

626
В-74
41881

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК

26

ИЗДАТЕЛЬСТВО „НАУКА“ УЗБЕКСКОЙ ССР



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

ГИДРОТЕХНИКА МАСАЛАЛАРИ

26-КИТОБ

ГИДРОТЕХНИКА ИНШООТЛАРИ,
КАНАЛЛАР ФИЛЬТРАЦИЯСИ

ЎЗБЕКИСТОН ССР „ФАН“ НАШРИЁТИ

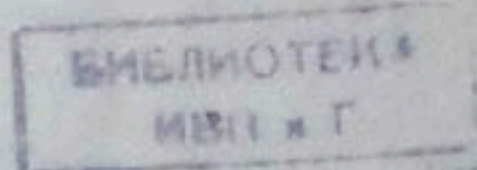
ТОШКЕНТ • 1965

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

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК 26

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ,
ФИЛЬТРАЦИЯ ИЗ КАНАЛОВ



ИЗДАТЕЛЬСТВО „НАУКА“ УЗБЕКСКОЙ ССР
ТАШКЕНТ • 1965

18814

В сборнике излагаются результаты лабораторных исследований и даются рекомендации по разработке гидротехнических сооружений для водозабора на примерах некоторых водохранилищ Средней Азии, анализируются причины потерь на фильтрацию, исследуется влияние мелких взвешенных наносов на плодородие почв и осветленного потока на техническое состояние каналов.

Сборник рассчитан на широкий круг специалистов-гидротехников.

Редакционная коллегия

З. Х. ХУСАН-ХОДЖАЕВ (отв. редактор), С. Г. ЗАПРОМЕТОВ, А. А. РАЧИНСКИЙ, Х. А. АСКАРОВ, А. М. МУХАМЕДОВ, У. Ю. ПУЛАТОВ, И. И. ГОРОШКОВ, Б. Е. МИЛЬКИС, М. В. БУТЫРИН, Г. Г. ВАЛЕНТИНИ.

Ю. Г. ИВАНЕНКО

ФОРМЫ РАВНОВЕСИЯ АЛЛЮВИАЛЬНЫХ РУСЕЛ

Вопрос об устойчивости аллювиального русла, под которой понимается равновесие движущих сил потока с силами сопротивления русла, в настоящее время начинает играть особую роль в связи с массовым строительством и расширением крупных ирригационных, судоходных и деривационных каналов, с уточнением методов надежного зарегулирования подводящих и отводящих русел рек у строящихся крупных гидротехнических сооружений с часто встречающимися случаями спрямлений излучин рек и т. д.

Однако этот вопрос изучен слабо, причем до сих пор нет надежного обоснования возможных форм равновесия русел — динамической и предельной.

Наиболее полно исследовано предельное равновесие в водотоках, в которых влияние наносов на процесс руслоформирования незначительно или совершенно отсутствует. Между тем в нашей стране есть немало рек с предельным насыщением наносами. В этом случае форма равновесия русел динамическая (подвижная).

В общем случае соотношение действующих сил в естественных водных потоках с неустановившимся режимом движения меняется в каждый момент времени. Вследствие непрерывного изменения количества движения отдельных вихревых структурных масс жидкости возникают импульсы сил, совокупность которых на некотором участке пути выражает силовое воздействие потока на русло. Наблюдаемые деформации русла являются результатом такого воздействия.

По современным воззрениям, основным источником зарождения вихрей может быть только русло. Его силовое воздействие на поток выражается в сообщении энергии вихрям в придонном слое от поступательного движения потока. Поперечные перемещения отдельных вихревых структурных масс жидкости оказывают силовое воздействие на русло и вызывают влечение и взвешивание твердых частиц.

Структурные вихревые массы, движущиеся вверх, в силу неразрывности жидкости должны замещаться массами жидкости, движущимися вниз. Пульсация скоростей и давлений потока является результатом таких взаимопротивоположных перемещений.

Равновесная форма сечения русла может быть только в случае равновесия движущих сил потока с силами сопротивления русла. В естественном водотоке равновесие, как правило, отсутствует, следствием чего является непрерывное переформирование компонентов внутренней структуры потока. В этом случае работа потока направлена на устранение причин, приведших к нарушению равновесного состояния русла.

РУСЛО ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ

Гидравлически наивыгоднейшее сечение естественного аллювиального русла. В результате анализа влияния формы сечения русла на величину его пропускной способности при постоянной площади сечения выявлены формы сечения, при которых проходит наибольший расход. Такие сечения называются гидравлически наивыгоднейшими. Это обстоятельство позволяет сформулировать вариационную изопериметрическую задачу с подвижными границами и исследовать функционал

$$Q = 2 \int_0^{\frac{B}{2}} ci^{\frac{1}{2}} \frac{y^{\frac{3}{2}}}{(1 + y'^2)^{\frac{1}{4}}} dx \quad (1)$$

на экстремум. Функционал (1) получается при интегрировании функции изменения скорости на элементе сечения по всему сечению, ограниченному некоторой кривой.

Гидравлические элементы потока c и i не влияют на форму его сечения в указанных условиях. Это положение будет доказано ниже.

Как известно, гидравлический радиус R в уравнении Шези

$$v = c \sqrt{Ri}$$

можно представить в виде

$$R = \frac{\omega}{\chi},$$

где ω — площадь живого сечения;

χ — смоченный периметр.

