = B_1 \Phi - B_3^2 \Gamma;$$

$$B_1 = \bar{\delta} (1 - 4.42 \sqrt{\frac{\lambda_c}{2}} + 4.884 \lambda_c) + \bar{b}_{я1} + 0.416 \bar{b}_1 ;$$

$$B_2 = \bar{b}_{я2} + 0.416 \bar{b}_2 + 0.316 \bar{b}_1 ;$$

$$B_3 = \bar{\delta} (1 - 2.21 \sqrt{\frac{\lambda_c}{2}}) + \bar{b}_{я1} + 0.55 \bar{b}_1 ;$$

$$B_4 = \bar{b}_{я2} + 0.45 \bar{b}_1 + 0.55 \bar{b}_2 ;$$

$$\Gamma = \bar{\delta}_c (1 - 4.42 \sqrt{\frac{\lambda_c}{2}} + 4.884 \lambda_c) + \bar{b}_{яc1} + \\ + \bar{b}_{c1} (0.416 + 0.268 m_{c1} + 0.316 m_{c1}^2) + m_{c1}^2 (\bar{b}_{яc2} + 0.416 \bar{b}_{c2}) ;$$

$$\Phi = [\bar{\delta}_c (1 - 2.21 \sqrt{\frac{\lambda_c}{2}}) + \bar{b}_{яc1} + \bar{b}_{c1} (0.55 + 0.45 m_{c1}) + \\ + m_{c1} (\bar{b}_{яc2} + 0.55 \bar{b}_{c2})]^2 e^{\frac{a_6}{2} (1-n)}$$

Длину водоворотной зоны за сжатым сечением определим по рекомендациям [3]:

$$L = \frac{2\alpha h}{\frac{\lambda_c h}{B_{cp}} + \lambda_g + 2.88 \alpha^2 \frac{h}{b_{cp}} - 4\alpha \lambda_g} \ln \frac{B}{b_T} , \quad (10)$$

где

$$B_{cp} = (b_T + B) / 2 ;$$

b_T — ширина транзитного потока в сечении С-С;

$\alpha = 0.21$ — постоянная Кармана;

$b_{cp} = \frac{(b_c + b_m)}{2}$ — средняя ширина второй зоны турбулентного перемешивания в сжатом сечении b_0 и в месте пересечения луча b с берегом (см. рисунок);

$$b_m = b_c + 0.27 \ell_m ; \quad \ell_m = \frac{B - y_{сж}}{0.16} .$$

При выводе расчетных зависимостей скоростью обратных токов пренебрегаем. Используя уравнение сохранения расхода, записанное для всего потока, приближенно оценим ее величину

$$m_2 = \frac{U_{ac1}}{U_{ac2}} \left[\bar{\delta} \left(1 - 2,21 \sqrt{\frac{\lambda_c}{2}} \right) + \bar{b}_{ac1} + \bar{b}_{c1} (0,55 + 0,45 m_{c1}) \right] +$$

$$+ \frac{U_{ac2}}{U_{ac2}} \left[\bar{b}_{ac2} + \bar{b}_{c2} (0,55 + 0,45 m_{c2}) \right] + \quad (II)$$

$$+ \frac{U_{ac}}{U_{ac}} (\bar{B} - \bar{\delta} - \bar{b}_{ac1} - \bar{b}_{c1} - \bar{b}_{ac2} - \bar{b}_{c2}) - \frac{1}{m} \left[\bar{\delta} \left(1 - 2,21 \sqrt{\frac{\lambda_c}{2}} \right) + \right.$$

$$\left. + \bar{b}_{ac1} + \bar{b}_{c1} (0,55 + 0,45 m_1) \right] - \frac{\bar{b}_{ac2} - 0,55 \bar{b}_{c2}}{\bar{B} - \bar{\delta} - \bar{b}_{ac1} - \bar{b}_{c1} - \bar{b}_{ac2} - 0,55 \bar{b}_{c2}}$$

где $m_2 = U_n / U_{ac2}$; $m_{c2} = U_{ac} / U_{ac2}$.

Непосредственно в сжатом сечении

$$m_{c2} = \frac{Q}{U_{ac2} \bar{b}_0 h_{сж}} - \frac{1}{m_{c1}} \frac{\left[\bar{\delta} \left(1 - 2,21 \sqrt{\frac{\lambda_c}{2}} \right) + \bar{b}_{ac1} + \bar{b}_{c1} (0,55 + 0,45 m_{c1}) \right] - \bar{b}_{ac2} - 0,55 \bar{b}_{c2}}{\bar{B} - \bar{\delta} - \bar{b}_{ac1} - \bar{b}_{c1} - \bar{b}_{ac2} - 0,55 \bar{b}_{c2}},$$

здесь $h_{сж}$ — глубина воды в сжатом сечении определенная по рекомендациям И.В.Лебедева [4].

Результаты работы будут использованы при проектировании комбинированных сооружений глухого и сквозного типов для защиты берегов от русловой деформации и на участках рек в районе водозаборов в крупные каналы.

Список использованной литературы

1. Алтуниин С.Т., Бузунов И.А. Защитные сооружения на реках. - М.: Сельхозгиз, 1953. - 175 с.
2. Михалев М.А. Гидравлический расчет потоков с водоворотом. - Л.: Энергия, 1971. - 184 с.
3. Бакиев М.Р. Закономерности растекания потока за глухой и сквозной шпорой: Дис.канд.техн.наук. - Ташкент, 1974. - 179 с.
4. Лебедев И.В. Гидравлический расчет сжатия и растекания потока, стесненного перемычками ГЭС. - Куйбышев: Оргэнергострой, 1957. - 83 с.

Р.К.Уркинбаев, канд.техн.наук,
Ш.Р.Хамдамов, Д.Базаров
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

УСТАНОВЛЕНИЕ ОПТИМАЛЬНЫХ РАЗМЕРОВ ПРОКОПА ПРИ ПРОВЕДЕНИИ РУСЛОРЕГУЛИРОВОЧНЫХ РАБОТ НА АМУДАРЬЕ В РАЙОНАХ БЕСПЛОТИННОГО ВОДОЗАБОРА

Амударья характеризуется весьма неустойчивым руслом в плане и высокой интенсивностью размыва берегов. Основными причинами активного переформирования русла Амударьи являются наличие относительно больших уклонов (0,0002...0,00024), легкая размываемость грунтов, слагающих ложе, большие колебания расходов и уровней воды во внутригодовом разрезе. Существующий режим реки, в связи с большим отбором воды на нужды народного хозяйства и частичной зарегулированностью жидкого и твердого стоков реки Нурекским водохранилищем, отличается от бытового, наблюдавшегося до 1959г. Среднегодовой расход воды, забираемый из реки в среднем течении, составляет около 1458 м³/с при среднегодовом расходе 2115 м³/с, при этом расходы Каракумского, Каршинского и Амубухарского каналов в сумме составляют около 700 м³/с.

С 1985 г. на участке Амударьи в районе бесплотинного водозабора проводились натурные исследования с целью разработки руслорегулировочных мероприятий, необходимых для обеспечения гарантированного водозабора в Каршинский магистральный канал (КМК). В процессе исследований были произведены плановые

съемки, эхолотирование русла реки по поперечникам, измерен расход воды и наносов на двух створах на участке реки выше и ниже точки водозабора в КМК (рис.1).

На изучаемом участке в результате смещения основного потока реки в район головного водозабора на длине 1200 м поток сосредоточился в одном русле, ширина которого в зависимости от расхода воды менялась от 250 до 500 м. Остров, расположенный между правым и средним протоком на длине 2000 м, сместился влево, в сторону среднего протока на 200...280 м. Образовалась большая отмель в головной части левого протока (в межень 1986 г. по этому протоку протекало 5...7 % от общего расхода реки). Произошло также расширение (до 1000 м) и удлинение (до 1200 м) острова, расположенного между средним и левым протоком. Благодаря систематической очистке среднего протока расход в нем составил 80...85 % от общего расхода реки. Ширина русла данного протока по урезу воды составила 320...350 м. Ниже точки водозабора наблюдался размыв острова, расположенного между левым и правым протоком, со стороны правого протока на ширине 80...150 м с длиной полосы смыва до 1500 м.

Сравнение построенных на основе эхограмм поперечных профилей каждого створа показало, что глубинные деформации дна в районе выше и ниже водозабора проявляются по разному: и в виде размыва, и в виде занесения. Размывы дна русла реки местами достигали 0,5...1,5 м, а отложения наносов 0,2...1,4 м (рис.2). Плановые деформации происходили интенсивнее глубинных. В период наблюдений ширина русла изменялась от 250 до 500 м в зависимости от расхода воды и кривизны русла реки (рис.2). Величина V/H составила 26...63 в районе выше водозабора и 63...177 - в районе ниже водозабора. Величина поверхностной скорости течения воды на участке выше водозабора изменялась от 0,78 до 1,08 м/с, ниже водозабора - от 0,5 до 0,75 м/с.

В условиях Амударьи при большом объеме отбираемой на орошение воды и интенсивном блуждании речного потока на широкой пойме обеспечение гарантированного бесплотинного водозабора требует выполнения руслорегулировочных работ по отрыву пионерного прокопа и его систематической очистке от занесения в период эксплуатации. Ежегодный объем таких работ составляет 30...40 % от общего объема участка головного водозабора.

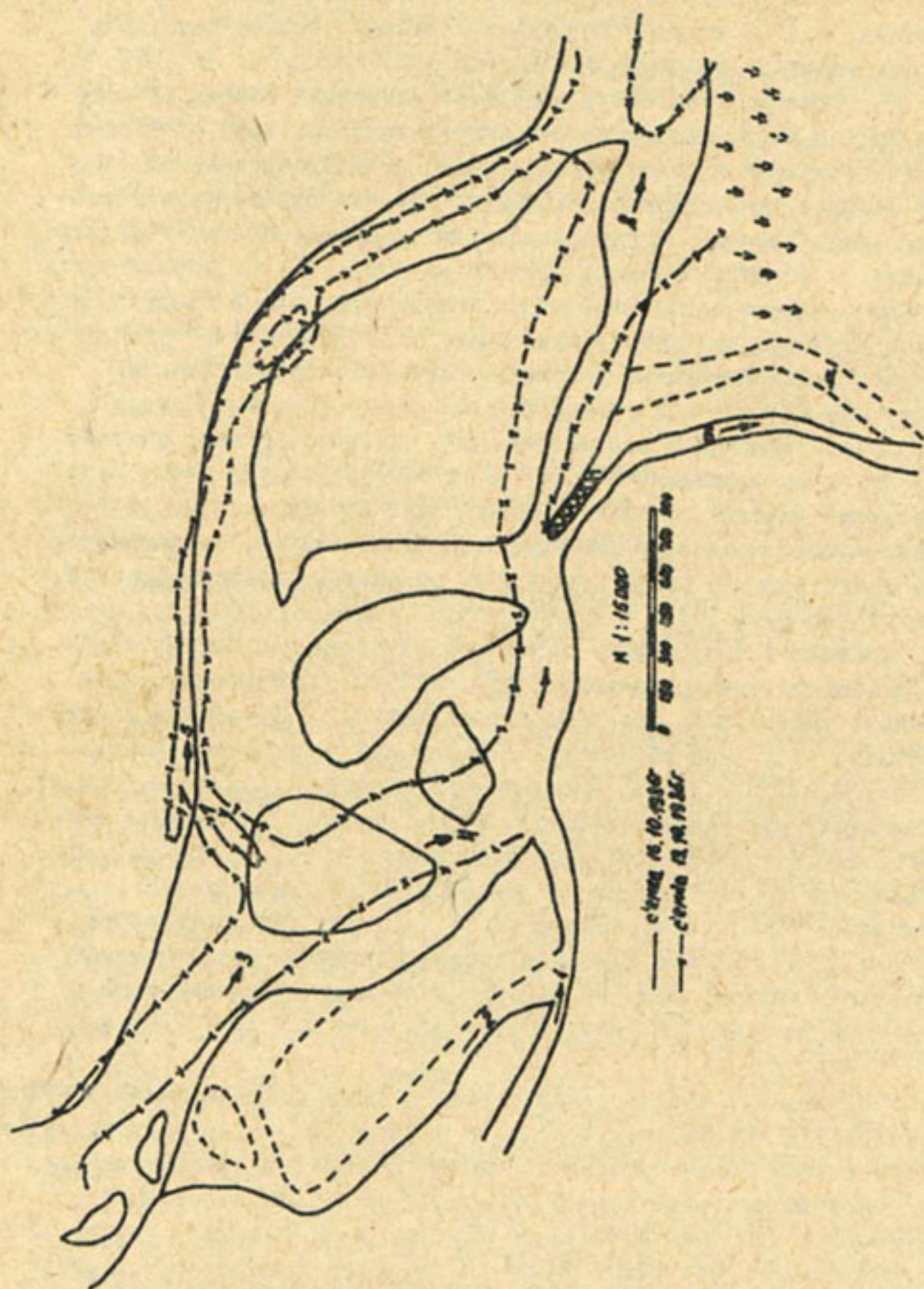


Рис. 1. План участка Амударьи в районе водозабора в КМК.

Оптимальная трасса и границы расположения пионерного прокопа назначаются в зависимости от расположения основного потока реки относительно точки бесплотинного водозабора. При отходе основного потока от этой точки к противоположному берегу реки объем руслорегулировочных работ увеличивается, при приближении уменьшается. Своевременная организация производства руслорегулировочных работ по отрыву пионерного прокопа и его систематической очистке дает возможность обеспечить гарантированный водозабор в период низких уровней воды в реке при интенсивном блуждании потока.

В настоящее время на Амударье в районах бесплотинного водозабора руслорегулировочные работы осуществляют службы эксплуатации канала, при этом трассу пионерного прокопа намечают интуитивно, а расстановку земснарядов для его очистки производят без учета режима движения наносов и интенсивности хода руслового процесса в реке.

В рекомендуемом способе рациональное использование и расстановка парка земснарядов при прокладке трассы прокопа и его очистке достигаются за счет учета интенсивности хода руслового процесса в реке и занесения прокопа влекомыми наносами.

Согласно рекомендуемому способу, трассу прокопа следует намечать, исходя из расположения его головы на прямолинейном в плане участке реки с углом отвода не более 30° . Разработку прокопа необходимо производить в меженный период (сентябрь-апрель), то есть в период наименьшей заносимости русла влекомыми наносами. Длина, ширина и глубина пионерного прокопа должны назначаться в зависимости от плановых расположений протоков реки относительно точки бесплотинного водозабора, наносного режима реки и технических параметров земснарядов.

Длину пионерного прокопа следует определять, исходя из планового расположения протоков (см. рис. 1) относительно точки водозабора. Глубина разработки прокопа устанавливается из условия наименьшей заиляемости (рис. 3).

Для определения эффективного количества наносов, когда они в соответствии со своей гидравлической крупностью могут осаждаться на дно на длину l , рекомендуется следующая формула

$$q_c = q_n \frac{l \bar{u}}{h \bar{v}} \quad (1)$$

Оптимальная трасса и границы расположения пионерного прокопа назначаются в зависимости от расположения основного потока реки относительно точки бесплотинного водозабора. При отходе основного потока от этой точки к противоположному берегу реки объем руслорегулировочных работ увеличивается, при приближении уменьшается. Своевременная организация производства руслорегулировочных работ по отрыву пионерного прокопа и его систематической очистке дает возможность обеспечить гарантированный водозабор в период низких уровней воды в реке при интенсивном блуждании потока.

В настоящее время на Амударье в районах бесплотинного водозабора руслорегулировочные работы осуществляют службы эксплуатации канала, при этом трассу пионерного прокопа намечают интуитивно, а расстановку земснарядов для его очистки производят без учета режима движения наносов и интенсивности хода руслового процесса в реке.

В рекомендуемом способе рациональное использование и расстановка парка земснарядов при прокладке трассы прокопа и его очистке достигаются за счет учета интенсивности хода руслового процесса в реке и занесения прокопа влекомыми наносами.

Согласно рекомендуемому способу, трассу прокопа следует намечать, исходя из расположения его головы на прямолинейном в плане участке реки с углом отвода не более 30° . Разработку прокопа необходимо производить в меженный период (сентябрь-апрель), то есть в период наименьшей заносимости русла влекомыми наносами. Длина, ширина и глубина пионерного прокопа должны назначаться в зависимости от плановых расположений протоков реки относительно точки бесплотинного водозабора, наносного режима реки и технических параметров земснарядов.

Длину пионерного прокопа следует определять, исходя из планового расположения протоков (см. рис. 1) относительно точки водозабора. Глубина разработки прокопа устанавливается из условия наименьшей заиляемости (рис. 3).

Для определения эффективного количества наносов, когда они в соответствии со своей гидравлической крупностью могут осаждаться на дно на длину l , рекомендуется следующая формула

$$q_e = q_n \frac{l \bar{U}}{h U} \quad (1)$$

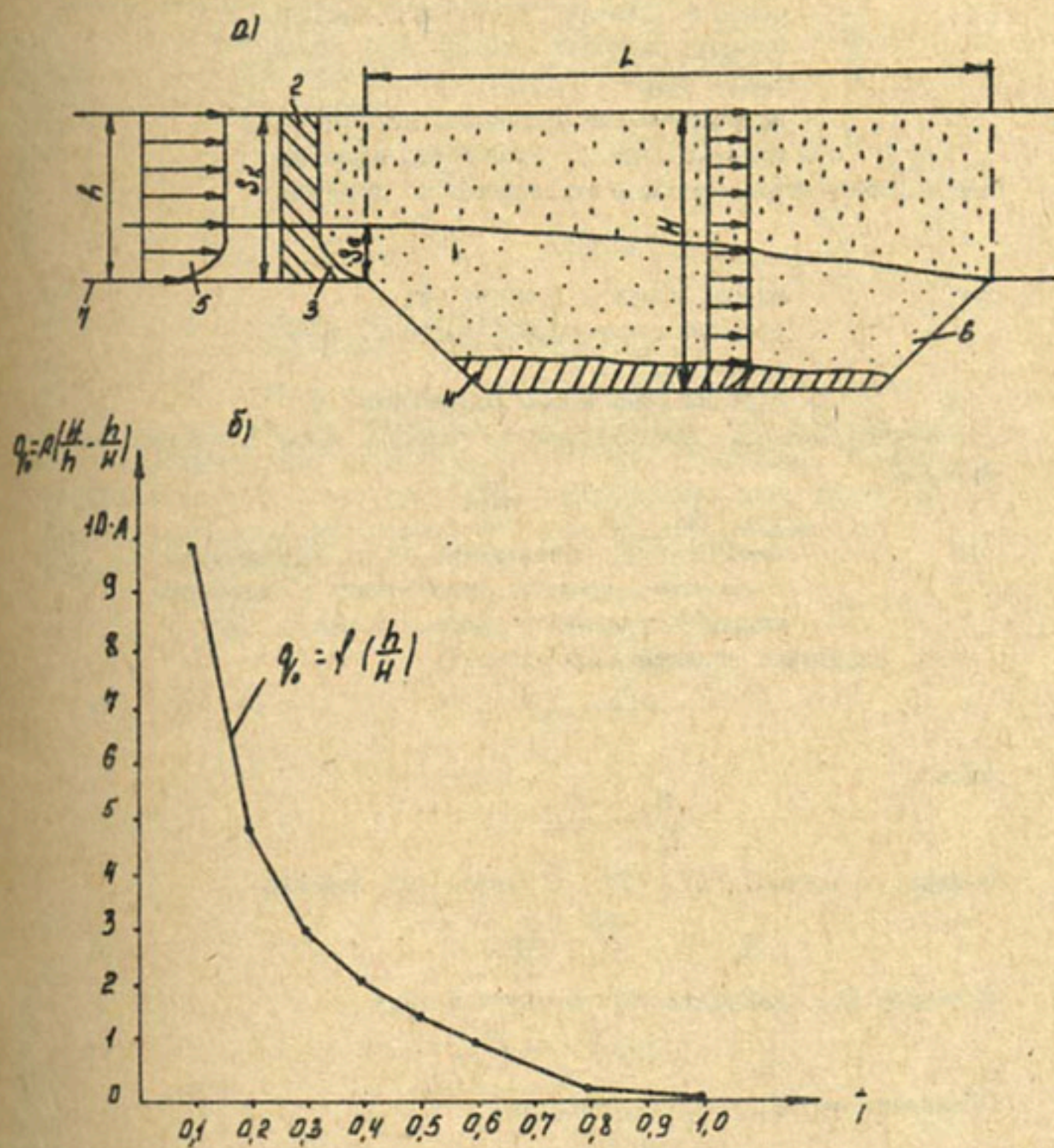


Рис.3. Расчетная схема для пояснения физического смысла понятия "эффективное количество наносов".

где q_n — общее количество взвешенных наносов, кг;
 $\bar{v}$ — средняя скорость течения воды, м/с;
 ℓ — длина прорези (забоя), м;
 $\bar{u}$ — гидравлическая крупность частиц, м/с;
 h — глубина воды до разработки прокопа.

Общее количество наносов определяется по формуле

$$q_n = B \bar{v} \rho t \quad (2)$$

где B — ширина прорези (забоя), м;
 ρ — средняя концентрация наносов, кг/м³;
 t — время, с;
 H — глубина воды после разработки, м.

Количество наносов, отложившихся в прорези, можно установить по формуле

$$q_o = K q_e \left(1 - \frac{v_p^2}{v_z^2}\right), \quad (3)$$

где K — коэффициент, учитывающий часть эффективного количества наносов, участвующих в заилении;
 v_z, v_p — скорости течения в забое и в русле, м/с.

Из уравнения неразрывности потока

$$v_p h = v_z H \quad (4)$$

имеем

$$\frac{v_z}{v_p} = \frac{h}{H}. \quad (5)$$

Отсюда, подставив (I) в (3), с учетом (5), получим

$$q_o = K q \frac{\ell \bar{v}}{h \bar{u}} \cdot \frac{H^2 - h^2}{H^2}. \quad (6)$$

С учетом (2) уравнение (6) приведем к виду

$$q_o = K q \bar{v} \ell t \left(\frac{H}{h} - \frac{h}{H}\right). \quad (7)$$

Обозначив $K q \bar{v} \ell t = A_t$, получим

$$q_o = A_t \left(\frac{H}{h} - \frac{h}{H}\right). \quad (8)$$

При одинаковом значении A_t величина $f\left(\frac{H}{h} - \frac{h}{H}\right)$ описывается гиперболой. Величина K в уравнении (6) получена индийскими исследователями во время работ по углублению дна каналов в ряде портов Индии и равна 0,29. Формула (8) может быть использована при выборе глубины (H) разработки, особенно в местах, где наб-

лидается обильное поступление песчаных фракций.

После установления глубины разработки из условия заданной пропускной способности определяют ширину прокопа () и среднюю скорость течения

$$B = \frac{Q}{H V} = \frac{n Q}{H^{5/3} \sqrt{i}} ; \quad (9)$$

$$V = \frac{H^{2/3} \sqrt{i}}{n} , \quad (10)$$

где Q — расход воды в прокопе;

n — коэффициент шероховатости русла;

i — уклон дна или водной поверхности воды в прокопе.

Таким образом, исследованиями установлено, что в русле реки береговые деформации происходят интенсивнее глубинных. Разработаны рекомендации по установлению трассы и размеров прокопа и подбору количества землесосов для организации производства руслорегулировочных работ.

И.Ю.Ибрагимов

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

ВЛИЯНИЕ ПЕРЕПАДА ВОССТАНОВЛЕНИЯ НА ПРОПУСКНУЮ СПОСОБНОСТЬ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ТРУБЧАТЫХ ПЕРЕГОРАЖИВАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ

Левобережный магистральный канал Кызылординского гидроузла на всем протяжении (81,5 км) имеет большое количество междоустьевых распределителей и ряд мелких насосных установок, качающих воду непосредственно в каналы отдельных водопользователей.

Для обеспечения водозабора в описанные междоустьевые распределители на канале построены 5 перегораживающих сооружений, разделяющих его на 6 участков, конструкция и основные размеры которых одинаковы. Все сооружения представляют собой трубчатые Ю-очковые регуляторы с переездом. Трубы — прямоугольного сечения размером 2,5 x 2,5 м и длиной 20,25 м. Для сопряжения труб с нижним бьефом и затопления прыжка на выходе из труб устроен быстроток повышенной шероховатости с падением 1,5 м на длине 10 м.

Регулирование пропускаемых через сооружения расходов воды осуществляется плоскими щитами, оборудованными винтовыми подъемниками с электрическим приводом. При полном открытии щитов в пролетах сооружений их пропускная способность зависит только от перепада уровней, то есть коэффициент расхода является постоянной величиной.

Для решения вопроса о влиянии перепада восстановления на пропускную способность были произведены натурные исследования на трех перегораживающих сооружениях. Эти исследования включали измерение расходов воды в нижних бьефах сооружений с одновременной фиксацией уровней воды в верхнем и нижнем бьефах при полном открытии щитов всех пролетов сооружений.

При истечении из трубчатых сооружений уровень свободной поверхности постепенно повышается, при этом удельная потенциальная энергия увеличивается до створа полного растекания струи. Этот подъем уровня воды называется перепадом восстановления.

Пропускную способность исследуемых трубчатых перегоражи-

важных сооружений определяли по формуле (рис.1)

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(z + z_{bc})} \quad , \quad (1)$$

где μ — коэффициент расхода отверстия;
 ω — площадь отверстия;
 z — перепад уровней;
 z_{bc} — перепад восстановления.

Существующая методика расчета перепада восстановления применима лишь для прямоугольного сечения русла канала в нижнем бьефе с постоянной шириной. Нами дается более общий вид расчетного уравнения.