Для элемента сечения

$$R = \frac{d\omega}{d\chi} = \frac{ydx}{\sqrt{1 + y'^2} dx} = \frac{y}{\sqrt{1 + y'^2}}. \quad (2)$$

При площади этого элемента

$$d\omega = ydx$$

расход выразится зависимостью

$$Q^* = v^* d\omega = ci^{\frac{1}{2}} \left(\frac{y}{\sqrt{1 + y'^2}} \right)^{\frac{1}{2}} ydx. \quad (3)$$

Интегрированием выражения (3) по всему сечению можно получить функционал (1).

Исследование функционала (1) на экстремум приводит к условному экстремуму, при этом форма русла описывается прямой линией ($y = 0$). Получаемый результат соответствует случаю отсутствия расхода, что противоречит поставленной задаче [1].

Для ее решения воспользуемся вспомогательным функционалом, дающим безусловный экстремум. В качестве такого экстремума возьмем площадь сечения, приняв ее постоянной, причем можно варьировать форму сечения. Сформулированное условие имеет вид

$$\omega = 2 \int_0^{\frac{B}{2}} ydx. \quad (4)$$

Составим вспомогательный функционал

$$\Pi = Q + \lambda \omega = 2 \int_0^{\frac{B}{2}} \left[ci^{\frac{1}{2}} \frac{y^{\frac{3}{2}}}{(1+y'^2)^{\frac{1}{4}}} + \lambda y \right] dx; \quad (5)$$

здесь λ — постоянный коэффициент.

Экстремум Π дает также экстремум Q . Обозначим

$$F = ci^{\frac{1}{2}} \frac{y^{\frac{3}{2}}}{(1+y'^2)^{\frac{1}{4}}} + \lambda y. \quad (6)$$

Выражение (6) дает экстремум в том случае, если оно удовлетворяет известному уравнению Эйлера [2]

$$F_y - \frac{dF'_y}{dx} = 0, \quad (7)$$

где

$$F_y = \frac{\partial F(x, y, y')}{\partial y}; \quad F'_y = \frac{\partial F(x, y, y')}{\partial y'};$$

$$\frac{dF'_y}{dx} = \frac{\partial F'_y}{\partial x} + \frac{\partial F'_y}{\partial y} \frac{dy}{dx} + \frac{\partial F'_y}{\partial y'} \frac{dy'}{dx} = \frac{\partial F'_y}{\partial x} + y' \frac{\partial F'_y}{\partial y} + y'' \frac{\partial F'_y}{\partial y'};$$

F'_y — независимая переменная.

Подставив найденные зависимости в уравнение (7), получим

$$F_y - \frac{\partial F'_y}{\partial x} - y' \frac{\partial F'_y}{\partial y} - y'' \frac{\partial F'_y}{\partial y'} = 0. \quad (8)$$

Выражение (8) не содержит x в явном виде, поэтому уравнение, дающее экстремум функционалу (5), будет иметь более простой вид

$$F_y - y' \frac{\partial F'_y}{\partial y} = 0, \quad (9)$$

Поскольку

$$F_y = \frac{\partial F(x, y, y')}{\partial y},$$

то равенство (9) запишется так:

$$\frac{\partial F}{\partial y} - y' \frac{\partial F'_y}{\partial y} = 0. \quad (10)$$

Проинтегрировав его, окончательно получим

$$F - y' F'_y = k, \quad (11)$$

где k — постоянная интегрирования.

В нашем случае

$$F'_y = \frac{\partial F}{\partial y'} = -\frac{1}{2} ci^{\frac{1}{2}} y^{\frac{3}{2}} \frac{y'}{(1+y'^2)^{\frac{5}{4}}}. \quad (12)$$

Тогда

$$ci^{\frac{1}{2}} \frac{y^{\frac{3}{2}}}{(1+y'^2)^{\frac{1}{4}}} + \lambda y + \frac{1}{2} ci^{\frac{1}{2}} y^{\frac{3}{2}} \frac{y'^2}{(1+y'^2)^{\frac{5}{4}}} = k;$$

$$ci^{\frac{1}{2}} y^{\frac{3}{2}} \frac{\left(1 + \frac{2}{3} y'^2\right)}{(1+y'^2)^{\frac{5}{4}}} + \lambda y = k. \quad (11')$$

Исследуемая вариационная задача имеет подвижные границы, т. е. при постоянной площади сечения допускает возможность варьировать его форму — соотношение между шириной по верху и глубиной потока. Поскольку, как будет показано ниже, для русел динамически устойчивого и русел предельного равновесия ширина потока по верху определенным образом связана с глубиной только через угол естественного откоса грунта ложа потока под водой и не зависит от других элементов потока, то все возможные формы варьирования подвижных границ определяются перемещением их по вертикали. В этом случае ($x=0$, $y=h_m$) и первое граничное условие находится из выражения [2]

$$F'_{y|_{x=0}} = 0. \quad (13)$$

При этом условии можно получить

$$y' = 0 \quad \text{при} \quad y = h_m. \quad (14)$$

Второе граничное условие находится из соотношения

$$y' = \operatorname{tg} \varphi \quad \text{при} \quad y = 0. \quad (15)$$

Это условие справедливо лишь постольку, поскольку угол между касательной к кривой смоченного периметра и прямой, проходящей по урезу воды, стремится к углу естественного откоса грунта под водой.

Используя граничные условия (14) и (15), из выражения (13) можно получить

$$ci^{\frac{1}{2}} h_m^{\frac{3}{2}} + \lambda h_m = k \quad (16)$$

и

$$k = 0. \quad (17)$$

Отсюда

$$\lambda = -ci^{\frac{1}{2}} h_m^{\frac{1}{2}}. \quad (18)$$

Тогда

$$ci^{\frac{1}{2}} y^{\frac{3}{2}} \left[\frac{1 + \frac{3}{2} y'^2}{(1+y'^2)^{\frac{5}{4}}} \right] = ci^{\frac{1}{2}} h_m^{\frac{1}{2}} y,$$

$$(1+y'^2)^{\frac{5}{4}} = \left(\frac{y}{h_m} \right)^{\frac{1}{2}} \left(1 + \frac{3}{2} y'^2 \right). \quad (19)$$

Дифференциальное уравнение (19) в элементарных функциях не выражается, поэтому решим его приближенно. Для этого разложим в

биномиальный ряд выражение:

$$(1 + y'^2)^{\frac{3}{2}} = 1 + \frac{3}{2} y'^2 + \frac{3}{8} y'^4 - \frac{3}{48} y'^6 + \dots$$

Этот ряд сходится при всех значениях $y' \leq 1$. Если учесть, что потоки могут формировать гидравлически наивыгоднейшие сечения только в грунтах, состав которых при некоторых условиях приближается к однородному, то, взяв в качестве максимального критерия $y' = \operatorname{tg} \varphi = 0,5$, можем получить наибольшие значения третьего и четвертого членов ряда:

$$\frac{3}{8} y'^4 = \frac{3}{8} \cdot 0,5^4 = 0,023,$$

$$-\frac{3}{48} y'^6 = -\frac{3}{48} \cdot 0,5^6 = -0,001.$$

Ошибка, связанная с пренебрежением этими членами, не превышает 1%, а в практических случаях, так как $\operatorname{tg} \varphi < 0,5$, она составит долю процента. Это обстоятельство позволяет нам приближенно представить выражение $(1 + \frac{3}{2} y'^2)$ в виде степенной зависимости

$$(1 + y'^2)^{\frac{3}{2}}$$

и переписать равенство (19) таким образом:

$$(1 + y'^2)^{\frac{5}{4}} = \left(\frac{y}{h_m}\right)^{\frac{1}{2}} (1 + y'^2)^{\frac{3}{2}}. \quad (20)$$

После элементарных преобразований дифференциальное уравнение принимает вид

$$\frac{h_m}{y} = \sqrt{1 + y'^2}. \quad (21)$$

Введем параметр φ , полагая

$$y' = \operatorname{tg} \varphi.$$

Тогда

$$y = h_m \cos \varphi, \quad (22)$$

$$dy = -h_m \sin \varphi d\varphi,$$

откуда

$$dx = \frac{dy}{\operatorname{tg} \varphi} = -\frac{h_m \sin \varphi}{\operatorname{tg} \varphi} d\varphi = -h_m \cos \varphi \cdot d\varphi, \\ x = h_m \sin \varphi + c_1, \quad (23)$$

В параметрической форме уравнение экстремалей имеет вид

$$x - c_1 = h_m \sin \varphi,$$

$$y = h_m \cos \varphi.$$

Исключив φ , получим

$$(x - c_1)^2 + y^2 = h_m^2$$

— семейство окружностей с радиусом $R = h_m$. Постоянная c_1 находится из граничных условий.

Согласно уравнению (23) имеем

$$x = h_m \sin \varphi + c_1 = \frac{h_m \cdot \operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} + c_1.$$

Вычисляя значение c_1 , соответствующее условию $x = x_1 = 0$, получаем

$$c_1 = 0,$$

так как при этом $\operatorname{tg} \varphi = 0$; следовательно,

$$x^2 + y^2 = h_m^2 = R^2. \quad (24)$$

Проанализируем функционал (1) на экстремум, воспользовавшись вспомогательным функционалом

$$\chi = 2 \int_0^{\frac{B}{2}} \sqrt{1 + y'^2} dx, \quad (25)$$

дающим безусловный экстремум.

При условии сохранения постоянной длины кривой, изображающей смоченный периметр, как и в разобранный задаче, будем варьировать форму сечения.

Поскольку мы ищем ту форму сечения, при которой через постоянную площадь проходит наибольший расход, результат, полученный при анализе функционала (1) на экстремум, должен быть один, независимо от того, какой вспомогательный функционал мы использовали. Иного исхода и не должно быть, так как в вышеприведенные задачи введены одни и те же ограничения.

Составим вспомогательный функционал

$$\Phi = Q + \lambda \chi = 2 \int_0^{\frac{B}{2}} \left[ci^{\frac{1}{2}} \frac{y^{\frac{3}{2}}}{(1 + y'^2)^{\frac{1}{4}}} + \lambda \sqrt{1 + y'^2} \right] dx. \quad (26)$$

Экстремум (26) приводит также к экстремуму (1). Обозначим

$$F = ci^{\frac{1}{2}} \frac{y^{\frac{3}{2}}}{(1 + y'^2)^{\frac{1}{4}}} + \lambda (1 + y'^2)^{\frac{1}{2}}. \quad (27)$$

Поскольку равенство (27) не содержит x в явной форме, уравнение Эйлера, дающее экстремум функционалу (26), будет иметь вид

$$F - y' F y' = k, \quad (28)$$

где

$$F y' = \frac{dF}{dy'} = - ci^{\frac{1}{2}} y^{\frac{3}{2}} \frac{y'}{2(1 + y'^2)^{\frac{5}{4}}} + \frac{\lambda y'}{\sqrt{1 + y'^2}}. \quad (29)$$

Тогда

$$ci^{\frac{1}{2}} \frac{y^{\frac{3}{2}}}{(1 + y'^2)^{\frac{1}{4}}} + \lambda \sqrt{1 + y'^2} + ci^{\frac{1}{2}} y^{\frac{3}{2}} \frac{y'}{2(1 + y'^2)^{\frac{5}{4}}} - \frac{\lambda y'}{\sqrt{1 + y'^2}} = k. \quad (30)$$

Преобразуем дифференциальное уравнение (30):

$$ci^{\frac{1}{2}} y^{\frac{3}{2}} \left[\frac{1 + \frac{3}{2} y'^2}{(1 + y'^2)^{\frac{5}{4}}} \right] + \frac{\lambda}{\sqrt{1 + y'^2}} = k. \quad (31)$$

Дифференциальное уравнение (31) в элементарных функциях не выражается, поэтому решим его приближенно.