Исходные уравнения для расчета:

а) формула истечения

$$Q = \varphi \cdot \omega_{тр} \sqrt{2g(h'_b - h_2)} \quad ; \quad (2)$$

б) уравнение изменения количества движения воды на участке расширения после выхода из трубы

$$\frac{1}{g} Q^2 \left(\frac{1}{\omega_{тр}} - \frac{1}{\omega_n} \right) = \frac{\omega'_n \cdot h'_n}{2} - \frac{\omega_2 \cdot h_2}{2} \quad , \quad (3)$$

где $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\xi_{bc} + \xi_c + 1}}$ — коэффициент скорости;

$h'_b = h'_n + z$ — глубина воды в верхнем бьефе относительно нижнего бьефа в створе конца рисбермы;

$h_2 = \alpha$ — глубина воды в створе выхода из трубы над дном нижнего бьефа в конце рисбермы;

$h'_n = h_n + p$ — глубина воды в створе конца рисбермы (p — перепад в отметках между порогом и рисбермой);

ω'_n и ω_2 — площади поперечного сечения потока в створе конца рисбермы, соответствующие глубинам h'_n и h_2 .

Исключив расход Q из (2) и (3) и решая относительно h_2 , имеем:

$$h_2 = \frac{b \cdot h'_b - \omega'_n \cdot h'_n}{b - \omega_2} \quad , \quad (4)$$

где $b = H \cdot \varphi^2 \cdot \omega_{тр} \left(1 - \frac{\omega_{тр}}{\omega'_n} \right)$ (5)

Задача решается подбором, поскольку площадь ω_2 зависит от h_2 . Для исследуемых сооружений $P = 1,5$ м. Площадь в створе конца рисбермы определяем по формуле трапеции —

$$\omega'_N = (b + mh'_N) \cdot h'_N = (38 + 2h'_N) h'_N, \quad (6)$$

где $b = 38,0$ м — ширина по дну;
 $m = 2,0$ — заложение откосов;
 $h'_N = h_N + 1,5$ м.

При $\xi_{\delta\lambda} = 0,5$ и $\xi_{\delta\epsilon} = 0,154$

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1,654}}.$$

При $\omega_{тр} = 62,5 \text{ м}^2$ зависимость (5) примет вид

$$B = \frac{4 \times 62,5}{1,654} \left(1 - \frac{62,5}{\omega'_N} \right) = 151,15 \left(1 - \frac{62,5}{\omega'_N} \right).$$

Предварительно задаваясь перепадом восстановления $\xi_{\delta\epsilon} = 0,10 \dots 0,15$, определяем площадь ω_2 по формуле

$$\omega_2 = \omega'_N + B_N \cdot \xi_{\delta\epsilon}, \quad (7)$$

где B_N — ширина по урезу воды при глубине h'_N в створе конца рисбермы, $B_N = 38 + 4 \times h'_N$ и в процессе подбора не изменяется.

После определения ω_2 по (4) вычисляем глубину h_2 , а затем находим величину перепада восстановления по формуле

$$\xi_{\delta\epsilon} = h'_N - h_2. \quad (8)$$

Если величина $\xi_{\delta\epsilon}$, вычисленная по (8), отличается от принятой более чем на $1,0 \dots 2,0$ см, то принимают новую величину и повторяют вычисления ω_2 , h_2 и $\xi_{\delta\epsilon}$ до достижения минимальных расхождений.

Все расчеты по определению перепада восстановления при измеренных расходах сведены в таблицу. Значение $\xi_{\delta\epsilon}$ уменьшается с уменьшением перепада уровней верхнего и нижнего бьефов и увеличением глубины h_N . Построенный график связи $\xi_{\delta\epsilon} = f(\xi)$ (рис.2) позволил вывести уравнение

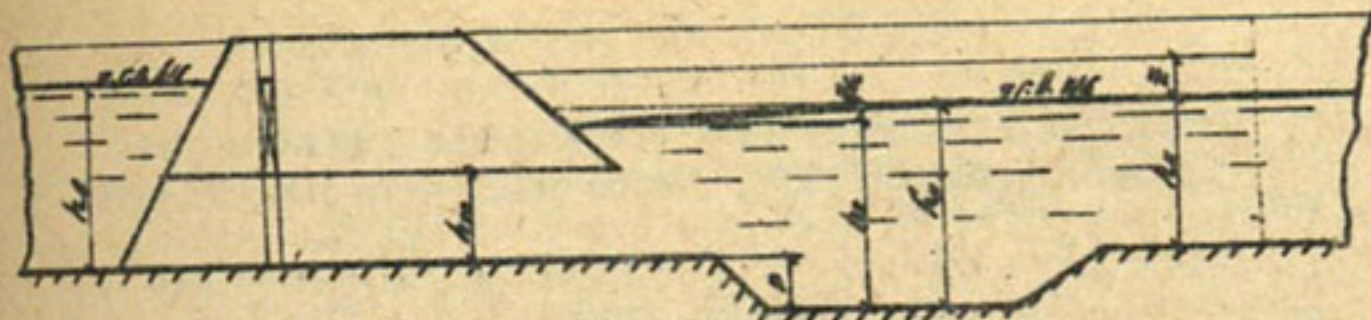


Рис.1. Схема для расчета пропускной способности перегородаживающих сооружений с учетом перепада восстановления.

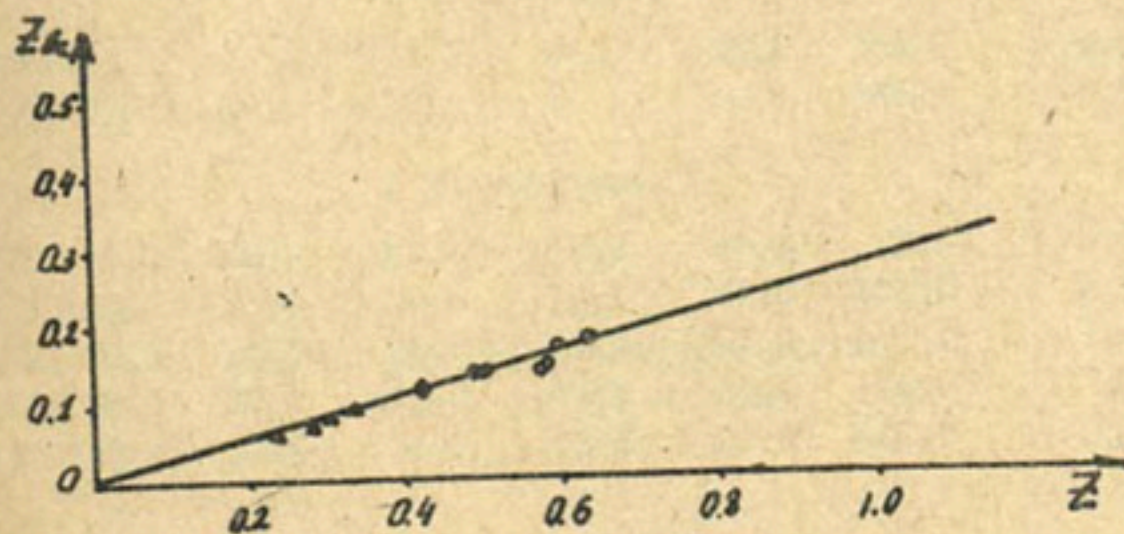


Рис.2. График связи $Z_{\infty} = \varphi(Z)$ для ЛМК:
 ○ — для сооружения №1;
 ◇ — то же, №3;
 △ — то же, №4.

Т а б л и ц а

Определение расходов воды, пропускаемых перегородивающими сооружениями ДМК, с учетом перепада восстановления

Q м ³ /с	z м	h_n м	$h'_n - h_n + 15$ м	$h'_n - h_n + z$ м	h_2 (по 4)	$z_{bc} - h'_n$ м	Расчет по (II) $Q, м^3/с$: $\% откл.$
Сооружение № 1							
183,9	0,58	3,75	5,25	5,83	5,10	0,15	183,9 0
176,0	0,57	3,73	5,23	5,80	5,09	0,14	181,4 +3,06
169,0	0,487	3,19	4,69	5,18	4,55	0,145	171,1 +1,25
184,7	0,597	3,40	4,90	5,50	4,74	0,17	188,5 +2,1
192,4	0,637	3,41	4,91	5,55	4,73	0,18	194,6 +1,14
172,1	0,507	3,41	4,91	5,42	4,76	0,145	173,8 +1,00
Сооружение № 3							
160,8	0,421	3,33	4,83	5,25	4,71	0,12	158,3 -1,54
165,3	0,422	3,34	4,84	5,25	4,73	0,12	156,8 -5,14
Сооружение № 4							
138,2	0,33	3,41	4,91	5,24	4,82	0,09	139,5 +0,9
119,4	0,234	3,67	5,17	5,40	5,11	0,06	116,7 -2,24
130,7	0,284	3,70	5,20	5,48	5,12	0,07	128,1 -2,06
134,7	0,304	3,69	5,19	5,49	5,12	0,08	133,4 -0,97
134,0	0,304	3,70	5,20	5,50	5,11	0,09	135,1 +0,83

$$z_{bc} = 0,27 z \quad (9)$$

После определения перепада восстановления вычисляем пропускную способность сооружений по формуле

$$Q = \varphi \cdot W_{гр} \sqrt{2g(z + z_{bc})} \quad (10)$$

После подстановки $\varphi = \frac{1}{1,654} = 0,778$, $W_{гр} = 62,5 \text{ м}^2$;

$2g = 19,62$ формула (10) примет вид

$$Q = 215,259 \sqrt{z + z_{bc}} \quad (11)$$

Как показывают данные таблицы, расходы воды, вычисленные с учетом перепада восстановления (до 3,06 %), отличаются от измеренных. Следовательно, определение пропускной способности надо производить с учетом перепада восстановления по формуле (10). Значение перепада восстановления можно определить из графика $Z_{bc} = f(Z)$ или по формуле (9).

Список использованной литературы

1. Чугаев Р.Р. Гидравлика. — М.: Госэнергоиздат, 1970. — 552 с.
2. Богомолов А.И., Михайлов К.А. Гидравлика. — М.: Стройиздат, 1972. — 648 с.
3. Угличус А.А. Каналы и сооружения на них. М.: Гос.изд-во лит. по стр. и арх., 1953. — 391 с.
4. Попов К.В., Корюкин С.Г. Сооружения на мелиоративных каналах. — М.: Колос, 1972. — 152 с.

В.А.Скрыльников, канд.техн.наук
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ СУЩЕСТВУЮЩИХ РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО РАСЧЕТУ ЗАИЛЕНИЯ ВОДОХРАНИЛИЩ

Интенсивность заиления водохранилищ характеризуется степенью осветления потока в верхнем бьефе.

Многие авторы за рубежом рассматривают изменение наносоудерживающей способности водоемов в зависимости от различных критериев [1, 2]. Так, Хазен (США) предложил в качестве критерия

отношение емкости водоема W к среднегодовому стоку воды $W_{ст}$, т.е. $(W/W_{ст})$, Брюне и Аллен (США), Броин, Котшек, Борланд (США) — отношение емкости водоема к площади водосбора. Однако указанные авторы при обосновании расчетных графиков использовали в одних случаях данные по заилению прудов, в других — по заилению водохранилищ, поэтому полученные ими результаты не согласовывались. Четких различий в процессах заиления пруда и водохранилищ пока установить не удалось.

В отличие от водохранилищ пруды располагаются на малых водотоках, характеризующихся весенним стоком и практически полным отсутствием меженного стока; с площади водосбора смывается грунт, который поступает в водоток в виде мельчайших частиц взвешенных наносов. Во многих прудах из-за их малой длины задерживается лишь часть наносов, поступающих с водосбора, остальная часть проносится транзитом. Полная аккумуляция наносов происходит лишь в непроточных прудах с глухими плотинами без сбросов, емкость которых равна или больше объема годового притока.

Критерий $W/W_{ст}$, хотя и характеризует процесс заиления, не учитывает количества наносов, транспортируемых потоком, и их фракционного состава. Поэтому использовать его в расчетных формулах необходимо в сочетании с другими параметрами, учитывающими характеристики наносов, как это сделано в работе [3].

Для характеристики процесса заиления нами было принято отношение объема русла W_p при расчетном расходе воды, в котором поток транспортирует расчетное количество наносов заданного фракционного состава, к объему водохранилища W_n . Критерий W_p/W_n учитывает основные факторы, влияющие на степень осветления: емкость бьефа, расход воды, проходящий через бьеф, количество взвешенных наносов и их фракционный состав.

По натурным и лабораторным данным построен график наносоудерживающей способности водохранилищ от указанного критерия [4]. Согласно графику, представленному на рис.1, всю область изменения степени осветления δ можно разделить на две зоны.

В первой степени осветления остается постоянной и равной единице — $\delta = 1,0 - const$; во второй — по мере увеличения W_p/W_n уменьшается от 1 до 0. Первой зоне соответствует первая стадия заиления, охватывающая период времени, в течение которого происходит полное осаждение наносов в бьефе. С переходом во вто-

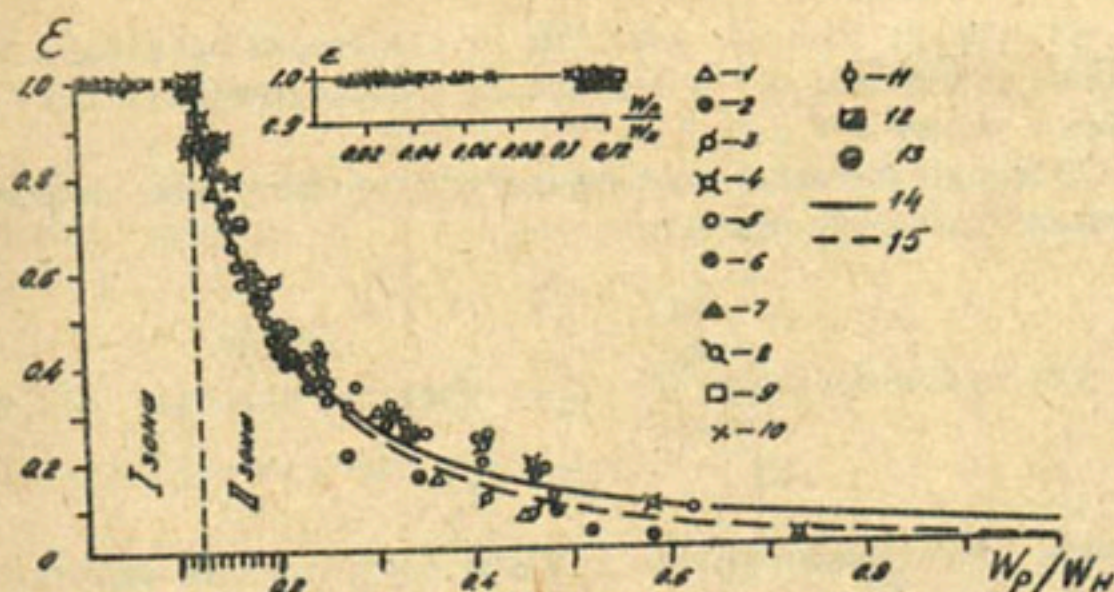


Рис. I. График зависимости степени осветления потока в верхних бьефах гидроузлов от отношения W_p/W_n :
 I - Фархадский бьеф (1949 г.); 2 - Фархадский бьеф (1951 г.); 3 - Фархадский бьеф (1952 г.); 4 - Хишрауский бьеф (1958 г.); 5 - лабораторные данные (прямолинейный лоток); 6 - Кайраккумское водохранилище; 7 - Ташкентское водохранилище (1939 - 1961 гг.); 8 - Тедженское (1950-1959 гг.); 9 - Бозсуйский бьеф; 10 - Лабораторный бьеф № I; 11 - Остин новое (США); 12 - Бойсен (США); 13 - Бьеф Учкурганской ГЭС; 14 - по формуле (5); 15 - по формуле (13).

рую зону начинается вторая стадия заиления, в процессе которой вынос взвешенных наносов в нижний бьеф увеличивается по мере заиления верхнего бьефа.

Показателем перехода от первой стадии ко второй является отношение $W_p/W_n = 0,12$. Если начальная емкость водохранилища W_n удовлетворяет условию

$$W_n \leq \frac{W_p}{0,12} = 8,33 W_p, \quad (I)$$

то процесс его заиления ограничивается только второй стадией. Если условие (I) не соблюдается, т.е. $W_n > 8,33 W_p$, то процесс заиления будет протекать сначала по первой, а затем по второй стадии, что должно быть соответствующим образом отражено

методикой расчета.

Разделение процесса заиления на две стадии предложено нами впервые в работе / 4 / и отмечалось в последующем в /5,8/, а также в работе / 7 /.

В основу рекомендуемого метода расчета заиления водохранилищ положено уравнение баланса наносов

$$dW_3 = \delta P_i dt \quad (2)$$

Для первой стадии $\delta = 1,0 \text{ const}$ и, согласно (2), имеем

$$W_3' = \int_0^t P_i dt = G_0 t_1' \quad (3)$$

Так как объем водохранилища к началу второй стадии составил

$W_N' = \frac{W_P}{0,12} = 8,33 W_P$, то для объема заиления первой стадии имеем $W_3' = W_N - W_N'$. Тогда из (3) время заиления первой стадии определится по выражению / 4,5 /.

$$t_1' = \frac{W_3'}{G_0} = \frac{W_N - 8,33 W_P}{G_0} \quad (4)$$

В работе / 6 / предлагаемая нами формула (4) рекомендуется для расчета первой стадии заиления без ссылки на автора.

Если $W_N' = 8,33 \cdot W_P = (0,05 \dots 0,06) W_N$, то расчетом второй стадии можно пренебречь и срок службы водохранилищ, заиляющихся только по первой стадии, найти по известному выражению $T = \frac{W}{G_0}$.

Для второй стадии получена формула [4,5]

$$\delta = 0,041 \left(\frac{W_P}{W_N} \right)^{-1,5} \quad (5)$$

которая на рис. I представлена в виде сплошной кривой. Уравнение (5) применимо для значений $W_P/W_N = 0,12 \dots 1,0$. Для процесса заиления выражение (5) следует представить в виде

$$\delta = 0,041 \left(\frac{W_P}{W_N' - W_3} \right)^{-1,5} \quad (6)$$

Решая (2) и (6), получим

$$\int \frac{dW_3}{(W_N' - W_3'')^2} + C = \frac{0,041}{W_p^{1,5}} \int_0^t P_t dt. \quad (7)$$

Решая (7), получим формулы: для расчета продолжительности заиления второй стадии

$$t_2 = \frac{48,8 W_p^{1,5}}{G_0} \left(\frac{1}{\sqrt{W_N' - W_3''}} - \frac{1}{\sqrt{W_N'}} \right) \quad (8)$$

и для расчета объема отложений

$$W_3'' - W_N = \frac{1}{\left(\frac{t G_0}{48,8 W_p^{1,5}} + \frac{1}{\sqrt{W_N'}} \right)^2}, \quad (9)$$

где $W_p = BH \mathcal{L}_H$. или приближенно $W_p = \frac{Q_n}{v_p} \mathcal{L}_H$.

Здесь H, B - глубина и ширина устойчивого русла /5/;

$\mathcal{L}_H$ - начальная длина водохранилища;

Q_n - средний расход воды за период половодья;

v_p - скорость потока при устойчивом транспортировании наносов; приближенно $v_p = 1,0 \dots \dots 1,2$ м/с.

В таблице приведены результаты расчета заиления существующих водохранилищ, подтверждающих высокую точность рекомендуемого метода.

В работе / 5 / показано хорошее соответствие результатов расчета заиления по годам с фактическими данными.

В работе / 8 / по лабораторным данным построены графики $\delta = f(W_3/W_0)$, на которых также четко выделяются две зоны изменения степени осветления. Для первой зоны $\delta = 1,0 = const$, для второй

$$\delta = \delta' (1 - W_3''/W_0). \quad (10)$$

Здесь δ' - первоначальная степень осветления бьефа;

W_3'' - объем заиления на второй стадии;

W_0 - предельно заиляемый объем.

В этой же работе дается совместное решение (4) и (10), которое приводит к формуле В.С.Лапшенкова

$$W_3 = W_0 (1 - e^{-t/\epsilon}). \quad (11)$$

Аналогичную формулу получил ранее Г.И.Шамов

Т а б л и ц а

Водохранилище или бьеф	$W_n, : 10^6 \text{ м}^3$	$W_p, : 10^6 \text{ м}^3$	$W_p/W_n :$	T	W_p : по расчету:	W_p : фактически :	Процент расхож- : дення
Фархадское	265	20	0,076	10	197	216	-8,7
Телженское	148	2,82	0,019	10	81	85	-5,0
Ташкепринское	166	2,73	0,016	24	130	130	-
Султанбенское	73,5	2,73	0,037	19	68,8	70,7	-2,7
Гергебильское	11,5	0,20	0,017	7,3	11,04	11,5	-4,0
Бозсуйский бьеф	1,66	0,20	0,12	7,0	1,03	0,962	+6,5
Завлах (ФРГ)	3,5	0,174	0,05	17,0	2,72	2,87	-5,0
Бойсен (США)	19,8	1,23	0,062	13,0	17,3	16,0	+7,5
Генсли (США)	89,0	5,35	0,06	6,0	11,1	10,35	+6,5
Элефант-Бут (США)	3250	6,76	0,0021	8,67	210	218	-4,0
Хабра (Алжир)	30	1,8	0,06	22	17,2	17,5	-2,0
Кварто (Италия)	4,5	0,018	0,008	7,7	2,54	2,36	+7,0
Остин новое (США)	39,5	3,62	0,059	13	35,1	37,6	-6,5
Остин старое (США)	60,8	2,01	0,051	7	29	29	-
Гуматское	39,0	2,67	0,068	28	37,4	38,5	-2,8

$$W_3 - W_0 (1 - a^t) \quad (12)$$

Из анализа (10) видно, что, как только начинается заиление верхнего бьефа ($W_3 > 0$), степень осветления δ начинает уменьшаться по сравнению с δ' , что равносильно возрастающему выносу наносов в нижний бьеф и отвечает условиям только второй стадии заиления. Поэтому методы В.С.Лапшенкова, Г.И.Шамова справедливы лишь для бьефов, имеющих только вторую стадию заиления. Условия применения указанных методов установлены в работе [8], а затем рекомендованы в работе [6].

В работе [9] подтверждается необходимость применения формулы (II) только для той части водохранилища, где наносы отлагаются с начала отсчета времени, то есть для части водохранилища, где наносы отлагаются по закономерностям второй стадии заиления. В последующих работах В.С.Лапшенкова [10] пределы применимости формулы (II) не указываются.

Как показано в работе [5], результаты расчета заиления по формулам (8) и (9) практически полностью совпадают с вычисленными по формуле (II), которая в работе [10] получила теоретическое обоснование. Следовательно, формулы (8) и (9), а также кривые на рис. I подтверждаются теоретическими исследованиями В.С.Лапшенкова и их следует считать универсальными при расчетах второй стадии заиления.

Формула (I) получена путем статистической обработки натуральных данных и поэтому при $W_p/W_n = 1$ дает значение $\delta = 0,04 \approx 0$, что для практических расчетов вполне допустимо.

Если записать (I) в виде (пунктирная кривая на рис. I)

$$\delta = 0,041 \left[\left(\frac{W_p}{W_n} \right)^{-15} - \frac{W_p}{W_n} \right], \quad (13)$$

то при $W_p/W_n = 1,0$ получим $\delta = 0$.

Совместное решение (2) и (13) приводит к выражению, которое дает результат расчета, совпадающий с формулами (8) и (9). Формулы (6) и (13) могут быть использованы для построения графиков изменения наносоудерживающей способности водохранилищ при различных отметках НПУ с целью выявления рационального режима эксплуатации, уменьшающего интенсивность заиления.

Малые водоемы и пруды по интенсивности отложения наносов отличаются от водохранилищ и для расчета их заиления реко-

мендуются различные формулы и эмпирические графики.

В монографии А.В.Караушева [3] отмечен целый ряд работ, посвященных исследованию прудов, среди них особо отмечена работа Брюне (США), которая была впервые опубликована в 1953 г. [1], а затем с критическими замечаниями приведена в [2].

Для оценки наносоудерживающей способности водоемов Брюне использовал критерий Хазена, представляющей собой отношение объема пруда к среднегодовому стоку воды в ручье или реке, с помощью которого для 44 прудовых водоемов (*ponded reservoirs*) построил график (рис.2).

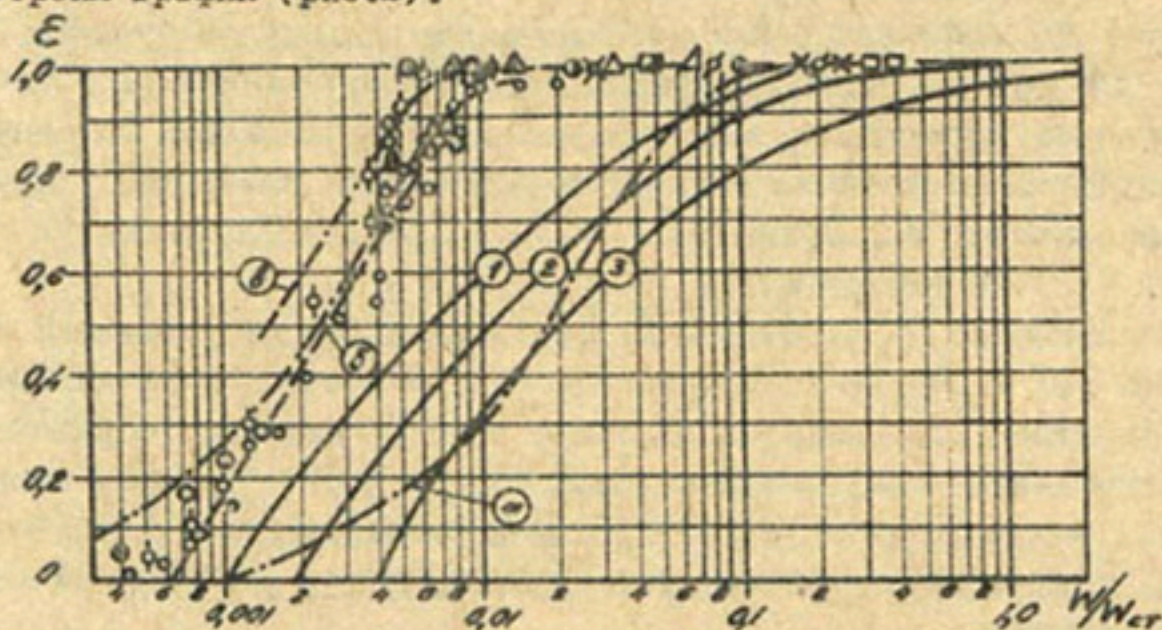


Рис.2. График зависимости степени осветления ϵ от отношения объема водохранилища W к среднегодовому стоку воды $W_{ср}$. Кривые Брюне: 1 – крупные наносы; 2 – средние наносы; 3 – мелкие наносы.