Представим выражение $\left(1 + \frac{3}{2} y'^2\right)$ в виде степенной зависимости

$$(1 + y'^2)^{\frac{3}{2}}.$$

Как мы показали, это можно сделать при условии $y' = \operatorname{tg} \varphi \leq 0,5$ с максимальной ошибкой, не превышающей доли процента от выражения $(1 + y'^2)$.

Таким образом, уравнение (31) можно представить в приближенном виде:

$$ci^{\frac{1}{2}} y^{\frac{3}{2}} \left[\frac{(1 + y'^2)^{\frac{3}{2}}}{(1 + y'^2)^{\frac{5}{4}}} \right] + \frac{\lambda}{\sqrt{1 + y'^2}} = k,$$

$$ci^{\frac{1}{2}} y^{\frac{3}{2}} (1 + y'^2)^{\frac{1}{4}} + \frac{\lambda}{(1 + y'^2)^{\frac{1}{2}}} = k. \quad (32)$$

Анализируемая вариационная задача имеет подвижные границы, т. е. позволяет варьировать форму сечения при постоянной его площади.

Поскольку гидравлически наивыгоднейшая форма сечения русла не зависит от гидравлических элементов потока c и i и является функцией только вида грунта, то все возможные формы варьирования подвижных границ определяются только перемещением их по вертикали.

В этом случае первое граничное условие будет

$$y' = 0 \quad \text{при} \quad y = h_m. \quad (33)$$

Поскольку угол между касательной к кривой смоченного периметра и прямой, проходящей по урезу воды, стремится к углу естественного откоса грунта под водой, второе граничное условие можно представить в виде

$$y' = \operatorname{tg} \varphi \quad \text{при} \quad y = 0. \quad (34)$$

Используя условия (33) и (34), находим

$$ci^{\frac{1}{2}} h_m^{\frac{3}{2}} + \lambda = k, \quad (35)$$

$$k = \lambda \cdot \cos \varphi. \quad (36)$$

Отсюда

$$\lambda = \frac{ci^{\frac{1}{2}} h_m^{\frac{3}{2}}}{(\cos \varphi - 1)}, \quad k = \frac{ci^{\frac{1}{2}} h_m^{\frac{3}{2}}}{(\cos \varphi - 1)} \cos \varphi. \quad (37)$$

Подставив (37) в уравнение (32), будем иметь

$$ci^{\frac{1}{2}} y^{\frac{3}{2}} \sqrt[4]{1+y'^2} + \frac{ci^{\frac{1}{2}} h_m^{\frac{3}{2}}}{(\cos\varphi - 1) \sqrt[4]{1+y'^2}} = ci^{\frac{1}{2}} h_m^{\frac{3}{2}} \frac{\cos\varphi}{\cos\varphi - 1},$$

$$\left(\frac{y}{h_m}\right)^{\frac{3}{2}} \sqrt[4]{1+y'^2} + \frac{1}{(\cos\varphi - 1) \sqrt[4]{1+y'^2}} = \frac{\cos\varphi}{\cos\varphi - 1}. \quad (38)$$

Введем в уравнение (76) новую переменную t , обозначив

$$y' = \operatorname{tg} t, \quad (\cos\varphi - 1) = a.$$

Тогда уравнение (38) примет вид

$$\left(\frac{y}{h_m}\right)^{\frac{3}{2}} \sqrt[4]{1+\operatorname{tg}^2 t} + \frac{1}{a \sqrt[4]{1+\operatorname{tg}^2 t}} = \frac{a+1}{a},$$

$$\frac{y}{h_m \cos t} = \left(\frac{h_m}{y}\right)^2 \left(\frac{a+1}{a} - \frac{\cos t}{a}\right)^2. \quad (39)$$

Можно показать, что уравнение (39) при соответствующих граничных условиях удовлетворяет уравнению окружности (24), полученному нами при анализе на экстремум того же функционала (1) с условием (4).

Введем обозначение

$$\frac{y}{h_m} = \cos t. \quad (40)$$

Тогда уравнение (39) переписется так:

$$\frac{y}{h_m} = \frac{a+1}{a} - \frac{\cos t}{a}. \quad (41)$$

Нетрудно обнаружить, что зависимости (40) и (41) представляют собой одно уравнение семейства окружностей. С другой стороны, эти уравнения тождественно равны при условии

$$(a+1) = 0.$$

Докажем, что это условие можно вывести из наших граничных условий. Для этого преобразуем уравнение (41) и представим его в виде

$$\frac{y}{h_m} = \frac{a+1}{a} - \frac{1}{a \sqrt[4]{1+\operatorname{tg}^2 t}} = \frac{a+1}{a} - \frac{1}{a \sqrt[4]{1+y'^2}}. \quad (42)$$

Учитывая, что (42) является семейством окружностей, найдем условие, при котором второй член правой части этого уравнения становится равным нулю.

Для этого необходимо положить

$$y = 0. \quad (43)$$

Действительно при соблюдении условия (43) $\operatorname{tg}\varphi = \operatorname{tg} 90^\circ = \infty$ и из уравнения (42) можно найти $(a+1) = 0$.

Как было показано выше, кривая (40) является уравнением окружности (24).

Уравнение, подобное (31), получил Ю. А. Ибад-Заде [1] на основе анализа минимума работы потока, затрачиваемого на некотором участке при формировании русла.

Таким образом, не выражаемые в элементарных функциях зависимости (19) и (31), можно отождествить с уравнением окружности в пределах изменения тангенса от 0 до 0,5 и решать задачу для сегмента круга.

Воспользуемся выражением Ибад-Заде [1]

$$\begin{aligned} \left(\frac{y}{h_m}\right)^{\frac{3}{2} + \alpha \sqrt{n}} \left[1 + y'^2 \left(\frac{3}{2} + \alpha \sqrt{n}\right)\right] = \\ = \frac{(1 + y'^2)^{\frac{3}{4} + \frac{\alpha \sqrt{n}}{2}}}{1 - \frac{1}{\cos \varphi}} \left[(1 + y'^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{\cos \varphi}\right]. \end{aligned} \quad (44)$$

Это уравнение можно представить так:

$$\begin{aligned} \left(\frac{y}{h_m}\right)^{\frac{3}{2} + \alpha \sqrt{n}} \left[1 + y'^2 \left(\frac{3}{2} + \alpha \sqrt{n}\right)\right] = \\ = (1 + y'^2)^{\frac{5}{4} + \frac{\alpha \sqrt{n}}{2}} \left[\frac{\cos \varphi}{\cos \varphi - 1} - \frac{1}{(\cos \varphi - 1) \sqrt{1 + y'^2}}\right]. \end{aligned} \quad (45)$$

Уравнение (44) можно получить из (26) при расшифровке коэффициента Шези в виде

$$c = \frac{1}{n} R^y;$$

здесь n — коэффициент шероховатости;

$$y = (1,3 \div 1,5) \sqrt{n} = \alpha \sqrt{n}.$$

Разложим в биномиальный ряд выражение

$$\begin{aligned} (1 + y'^2)^{\frac{3}{2} + \alpha \sqrt{n}} = 1 + y'^2 \left(\alpha \sqrt{n} + \frac{3}{2}\right) + \\ + \frac{y'^4 \left(\alpha \sqrt{n} + \frac{3}{2}\right) \left(\alpha \sqrt{n} + \frac{1}{2}\right)}{2} + \\ + \frac{y'^6 \left(\alpha \sqrt{n} + \frac{3}{2}\right) \left(\alpha \sqrt{n} + \frac{1}{2}\right) \left(\alpha \sqrt{n} - \frac{1}{2}\right)}{6} + \dots \end{aligned} \quad (46)$$

Этот ряд сходится при всех значениях $y' \leq 1$. Покажем, что для практических расчетов можно пользоваться первыми двумя членами ряда (46). Для обоснования этой возможности воспользуемся данными Ибад-Заде.

При $\alpha = 1,3$, $n = 0,02$ и $y' = \operatorname{tg} \varphi = 0,5$ будем иметь наибольшие значения третьего и четвертого членов ряда (46):

$$\frac{(0,18 + 1,5)(0,18 + 0,5)}{2} 0,5^4 = 0,035;$$

$$\frac{(0,18 + 1,5)(0,18 + 0,5)(0,18 - 0,5)}{6} 0,5^6 = -0,0009.$$

Полученные величины достаточно малы по сравнению с $(1 + y'^2)$, поэтому их можно не учитывать и зависимость (45) представить в приближенном виде:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{y}{h_m}\right)^{\frac{3}{2} + \alpha \sqrt{n}} (1 + y'^2)^{\frac{3}{2} + \alpha \sqrt{n}} = \\ & = (1 + y'^2)^{\frac{5}{4} + \frac{\alpha \sqrt{n}}{2}} \left[\frac{\cos \varphi}{\cos \varphi - 1} - \frac{1}{(\cos \varphi - 1) \sqrt{1 + y'^2}} \right], \\ & \left(\frac{y}{h_m}\right)^{\frac{3}{2} + \alpha \sqrt{n}} \frac{(1 + y'^2)^{\frac{3}{2} + \alpha \sqrt{n}}}{(1 + y'^2)^{\frac{5}{4} + \frac{\alpha \sqrt{n}}{2}}} = \frac{\cos \varphi}{\cos \varphi - 1} - \frac{1}{(\cos \varphi - 1) \sqrt{1 + y'^2}}, \\ & \left(\frac{y}{h_m}\right)^{\frac{3}{2} + \alpha \sqrt{n}} (1 + y'^2)^{\frac{1}{4} + \frac{\alpha \sqrt{n}}{2}} \frac{\cos \varphi}{\cos \varphi - 1} \frac{1}{(\cos \varphi - 1) \sqrt{1 + y'^2}}. \end{aligned} \quad (47)$$