Натурные данные: • – бьеф Учкурганской ГЭС (р.Нарын);

◊ – бьеф Хишрауской ГЭС (начало 1958, 1960 гг.);

◐ – Ташкепринское на р.Мургаб (1940–1966 гг.);

Δ – Султанбентское на р.Мургаб;

◑ – Тедженское на р.Теджен (1950–1966 гг.);

◒ – Фархадское на р.Сырдарье (1947–1955 гг.);

х – Кайреккумское на р.Сырдарье (1955–1985 гг.);

◓ – Ташкентское на р.Ангрен (1956–1962 гг.);

■ – Иолотанское на р.Мургаб; ▲ – бьеф Головной ГЭС на р.Вахи; ▨ – Хорогское на р.Теджен; Δ – Остин старое (США); Δ – Остин новое (США); ◊ – Бойсен (США); Δ – Ладжанурское (СССР); ⊙ – Гуматское (СССР);

а, б, в – расчет по формуле А.В.Караушева для $\psi = 35; 300; 500$.

А.В.Караушев для определения доли отложения наносов рекомендует теоретическую зависимость /3, с.101/

$$\xi = 1 - (1 - \tilde{W}) e^{-\psi \frac{\tilde{W}}{1 - \tilde{W}}}, \quad (14)$$

где $\tilde{W} = W/W_{ст}$.

В работе /3, с.102/ отмечается, что формула (14) хорошо совпадает с эмпирическими кривыми Брюне только при $\psi = 30$. На рис.2 приведены кривые Брюне и результаты расчета по формуле (14) при $\psi = 35$, которые согласуются друг с другом; нанесены натурные данные по изменению степени осветления различных водохранилищ, включая и водохранилища США. Все данные существенно отличаются от кривых Брюне.

В работе [11] кривая Брюне положена в основу метода расчета заиления горных водохранилищ без учета высказанных замечаний и анализа других работ, без обоснования натурными данными по отечественным водохранилищам. При этом не указано, что метод расчета заиления водохранилищ по двум стадиям впервые предложен в работе [4]. Если использовать приведенную ниже формулу для расчета первой стадии, как рекомендуется в работе [11],

$$t'_1 = \frac{W - 0,2 W_{ст}}{G_0}, \quad (15)$$

то объем бьефа к началу второй стадии, равный $0,2 W_{ст}$, будет нереальным, так как значительно превышает начальные объемы почти всех существующих водохранилищ. В этом случае в водохранилищах будет наблюдаться только вторая стадия заиления, что противоречит фактическим данным, теоретическим и лабораторным исследованиям.

К примеру, для Фархадского водохранилища (УзССР) с объемом $250 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ при жидком стоке реки $16800 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ объем второй стадии равен $3360 \cdot 10^6$, что в 13 раз превышает начальный объем. Для Ташкепринского водохранилища с начальным объемом $166 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ и жидким стоком реки $1600 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ объем второй стадии составит $320 \cdot 10^6$ и т.д. При жидком стоке р.Риони (ГССР) в створе Гуматского водохранилища $4095 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ свободный объем водохранилища к началу второй стадии составит $819 \cdot 10^6$, что значительно превышает начальный объем водохранилища, равный $39 \cdot 10^6 \text{ м}^3$.

А.В.Караушев для определения доли отложения наносов рекомендует теоретическую зависимость /3, с.101/

$$\xi = 1 - (1 - \tilde{W}) e^{-\psi \frac{\tilde{W}}{1 - \tilde{W}}}, \quad (14)$$

где $\tilde{W} = W/W_{ст}$.

В работе /3, с.102/ отмечается, что формула (14) хорошо совпадает с эмпирическими кривыми Брюне только при $\psi = 30$. На рис.2 приведены кривые Брюне и результаты расчета по формуле (14) при $\psi = 35$, которые согласуются друг с другом; нанесены натурные данные по изменению степени осветления различных водохранилищ, включая и водохранилища США. Все данные существенно отличаются от кривых Брюне.

В работе [11] кривая Брюне положена в основу метода расчета заиления горных водохранилищ без учета высказанных замечаний и анализа других работ, без обоснования натурными данными по отечественным водохранилищам. При этом не указано, что метод расчета заиления водохранилищ по двум стадиям впервые предложен в работе [4]. Если использовать приведенную ниже формулу для расчета первой стадии, как рекомендуется в работе [11],

$$t'_1 = \frac{W - 0,2 W_{ст}}{G_0}, \quad (15)$$

то объем бьефа к началу второй стадии, равный $0,2 W_{ст}$, будет нереальным, так как значительно превышает начальные объемы почти всех существующих водохранилищ. В этом случае в водохранилищах будет наблюдаться только вторая стадия заиления, что противоречит фактическим данным, теоретическим и лабораторным исследованиям.

К примеру, для Фархадского водохранилища (УзССР) с объемом $250 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ при жидком стоке реки $16800 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ объем второй стадии равен $3360 \cdot 10^6$, что в 13 раз превышает начальный объем. Для Ташкепринского водохранилища с начальным объемом $166 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ и жидким стоком реки $1600 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ объем второй стадии составит $320 \cdot 10^6$ и т.д. При жидком стоке р.Риони (ГССР) в створе Гуматского водохранилища $4095 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ свободный объем водохранилища к началу второй стадии составит $819 \cdot 10^6$, что значительно превышает начальный объем водохранилища, равный $39 \cdot 10^6 \text{ м}^3$.

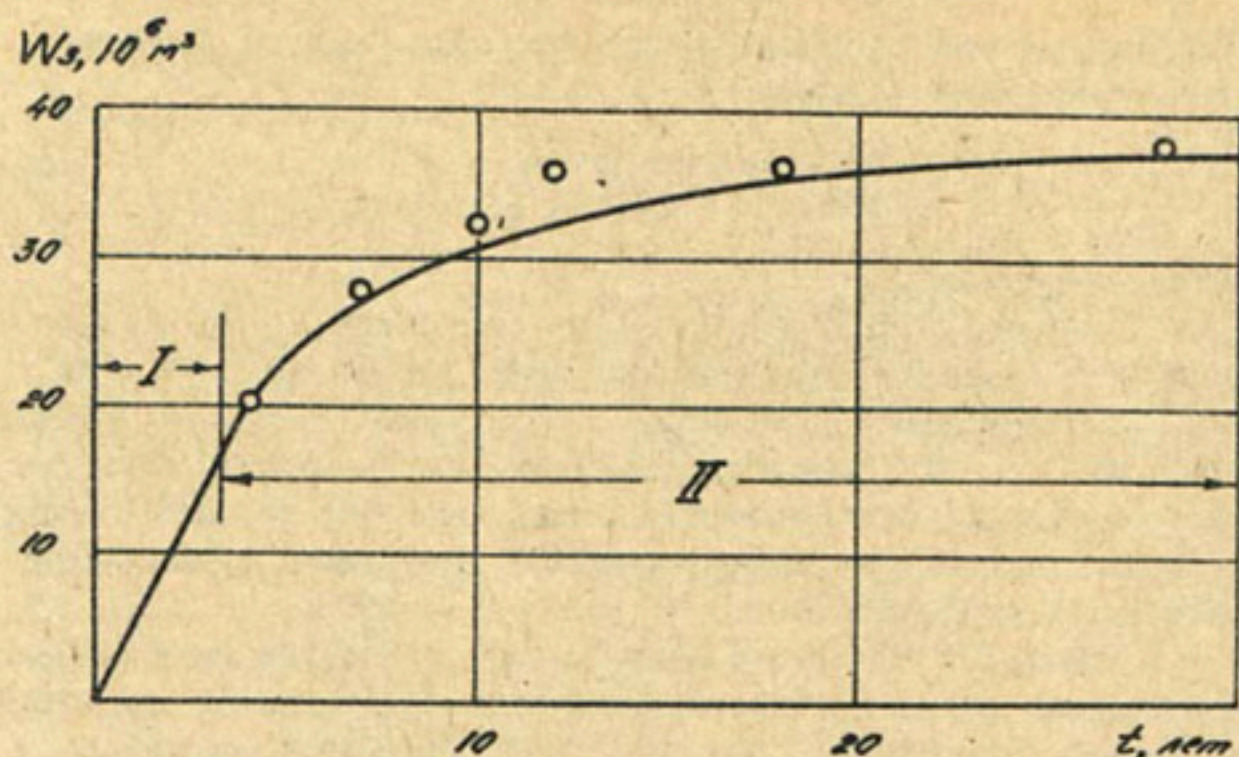


Рис.3. Объемы заиления Гуматского водохранилища (ГССР):
 — — расчет по предлагаемому методу;
 ○ — натурные данные ГрузНИИГиМа.

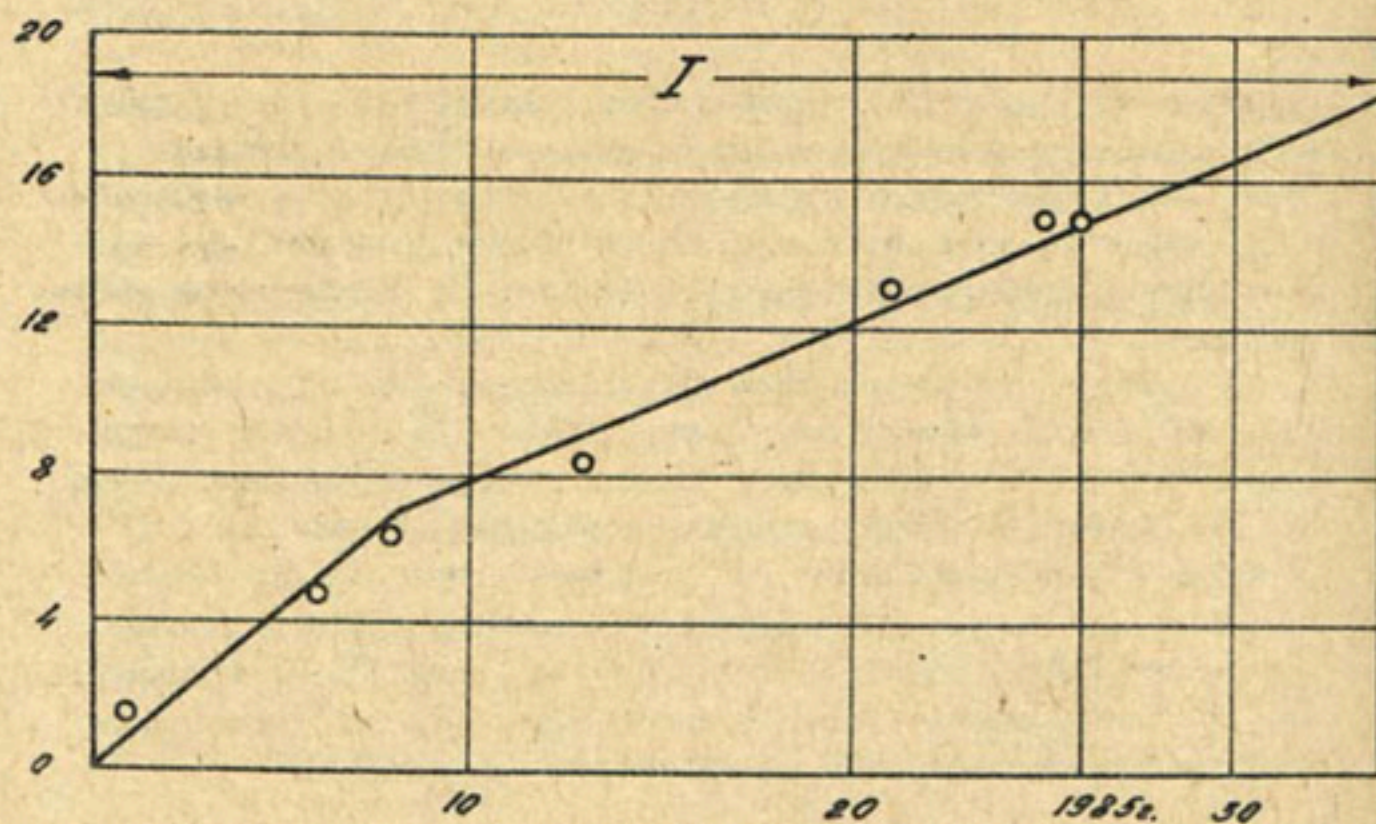


Рис.4. Объемы заиления Ладжанурского водохранилища (ГССР)
 — — расчет по рекомендуемому методу;
 ○ — натурные данные ГрузНИИГиМа
 I — первая стадия заиления; II — вторая стадия заиления.

На рис.3 и 4 результаты расчета заиления Гуматского и Ладжанурского водохранилищ (ГССР) сопоставляются с натурными данными, полученными ГрузНИИГиМом.

Заиление Гуматского водохранилища рассчитано при следующих исходных данных: $Q_n = 400 \text{ м}^3/\text{с}$; $U_p = 1,2 \text{ м/с}$;

$W_n = 39,0 \cdot 10^6 \text{ м}^3$, $G_o = 5,1 \cdot 10^6 \text{ м}^3$; $L_n = 8000 \text{ м}$.
Рассчитано: $W_p = 2,67 \cdot 10^6 \text{ м}^3$; $W_n = 8,33 \cdot W_p = 22,2 \cdot 10^6 \text{ м}^3$
и $t_1 = (39,0 - 22,2) : 5,1 = 3,3 \text{ года}$.

Вторая стадия рассчитана по формуле (8).

Для расчета заиления Ладжанурского водохранилища использованы исходные данные:

$Q_n = 290 \text{ м}^3/\text{с}$; $W_n = 24,6 \cdot 10^6 \text{ м}^3$; $L_n = 3150 \text{ м}$;
 $U_p = 1,2 \text{ м/с}$.

Сток наносов средний за первые 8 лет — $G_o = 0,87 \cdot 10^6 \text{ м}^3$, за остальной период — $G_o = 0,43 \cdot 10^6 \text{ м}^3$.

Рассчитано: $W_p = 0,761 \cdot 10^6 \text{ м}^3$; $W_n' = 6,33 \cdot 10^6 \text{ м}^3$;

$W_1' = 24,6 - 6,33 = 18,27 \cdot 10^6 \text{ м}^3$. За первые 8 лет объем заиления составит $8 : 0,87 = 6,96 : 10^6 \text{ м}^3$. Оставшийся объем первой стадии $W_1' = 18,27 - 6,96 = 11,31 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ заилятся за период

$t_1 = 11,31 / 0,43 = 26 \text{ лет}$. Следовательно, первая стадия охватит период $t_1 = 8 + 26 = 34 \text{ г}$.

По натурным данным на 1985 г. (26 лет от начала заиления), объем заиления Ладжанурского водохранилища составил $15,1 \cdot 10^6 \text{ м}^3$, что хорошо совпадает с расчетной линией графика на рис.4. По нашим расчетам, первая стадия заиления Ладжанурского водохранилища продлится до 1993 г. при условии сохранения твердого стока реки. Затем наступит вторая стадия заиления.

Таким образом, изучение обширного материала натурных исследований заиления водохранилищ в различных регионах нашей страны, а также фактические данные заиления водохранилищ за рубежом подтверждают высокую точность предлагаемого метода расчета аккумуляции наносов в водохранилищах.

Список использованной литературы

1. Brune G.M. Trap efficiency of reservoirs // Trans. Amer. Geophys. Union. — 1953. — vol.34. — N3. — p.407-412.

2. Sediment control methods : d. reservoirs // J. Hydraul. Div. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.- 1973.- N4.- p.617-635.
3. Караушев А.В. Сток наносов, его изучение и географическое распределение. - Л.: Гидрометеиздат, 1977. - 240 с.
4. Скрыльников В.А. Расчет продолжительности заиления подпертых бьефов и водохранилищ//Известия АН УзССР. Серия техн.наук. 1966. - № 3. - С.52-58.
5. Скрыльников В.А., Кожевникова М.С. Пособие к ВСН П-14-76. Расчет заиления подпертых бьефов гидроузлов и водохранилищ. - Ташкент: САНИИРИ, 1984. - 51 с.
6. Руководство по гидрологическим расчетам при проектировании водохранилищ. - Л.: Гидрометеиздат, 1983. - 284 с.
7. Караушев А.В. Теория и метод расчета речных наносов. - Л.: Гидрометеиздат, 1977. - 271 с.
8. Скрыльников В.А. К вопросу о расчете заиления подпертых бьефов гидроузлов//Вопросы гидротехники. - 1963. - Вып.13. - С.91-92.
9. Лапшенков В.С. Расчет заиления водохранилищ при постоянном квазиламинарном режиме течения//Известия АН УзССР. Серия техн.наук. - 1965. - № 2. - 61с.
10. Лапшенков В.С. Прогнозирование русловых деформаций в бьефах речных гидроузлов. - Л.: Гидрометеиздат, 1979. - 239 с.

Ф.Ш.Муратов
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

РАСЧЕТ ЗАИЛЕНИЯ ВОДОХРАНИЛИЩ И ПРУДОВ^х)

Опыт эксплуатации водохранилищ в Средней Азии показал, что все они подвержены интенсивному отложению наносов и фактический ход заиления некоторых из них отличается от проектного.

В настоящее время существует много методов по расчету заиления верхних бьефов гидроузлов. Сопоставление результатов расчета по существующим методам с фактическими данными показывает, что во многих методах период полного отложения наносов не учитывается, за счет чего время заиления, рассчитанное по данным метода,

^х) Работа выполнена под руководством В.А.Скрыльникова.

превышает фактический срок аккумуляции наносов. Наиболее близки к фактическим данным результаты расчета заиления по методике, опубликованной в работах /1,2/.

Различными исследователями установлено, что малые водоемы, пруды и т.п. по интенсивности отложения наносов отличаются от водохранилищ и для расчета их заиления рекомендуются различные формулы и эмпирические зависимости.

В работе /3/ отмечены труды, посвященные исследованию прудов, среди них особого внимания заслуживает работа Ж.Брине, опубликованная впервые в 1953 г. /4/.

Поскольку кривые Брине получены по 44 прудовым водоемам (*ponded reservoirs*), их нельзя использовать для расчета заиления водохранилищ.

А.В.Караушев для определения доли отложения наносов в различных водоемах, в том числе водохранилищах, рекомендует теоретическую зависимость /3/

$$\delta = 1 - (1 - \tilde{W}) e^{\frac{-\psi \tilde{W}}{1 - \tilde{W}}}, \quad (I)$$

где $\psi = \frac{u T_c}{H\delta}$; $\tilde{W}$ — относительная емкость водохранилища; u — гидравлическая крупность наносов;

T_c — продолжительность периода сброса; $H\delta$ — средняя глубина воды в водоеме.

Формула (I) хорошо совпадает с эмпирическими кривыми Брине при $\psi = 30$ /3/.

На рис. I нанесены результаты расчета наносодерживающей способности водоемов по формуле (I) при различных значениях ψ и натурные данные по изменению степени осветления δ различных водохранилищ. Как видно из рисунка, при изменении параметра ψ формула (I) дает серию кривых изменения наносодерживающей способности водоемов. Для существующих водохранилищ кривая по уравнению (I) хорошо совпадает с натурными данными при значении $\psi = 300$.

Таким образом, уравнение (I) описывает наносодерживающую способность как прудов, так и водохранилищ.

Рекомендуемый метод расчета заиления водохранилищ и прудов основывается на уравнении баланса наносов

$$dW_s = \delta P_i dt \quad (P_i \text{ — расход наносов}) \quad (2)$$

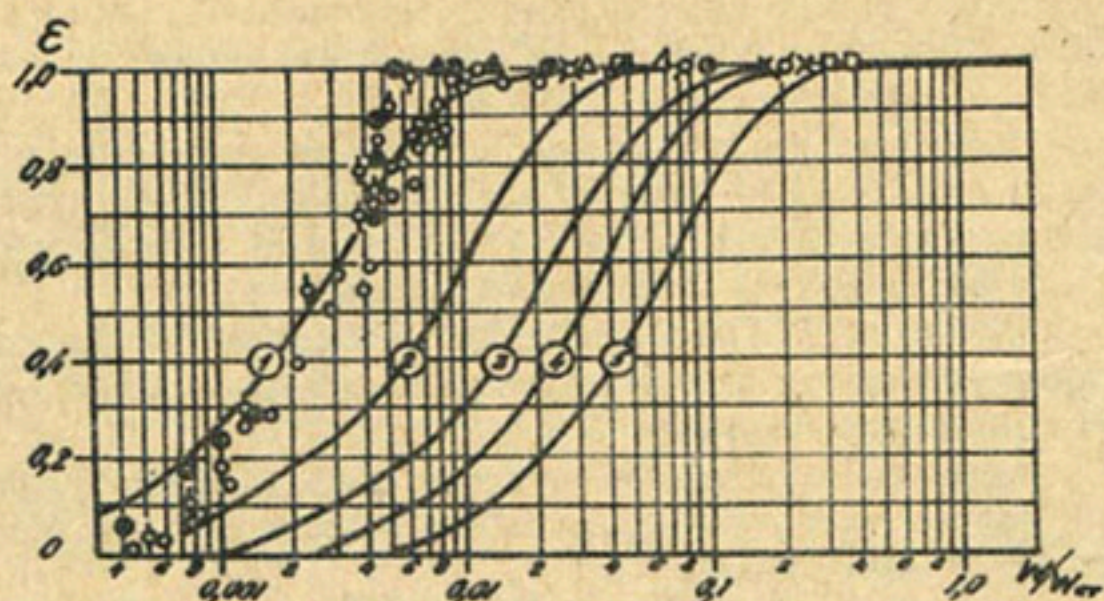


Рис. I. График зависимости наносоудерживающей способности водоемов от их относительной емкости при различных значениях ψ :

1 - $\psi = 300$, 2 - $\psi = 80$; 3 - $\psi = 35$; 4 - $\psi = 20$;
5 - $\psi = 10$.

Натурные данные: ● - бьеф Учкурганской ГЭС;
♦ - бьеф Хишрауской ГЭС;
▲ - бьеф Головной ГЭС.

Водохранилища:

○ - Ташкепринское на р. Мургаб;
Δ - Султанбентское на р. Мургаб;
μ - Тедженское;
⊙ - Гуматское (ГССР);
○ - Ферхадское;
⊙ - Бойсен (США);
x - Кайраккумское;
□ - Ташкентское;
■ - Иолотанское;
□ - Хорогское.

и теоретической зависимости (I), рекомендуемой А. В. Караушевым. Для условий заиления формулу (I) представим в виде

$$\varepsilon = 1 - \chi e^{-\frac{\psi(1-\chi)}{\chi}} \quad (3)$$

где $\chi = 1 - \frac{W - W_3}{W_{сг}}$; W - объем водохранилища;
 W_3 - объем заиления; $W_{сг}$ - среднегодовой объем жидкого стока реки.

Решая (4) совместно с (3), получим

$$dW_3 - \left[1 - \chi e^{-\frac{\psi(1-\chi)}{\chi}}\right] P_i dt \quad (4)$$

Разделим переменные

$$\frac{dW_3}{\left[1 - \chi e^{-\frac{\psi(1-\chi)}{\chi}}\right]} = P_i dt \quad (5)$$

Имея в виду, что $\chi = 1 - \frac{W - W_1}{W_{ст}}$ и интегрируя (5), получим

$$W_{ст} \int_{\chi_0}^{\chi} \frac{d\chi}{1 - \chi e^{-\frac{\psi(1-\chi)}{\chi}}} = \int_0^t P_i dt, \quad (6)$$

где

$$W_{ст} \cdot \Phi(\chi) = \sum_0^t G_i - G_0 t, \quad (7)$$

где

$$\Phi(\chi) = \int_{\chi_0}^{\chi} \frac{d\chi}{1 - \chi e^{-\frac{\psi(1-\chi)}{\chi}}} \quad (8)$$

Используя (7), определим t

$$t = W_{ст} \cdot \Phi(\chi) / G_0. \quad (9)$$

Решение интеграла (8) выполнено методом численного интегрирования (таблица), для расчета заиления составлены графики (рис.2) для различных величин ψ , выбор которой нами рекомендуется производить по графику, приведенному на рис.3.

Анализируя графики на рис.1, следует отметить, что каждую из кривых можно разделить на два участка. Первый (горизонтальная) характеризует полное отложение всего твердого стока в водоеме, или первую стадию заиления, в процессе которой по мере уменьшения объема заиления уменьшается отношение $W/W_{ст}$, а степень осветления остается равной $\xi = 1,0$.

Второй участок характеризует вторую стадию заиления, когда с уменьшением отношения $W/W_{ст}$ степень осветления также начинает уменьшаться.

Следовательно, рекомендуемая методика учитывает одновременно как первую, так и вторую стадию заиления. Но расчет заиления можно выполнить раздельно как для первой, так и для второй стадии, что значительно упрощает вычисления. Объем водоема к нача-

Т а б л и ц а

Решение $\int_{x_0}^x \frac{dx}{1-xe^{-\psi(x)}}$

методом численного интегрирования

$\frac{W-W_1}{W_{cr}} = G$	$1-G-x$	$-\frac{\psi(1-x)}{x} - a$	e^a	xe^a	$1-xe^a$	$\frac{1}{1-xe^a} - b$	$b_{ср}$	Δx	$b_{ср} \Delta x$	$\sum b_{ср} \Delta x = \varphi(x)$
0,010	0,990	-3,030	0,048	0,049	0,952	1,050	1,060	0,001	0,001060	1,06.10 ⁻³
0,009	0,991	-2,725	0,066	0,065	0,935	1,069	1,083	0,001	0,001083	2,14.10 ⁻³
0,008	0,992	-2,419	0,089	0,088	0,912	1,097	1,117	0,001	0,001117	3,26.10 ⁻³
0,007	0,993	-2,115	0,121	0,120	0,880	1,136	1,165	0,001	0,001165	4,43.10 ⁻³
0,006	0,994	-1,811	0,164	0,163	0,837	1,194	1,239	0,001	0,001239	5,66.10 ⁻³
0,005	0,995	-1,508	0,221	0,220	0,780	1,283	1,355	0,001	0,001355	7,02.10 ⁻³
0,004	0,996	-1,205	0,300	0,299	0,701	1,426	1,553	0,001	0,001553	8,57.10 ⁻³
0,003	0,997	-0,903	0,405	0,404	0,596	1,679	1,944	0,001	0,001944	10,52.10 ⁻³
0,002	0,998	-0,601	0,548	0,547	0,453	2,208	3,026	0,001	0,003026	13,54.10 ⁻³
0,001	0,999	-0,300	0,741	0,740	0,260	3,844				

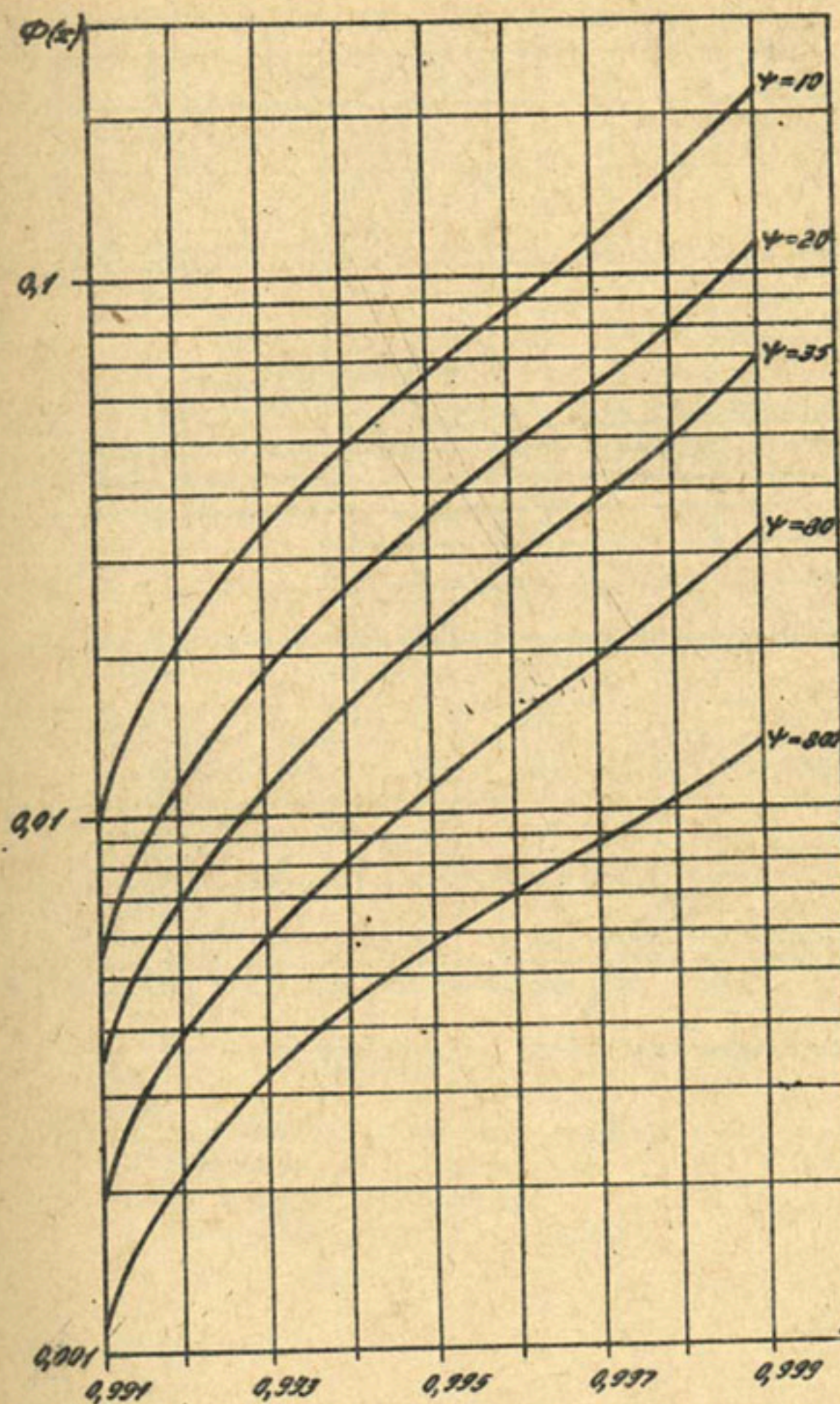


Рис. 2. График функции $\phi(x) = \int_0^x \frac{dx}{1 - x e^{-\psi x}}$, полученной методом численного интегрирования.

$$x = 1 - \frac{W - W_0}{W_{0T}}$$

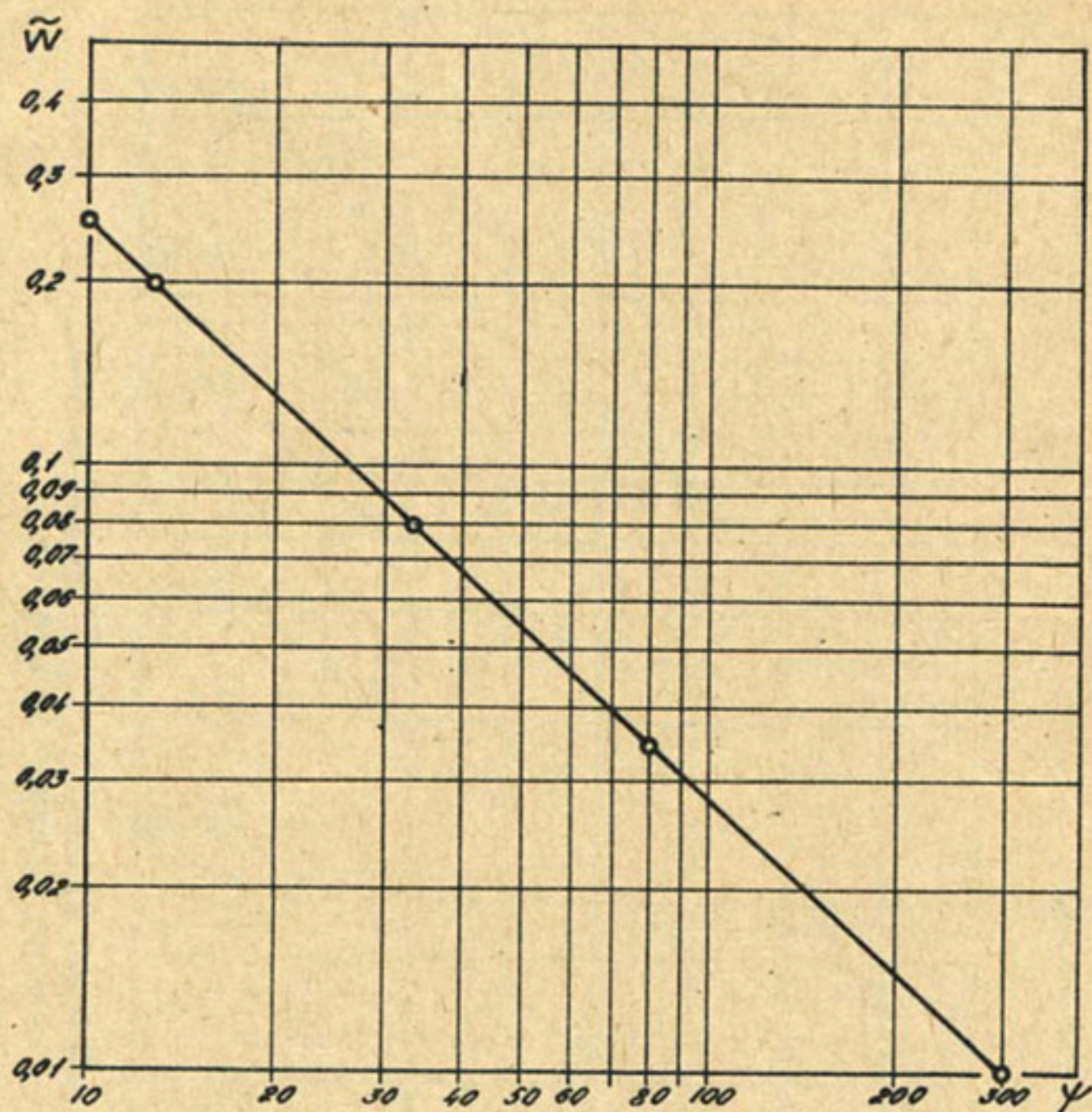


Рис.3 График зависимости $\tilde{W} = f(\psi)$.

ду второй стадии заиления можно определить по формуле

$$W'_H = W_{CT} \cdot 2,21 \Psi^{-0,946} \quad (10)$$

Объем заиления первой стадии

$$W_S = W_H - W'_H, \quad (11)$$

время заиления

$$t_1 = \frac{W_H - W'_H}{G_0}, \quad (12)$$

где G_0 — среднемноголетний сток наносов реки.

Расчет второй стадии производят по графикам на рис.2 для значений $W - W'_H$. При $W'_H = (0,05 \dots 0,06) W_H$ расчетом второй стадии можно пренебречь. В этом случае продолжительность заиления определяют по выражению

$$T = \frac{W}{G_0}. \quad (13)$$

Результаты расчета заиления по предлагаемому методу хорошо совпадают с натурными данными (рис.4).

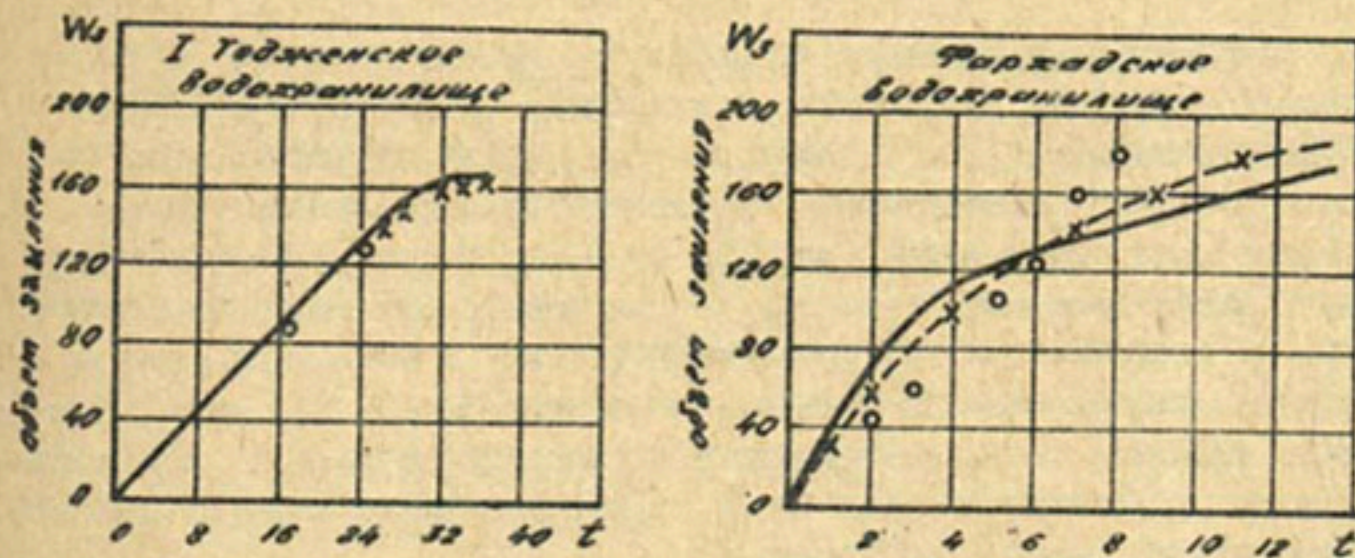


Рис.4. Сопоставление фактического заиления водохранилищ с расчетным:

- — фактическое заиление;
- × — по методу В.А.Скрыльникова;
- — по рекомендуемому методу.

Список использованной литературы

1. Скрыльников В.А. Расчет продолжительности заиления подпертых бьефов и водохранилищ // Известия АН УзССР. Серия техн. наук. - 1966. - №3. - С. 52-58.
2. Скрыльников В.А. К вопросу о расчете заиления подпертых бьефов гидроузлов // Вопросы гидротехники. - 1963. - Вып. 13. - С. 91-92.
3. Караушев А.В. Сток наносов, его изучение и географическое распределение. - Гидрометеонадат, 1977.
4. Brune G.M. Trap efficiency of reservoirs... Trans. Amer. Geophys. Union. - 1953. - vol. 34. - N3.

В.А.Скрыльников, канд.техн.наук,
Н.Х.Зайнутдинова
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

РАСЧЕТ ЗАНЕСЕНИЯ ЛОТКОВОЙ СЕТИ ПРИ РАБОТЕ СКВАЖИН ВЕРТИКАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

Скважины вертикального дренажа относятся к объектам периодического действия, работающим по заданному режиму откачек. Кроме запланированных пусков и остановок, происходят случайные отключения скважин из-за отсутствия электроэнергии. В зависимости от времени года число пусков доходит до 3 раз в сутки. На непескующие и слабо пескующие скважины это не оказывает существенного влияния, на пескующих же при каждом новом пуске в отводящую сеть выносятся определенный объем песка тем значительней, чем выше пескование скважин. Часть поступающего в отводящую сеть песка транспортируется по лоткам до коллектора, а часть откладывается в головной части лотка, вызывая его занесение.

Выпавшие на дно лотка частицы песка двигаются в виде донных наносов, покрывая все дно рифелями, которые создают дополнительное сопротивление, увеличивая коэффициент шероховатости лотка и уменьшая транспортирующую способность потока.

Наносы повышают отметку дна вначале в головной части, а затем по всей длине лотка. В дальнейшем высота отложений в головной части будет увеличиваться и достигнет такой величины, при которой

пропускная способность сечения снизится и появится опасность перелива воды через стенки лотка. С этого момента лоток необходимо очистить от наносов.

С целью обеспечения заданной пропускной способности лотковой сети необходима разработка метода расчета, позволяющего определить промежуток времени, после которого потребуется очистка от выпавших наносов.

Отводящая сеть скважин вертикального дренажа представлена в основном железобетонными лотками типа Лр-60, Лр-100 с поперечным сечением, описанным параболой, и реже открытыми каналами в земляном русле. Гидравлические элементы таких лотков определяются следующим образом:

площадь поперечного сечения — по формуле

$$\omega = \frac{\alpha}{\alpha + 1} \beta h^2, \quad (1)$$

где $\alpha = 2$; $\beta = B/h$;

ширина лотка по урезу воды — по выражению

$$B = \sqrt{2\alpha h}, \text{ где } \alpha = 2P; P = 0.2; \quad (2)$$

средняя скорость — по Шези

$$V = C\sqrt{HI}, \quad (3)$$

где I — уклон лотка; C — коэффициент Шези,

$$C = \frac{1}{n} H^{\frac{2}{3}}, \quad H = \frac{\omega}{B}; \quad (4)$$

n — коэффициент шероховатости русла;

расход воды — по выражению

$$Q = \omega V. \quad (5)$$

Как видно из приведенных формул, пропускная способность лотка зависит от гидравлических сопротивлений, характеризующихся коэффициентом шероховатости, который изменяется в зависимости от количества транспортируемых наносов по дну лотка. Поскольку при движении песчаных наносов в лотках формируется горизонтальное дно и при

этом поперечное сечение приближается к прямоугольной форме, для вывода расчетных зависимостей воспользуемся данными, полученными нами при проведении специальных лабораторных исследований в лотках на пространственных песчаных моделях с постоянной шириной.

На рис.1 приводится график изменения коэффициента сопротивления русла от числа Фруда, согласно которому

$$\lambda = K_A F_2^{-1,3} \quad (6)$$

Коэффициент сопротивлений описывается известной формулой

$$\lambda = \frac{2ghI}{V^2} = \frac{2I}{F_2} \quad (7)$$

Решая (6) и (7), получим

$$K_A = 2I F_2^{0,3} \quad (8)$$

На рис.2 показана связь коэффициента пропорциональности K_A с относительным количеством наносов, которая выражается формулой

$$K_A = 0,000414 + 3,5 \left(\frac{\rho}{\gamma} \right)^{0,872} \quad (9)$$

Решая совместно (8) и (9), получим формулу для определения удельного содержания наносов, транспортируемых потоком, в лотковой сети

$$\frac{\rho}{\gamma} = \left(\frac{2I \times F_2^{0,3} - 0,000414}{3,5} \right)^{1,147} \quad (10)$$

где $\gamma = 1000$ г/л.

Коэффициент шероховатости также, как и коэффициент гидравлических сопротивлений зависит от формы и размеров рифелей, образующихся при движении донных наносов.

С ростом количества наносов размер рифелей увеличивается, они становятся более рельефными, за счет чего возрастает коэффициент шероховатости. При этом изменяется устойчивость потока, что может стать причиной искривления его динамической оси и неравномерного распределения сопротивлений по длине рассматриваемого лотка.

На участках, где поток прижимается к стенкам лотка, сопротив-

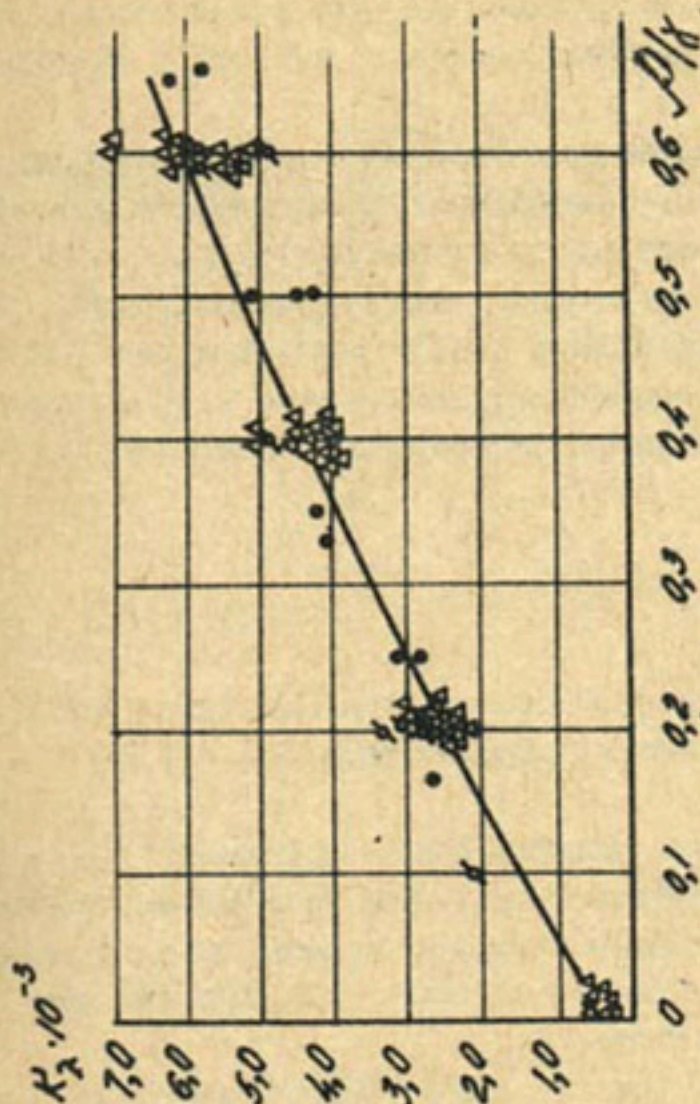


Рис. 2. График $K_{\lambda} = f(\rho)$ по расчету и данным лабораторных исследований мелкопесчаных моделей с закрепленными берегами:
 0,4 – опытные данные 1976 г. (лотки шириной 0,75; 1,5 м);
 ρ – опытные данные Р.Р.Абдураулова (δ = 1,24; 2,0; 2,15 м);
 ● – опытные данные З.Н.Нуритдинова (δ = 0,20 м)
 — расчет по предполагаемой зависимости.

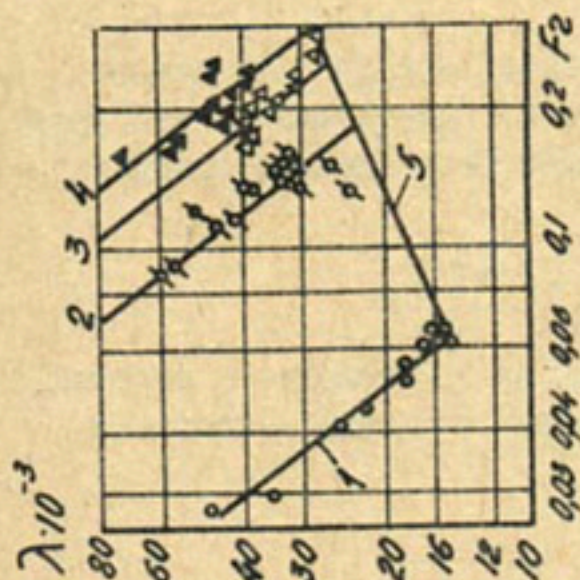


Рис. 1. График зависимости $\lambda = f(F_2, \rho)$ по данным лабораторных исследований мелкопесчаного русла в лотках шириной δ = 0,75 и 1,5 м. Расчет по предполагаемому выражению при значениях мутности (г/л): 1–0,0; 2–0,2; 3–0,4; 4–0,6; 5–λ_{min}.
 Опытные данные при значениях мутности (г/л): 0–0,0; ρ–0,2; Δ–0,4; ▲–0,6.

ление уменьшается, так как смоченный периметр в этих местах имеет меньше рифелей, чем на переходных участках, где поток располагается в середине лотка.

Для выявления характера изменения коэффициента шероховатости по длине лотка и в зависимости от количества наносов, использовались данные специальных лабораторных исследований в лотках различной ширины. Эти данные, как и предполагалось, имеют некоторый разброс точек и заключены между двумя кривыми (рис.3), отражающими изменение коэффициента шероховатости по длине лотка.

Зависимость коэффициента шероховатости от количества наносов можно представить в виде

$$n = n_0 \left[1 + K \left(\frac{\rho}{\gamma} \right)^{0.25} \right], \quad (II)$$

где n_0 — коэффициент шероховатости бетонного лотка; $n = 0,013$;
 K — коэффициент пропорциональности; $K_{max} = 9,0$,
 $K_{min} = 7,5$;

Для практических расчетов целесообразно принимать $K_{max} = 9,0$.

Периодичность очистки лотковой сети при песковании скважин вертикального дренажа определяется числом пусков, способствующих образованию такой высоты отложения наносов, которая вызывает перелив воды через стенки лотка.

Исходя из предположения, что отложения наносов в лотке длиной L примут форму пирамиды с объемом $1/3 WL$, определяем объем отложений

$$\frac{1}{3} WL = G \cdot N, \quad (12)$$

где G — объем отложений за один пуск, m^3 ;
 N — число пусков.

Объем отложений за один пуск равен объему наносов, поступающих в лоток, за вычетом наносов, вынесенных за его пределы, в соответствии с транспортирующей способностью потока

$$G = \frac{Q}{\gamma_n} \sum_0^t (\rho_i - \rho_0) t_i. \quad (13)$$

Здесь ρ_i — мутность потока, поступающего из скважины в лоток, определяется путем натурных наблюдений;

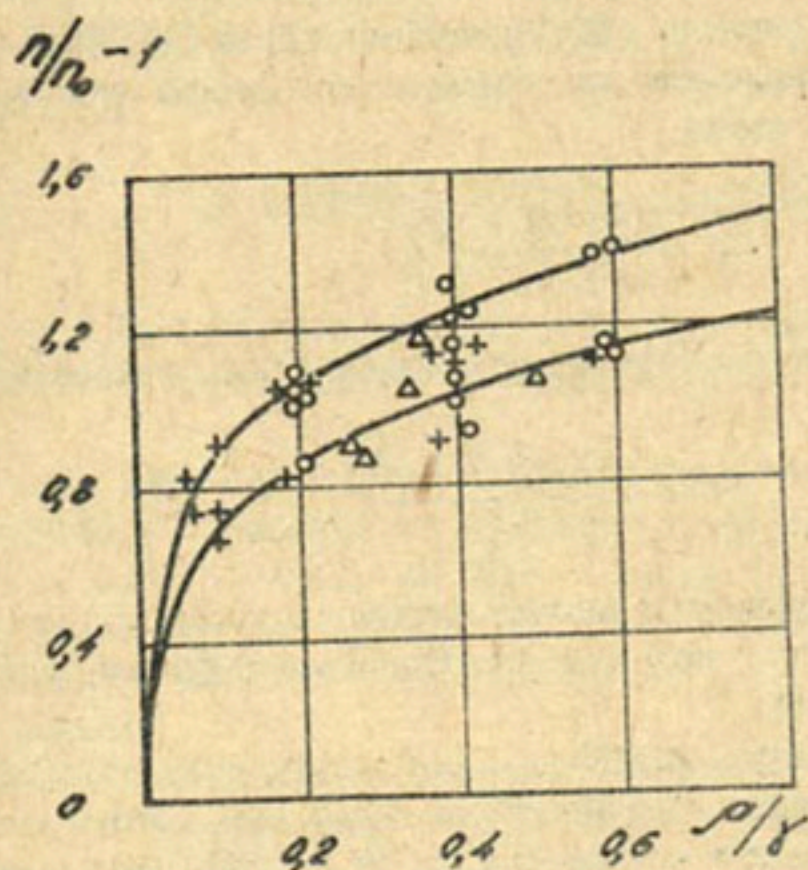


Рис.3. График изменения коэффициента шероховатости от относительного количества наносов в потоке.