Введем в уравнение (47) новую переменную t , обозначив

$$y' = \operatorname{tg} t, \quad (\cos \varphi - 1) = a.$$

Тогда

$$\begin{aligned} & \left(\frac{y}{h_m}\right)^{\frac{3}{2} + \alpha \sqrt{n}} (1 + \operatorname{tg}^2 t)^{\frac{1}{4} + \frac{\alpha \sqrt{n}}{2}} = \frac{a + 1}{a} - \frac{1}{a \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 t}}; \\ & \left(\frac{y}{h_m}\right)^{3 + 2\alpha \sqrt{n}} (1 + \operatorname{tg}^2 t)^{\frac{1}{2} + \alpha \sqrt{n}} = \left(\frac{a + 1}{a} - \frac{1}{a \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 t}} \right)^2, \\ & \left(\frac{y}{h_m}\right)^{1 + 2\alpha \sqrt{n}} \frac{1}{(\cos t)^{1 + 2\alpha \sqrt{n}}} = \left(\frac{h_m}{y}\right)^2 \left(\frac{a + 1}{a} - \frac{\cos t}{a} \right)^2. \end{aligned} \quad (48)$$

Можно показать, что уравнение (48) при сформулированных ранее граничных условиях удовлетворяет уравнению (24). Если введем обозначение

$$\left(\frac{y}{h_m}\right)^{1 + 2\alpha \sqrt{n}} = (\cos t)^{1 + 2\alpha \sqrt{n}},$$

то приходим к уравнению (40). Тогда уравнение (48) примет вид (41).

Таким образом, мы пришли к тем же зависимостям (40) и (41), которые проанализировали выше, показав, что при поставленных граничных условиях этим кривым соответствует уравнение (24). Следовательно, искомая площадь ограничивается периметром, являющимся полукругом.

Уравнение экстремалей в параметрической форме имеет вид

$$y = R \cos \varphi,$$

$$x = R \sin \varphi.$$

Ю. А. Ибад-Заде показал, что для координат некоторой точки сопряжения уреза воды с касательной к периметру $A(x_a, y_a)$ можно записать так:

$$\begin{cases} y_a = R \cos \varphi \\ x_a = R \sin \varphi \end{cases}. \quad (49)$$

С другой стороны, можно определить

$$R = \frac{h_m}{2} + \frac{B^2}{8h_m}. \quad (50)$$

Подставив (50) в (49), получим

$$x_a = \left(\frac{h_m}{2} + \frac{B^2}{8h_m} \right) \sin \varphi, \quad (51)$$

$$y_a = \left(\frac{h_m}{2} + \frac{B^2}{8h_m} \right) \cos \varphi. \quad (52)$$

Учитывая

$$y_a = R - h_m \quad (53)$$

получаем

$$y_a = \left(\frac{h_m}{2} + \frac{B^2}{8h_m} \right) - h_m = \frac{B^2}{8h_m} - \frac{h_m}{2}. \quad (54)$$

Отождествив равенства (52) и (53), будем иметь

$$\frac{B^2}{8h_m} - \frac{h_m}{2} = \left(\frac{h_m}{2} + \frac{B^2}{8h_m} \right) \cos \varphi,$$

$$\frac{B}{2h_m} = \sqrt{\frac{1 + \cos \varphi}{1 - \cos \varphi}} = \frac{1}{\sin \varphi} + \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi},$$

$$B = 2 \left(\frac{1}{\sin \varphi} + \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} \right) h_m. \quad (55)$$

Из выражения (55) видно, что ширина по верху гидравлически наивыгоднейшего сечения естественного аллювиального русла зависит только от максимальной глубины и механической характеристики грунта — угла естественного откоса этого грунта под водой.

Поставим далее вопрос о гидравлически наивыгоднейшем сечении в более конкретной форме — для сечений определенного очертания. Действительно, можно искать гидравлически наивыгоднейшее сечение для русел трапецеидальной формы, не прибегая к общим выражениям произвольного очертания сечения — длине кривой и площади сечения, представляемых в вариационных задачах. В этом случае нужно определить трапецеидальное сечение, имеющее среди других сечений той же формы наименьший смоченный периметр. Очевидно, те же соображения распространяются на сечения эллиптических, треугольных, параболических и других очертаний. Нас интересуют лишь параболические очертания, поскольку естественные формы равновесных сечений русел достаточно хорошо согласуются с параболическим профилем.

Поставим в несколько ином виде сформулированный выше вопрос, имеющий смысл в отношении параболических сечений русел: какова должна быть степень параболы для получения определенной площади сечения при наименьшем смоченном периметре? Не прибегая к строгому анализу, укажем, что элементы такого параболического сечения должны в наибольшей степени совпадать с теми элементами кругового сечения, которые были получены методом вариационного исчисления.

Как было показано в работе [3], для параболы в общем случае можно получить

$$\omega = \frac{k}{k+1} B h_m, \quad (57)$$

$$B = 2mkh_m, \quad (58)$$

где k — степень параболы;

m — котангенс угла естественного откоса грунта под водой.

При сопоставлении (55) с (58) видно, что в случае возможного отождествления $\sin \varphi$ с $\operatorname{tg} \varphi$ (что практически незначительно искажает действительную картину для грунтов с малым углом естественного откоса под водой) зависимости (55) и (58) совпадают при $k = 2$.

Таким образом, для гидравлически наивыгоднейшего параболического сечения степень параболы должна быть равна $k = 2$. Тогда для квадратичной параболы из уравнения (58) можно получить

$$B = 4mh_m. \quad (59)$$

Полученные элементы гидравлически наивыгоднейшего параболического сечения должны удовлетворять уравнению равномерного движения воды в руслах с параболическим очертанием, установленным нами ранее [3]. Это уравнение имеет вид

$$\frac{h_m^3}{\xi^5} B^4 - B^2 - 4Bh_m m - 4m^2 h_m^2 = 0. \quad (60)$$

Можно убедиться, что уравнению (60) удовлетворяют корни

$$h_m = \left(\frac{3}{8m} \right)^{0,4} \xi, \quad (61)$$

$$B = \frac{3}{2} \xi \left(\frac{8}{3} m \right)^{0,6}; \quad (62)$$

здесь

$$\xi = \left(\frac{Q^2}{c^2 i} \right)^{0,2}.$$

При совместном решении равенств (61) и (62) будем иметь

$$B = 4mh_m.$$

Как было показано выше, это выражение соответствует гидравлически наивыгоднейшему сечению параболического очертания.

Для проверки правильности полученных результатов отождествим (61) с уравнением [3]

$$\xi \left(\frac{k+1}{2mk^2} \right)^{0,4} = \xi \left(\frac{3}{8m} \right)^{0,4}, \quad (63)$$

$$3k^2 - 4k - 4 = 0.$$

Решив уравнение (63), получим два корня уравнения:

$$k_1 = 2 \text{ и } k_2 = -\frac{2}{3}.$$

Здесь положительное значение корня есть степень параболы.

Для определения ширины по верху сечения, описываемого квадратичной параболой, подставим это значение корня в выражение (58):

$$B = 2mkh_m = 4mh_m.$$

Естественное русло предельного равновесия. Как показывает опыт, гидравлически наивыгоднейшее сечение может выработаться только потоком, который не несет во взвешенном и влекомом состоянии твердые тяжелые наносы. При этом ширина по верху в потоках, протекающих в аллювиальных отложениях, не может быть меньше той ширины, которая соответствует этому элементу гидравлически наивыгоднейшего сечения. Поэтому можно считать достаточно обоснованным вывод о том, что для естественных потоков гидравлически наивыгоднейшая форма определяет наименьшую ширину потоков из всех возможных.

С другой стороны, гидравлически наивыгоднейшее сечение имеет наибольшую глубину по сравнению с теми сечениями, у которых ширина по верху больше, чем у гидравлически наивыгоднейшего сечения. Это обстоятельство позволяет сделать вывод о том, что из всех возможных форм сечений в естественных потоках, протекающих в аллювиальных отложениях, гидравлически наивыгоднейшей форме сечения соответствует максимум потенциальной энергии потока. Сформулированное положение имеет большое значение для обоснования предельного (неустойчивого) равновесия сечения русла.

Известно, что система может находиться в равновесии только в случае соответствия потенциальной энергии системы минимуму или максимуму этой энергии. Если потенциальная энергия системы будет соответствовать минимуму, то системе должно удовлетворить состояние устойчивого равновесия. С другой стороны, соответствие потенциальной энергии системы максимуму означает, что система находится в состоянии неустойчивого равновесия.

Таким образом, элементы русла предельного равновесия идентичны элементам гидравлически наивыгоднейшего сечения русла и определяют одну и ту же форму сечения.

Анализируя зависимость, характеризующую форму сечения русла предельного равновесия, можно показать, что форма сечения для такого русла обусловлена только механической характеристикой грунта ложа — угла естественного откоса грунта под водой и не зависит от гидравлических элементов потока. При этом площадь живого сечения формируется в соответствии с граничными условиями, накладываемыми углом естественного откоса грунта под водой, и возможностью пропуска при данных условиях определенного расхода.

Подставив $k = 2$ в (57), получим

$$\omega = \frac{8}{3} mh_m^2. \quad (64)$$

Тогда выражение для скорости примет вид

$$v = \frac{3}{8} \frac{Q}{mh_m^2}, \quad (65)$$

где h_m можно найти из равенства (61):

$$h_m = \left(\frac{Q^2}{\frac{64}{9} m^2 c^2 l} \right)^{0,2}.$$

Зависимость (65) является выражением для неразмывающей скорости в условиях пространственной задачи.

ОБЩЕЕ УРАВНЕНИЕ ФОРМЫ АЛЛЮВИАЛЬНОГО РУСЛА

Зависимости, полученные для русел предельного и динамического [3] равновесия, имеют одну и ту же структуру. Форма сечения как тех, так и других русел зависит только от угла естественного откоса грунта под водой и не зависит от других элементов потока. Эти зависимости отличаются только некоторым постоянным параметром, который и определяет форму возможного равновесия. Таким параметром является степень параболы.

Анализ указанных зависимостей позволяет утверждать, что предельная и динамическая формы равновесия определяются теми граничными условиями, к которым стремится поток в тех или иных случаях. Однако движение всех естественных водотоков обусловлено природными условиями, поэтому в этих случаях гидравлические элементы водотоков могут отличаться от зависимостей предельной и динамической форм равновесия. Очевидно, русло этих водотоков также формируется в соответствии с определенными законами.

Общей закономерностью, охватывающей большинство случаев возможной местной устойчивости русел на прямых участках, нам представляется зависимость (60). Это основное уравнение, которому отвечают элементы естественных водотоков в зависимости от степени насыщения их влекомыми и взвешенными наносами. Так, в случае чистого потока элементы русла определяются условиями предельного равновесия, а в случае предельно насыщенного наносами потока — условиями динамического равновесия.

В связи с этим представляет интерес установление закономерности, связывающей форму сечения аллювиального русла со степенью насыщения потока наносами. Данный вопрос в статье не рассматривается.