Опытные данные:

- О - плоские лотки (В.А.Скрыльников);
- + - пространственные модели (В.А.Скрыльников);
- Δ - плоские лотки (З.Н.Нуритдинов).

ρ_c — мутность потока, вытекающего из лотка, определяется по формуле (10);

t_i — время, в течение которого поступает поток с мутностью ρ_i .

Подставив в формулу (12) выражения (1) и (2), при $\alpha = 2$, $\alpha = 2P$, получим выражение для определения высоты отложения наносов в начальной части лотка

$$h_n = \left(\frac{9G \cdot N}{4L\sqrt{2P}} \right)^{\frac{1}{1.5}} \quad (14)$$

Из (14) можно вывести формулу для определения предельного числа пусков скважины

$$N = \frac{4L\sqrt{2P}h_n^{1.5}}{9G} \quad (15)$$

Величина h_n принимается равной разности высоты лотка и глубины наполнения в нем при заданном расходе воды с учетом коэффициента шероховатости лотка.

По исследованиям САНИИРИ (А.Я.Белоусов, 1972 г.), годовое число пусков скважины изменяется от 40 до 400. Ниже приводится расчет пусков скважины изменяется от 40 до 400. Ниже приводится расчет периодичности очистки лотковой сети на основании натурных исследований, проведенных на скважине № 144, расположенной в с-зе "Красная звезда" Джетысайского района Чимкентской области.

Отводящая сеть представлена параболическими лотками Лр-60 длиной 570 м, уклоном 0,00016; расход скважины равен 50 л/с, данные по пескованию скважины приводятся в табл. I, количество пусков — в среднем 1 раз в сутки.

При транспортировании наносов коэффициент шероховатости лотка превышает значение $n = 0,013$, принятое в типовом проекте. Его значение определяется по формуле (11) и в зависимости от количества транспортируемых наносов (пескования скважины) колеблется от 0,020 до 0,35.

Задаваясь значением мутности потока и подбором определяем коэффициент шероховатости. Принимаем $\rho_c = 0,12$ г/л, что дает $\frac{\rho}{\gamma} = 0,00012$.

Из формулы (11)

$$n = 0,013 / 1 + 9(0,00012)^{0.25} = 0,0253.$$

Гидравлические элементы лотка определяются по формулам (1) - (5).

$$\begin{aligned} h &= 0,25 \text{ м}, & B &= 0,632 \text{ м}, & \beta &= 2,53, & W &= 0,105 \text{ м}^2, \\ H &= 0,166 \text{ м}, & C &= 29,2, & V &= 0,477 \text{ м/с}, \\ Q &= 0,050 \text{ м}^3/\text{с}, & F_z &= 0,139. \end{aligned}$$

По формуле (10)

$$\frac{P_c}{\gamma} = \frac{(2 \times 0,00016 \times 0,139^{0,3} - 0,000414)^{1,15}}{3,5} = 0,00012$$

или $P_c = 0,12 \text{ г/л}$, что совпадает со значением принятым, в начале расчета, поэтому пересчета гидравлических элементов не требуется.

В таблице приводится расчет объемов занесения и объемов наносов, которые в состоянии поток транспортировать за пределы лотка. Из таблицы видно, что объем занесения в лотке достигает максимума через 370 мин от начала работы, затем проходит фазу отложений. К моменту следующего пуска в лотке остается $0,190 \text{ м}^3$ наносов.

При глубине воды $0,25 \text{ м}$ критическая высота наносов, при которой произойдет перелив воды в лотке марки Др-60, равняется

$$h_n = 0,60 - 0,25 = 0,35 \text{ м}.$$

Определяем число пусков до критического занесения лотка:

$$N_{кр} = \frac{4 \times 570 \times 2 \times 0,2 \times 0,35^{1,5}}{9 \times 0,19} = 174.$$

Принимая, что в среднем в течение года на скважине происходит около 100 пусков, очистку отводящей сети скважины № 144 следует производить не реже одного раза в 2 года.

По данным Джетисайского управления вертикального дренажа, очистка лотка производилась через 2 года: сначала в ноябре 1980 г., затем - в декабре 1982 г.

Таким образом, разработанный метод расчета является вполне приемлемым для определения периодичности очистки лотковой сети и может быть применен при разработке проектов эксплуатации систем вертикального дренажа.

Т а б л и ц а

Суммарное время от начала работы скалены	Мутность (пескова- н и е) потока ρ_i г/л	Время между замерами мутности t_i , мин	$t_i \cdot 10^{-3}$ сек	$\rho_i - \rho_c - A$, г/л	$A \cdot t_i - K$ л	$C - K = 50$ г/л	Суммарное занесение, размыв, м ³
2	8,44	2	0,12	8,32	0,998	0,0249	0,0249
5	5,34	3	0,18	5,12	0,922	0,023	0,0479
10	2,15	5	0,30	2,03	0,61	0,0153	0,0632
20	1,24	10	0,60	1,12	0,672	0,0168	0,0800
40	0,76	20	1,2	0,64	0,762	0,0190	0,0990
70	0,65	30	1,8	0,63	0,954	0,0238	0,1228
130	0,44	60	3,6	0,32	1,152	0,0288	0,152
190	0,37	60	3,6	0,25	1,26	0,0315	0,183
370	0,24	180	12,8	0,12	1,536	0,0383	0,221
1440	0,10	1070	64,2	-0,02	-1,284	-0,0321	0,0321

Р.К.Уркинбаев, канд.техн.наук
Ш.Р.Хамдамов
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

УСТАНОВЛЕНИЕ ОБЪЕМА ЗАИЛЕНИЯ КАНАЛОВ И ОРГАНИЗАЦИЯ ОЧИСТНЫХ РАБОТ В УСЛОВИЯХ РЕКИ АМУДАРЬ^{х)}

В среднем течении Амударьи при бесплотинном водозаборе подводящая часть магистральных каналов сильно заносится донными и взвешенными наносами, что затрудняет эксплуатацию водозаборных узлов и отбор воды из реки (рисунок).

Борьба с наносами осуществляется в основном путем осаждения крупных фракций наносов в головной части каналов и более мелких — на начальных участках межхозяйственных каналов. Осевшие наносы удаляются механизированным способом с помощью электрических и дизельных землесосов.

Основное затруднение, с которым приходится сталкиваться при организации производства очистных работ, — установление объемов заиления головного и межхозяйственного отстойников. Полный объем наносов, поступающих в канал на входном створе его, складывается из объемов взвешенных ($W_{\text{вз}}$) и влекомых ($W_{\text{вл}}$) наносов, то есть

$$W_{\text{п}} = W_{\text{вз}} + W_{\text{вл}}.$$

Объем взвешенных наносов, поступающих из реки в оросительную систему, определяют, исходя из объема водозабора, мутности воды в реке и степени осветления воды на участках магистральных и межхозяйственных каналов:

$$W_{\text{вз}} = \frac{\sum Q \rho_0}{\gamma_n},$$

где $\sum Q$ — суммарный объем (сток) водоподачи, м^3 за декаду или месяц;

ρ_0 — среднедекадная или среднемесячная мутность воды во входном створе канала, $\text{кг}/\text{м}^3$;

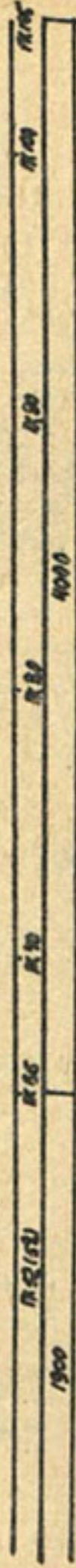
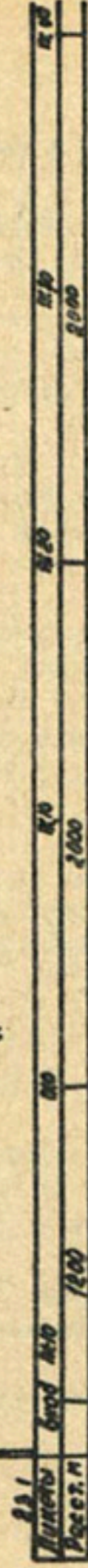
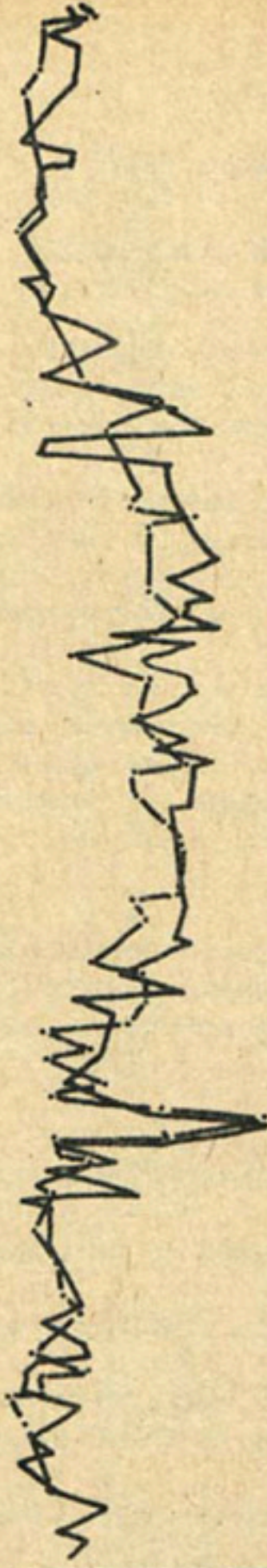
γ_n — плотность донных отложений (для отстойников в среднем составляет $1250 \text{ кг}/\text{м}^3$).

Объем влекомых наносов, поступающих в канал, из-за трудности измерений может быть принят в процентах от объема взвешенных

х) Работа выполнена под руководством докт.техн.наук А.М.Мухамедова.

отм. ур.
водосв.
244

Уров. воды 244.28
Уров. воды 242.90



Продольный профиль подводящей части КМК (1986 г.).

наносов. По данным наших измерений, расход влекомых наносов на участке р. Амударья в районе головной части КМК составил 10...28 %, на участке в районе головной части АБМК / I / 5...37 % и, по данным / 2 /, - 8...20 %. Приближенные значения расходов влекомых наносов во внутригодовом разрезе при расчетах могут быть приняты: в период половодья - 15...20 и в меженный период - 20...27 % от расхода взвешенных наносов.

Общий объем наносов, поступающих в оросительную систему за декаду или месяц, с учетом взвешенных и влекомых наносов можно определить по формуле

$$W_n = \frac{\sum Q P_0 (1 + K_g)}{\gamma_n}, \quad (3)$$

где $K_g = (0,15...0,2)$ в период половодья;
 $K_g = (0,2...0,27)$ в меженный период.

Объем заиления головного отстойника устанавливается с учетом задержания в нем полного расхода влекомых и части взвешенных наносов:

$$W_z = \frac{\sum Q P_0 (\eta_b + K_g)}{\gamma_n}, \quad (4)$$

где η_b - степень осветления воды в выходном створе.

Значение коэффициента осветления воды определяется по данным расчетов или специальных натурных наблюдений за режимом заиления головного отстойника по зависимости:

$$\eta_b = \frac{P_0 - P_{\text{вых}}}{P_0},$$

где $P_{\text{вых}}$ - мутность воды в выходном створе отстойника.

При расчетах объема заиления головного отстойника мутность во входном створе канала (P_0) принимается равной мутности реки в створе водозабора, устанавливаемой по данным близлежащих гидропостов УТМС, а расчетная мутность на выходе из отстойника ($P_{\text{вых}}$) - равной критической мутности (соответствующей транспортирующей способности потока в защищаемом от заиления канале), умноженной на КПД канала (K_c), то есть

$$P_{\text{вых}} = P_T \cdot K_c.$$

При отсутствии данных для установления $P_{\text{вых}}$ и K_c коэффициенты η_b и K_g могут быть приняты согласно данным табл. I,

Т а б л и ц а I

Фактические измеренные средние значения коэффициента остстления воды η_d и K_d
и их изменения по длине подводящей сети каналов при бесплотинном водозаборе

в условиях среднего течения р.Амударьи

Расстояние от начального створа на подводящей части каналов, км	Вход - сооружение	головное	Ниже голов-ного сооруже-ния
вход - 1,5 1,5 - 3,5 3,5-5,5 5,5 - II II - 20			
η_d - 0,5 K_d η_d - 0,5 K_d η_d - 0,5 K_d η_d - 0,5 K_d η_d - 0,5 K_d			
1. Бесплотинный водозабор с углом отвода 10-30° и закрепленным оголовком			
0,08 0,1 0,33 0,1 0,19 0,04 0,07	0,71	0,2	0,29
2. То же, с углом отвода 45-80° и незакрепленным оголовком			
0,38 0,15 0,15 0,15 0,13 0,05 0,07	0,78	0,3	0,22
3. То же, с углом отвода 10-30° и незакрепленным оголовком			
0,20 0,15 0,10 0,15 0,10 0,14 -	0,54	0,3	0,46
4. То же, с углом отвода 30-50° и незакрепленным оголовком			
0,20 0,15 0,09 0,15 0,07 0,11 -	0,47	0,3	0,58
5. То же, с углом отвода 70-90° и незакрепленным оголовком			
0,39 0,15 0,06 0,15 0,07 0,07 -	0,59	0,3	0,41

полученным нами на примере КМК и АБК. Объем взвешенных наносов, проходящих транзитом через отстойник вниз по течению (W_T), представляет собой разницу между объемом наносов, прошедших через входной створ (3) и отложившихся в отстойнике (4):

$$W_T - W_n - W_s = \frac{\sum Q \rho_o (1 - \eta_b)}{\gamma_n} \quad (5)$$

Объем наиболее мелких фракций наносов, проходящих транзитом по всем каналам оросительной сети (включая внутрихозяйственные каналы) и выносимых на орошаемые земли, можно установить по зависимости

$$W_o = \frac{K_c K_n \sum Q \rho_o (1 - \eta_b)}{\gamma_n} \quad (6)$$

где K_c — КПД оросительной системы (от головного отстойника до хозяйственных оросителей);

K_n — коэффициент, учитывающий осаждение части наносов под влиянием подпора гидротехнических сооружений.

Общий объем заиления междоустьевых и внутрихозяйственных каналов, представляющий разницу между объемом наносов, проходящих транзитом через головной отстойник, и наносов, выносимых на орошаемые земли, можно определить по выражению

$$W_M = W_T - W_o = (1 - K_c K_n) \frac{\sum Q \rho_o (1 - \eta_b)}{\gamma_n} \quad (7)$$

В предварительных расчетах применительно к условиям р.Амударьи в среднем ее течении и преобладающим во фракционном составе наносов глинистым и пылеватым частицам (более 80 %) можно принимать

$$K_c \cdot K_n \approx \eta \cdot \rho \% \approx \frac{0.4 \times 83}{100} \approx 0.33.$$

В целях обеспечения гарантированного водозабора необходимо регулировать процесс осаждения наносов в головном отстойнике с помощью правильной организации очистных работ во времени и соответствующей расстановки земснарядов по длине канала. Расстановку земснарядов осуществляют в зависимости от распределения объемов отложений по длине канала, с учетом типа и производительности каждого земснаряда.

Для своевременного удаления наносов рекомендуется на головном участке подводящей части канала очистку производить земснарядами высокой производительности, объединенных в группу, разрабатывающую единый макрозабой, а ниже по течению, где объемы заиления меньше, переходить к очистке микрозабоями, равномерно распределенными по длине канала.

В целях обеспечения достаточной равномерной загрузки земснарядов и поддержания необходимой пропускной способности канала в период активной вегетации необходимо периодически изменять организацию очистки следующим образом. В период интенсивного поступления наносов (май – август) очистку головного отстойника выполнять траншейным способом на неполную ширину, а в период межени (сентябрь – апрель) – на полную. При этом оптимальное количество земснарядов, место и размер забоев по длине канала устанавливаются из условия баланса объемов заиления и очистки:

$$\sum W_z - \sum W_{от} ,$$

где W_z – суммарный объем заиления, м³/год;

$W_{от}$ – суммарный объем очистки, м³/год.

Во внутригодовом разрезе поддерживать баланс объемов заиления и очистки практически невозможно ввиду неравномерного поступления наносов во времени и ограниченности количества земснарядов.

Длина, ширина и глубина отстойника (землесосных забоев) назначаются в зависимости от режимов поступления и осаждения наносов и технического параметра земснарядов и устанавливаются для каждого этапа в следующей последовательности.

1. Определяются среднемесячные объемы заиления и очистки –

$$W_M = \frac{\sum W_z}{12} ;$$

2. Необходимое количество земснарядов по участкам канала в месяц –

$$PK_N W_M - P_1 N_1 + P_2 N_2 + \dots P_i \cdot N_i .$$

Здесь P – доля осажженных наносов по участкам канала, % (для КМК определяется согласно данным табл. 2); K_N – коэффициент,

учитывающий неравномерность очистки: для периода апрель–август

$K_N = 1,2$, для остальных месяцев $K_N = 0,8$; $P_1, P_2, \dots, P_i$ – средняя фактическая производительность земснарядов; $N_1, N_2, \dots, N_i$ – число земснарядов.

Изменение средних значений объемов заиления и очистки
по длине подводящей части ЮК

Участок канала: Вход	0-20	:20-40	:40-65	:65-103	:103-НС-1	Итого, %
Очистка	22,3	51,7	3,4	8,6	6	100
Заиление	12	46	27	6	3	100

3. Оптимальная длина участка очистки в отстойнике, обеспечивающая высокую производительность земснарядов и пропускную способность канала

$$L_1 = \frac{P \cdot W_M}{\Delta B \cdot \Delta H},$$

где W_M — среднемесячный объем заиления или очистки;

ΔB и ΔH — ширина и глубина землесосных забоев.

4. Оптимальные размеры забоев ΔB и ΔH из технических параметров земснаряда и канала, согласно условиям

$$B_{min} \leq \Delta B \leq B_d,$$

$$H_{min} \leq \Delta H \leq H_{max}.$$

Здесь B_d — ширина отстойника по дну,

$$B_d = B_n - 2mH$$

(B_n — ширина канала-отстойника по урезу воды,

m — заложение откоса, H — наибольшая глубина воды в канале-отстойнике);

H_{max} , H_{min} , B_{min} — максимальная и наименьшая глубина и ширина земснарядных забоев, которые равны:

$$H_{max} = 10 \dots 12 \text{ м}, H_{min} = 2 \dots 3 \text{ м и } B_{min} = 20 \dots 45 \text{ м}.$$

Таким образом, полученные зависимости позволяют установить объемы заиления головного отстойника и междоустьевых каналов при бесплотинном водозаборе и определить количество земснарядов и размеры забоев для организации очистных работ по длине канала.

Список использованной литературы

1. Кучкаров М.М., Череметовский А.А. Некоторые результаты исследований по определению расхода влекомых наносов в среднем течении р.Амударьи//Сб.науч.тр./Среднеаз.НИИ ирригации.— 1985.—Вып.174.— С.98-106.
2. Тузов Б.Е. К вопросу определения расхода донных наносов по объему русловой формации. — Труды САНИИРИ/Среднеаз.НИИ ирригации. — 1968. — Вып.114.— С.93-114.

А.Х.Садыков
И.В.Осадчая
(САННИРИ им.В.Д.Журина)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЗАВИСИМОСТИ МЕЖДУ СКОРОСТЯМИ ВЕТРА НА ВОДОХРАНИЛИЩЕ И МЕТЕОСТАНЦИИ

При проектировании водохранилищ важно правильно определить величину расчетной скорости ветра и, следовательно, параметры волн, которые входят в число исходных данных проекта.

Расчетную скорость ветра следует определять по результатам измерения скоростей ветра в районе водохранилища за 25 лет. При отсутствии данных, полученных в непосредственной близости от створа будущей плотины водохранилища, используются данные срочных наблюдений на ближайшей к створу плотины метеостанции. Однако в этом случае необходимо установить наличие корреляционной связи между скоростями ветра в створе плотины и на метеостанции. Для этого надо провести специальные натурные измерения скоростей ветра в створе плотины в период частых, сильных ветров волноопасного направления и одновременно замеры скоростей ветра на метеостанции.

Если ветровой режим в створе плотины и в районе метеостанции определяется общими условиями ветрообразования, можно предположить, что корреляционная связь между скоростями ветра в этих двух пунктах существует, на что указывает величина коэффициента корреляции, подсчитанная по известной формуле. В этом случае зависимость между скоростями ветра определяют как уравнение прямой, наилучшим образом спрямляющей точки, изображающие пары одновременных значений скоростей ветра в створе плотины и на метеостанции. Это уравнение мы получили по методу наименьших квадратов путем минимизации суммы квадратов расстояний от точек до прямой. Уравнение имеет следующий вид:

$$y = \bar{y} + (B + \sqrt{B^2 + 1})(x - \bar{x}),$$

где

$$B = \frac{\frac{\sum y^2}{n} - \frac{\sum x^2}{n} - (\bar{y}^2 - \bar{x}^2)}{2 \left(\frac{\sum xy}{n} - \bar{x}\bar{y} \right)}.$$

Здесь x и y - скорости ветра на метеостанции и в створе плотины, м/с;

$\bar{x}$ - $\bar{y}$ - средние скорости в данных пунктах, м/с;

n – число пар одновременных наблюдений скоростей ветра в двух пунктах.

По полученной зависимости определяли расчетную скорость ветра для будущего Нижнекафирниганского водохранилища. Натурные измерения скорости ветра в створе плотины проводились с марта по октябрь 1985–1986 гг., в месяцы, когда наблюдаются наиболее частые и сильные ветры, имеющие волноопасные направления (ССЗ, С, ССВ, СВ, ЕСВ). Одновременные срочные наблюдения за скоростями ветра проводились на метеостанциях Шаартуз и Исанбай. Первая метеостанция расположена в 60 км к югу, вторая – в 40 км к северу от створа плотины.

Коэффициент корреляции между скоростями ветра в створе плотины и на метеостанции Исанбай составил:

$$r = \frac{\frac{\sum xy}{n} - \bar{x} \bar{y}}{\sqrt{(\frac{\sum x^2}{n} - \bar{x}^2)(\frac{\sum y^2}{n} - \bar{y}^2)}} = 0,57.$$

Следовательно, между этими скоростями существует довольно тесная связь.

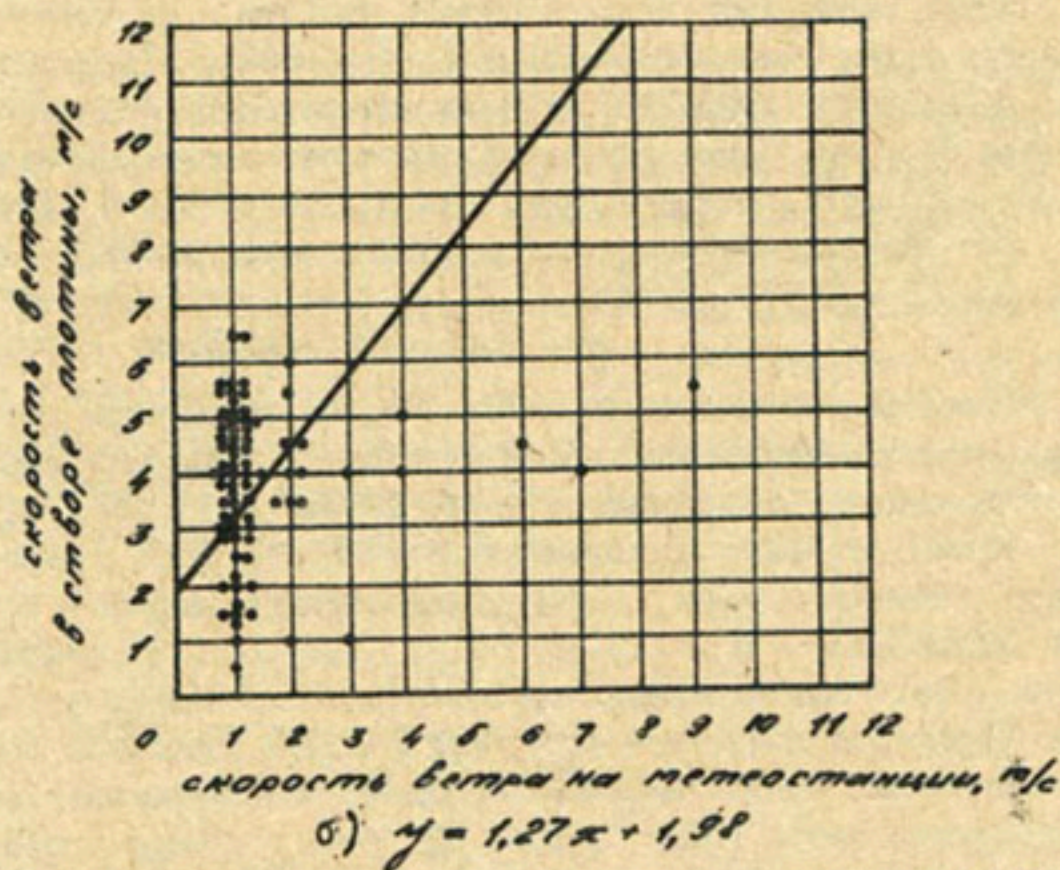
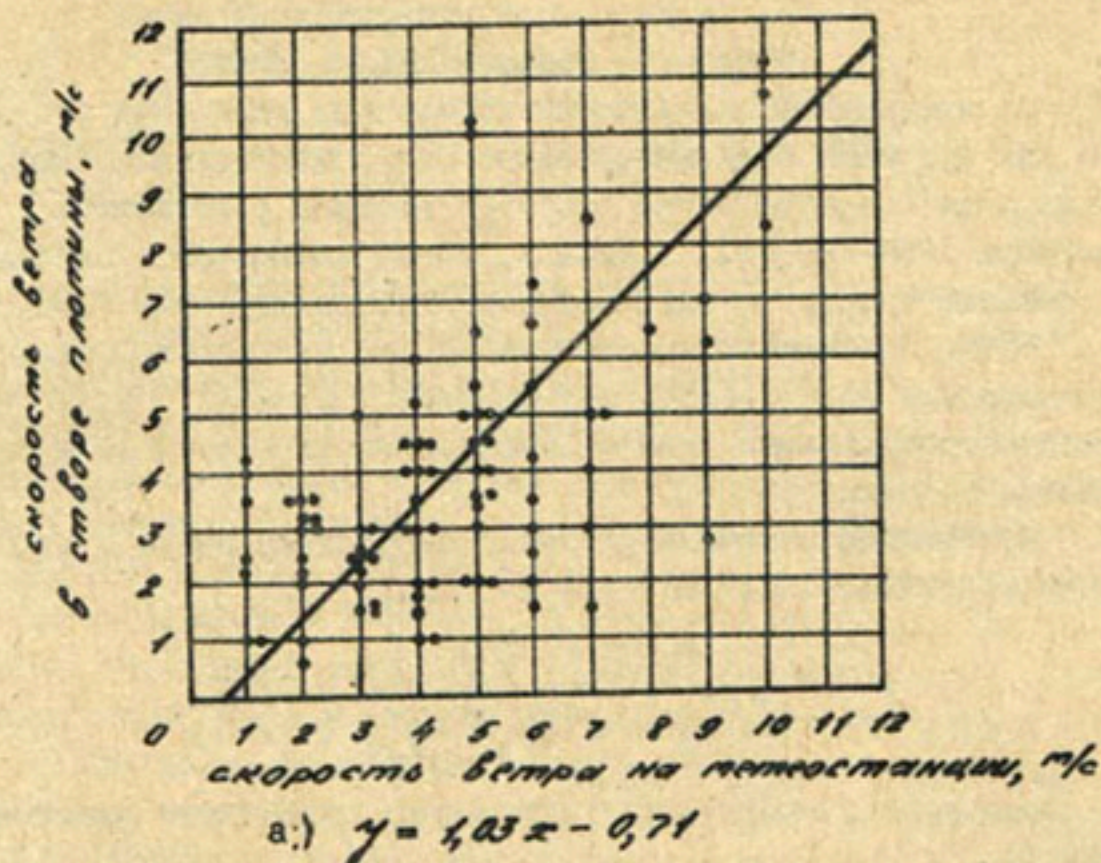
Между скоростями ветра в створе плотины и на метеостанции Шаартуз такая связь отсутствует ($r = 0,22$). По данным 20-летних наблюдений (1966–1985 гг.) на метеостанции Исанбай была определена скорость ветра расчетной обеспеченности (расчетный шторм I раз в 50 лет), которая оказалась равной $U_w = 24,4$ м/с.

Для определения расчетной скорости ветра в створе плотины находим $B = 0,033$. Тогда

$$y = 1,03x - 0,71 \text{ (рис. I, а)}$$

Учитывая это равенство и то, что скорость ветра из-за образования водной поверхности после наполнения водохранилища увеличивается, получим расчетную скорость ветра $U_w = 27,3$ м/с.

Аналогично была установлена зависимость между скоростями ветра у створа плотины Гиссаракского водохранилища и на метеостанции Шахрисабз: $y = 1,27x + 1,98$ (рис. I б). Корреляционная связь в этом случае оказалась недостаточно тесной, что можно объяснить невысоким качеством измерений величин скоростей ветра на метеостанции. Однако близкое совпадение одновременных волноопасных направлений ветра (ЕСВ, С, ЕЮВ, ЮВ, ЮЮВ) в створе плотины и на метеостанции указывает на их явную связь.



Зависимость между скоростями ветра на метеостанции (x) и в створе плотины (y):

- а) м.Исанбай – Нижнекафирниганское водохранилище;
 б) м.Нахрисабз – Гиссаракское водохранилище

Таким образом, нами предложена зависимость для пересчета скорости ветра расчетной обеспеченности, определенной по данным метеостанции, на скорость ветра в створе плотины проектируемого водохранилища при наличии корреляционной связи между скоростями ветра в этих двух пунктах. Использование этой зависимости при определении расчетной скорости ветра в створе плотины проектируемого Нижнекафирниганского водохранилища позволило уменьшить параметры ожидаемых на водохранилище волн и, следовательно, более экономично решить некоторые вопросы проектирования плотины. Эта зависимость была применена также при исследовании размыва дамб Сырдарьинского рыбхоза КазССР ветровыми волнами и в других случаях.

Список использованной литературы

1. СНиП 2.06.01-82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).—М.:1983.—С.29-37.
2. Белесков Б.И., Кожевникова М.С., Осадчая И.В., Определение расчетной скорости ветра для проектируемых водохранилищ и малых водоемов // Известия АН УзССР.Серия техн.наук.—1986.—№2.—С.47-50.

Р.Джураев

(САНИИРИ им. В.Д. Журина)

СОВМЕСТНАЯ РАБОТА ВОДОХРАНИЛИЩА СЕЗОННОГО РЕГУЛИРОВАНИЯ И КАСКАДА НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ

Одним из важнейших вопросов при решении проблемы оптимального регулирования и использования водных ресурсов является то, что в условиях интенсивного нарастания водозабора выше водохранилища, его созданная емкость теряет свою эффективность, т.е. происходит переформирование режима стока реки независимо от требований орошаемого земледелия. Имея в виду также, что дальнейшее развитие орошаемого земледелия базируется, главным образом, на развитии систем с машинным водоподъемом, эти положения являются типичными для многих водохозяйственных районов Средней Азии, в частности Сурхандарьинского региона.

Исходя из фактически сложившихся повышенных оросительных норм и водоподач на орошение, а также периодического маловодья, наблюдавшегося в бассейне р. Сурхандарьи, был построен Амузанго-кий каскад насосных станций от Амударьи до Сурхандарьи с расходом $60 \text{ м}^3/\text{с}$. Это сооружение позволило пересмотреть стратегию управления водохозяйственным комплексом бассейна р. Сурхандарьи.

Развитие в республиках Средней Азии машинного орошения открыло возможности дополнительного привлечения водных ресурсов в зоны недостаточного водообеспечения. Эксплуатация машинных каскадов с большим расходом воды обусловила необходимость организации их работы по графику орошения либо при строительстве на них водохранилищ сезонного регулирования.

В первом случае оборудование насосных станций и остальные водохозяйственные сооружения используются лишь в объемах и сроках, необходимых для орошения, т.е. с недозагрузкой мощностей. В то же время устойчивость оросительной водоотдачи на таких каскадах зависит от потребности и устойчивости работы насосных станций и водозабора.

Во втором случае каскад насосных станций или отдельных насосных станций на регулирующем водохранилище, которое служит компенсатором неравномерности водопотребления, позволяет снизить максимальную ординату единовременной максимальной водоотдачи. В то же время это позволяет обеспечивать максимальную гарантированную загрузку водохозяйственного комплекса (примером эффективной работы машинного орошения является Каршинский каскад насосных станций с Талимарджанским водохранилищем).

При наполнении водохранилища суммарная отдача каскада и водохранилища в объеме $4,7 \text{ км}^3/\text{год}$ определяется при максимальном расходе водозабора $200 \text{ м}^3/\text{с}$ и максимально подаваемом расходе $370 \text{ м}^3/\text{с}$ за счет перерегулирования. Это обеспечивает одновременную работу насосных станций при постоянной нагрузке.

Рассмотрим работу водохозяйственной системы, состоящей из водохранилища сезонного регулирования и каскада насосных станций на примере бассейна р. Сурхандарьи.

Производительность каскада насосных станций эквивалентна по мощности водохранилищу, однако стоимость формирования каскада значительно выше. Сопоставление приведенных стоимостей воды, поступающей из каскада насосных станций, показывает, что по стоимости эксплуатационных затрат вода машинного каскада в 10 раз

дороже самотечной, получаемой из водохранилища, а по приведенным затратам эта разница превышает размеры затрат на водоподачу самотеком.

Эксплуатационные затраты на содержание Южносурханского водохранилища в основном стабильны и колеблются в сумме с затратами на капитальный ремонт от 212 до 288 тыс.руб./год, в то время как по Амузангскому машинному каскаду эксплуатационные затраты делятся на условно постоянные (зарплата, административно-хозяйственные, обслуживание) и переменные (электроэнергия, ремонт, запчасти), зависящие от объема подачи воды. Если величина условно постоянных расходов составляет по каскаду после стабилизации расходов 400-450 тыс.руб./год, то переменные расходы - 0,42 коп. за кубометр воды, или 2-2,7 млн.руб. в год.

Приведенная стоимость одного кубометра воды по водохранилищу составляет 0,13 коп., по каскаду насосных станций - 1,34 коп., при совместной их работе - 0,365 коп. (табл. I).

Т а б л и ц а I

Варианты работы сооружений ВХС на р.Сурхандарье

Показатели	:Отдельная: :работа во: :дохрани- :лища	Самостоя- :тельная ра- :бота каска- :да	:Совместная :их работа :
Увеличение оросительной способности, тыс.га	90	30	184
Объем прироста гарантированной водоотдачи, млн.м ³	1 455	650	2 600
Затраты - всего, млн.руб.			
В том числе 1 м ³ воды, коп.	0,135	1,34	0,365

Работа каскада совместно с водохранилищем суточного регулирования имеет те же преимущества, что и схема "насосная станция - водохранилище", но в то же время позволяет использовать маневренность машинной водоподачи как сравнительную емкость регулирования.

Каскад насосных станций мощностью 40-60 м³/с, или ориентиро-

вочно 30–45 млн.м³/декаду, позволяет увеличить диапазон регулирования стока на величину, почти эквивалентную емкости водохранилища – 800–900 млн.м³/год, или 400–600 млн.м³/вегетацию. В зависимости от водности года, фактической обеспеченности стока, можно, по-разному используя мощность каскада, осуществлять водозабор из естественного притока, предусмотренного водохранилищем, либо покрывать недодачу машинной подкачкой.

Выполнение определенных машинных процедур с использованием ЭВМ позволит свести к минимуму приведенные затраты на получение необходимых водных ресурсов в бассейне.

Рассмотрим с этой точки зрения два варианта работы водохранилища и машинного каскада – раздельной и совместной.

Как уже указывалось, величина стока в период октябрь–март, т.е. в стартовом периоде, колеблется незначительно – от 50 до 90% при обеспеченности 250 млн.м³. В зависимости от соотношения расчетного наполнения водохранилища с начальным может быть задан расчетный режим работы каскада насосных станций. Но главное внимание при этом следует уделять основному периоду сезонного регулирования – периоду апрель–сентябрь, в который происходит вегетация посевных орошаемых культур. Зная характер распределения стока во времени, можно по графику установить, каким расходам должны соответствовать значения притока к водохранилищу, чтобы обеспечить нормальное водопотребление всех участков ВХС.

Допустим, водопотребление в вегетацию составляет $\sum_{t=0}^{N-K} \sum_{i=0}^n W_i(t)$. С учетом доли возврата на покрытие водопотребления сток составляет

$$\sum_{t=0}^{N-K} W(t) = \frac{\sum_{t=0}^{N-K} \sum_{i=0}^n W_i(t) (1 - K_0)}{K_n}, \quad (1)$$

$$K_n = \frac{\sum \bar{W} - P}{W}, \quad (2)$$

где K_n – коэффициент потерь из водохранилища;
 $\bar{W}$ – водопотребление;
 P – потери из водохранилища.

Зная типовое распределение воды $\bar{W}(t)$ по декадам, определим ординаты дискретного распределения

$$\sum_{t=0}^{N-K} \bar{W}(t) - W'_N + W''_N + W^3_N + W'_V + \dots + W^3_{IK} . \quad (3)$$

Если ход действительных ординат стока $\bar{W}(t)$ меньше требуемых ординат $\bar{W}(t)$, то назначают дополнительно машинную подкачку

$$W_M(t) = \bar{W}(t) - W(t) . \quad (4)$$

При этом водоподача насосной станции

$$W_M(t) \leq Q_{н.с} \cdot 86,4 \cdot 10^3 \cdot t , \quad (5)$$

$$\sum \bar{W}(t) - W_i(t)(1 - K_\delta) - P \leq W_{\delta x} , \quad (6)$$

где $Q_{н.с}$ - производительность насосной станции;
 $W_{\delta x}$ - объем водохранилища.

Если
$$W_M(t) > Q_{н.с} \cdot 86,4 \cdot 10^3 \cdot t ,$$

назначают возможную сработку водохранилища из существующих запасов до конца стартового периода. Таким образом можно запланировать подачу машинным каскадом строго в соответствии с изменением гидрологической обстановки в бассейне.

Все приведенные доводы позволили установить основные правила диспетчерской работы ВХС р.Сурхандарьи как типовой для систем, в составе которых работают водохранилище сезонного регулирования и каскад насосных станций (рис.1).

Расчетное уравнение балансовой работы водохранилища

$$W_{\delta x_i}(t) = W_{\delta x_i}(t-1) + W_0(t) - V_i(t) - V_{np}(t) + W_{\delta m} - P_i(t) - C_{\delta_i}(t) , \quad (7)$$

где $W_{\delta x_i}(t)$ - объем водохранилища на конец расчетного периода;

$W_{\delta x_i}(t-1)$ - объем водохранилища на конец предшествующего периода;

$W_0(t)$ - приток к водохранилищу за расчетный период;

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ:

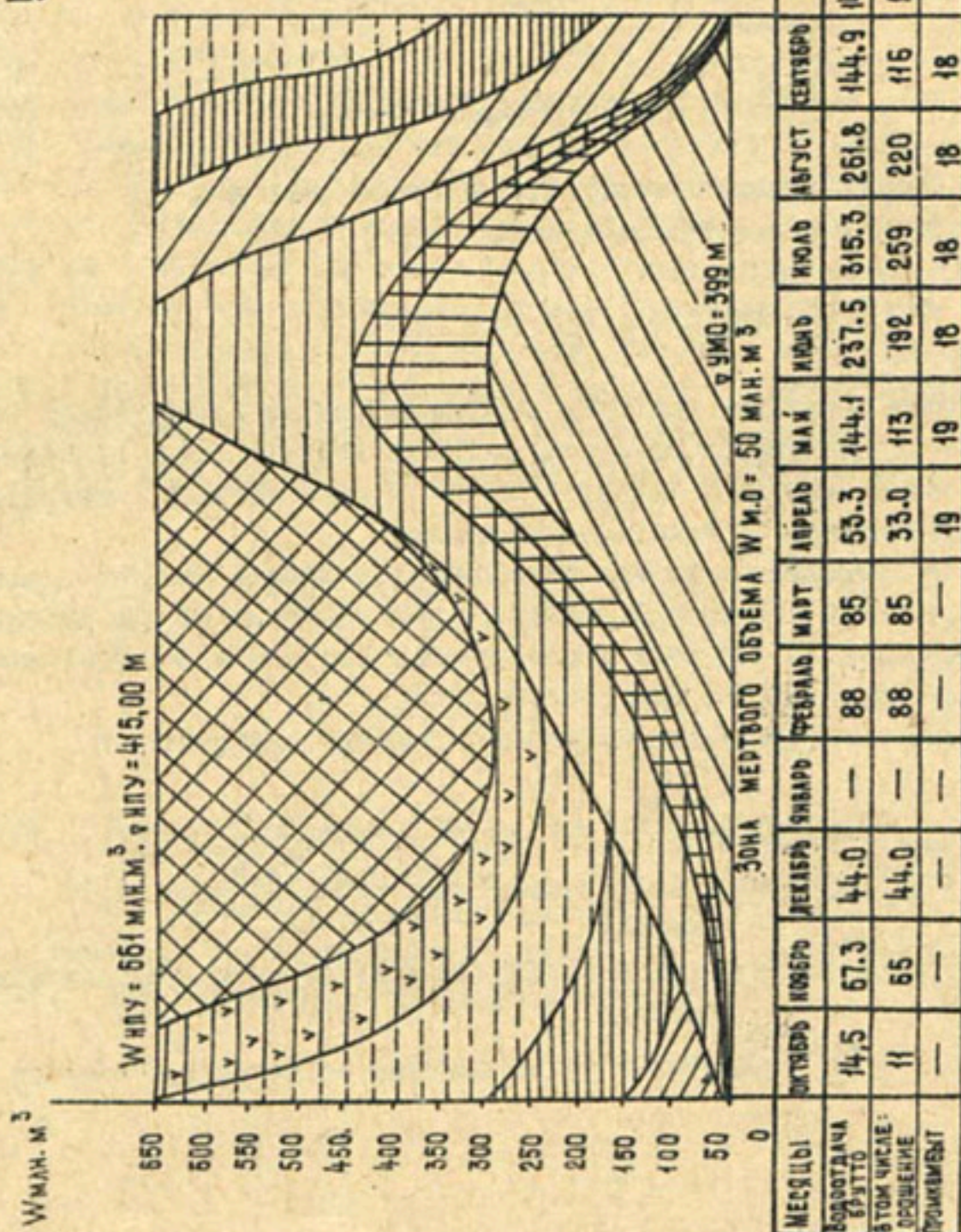


Рис. I. Диспетчерский график Кизилсайранского водохранилища (современный уровень).

$V_i(t)$ – водопотребление на орошение из водохранилища;

$C_{\delta i}(t)$ – сброс воды из водохранилища;

V_{np} – промышленное водопотребление.

V_{np} может быть полностью удовлетворено за счет воды, поступающей из водохранилища, но с учетом формирующих его возвратных вод

$$W_{\text{воз}}(t) = [\Pi(t) + (D+C)(t)] K_{\delta} \quad (8)$$

Слагающие возвратных вод:

Π – подрусовая приточность

$$\frac{\Pi}{W} = -0,5 \cdot 10^{-2} P + 0,41 \cdot 10^{-4} P^2 + \frac{1,4}{h_r^2} \quad (9)$$

где P – процент обеспеченности;
 h_r – уровень грунтовых вод;
 $D+C$ – сток возвратных вод

$$D+C = 0,275 W_0 - 0,026 F + 18,7 \eta - 27,7 \quad (10)$$

где W_0 – водозабор;
 F – площадь орошаемых площадей;
 η – КПД сети.

По величине оттока и работе водохранилища на I апреля составляется баланс водопотребления ожидаемой водности. Из уравнения (7) определяют баланс воды за данный период

$$W_{\delta}(t_{N-1}) - W_{\delta k}(t)_{\text{в}} - W_{\text{мо}} + W_0(t_{N-1}) - \\ - V_i(t_{N-1}) - V_{np}(t_{N-1}) + W_{\text{воз}}(t_{N-1}) - P_i(t_{N-1}) \geq 0 \quad (11)$$

Здесь все данные приводятся по каждому определенному году, кроме $W_0(t_{N-1})$. Эту величину определяют

$$W_{N-1} = 5,54 (W_{\text{вз}} + 0,5 W_N)$$

Если не выдерживается выражение (II), следует включить насосную станцию, а затем, по результатам каждой текущей декады, – откорректировать режим наполнения, ограничений и работы

насосной станции.

По данному алгоритму составлена блок-схема расчета и программа на языке *PL* для машин ЕС-1032. Указанную программу можно использовать как для управления водохранилищем с машинной водоподачей, так и без нее. Проверяли программу по фактическим данным работы водохранилища с 1970 по 1980 год (рис.2).

Построение диспетчерского графика по предлагаемому методу (табл.2) способствовало повышению водообеспеченности по сравнению с фактической и рассчитанной по программам МГМИ (без учета Амузганского каскада насосных станций).

Т а б л и ц а 2

Сопоставление различных методов управления Южносурханским водохранилищем, млн.м³

Год	:Фактический режим:		:По программе МГМИ :		:Предлагаемая программа	
	:оброс	:дефицит	: оброс	: дефицит	:оброс	:дефицит
1971	398	320	-	154	-	87
1972	1000	82	858	-	884	-
1973	1618	-	1045	-	1204	-
1974	300	802	-	720	-	698
1975	-	620	-	690	-	550
1976	520	202	334	105	260	12
1977	-	592	-	714	-	588
1978	283	75	114	-	57	-
1979	503	-	370	-	430	-
1980	230	630	114	310	-	263

Как видно из табл.2, предлагаемый метод управления имеет значительные преимущества, так как позволяет повысить водообеспеченность по сравнению с существующими методами в 2,7 раза, с методами МГМИ - в 1,5 раза.

Список использованной литературы

1. Ковалев С.Н. Моделирование диспетчерского регулирования стока водохранилища //Тр.ин-та/МГМИ. - 1979. - Т.60.

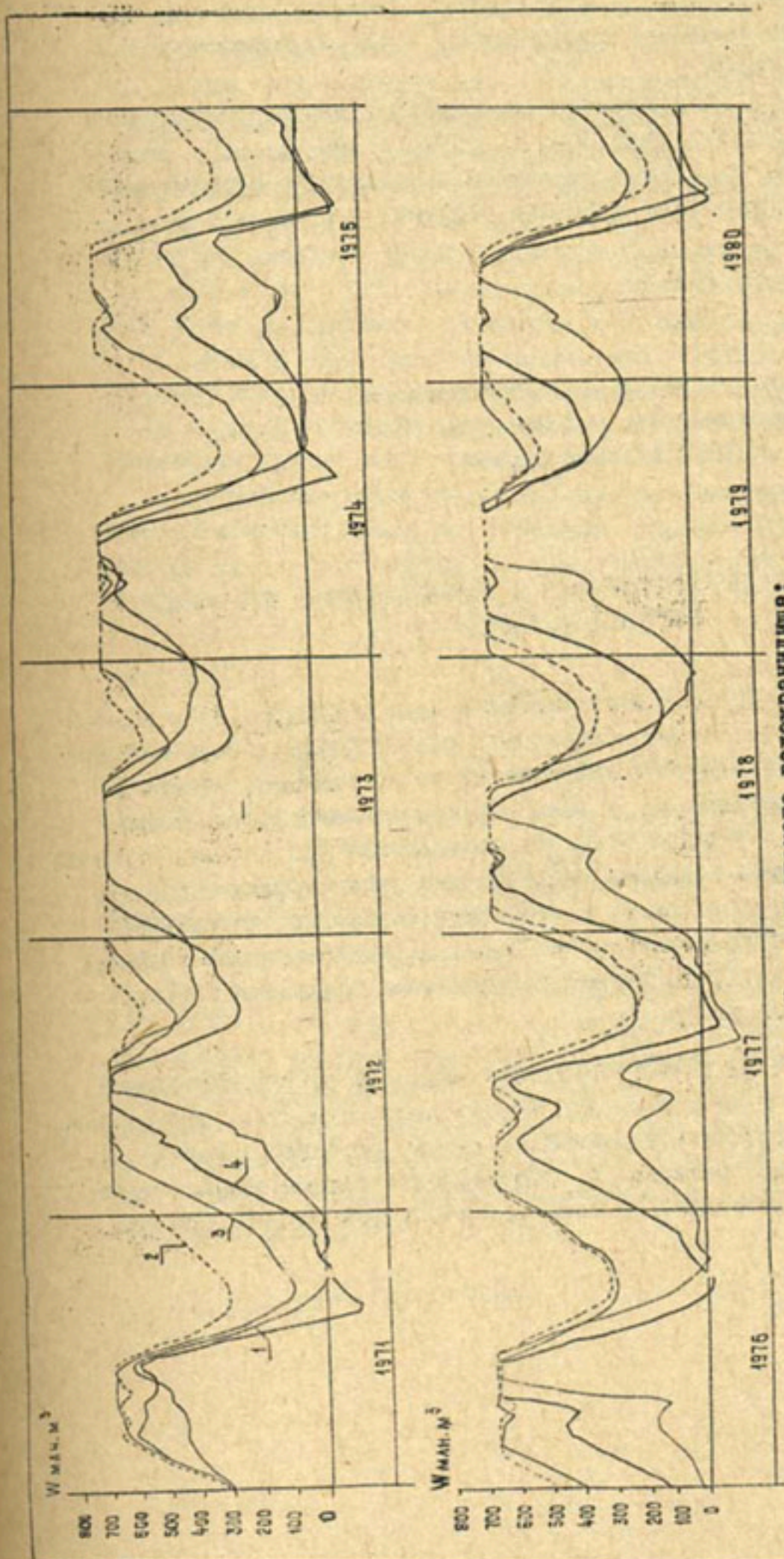


Рис.2. График работы Южноурханского водохранилища:

1 - без участия Амузганского насосного каскада;

2 - при участии Амузганского насосного каскада -
да, $V_{ис} = 30$ млн.м.

3 - перспективная работа с $P_{ор} = 170,8$ тыс.га;

4 - перспективная работа с $P_{ор} = 230,8$ тыс.га.

2. Резниковский А.Ш., Рубинштейн М.И. Диспетчерские правила управления режимами водохранилищ. - М.: Энергоатомиздат, 1984. - С.82-90.
3. Сванидзе Г.Г. Математическое моделирование гидрологических рядов. - Л.: Гидрометеоиздат, 1977. - 296 с.
4. Авакян А.Б. Проблемы создания и комплексного использования водохранилищ в СССР //Водные ресурсы. - 1972. - № I. - С.117-137.

В.В.Перепелкина, канд.техн.наук,
А.С.Кондаков, Ф.Ш.Муратов
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УРОВНЯ ВОДЫ В ВОДОХРАНИЛИЩАХ ПРИ ВЕТРОВОМ ВОЛНЕНИИ

В условиях хронического дефицита воды в Средней Азии возрастают требования к ее рациональному использованию. Объем водохранилищ находится в прямой зависимости от наполнения, отсюда и высокая требовательность к точности определения уровня воды.

Большинство водохранилищ для определения уровня воды оснащено гидрометрическими рейками, поплавковыми уровнемерами и прочими измерительными средствами. В спокойную погоду при нормальной эксплуатации определение уровня воды, а следовательно, и объема водохранилища не представляет значительной трудности и производится достаточно точно.

Определение фактического уровня воды при ветровом волнении затруднительно и не отличается достаточной точностью, причем волнение может продолжаться несколько суток, особенно в районах с активным ветровым режимом. В "Наставлении гидрометеорологических станциям и постам" [2, с.61-62] говорится § 143. Особые

приемы и тщательность требуются при отсчете уровня во время волнения... При измерении высоты уровня воды во время волнения обычной рейкой без успокоителя, а также в случае значительных колебаний уровня в успокоителе производят отсчет уровня воды в момент прохождения гребня и ложбины волны. Для большей уверенности производят не менее трех пар отсчетов и вычисляют из них среднюю величину". В более позднем выпуске "Наставлений..." [3] вопрос об измерении уровня воды при волнении не рассматривается.

При отсчете трех волн положение средней волновой линии может быть самым различным по отношению к спокойному уровню.

В связи с этим важно определить, какое количество элементов ветровых волн необходимо для получения достоверного результата и как перейти от измерений элементов ветровых волн к измерению спокойного уровня воды в данной точке.

Существующие зависимости для определения высоты превышения средней волновой линии над спокойным уровнем воды позволяют рассчитать ее для потенциальных волн, профили которых близки к натурным [1]

$$\eta_0 = (0.426 \sqrt{\frac{h}{\lambda}} + \Delta), \quad (1)$$

$$\Delta = 0 \text{ при } H > 0,3 \lambda,$$

$$\Delta = \frac{0,222}{\sqrt{\frac{h}{\lambda}}} \left(\frac{2}{3} - \frac{h}{H} \right) \text{ при } H < 0,3 \lambda.$$

Здесь h и λ — соответственно, высота и длина волны;
 H — глубина воды.

Согласно М.П.Кожевникову, "трудно судить о том, насколько верны значения этих величин ..., т.к. нет данных об их значениях в натуральных условиях" [1].

Нами использованы результаты измерений волн, проведенных в 1965–1972 гг. на среднеазиатских водохранилищах. В задачу наших исследований входило определение с помощью статистической обработки волнограмм положения средней волновой линии относительно спокойного уровня воды. Для этого по оси абсцисс откладывалось число полуволн в нарастающем порядке, а по оси ординат — значения средней волновой линии, полученные при прохождении одной, двух, трех и т.д. волн, то есть

$$h_{ср \Delta n} = \frac{h_n + 4 \sum_{k=1}^{n-1} h_{2k-1}}{2n}, \quad n - \text{нечетное} \quad (2)$$

$$h_{ср.в.л} = \frac{3h_n + 4\sum_{i=1}^n h_{2i-2}}{2n}, \quad n - \text{четное}$$

где h_n — значение гребня или впадины, отсчитанное от подошвы первой волны;

n — порядковый номер последнего гребня волны (n — нечетное) или впадины (n — четное).

Для статистической обработки были выбраны данные по четырём водохранилищам — разным по форме, площади зеркала, максимальным высотам волн (см. табл. I).

Формы водохранилищ приведены на рис. I. Результаты обработки волнограмм графически представлены на рис. 2. На графиках нанесены значения средней волновой линии в зависимости от количества волн и положение спокойного уровня воды, которое определялось планиметрированием волнограмм с использованием условия равенства площадей спокойной и волновой поверхностей.

Результаты обработки волнограмм показали, что все кривые вначале (при малом числе отсчитанных волн) имеют нестабильную форму, то есть значительные и разного знака колебания средней волновой линии относительно волнового уровня. По мере увеличения числа отсчитанных волн кривые стремятся к некоторой асимптоте, параллельной волновому уровню. При этом наблюдаются отличия в поведении кривой: при небольших (до 50 см) волнах на водохранилищах сравнительно простой формы кривая достаточно быстро приближается к своей асимптоте. При количестве волн, равном 40, она практически близка к ней (рис. 2, Ташкентское водохранилище). На водохранилищах сложной формы (рис. I, Каттакурганское) или при значительном волнении (Кайраккумское, $h_{max} = 1,5$ м) средняя волновая линия приближается к своему пределу при отсчете 100...120 волн.

На основании полученных результатов статистической обработки волнограмм предлагается эмпирическая зависимость для определения высоты превышения средней волновой линии над спокойным уровнем воды

$$\eta_0 = 8,6 \cdot 10^{-5} h^2_{1\%}, \quad (\text{см}). \quad (3)$$

График зависимости высоты превышения средней волновой линии над спокойным уровнем воды η_0 от высоты волны 1%-ной обеспеченности приведен на рис. 3, значения η_0 — в табл. I.

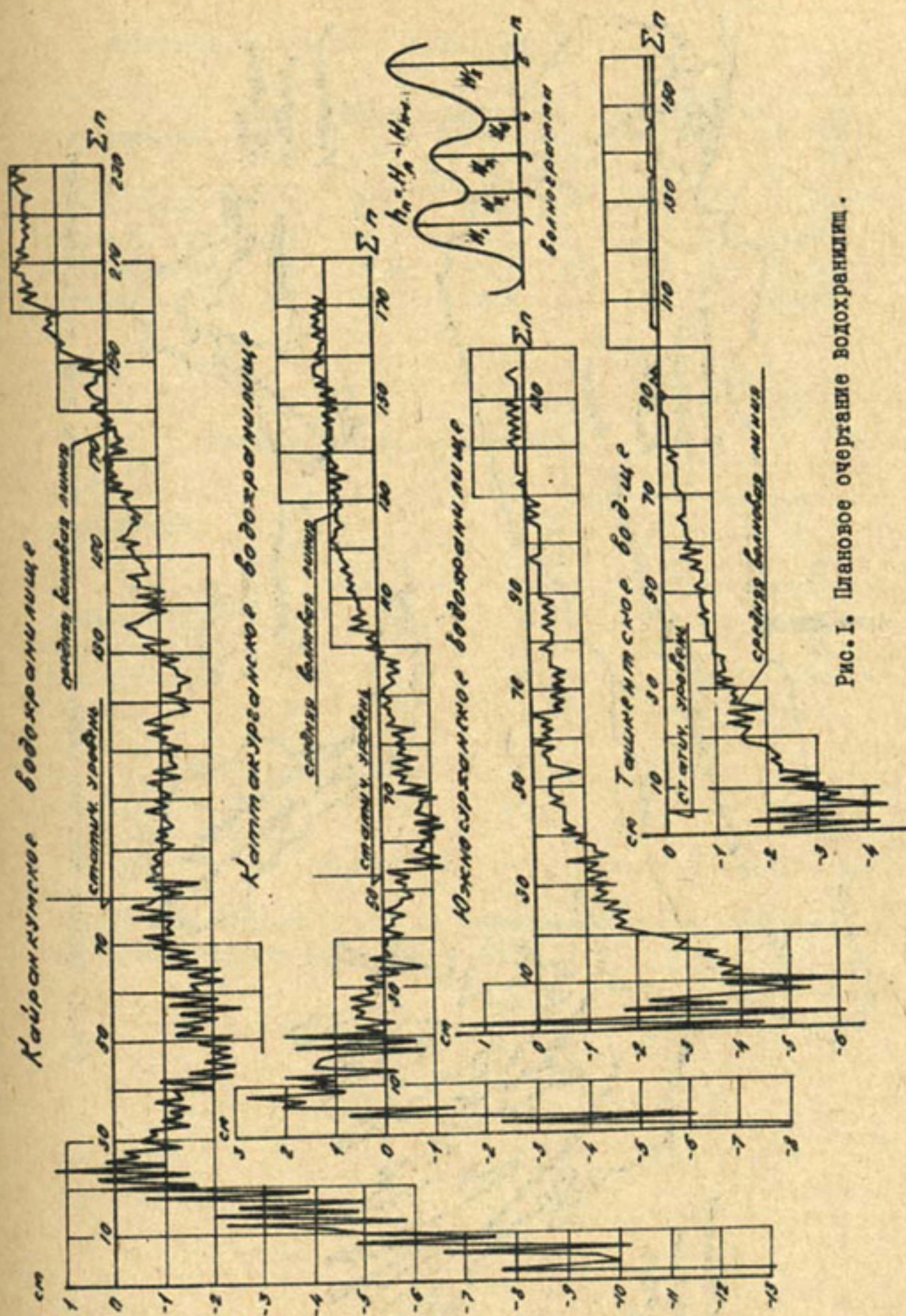


Рис. I. Плановое очертание водохранилищ.

Т а б л и ц а I

Параметры водохранилищ и значения η_0

Водохранилище	Объем млн.м ³	Площадь км ²	Глубина м	Скорость ветра м/с	$\eta_{1\%}$ см	η_0 см	$\delta = \frac{\eta_0}{\eta_{1\%}}$
Кайраккумское	4160	518	25,0	18,5	155	2,1	0,0136
Каттакурганское	612	64,7	24,5	15	100	0,8	0,0089
Южносурханское	800	65,0	27,0	9,0	50	0,2	0,004
Ташкентское	250	20,0	36,6	9,0	26	0,1	0,0038

Т а б л и ц а 2

Результаты расчета значений η_0^x

Водохранилище	η_0 см	η_0^1	η_0^2	η_0^3	η_0^4
Кайраккумское	155	2,1	2,1	22-42	88
Каттакурганское	100	0,8	0,9	13-24	56
Южносурханское	50	0,2	0,22	7-13	30
Ташкентское	26	0,1	0,06	4-8	14

- и) η_0^1 - по натурным данным;
 η_0^2 - по формуле (3);
 η_0^3 - по формуле (1);
 η_0^4 - по СНиП 2.06.04-82.

Для сопоставления в табл. 2 приведены значения, рассчитанные по зависимостям (1), (3) и СНиП.

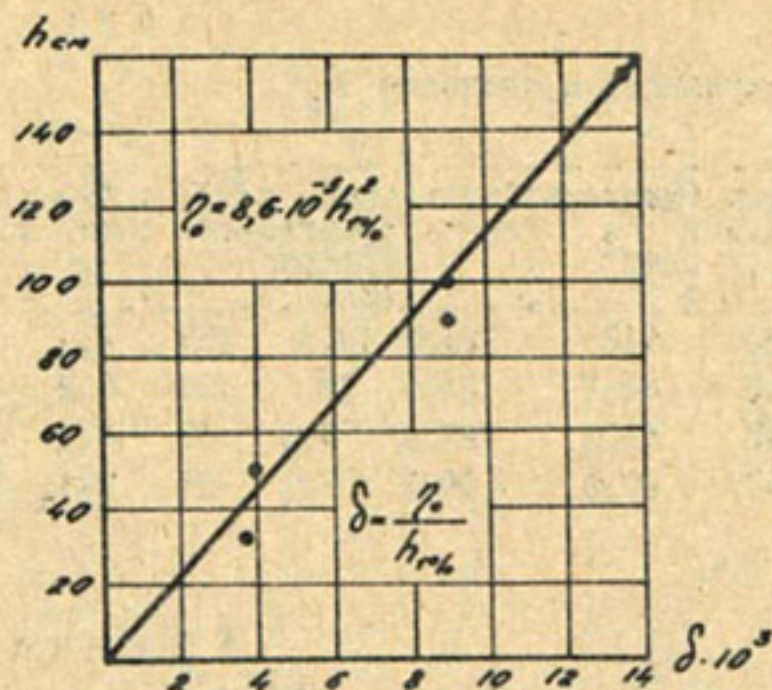


Рис.3. График зависимости превышения средней волновой линии над статическим уровнем воды в водохранилище.

Выводы

1. Существующие рекомендации по определению уровня воды при волнениях в большинстве случаев дают искаженный и разного знака результат.

2. Положение средней волновой линии определяется достаточно точно лишь при отсчете 50...100 волн (меньшая цифра относится к небольшим, простым по форме водохранилищам и слабому волнению, а большая — к большим и сложным по форме водохранилищам и значительному волнению).

3. Превышение средней волновой линии над спокойным уровнем воды рекомендуется определять по формуле

где $\eta_0 = 8,6 \cdot 10^{-5} h_{1\%}^2$, (см),
 $h_{1\%}$ — наибольшая высота волны из серии в 100 волн.

Список использованной литературы

1. Кожевников М.П. Гидравлика ветровых волн. — М.: Энергия, 1972. — 263 с.
2. Наставления гидрометеорологическим станциям и постам. — Л.: Гидрометеиздат, 1957. — Ч. I, вып. 7. — 239 с.
3. Наставления гидрометеорологическим станциям и постам. — Л.: Гидрометеиздат, 1973. — Ч. I, вып. 7. — 476 с.
4. Нежиховский Р.А. Гидрологические расчеты и прогнозы при эксплуатации водохранилищ. — Л.: Гидрометеиздат, 1976. — 190 с.

Н.Т.Лактаев, докт.техн.наук
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

К ВОПРОСУ ОБ УТОЧНЕНИИ ПАРАМЕТРОВ К ЭМПИРИЧЕСКОЙ
ФОРМУЛЕ А.Н.КОСТЯКОВА ДЛЯ РАСЧЕТА ПОТЕРЬ
ИЗ КАНАЛОВ В ЗЕМЛЯНЫХ РУСЛАХ

Для расчета потерь воды из каналов на фильтрацию имеется много формул. Строгие теоретические решения даны акад. Н.Н.Павловским и С.Ф.Аверьяновым, проф. В.В.Ведерниковым и Н.Н.Веригиным, другими авторами. Однако самое широкое применение нашли эмпирические формулы акад. А.Н.Костякова, полученные на основе обобщения и статистической обработки опытных данных. Формулы имеют вид:

$$G = \frac{A_{\%}}{Q^m} \quad (1) ; \quad S = A_s Q^n, \quad (2)$$

где G — относительные потери, % от проходящего в канале расхода Q на 1 км длины;
 $A_{\%}$ — процент потерь при $Q = 1 \text{ м}^3/\text{с}$;
 S — абсолютные потери на длине 1 км при разных расходах;
 A_s — абсолютные потери на длине 1 км при $Q = 1 \text{ м}^3/\text{с}$,
 $A_s = A_{\%} : 100$;
 m и n — опытные параметры, причем $n = 1 - m$.

А.Н.Костяков в зависимости от водопроницаемости грунтов ложа канала предложил следующие значения расчетных параметров к формулам (1) и (2), указывая при этом на возможность промежуточных значений этих параметров и рекомендуя уточнять их замерами потерь в

конкретных каналах (табл. I).

Т а б л и ц а I

Расчетные параметры к формулам (I) и (2)

Оценка водопроницаемости грунтов ложа канала	Параметры			
	$A\%$	m	A_s	n
Сильноводопроницаемые	3,4	0,5	0,034	0,5
Средневодопоницаемые	1,9	0,4	0,019	0,6
Слабоводопроницаемые	0,7	0,3	0,007	0,7

Опыт исследования потерь в каналах свидетельствует: параметры к формулам (I) и (2) изменяются в довольно больших диапазонах, однако причины и закономерность изменения параметров от воздействующих факторов не ясны.

Задача данной работы — установление закономерностей изменения параметров A , m и n от ряда факторов, уточнение данных параметров с целью использования в эксплуатационной практике (при исследовании потерь, расчетах нормативных КПД и составлении планов водопользования), простых по структуре формул акад. А.Н.Костякова, повышение достоверности расчетов.

Приведенный ниже анализ изменения параметров основан на использовании работ проф. А.А.Угинчуса [1] и канд. техн. наук С.А.Гиршкана [2]. Проф. Угинчус предложил простую на вид, но теоретически строгую формулу для расчета потерь:

$$S = 0,0116 \alpha \chi K_f, \text{ м}^3/\text{с} \quad (3)$$

где χ — смоченный периметр, м;
 K_f — коэффициент фильтрации, м/сут.

$$\alpha = \frac{\beta + 2m + 2 \frac{K}{K_1}}{\beta + 2\sqrt{m+1}} \quad (4)$$

Здесь β — относительная ширина канала, равная ширине канала по дну (b), деленной на глубину (h);
 m — коэффициент откоса, $m = 1 \dots 2$;

$2 \frac{K}{K_1}$ — удвоенное отношение эллиптических интегралов I-го ряда,

примененных проф. В.В.Ведерниковым в своей формуле. $2\frac{K}{K}$ является также функцией β и m .

Поскольку формула (3) вытекает из формулы проф. В.В.Ведерникова, она имеет аналогичную строгость и точность. Зависимость $\alpha = f(\beta, m)$ дается А.А.Угинчусом в виде графика и таблицы [1] и зависит от геометрии живого сечения, которое известно или легко определяется.

В работе С.А.Гиршкана [2] дан ряд математических связей между расходом (Q) и гидравлическими элементами ($\delta, h, m, \omega, \chi, R, U$), упрощающих проектирование каналов. Однако эти связи действительны только для случая максимального расхода какого-либо створа канала (не только головного, но и любого нижеразположенного и с другим геометрическим сечением). Для смоченного периметра С.А.Гиршкан дает связь

$$\chi = 4,44 \sqrt{Q_{max}} \quad (5)$$

Простая подстановка из (5) в формулу (3) невозможна, так как в (5) Q_{max} представлен для различных каналов, а не в диапазоне изменения от Q_{min} до Q_{max} в конкретном створе отдельно взятого канала. По этой причине оказалось необходимым уточнить связь между Q , χ и S .

Для установления зависимостей $\chi = f(Q)$ и $S = f(Q)$ было взято 9 каналов (створов) с максимальными расходами 200; 100; 30; 10; 2,5; 1; 0,5; 0,2 и 0,1 м³/с. Для них назначены поперечные сечения по зависимостям С.А.Гиршкана; проведены гидравлические расчеты для 8 расходов: от $Q = 0,05 Q_{max}$ до Q_{max} ; построены зависимости $\chi = f(Q)$ (рис.1).

К сожалению, даже в логарифмических координатах функции $\chi = f(Q)$ оказались не прямыми (степенными), а более сложными кривыми, стремящимися при $Q < 0,1 Q_{max}$ к асимптоте $\chi = b$

По формуле (3) были вычислены потери при тех же 8 расходах и построены зависимости $S = f(Q)$ (рис.2). При этом α принимали по графику А.А.Угингуса [1], K_ϕ для средневодопроницаемых грунтов — равным 0,2 м/сут (по данным САННИИРИ и ЮжНИИГИМА), а χ — по вышеупомянутым гидравлическим расчетам.

Зависимости $S = f(Q)$ и $G = f(Q)$ в рабочих диапазонах от 0,20 Q_{max} до Q_{max} в логарифмических координатах трансформи-

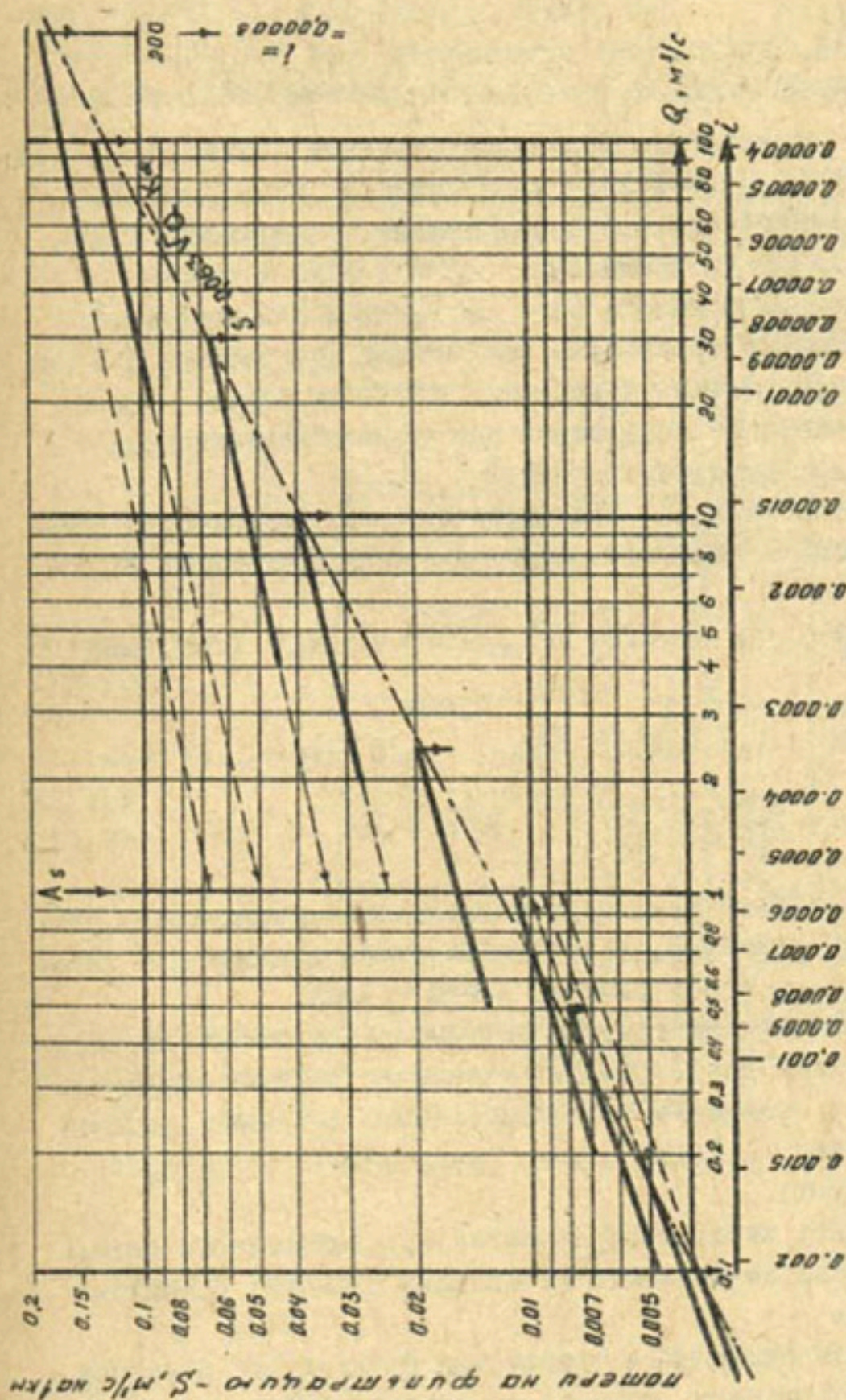


Рис.2. Потери воды на фильтрацию ($\text{м}^3/\text{с}$ на 1 км) при разных Q в каналах с максимальными расходами 0,1; 0,2; 0,5; 10, 2,5; 10, 30, 100 и 200 $\text{м}^3/\text{с}$; грунты средней водопроницаемости ($K_\phi = 0,2 \text{ м/сут}$).

рутся в прямые линии, поэтому правомерно выразить их через степенные функции А.Н.Костякова, но с более обоснованными параметрами A_s , $A_{\%}$, m и n . При расходах менее $0,1 \dots 0,15 Q_{max}$ кривые выравниваются, приближаясь к асимптоте $S = 0,0116 \text{ л/с}$, но это уже не представляющие интереса "нерабочие" расходы каналов.

Нахождение параметров к степенным функциям сложности не представляет. A_s и n определяют аналитически, используя логарифмы, а также графически продолжая прямые с диапазоном $0,20$

$Q_{max} \dots Q_{max}$ влево до абсциссы $Q = 1 \text{ м}^3/\text{с}$ и находя тангенс угла наклона прямой к оси Q . Однако полученные значения A_s нельзя трактовать как потери при расходе $1 \text{ м}^3/\text{с}$;

A_s — это просто расчетный параметр для конкретного канала.

Полученные значения параметров для рассмотренного ряда 9 створов (каналов) приведены в табл.2.

Значения параметров для промежуточных Q находят по графику на рис.3 или по следующим формулам (обеспечивающим точность $\pm 3\%$):

$$\text{для } Q_{max} \leq 1 \text{ м}^3/\text{с} \quad A_s = 0,0118 Q_{max}^{0,125}; \quad A_{\%} = 1,13 \frac{Q_{max}^{0,125}}{(6), (7)}$$

$$\text{для } Q_{max} > 1 \text{ м}^3/\text{с} \quad A_s = 0,0133 Q_{max}^{0,833}; \quad A_{\%} = 1,13 \frac{Q_{max}^{0,833}}{(8), (9)}$$

$$\text{для всех } Q \quad n = \frac{0,3}{Q} 0,075; \quad m = 1 - n \quad (10), (11)$$

Как видно из табл.2, параметры зависят от максимального расхода канала и его размеров, но остаются справедливыми для любого меньшего (до $0,2 Q_{max}$) расхода этого канала.

На рис.4 показаны зависимости относительных потерь от расхода, рассчитанные нами для 9 створов (каналов) с разными максимальными расходами, в сравнении с относительными потерями, рассчитанными по формулам А.Н.Костякова. Графическое сопоставление свидетельствует:

1. Каждый канал имеет свою персональную зависимость потерь от расходов, но тип зависимости (степенная функция) одинаков для всех каналов.

2. Если каналы проложены в одинаковых грунтах, то параметр A зависит от размера канала, то есть от максимального расхода,

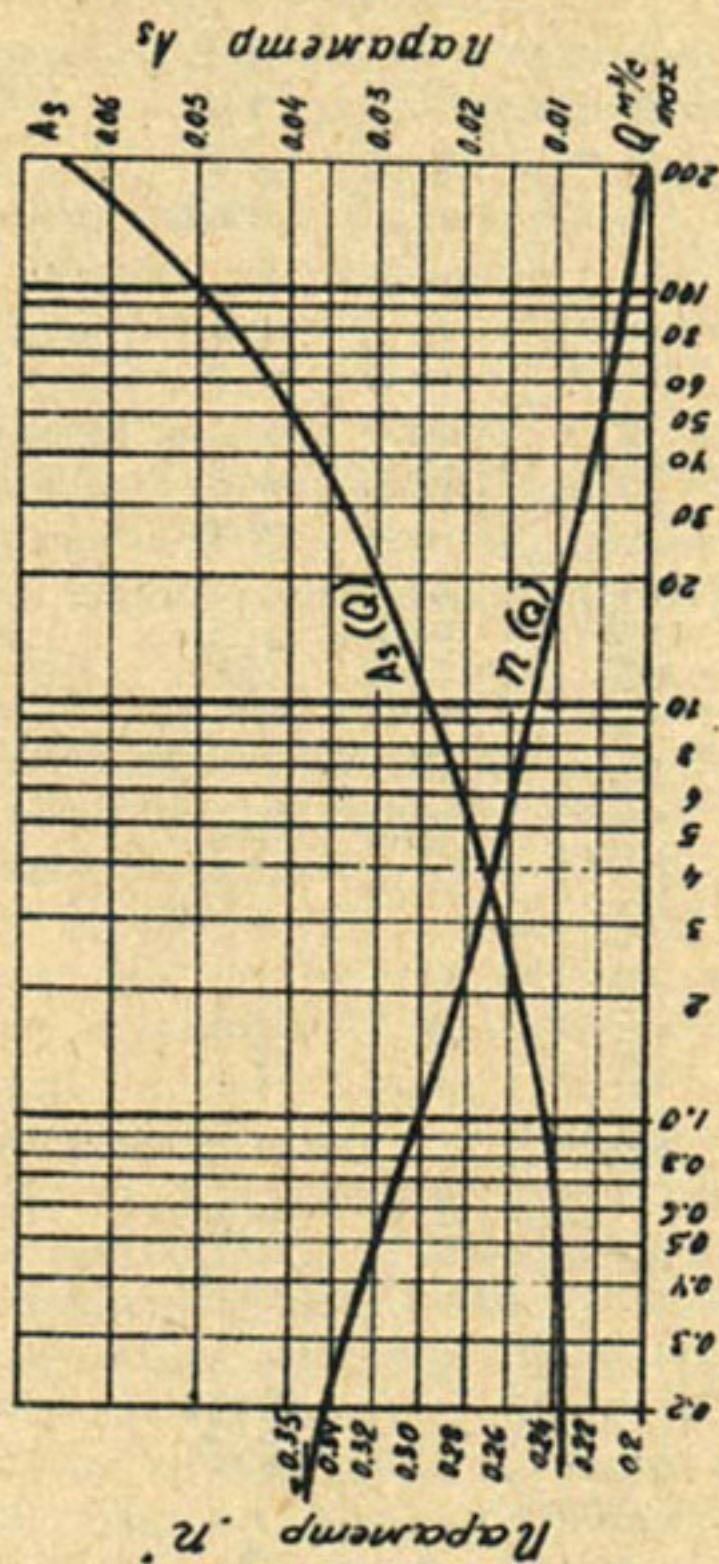


Рис. 3. Параметры η и A_s к формуле $S = A_s Q_{\max}^a$ в зависимости от $Q_{\max}$.

Т а б л и ц а 2

Формула	Параметр	Максимальные расходы каналов, м ³ /с									
		0,1	0,2	0,5	1	2,5	10	30	100	200	
$S = A_s Q^n$	A_s	0,0085	0,0092	0,0102	0,0113	0,0159	0,024	0,034	0,05	0,066	
	n	0,35	0,34	0,32	0,3	0,28	0,25	0,23	0,21	0,2	
$G = \frac{A_{\%}}{Q^m}$	$A_{\%}$	0,85	0,92	1,02	1,13	1,59	2,4	3,4	5,0	6,6	
	m	0,65	0,66	0,68	0,7	0,72	0,75	0,77	0,79	0,80	

причем диапазон изменения A значительно больше приведенного в табл. I. При отклонении значений K_f в большую или меньшую сторону от среднего $K_f = 0,2$ м/с, диапазон изменения A расширяется.

3. Показатели m и n не зависят от водопроницаемости ложа, а определяются размером и формой канала, т.е. зависимостью $\chi = f(Q)$. Параметр m изменяется от 0,65 до 0,80, а n — от 0,35 до 0,2, что существенно отличается от данных, приведенных в табл. I.

4. При уменьшении расходов в канале от Q_{max} до Q_{min} абсолютные потери воды на фильтрацию сокращаются не так быстро, а КПД канала снижается в большей степени, чем это следует из (2), что имеет большое практическое значение при определении эффективности водооборота.

5. Формула С.А. Гиршкана $G = 6,3 \sqrt{Q} K_f$ точна, если под Q понимать только максимальные расходы, и не применима для расчета потерь в отдельных каналах при меньших расходах. Очевидно, такое ее использование имел в виду и автор.

Напомним, что расчеты потерь и определение параметров A_s , $A_{\%}$ выполнены нами для ряда типовых каналов, размеры сечений которых назначены по работе [2], в условиях свободной фильтрации при $K_f = 0,2$ м/сут.

Пользуясь формулами (6)...(11) и соблюдая те же условия, можно найти параметры для всех каналов с другими максимальными расходами. Это множество каналов (9 выбранных и все промежуточные между ними), удовлетворяющее зависимостям С.А. Гиршкана, назовем типовым или сравнительным множеством. Однако существуют каналы, которые при одинаковых значениях Q имеют совершенно отличные коэффициенты фильтрации, проходят в других уклонах, то есть имеют иные скорости, размеры и смоченные периметры. Предлагается ряд приемов определения параметров для таких каналов.

Проще всего определить влияние коэффициента фильтрации. Во всех теоретических формулах K_f присутствует в первой степени, то есть потери прямо пропорциональны K_f , следовательно

$$A_s = A'_s \frac{K_f}{K'_f} \quad (12), \quad A_{\%} = A'_{\%} \frac{K_f}{K'_f}, \quad (13)$$

где A'_s , $A'_{\%}$, $K'_f = 0,2$ м/с — параметры одного из каналов описан-

*) Здесь и ниже штрих сверху справа обозначает, что параметры относятся к типовому множеству. Те же знаки без штриха относятся к каналу, для которого параметры определяются.

ного выше типового множества с расходом Q_{max} ;

A_s , $A_{\%}$ - искомые параметры для другого канала с тем же расходом, но с другим K_f ложа.

Параметры m и n остаются без изменений.

Ориентировочные значения K_f для разных грунтов и соотношения K_f/K'_f приведены в табл.3.

Т а б л и ц а 3

Осредненные значения коэффициентов фильтрации и водопроницаемости, а также параметров θ и α для различных грунтов :

Г р у н т ы	: Для постоянно действующих каналов		: Для периодически действующих каналов по формулам I7 и I8	
	: K_f , м/сут:	$\frac{K_f}{K'_f}$	: θ	: α
С у п е с и	0,75	3,75	1,71	0,333
Легкие суглинки	0,375	1,87	1,99	0,4
Средние суглинки	0,2	1	1,81	0,55
Тяжелые суглинки	0,1	0,5	1,37	0,667
Плотные глины	0,05	0,25	1,14	0,7

В случае, когда параметр A определяют для канала с уклоном, отличным от уклона канала, входящего в сравнительное множество (по С.А.Гиршкану),

$$A - A' \left(\frac{i'}{i} \right)^{0.25} \quad \text{или} \quad S - S' \left(\frac{i'}{i} \right)^{0.25} \quad , \quad (14), (15)$$

где A - искомый параметр для канала с уклоном i ;
 A' - параметр канала с тем же расходом Q_{max} и уклоном i' ;

S и S' - абсолютные потери.

Уклоны i определяются по нижней шкале абсцисс на рис.2 против соответствующих Q_{max} .

В условиях подпертой фильтрации теоретические расчеты потерь значительно усложняются. Проф. В.В.Бедерниковым даны два уравнения с увеличенным числом расчетных параметров, которые требуется решать совместно путем подбора. При определении потерь в

каналах или уточнении нормативного КПД на системах, расположенных в гидроморфных условиях ($H_{г.д.} < 2,5$ м), рекомендуется корректировать (снижать) потери, пользуясь приближенной формулой

$$S = S' \left(1 - \frac{1}{e^{1,25H}} \right), \quad (16)$$

где S — потери канала в гидроморфных условиях (подпертая фильтрация), м³/с на 1 км;
 S' — потери аналогичного канала при глубине грунтовых вод 3 м (свободная фильтрация), м³/с на 1 км;
 e — основание натуральных логарифмов;
 H — разница между горизонтом воды в канале и положением грунтовых вод или глубина грунтовых вод для каналов мелкой сети.

В каналах периодического действия (временная сеть, участковые распределители) потери больше, чем в каналах постоянно действующих. Приближенная оценка потерь в таких каналах может вестись по рекомендациям С.Ф.Аверьянова, исходя из величины установившихся потерь $S = A_s Q^n$, с корректировкой их дополнительным множителем $(1 + b t^{-\alpha})$ больше единицы. Потери на момент t в этом случае определяют по формуле

$$S = A Q^n (1 + b t^{-\alpha}), \quad \text{м}^3/\text{с на 1 км}. \quad (17)$$

При увеличении t нестационарная фильтрация переходит в стационарный режим. Из-за изменчивости потерь во времени частное значение потерь на какой-то момент t особого интереса не представляет. Необходимо знать общие потери за время действия канала и его КПД.

Потери стока за время $0 \dots t$ определяют по формуле

$$S_t = 86400 A_s Q^n \left(t + \frac{b}{1-\alpha} t^{1-\alpha} \right). \quad (18)$$

Для формул (17) и (18) t принимается в сутках, значения b и α приведены в табл.3, остальные обозначения прежние.
 Для временно действующего канала

$$\text{КПД} = \frac{86400 t - S_t \ell}{86400 Q t}, \quad (19)$$

где ℓ — длина канала, км.

Теоретические расчеты фильтрационных потерь из каналов осно-

аны на предположении о изотропности фильтрационных свойств ложа канала, или, другими словами, о неизменности коэффициента фильтрации по всему смоченному периметру. Во внутрихозяйственных каналах из-за плохого состояния дамб возможны случаи, когда при возрастании пропускаемых расходов относительные потери снижаются не так быстро, как это следовало бы из теоретических расчетов. При этом в каналах с расходами до $1 \text{ м}^3/\text{с}$ параметры A и n увеличиваются, а параметр m снижается. Зависимость $\sigma = f(Q)$ на логарифмических графиках располагается несколько выше, чем показано на рис. 4, т.е. коэффициент фильтрации как бы увеличивается в два раза. Параметр A изменяется в пределах от 2 до 3, а m от 0,5 до 0,6, то есть его значения более соответствуют известным формулам САНИИРИ или формуле акад. А.Н.Костякова для сильноводопроницаемых грунтов. В рассмотренном случае желательно не узаконивать потери, а применять антифильтрационные мероприятия.

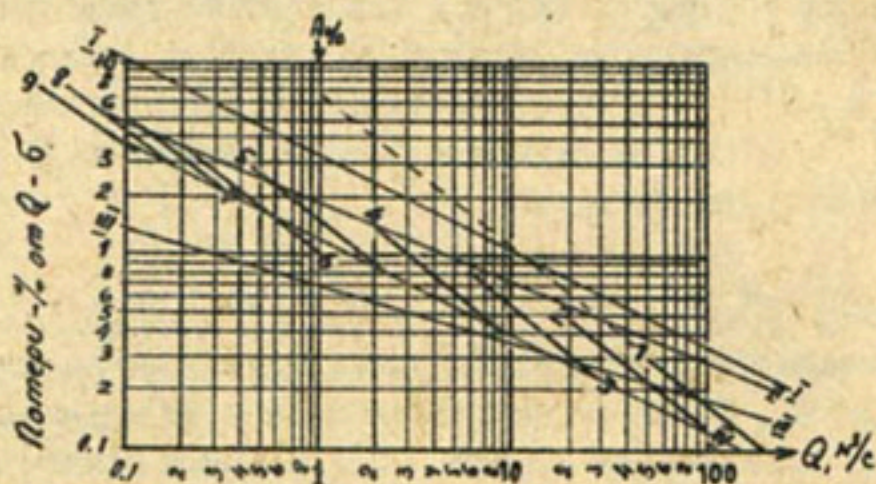


Рис. 4. Зависимость относительных потерь от расходов: I...9 - по формулам автора для каналов с максимальными расходами 200; 100; 30; 10; 2,5; 1,0; 0,5; 0,2 и 0,1 $\text{м}^3/\text{с}$, соответственно; I, II, III - по формулам А.Н.Костякова для сильно-средне-и слабопроницаемых грунтов, соответственно; IY - по формуле С.А.Гиршкана $\sigma = 6,3\sqrt{Q} K_f$ при $K_f = 0,2 \text{ м/сут.}$

Список использованной литературы

1. Угинчус А.А. Каналы и сооружения на них. - М.: Гос. изд-во лит-ры по стр-ву и арх., 1953, - 391 с.
2. Гиршкан С.А. Устойчивые сечения оросительных каналов // Гидротехника и мелиорация / - 15. - С. 3-20.

УДК 627.141.21

Метод расчета мелкопесчаных русел каналов с частичным креплением откосов. Кадыров А.А., Хусанходжаев Э.З.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с. 3...7

В статье излагается метод расчета мелкопесчаных русел каналов с частичным креплением откосов, основывающийся на предварительном расчете каналов без крепления. Данный метод опирается как на экспериментальные данные лабораторных опытов, так и на натурные исследования.

Выведена формула с учетом коэффициента шероховатости для каналов с частичным креплением.

Иллюстр. I, библи. 6.

УДК 627.152.123

Методы расчета прямого, регрессивного и локализованного видов общего размыва для условий гравелисто-галечниковых рек Средней Азии. Дмитриев А.Б.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с. 7...16

Предложена классификация деформаций общего размыва по трем видам: прямой, регрессивный и локализованный. Отмечена недостаточная проработка вопросов расчета регрессивного и прямого видов и отсутствие опубликованных методик по расчетам локализованного размыва. Даны рекомендации по корректировке методов расчета прямого и регрессивного размыва с учетом влияния отности на величину деформаций русла. Дана методика расчета локализованного размыва.

Табл. I, иллюстр. 2, библи. 10

УДК 532.543:626.821.3

Особенности моделирования песчаных русел крупных каналов. Кадыров А.А., Карапетян М.Р.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с. 16...26

Рассматриваются все виды подобия: кинематическое, динамическое и геометрическое применительно к моделированию легко-размываемых русел крупных каналов на песчаных моделях.

Отмечаются особенности и трудности моделирования каналов, приводятся зависимости, помогающие решить некоторые вопросы при нарушении подобия модели и натуры.

Иллюстр. I, табл. 2, библиограф. 16.

626.821.3:581.526.3

Зарастание оросительных каналов водными растениями.
Митюнина Г.Ю., Цой Г.А.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с. 26...34

В статье на основе обобщения имеющихся материалов рассматриваются факторы, способствующие зарастанию оросительных каналов.

Иллюстр. I, табл. I, библиограф. 5

УДК 627.157:626.821.3

Результаты исследований транспортирующей способности потока в каналах с прямолинейным и криволинейным дном. Жураев Т.А., Ишанов Х.Х., Курбанов Х.А.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с. 34...41

Установлена транспортирующая способность потока в зависимости от шага и количества выпуклостей в криволинейных каналах.

Иллюстр. 4, табл. I, библиограф. 6

УДК 627.15:626.821.3

Некоторые результаты исследований соединения потоков. Мухамедов Д.А.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с. 41...46

Представлены результаты лабораторных исследований соединения открытых потоков, выполненных на узле слияния двух прямоугольных лотков.

лотков. Сделаны отдельные выводы по кинематической структуре потока и зонам возможных русловых деформаций. Получены графические зависимости отношения удельных головных расходов от относительной ширины скатой зоны, начального числа Фруда и параметра $\frac{\lambda B}{H}$ канала.

Иллюстр. 4, библи. 5

УДК 626.821.3:532.54

Обобщенный метод гидравлического расчета земляных каналов в легкоразмываемых грунтах. Хачатуров С.Г.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с. 47...56

В результате теоретического поиска зависимостей, выражающих гидравлику русла земляных каналов с учетом возникающих в них процессов руслоформирования, разработан метод гидравлического расчета земляных каналов.

УДК 626.821.3:626.833

Морфометрические характеристики русел земляных машинных каналов (на примере Каршинского магистрального канала).

Мухамедов Я.С., Тихонова О.Н.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с. 57...66

Выявлены особенности гидравлического режима машинного канала, его влияние на морфометрические параметры русла КМК. Получены зависимости, связывающие параметры формы русла с гидравлическими характеристиками потока.

Иллюстр. 7, библи. 8.

УДК 627.83:627.157

Методы борьбы с занесением нижних бьефов водозаборных узлов. Абдураупов Р.Р.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с. 66...71

В статье систематизирован процесс занесения русла при интенсивном водозаборе из рек. Установлены причины занесения русла в

нижних бьефах водозаборных узлов и основные факторы нарушения условий водозабора. Определены возможные методы расчета и способы борьбы с занесением нижних бьефов водозаборных узлов. Разработаны мероприятия по борьбе с занесением, позволяющие обеспечить нормальные условия водозабора.

Библ.5

УДК 532.543

Установление зоны влияния макрошероховатости русла на величину неразмывающей скорости потока. Курбанов Х.А.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с.71...76

Изложены основные результаты исследований на крупномасштабной размываемой модели. Выявлено количественное влияние макрошероховатости на предельную и неразмывающую скорости потока. Установлены зависимости для определения предельной скорости, отвечающей моменту движения и остановки частиц.

Установлена универсальная зависимость для определения величины неразмывающей скорости потока при зернистой и грядовой шероховатости русла.

Иллюстр.2, библ.6

УДК 627.157

Методика определения неразмывающих скоростей потока при неоднородном составе наносов. Макидов Т.Ш.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с.76...85

Приведены состав, методика и результаты экспериментальных исследований, а также различные способы установления неразмывающих скоростей потока для естественных наносов неоднородного состава. Получена расчетная формула неразмывающей скорости потока, учитывающая состав и крупность естественных наносов.

Иллюстр.3, табл.1, библ.2

УДК 632.42

Закономерности растекания потока за скатым сечением при односторонней защите берега комбинированной шпорой. Ирмухамедов Х.А., Бакиев М.Р., Кадиров О.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с.85...92

Для предлагаемой конструкции комбинированной шпору с использованием некоторых положений теории турбулентных струй установлены закономерности растекания потока за скатым сечением при наличии начального участка струи и односторонней защите берега.

Иллюстр. I, библи. 4

УДК 627.15

Установление оптимальных размеров прокопа при проведении руслорегулировочных работ на Амударье в районах бесплотинного водозабора. Уркинбаев Р.К., Хамдамов Ш.Р., Базаров Д.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с.92...99

В статье излагаются результаты натурных исследований русловой деформации р. Амударьи в районе бесплотинного водозабора и даны расчетные зависимости для определения оптимального сечения прокопа с учетом параметров наносов.

Иллюстр. 3

УДК 626.823

Влияние перепада восстановления на пропускную способность прямоугольных трубчатых перегораживающих сооружений. Ибрагимов И.Ю.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с.100...105

В статье приводятся данные натурных исследований по определению пропускной способности перегораживающих сооружений с учетом перепада восстановления; дается эмпирическая зависимость перепада восстановления от перепада уровней.

Иллюстр. 2, табл. I, библи. 4

Некоторые особенности существующих рекомендаций по расчету заиления водохранилищ. Скрыльников В.А.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с.105...116

В статье дается анализ существующих упрощенных методов расчета заиления водохранилищ, излагается рекомендуемый метод и на основе полученных зависимостей даются условия применимости существующих методов. Приводится сопоставление результатов расчета заиления с натурными данными на примере двух грузинских водохранилищ, подтверждающее высокую надежность рекомендуемого метода расчета.

Иллюстр.4, табл.1, библи.10

УДК 627.8.034.7

Расчет заиления водохранилищ и прудов. Муратов Ф.Ш.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с.116...124

Предложена расчетная зависимость для определения времени заиления водохранилищ и прудов.

Иллюстр.4, табл.1, библи.4.

УДК 626.862.91

Расчет занесения лотковой сети при работе скважин вертикального дренажа. Скрыльников В.А., Зайнутдинова Н.Х.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с.124...132

В течение года на скважинах вертикального дренажа происходит до 400 пусков. При каждом пуске выносятся определенный объем наносов, что вызывает заиление лотковой сети. Описанный метод расчета занесения позволяет определить периодичность очистных работ на отводящей сети скважин вертикального дренажа.

Иллюстр.3, табл.1.

УДК 628.823.4

Установление объема заиления каналов и организация очистных работ в условиях реки Амударьи. Уркинбаев Р.К., Хамдамов Ш.Р.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с.133...139

В статье излагаются расчетные зависимости по определению объемов заиления головного отстойника и межхозяйственных каналов, а также количества земснарядов; рекомендованы способы организации производства очистных работ.

Иллюстр.1, табл. 2, библи.2

УДК 627.8

Определение зависимости между скоростями ветра на водохранилище и метеостанции. Садыков А.Х., Осадчая И.Б.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с.140...142

В статье приведена зависимость, позволяющая при составлении проекта водохранилища пересчитать величину скорости ветра расчетной обеспеченности, определенную по данным метеостанции, на величину скорости, в створе плотины.

Иллюстр.1, библи.2.

УДК 627.81:627.23

Совместная работа водохранилища сезонного регулирования и каскада насосных станций. Джураев Р.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с. 143...152

Предлагается метод управления водохранилищами, который позволяет значительно повысить их водообеспеченность.

Иллюстр.2, табл.2, библи.4.

УДК 627.81:532.59

Определение уровня воды в водохранилищах при ветровом волнении.
Перепелкина В.В., Кондаков А.С., Муратов Ф.Ш.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с.152...158

Предложена формула для определения положения спокойного уровня в водохранилище при ветровом волнении, установлена необходимая длительность ряда наблюдений за элементами волн.

Иллюстр.3, табл.2, библи.4.

УДК 626.821.3

К вопросу об уточнении параметров к эмпирической формуле А.Н.Костякова для расчета потерь из каналов в земляных руслах. Лактаев Н.Т.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1987, с. 159...170

В данной работе устанавливаются закономерности изменения параметров λ , m и n от ряда факторов и уточняются данные параметры с целью использования в эксплуатационной практике формул А.Н.Костякова.

Иллюстр.4, табл.3, библи.2

1. Кадыров А.А., Хусанходжаев Э.З. Метод расчета мелкопесчаных русел каналов с частичным креплением откосов	3
2. Дмитриев А.Б. Методы расчета прямого, регрессивного и локализованного видов общего размыва для условий гравелисто-галечниковых рек Средней Азии	7
3. Кадыров А.А., Карапетян М.Р. Особенности моделирования песчаных русел крупных каналов	16
4. Митюнина Г.Ю., Цой Г.А. Заращение оросительных каналов водными растениями	26
5. Хураев Т.Ж., Ишанов Х.Х., Курбанов Х.А. Результаты исследований транспортирующей способности потока в каналах с прямолинейным и криволинейным дном	34
6. Мухамедов Д.А. Некоторые результаты исследований соединения потоков	41
7. Хачатуров С.Г. Обобщенный метод гидравлического расчета земляных каналов в легкоразмываемых грунтах	47
8. Мухамедов Я.С., Тихонова О.Н. Морфометрические характеристики русел земляных машинных каналов	57
9. Абдураупов Р.Р. Методы борьбы с занесением нижних бьефов водозаборных узлов	66
10. Курбанов Х.А. Установление зоны влияния макрошероховатости русла на величину неразмывающей скорости потока	71
11. Мажидов Т.Ш. Методика определения неразмывающих скоростей потока при неоднородном составе наносов	76
12. Ирмахамедов Х.А., Бакиев М.Р., Кадыров О. Закономерности растекания потока за скатым сечением при односторонней защите берега комбинированной шпорой	85
13. Уркинбаев Р.К., Хамдамов Ш.Р., Базаров Д. Установление оптимальных размеров прокопа при проведении руслорегулировочных работ на Амударье в районах бесплотинного водозабора	92
14. Ибрагимов И.Ю. Влияние перепада восстановления на пропускную способность прямоугольных трубчатых перегородивающих сооружений	100
15. Крыльников В.А. Некоторые особенности существующих рекомендаций по расчету заиления водохранилищ	105

16. Муратов Ф.Ш. Расчет заиления водохранилищ и прудов	116
17. Скрыльников В.А., Зайнутдинова Н.Х. Расчет занесения лотковой сети при работе скважин вертикального дренажа	124
18. Уркинбаев Р.К., Хамдамов Ш.Р. Установление объема заиления каналов и организация очистных работ в условиях реки Амударьи	133
19. Садыков А.Х., Осадчая И.В. Определение зависимости между скоростями ветра на водохранилище и метеостанции	140
20. Джуроев Р. Совместная работа водохранилища сезонного регулирования и каскада насосных станций	143
21. Перепелкина В.В., Кондаков А.С., Муратов Ф.Ш. Определение уровня воды в водохранилищах при ветровом волнении	152
22. Лактаев Н.Т. К вопросу об уточнении параметров к эмпирической формуле А.Н.Костякова для расчета потерь из каналов в земляных руслах	159
Р е ф е р а т ы	171