Преобразуем уравнение (60) для общего случая, полагая

$$B = Amh_m, \quad (66)$$

где

$$A = 2k.$$

Подставив равенство (66) в уравнение (60), найдем

$$\frac{h_m^3}{\xi^5} A^4 m^4 h_m^4 - A^2 m^2 h_m^2 - 4Am^2 h_m^2 - 4m^2 h_m^2 = 0.$$

Преобразуем полученную зависимость:

$$h_m^5 = \xi^5 \frac{(A^2 + 4A + 4)}{A^4 m^2},$$

$$h_m = \xi \left[\frac{(A^2 + 4A + 4)}{A^4 m^2} \right]^{0,2}.$$

Учитывая, что $\xi = \left(\frac{Q^2}{c^2 i} \right)^{0.2}$, получаем

$$h_{\text{н}} = \left[\frac{(A^2 + 4A + 4) Q^2}{A^4 m^2 c^2 i} \right]^{0.2}. \quad (67)$$

Подставив (67) в (66), будем иметь

$$B = A^{0.2} m^{0.6} \left[(A^2 + 4A + 4) \frac{Q^2}{c^2 i} \right]^{0.2}. \quad (68)$$

Зависимости (67) и (68) имеют большое прикладное значение. Действительно, нередко приходится ставить задачу ограничения ширины потока определенными связями. В этом случае сечение русла выработается за счет изменения глубины и уклона. Следует иметь в виду, что увеличение глубины будет вызывать уменьшение уклона.

Очевидно, для потоков, предельно насыщенных наносами, сужение ширины по верху из инженерных соображений имеет определенный предел. Таким пределом является ширина гидравлически наивыгоднейшего сечения русла, которая при данных условиях выработалась бы при пропуске чистого потока. Эта ширина не может быть менее ширины гидравлически наивыгоднейшего сечения, так как в противном случае предполагаемое сечение не пропустит заданного расхода. Выработанная глубина потока будет соответствовать той, которая удовлетворяет руслу предельного равновесия (гидравлически наивыгоднейшему сечению русла).

Таким образом, в случае установления ограничивающих связей по ширине предельно нагруженного наносами потока наименьшей возможной шириной следует считать ту, которая соответствует гидравлически наивыгоднейшему сечению русла для данного грунта и расхода.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ибад-Заде Ю. А. Гидравлика спрямлений излучий рек, Баку, 1961.
 2. Смирнов В. И. Курс высшей математики, т. IV, М., Физматгиз, 1958.
 3. Иваненко Ю. Г. „Изв. АН УзССР“, серия техн. наук, 1963, № 6.
-

Ю. Г. ИВАНЕНКО

МОРФОМЕТРИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ ЕСТЕСТВЕННЫХ ВОДОТОКОВ

Если в жестком русле скоростное поле потока определяется исключительно характером воздействия недеформированных стенок на поток, то при движении потока в аллювиальном русле его скоростное поле формируется под действием потока на деформируемый материал ложа или наоборот: под действием ложа на поток. В последних двух случаях размер частиц и состав грунта дают те необходимые дополнительные характеристики, которые позволяют описать процесс взаимодействия потока с подвижным руслом. Очевидно, состав несвязного грунта внесет ограничения по ширине и глубине потока, препятствующие его растеканию и заглублению.

В этой связи следует рассмотреть вопрос о равновесии русла при тех гидравлических и наносных характеристиках потока, при которых оно сохраняется.

Как показывает опыт, поток может находиться в двух формах равновесия. Одна из них соответствует конечной стадии размыва русла чистым потоком (при условии однородного состава грунта), при которой поток не способен более производить подвижку частиц, слагающих ложе, другая — предельной стадии заиления русла, при которой формируются элементы русла, отвечающие предельному условию насыщения потока транспортируемыми наносами.

Учет всех факторов, существенно влияющих на установление возможных форм равновесия русла, имеет важное значение. Рациональный выбор размеров и форм русел с учетом особенностей грунта, накладывающих определенные граничные условия, а также транспортируемых потоком наносов при больших комплексах сооружений может дать значительный экономический эффект. Однако это возможно только в случае достаточно полного изучения тех физических и механических закономерностей, которые обуславливают равновесие при взаимодействии потока с руслом.

Поведение потока может быть исследовано только в связи с общими условиями взаимодействия его с руслом. Это обстоятельство является основным при изучении возможных форм равновесия потока. Оно определяет условия расчета таким образом, чтобы, помимо гидравлических факторов, детальному анализу подвергались механические характеристики грунта: угол естественного откоса грунта под водой, механический состав донных отложений и транспортируемых потоком частиц, максимальный диаметр донных отложений и транспортируемых потоком на-

носов. Учет этих данных позволяет сделать достаточно точный анализ возможного хода процесса руслоформирования.

Из всех перечисленных характеристик механического состава грунта главнейшей является угол естественного откоса грунта под водой, который во многих случаях расчета элементов русел является достаточным для описания русла.

Как указывает М. А. Великанов [1], динамическую сторону формирования речного русла определяют расход, уклон и крупность частиц дна (Q, gi, D). От этих величин зависят все средние морфометрические характеристики руслового потока.

Теория размерностей позволяет упростить уравнения М. А. Великанова [1] для ширины потока по верху, максимальной глубины и средней скорости:

$$B = z_1 Q^{x_1} (gi)^{y_1} D^{z_1}, \quad (1)$$

$$h_m = z_2 Q^{x_2} (gi)^{y_2} D^{z_2}, \quad (2)$$

$$v = d_3 Q^{x_3} (gi)^{y_3} D^{z_3}. \quad (3)$$

М. А. Великанов определил

$$y_1 = -\frac{x_1}{2}, \quad z_1 = 1 - \frac{5}{2} x_1, \quad y_2 = -\frac{x_2}{2}, \quad z_2 = 1 - \frac{2}{5} x_2,$$

$x_3 = 1 - x_1 - x_2, \quad y_3 = -y_1 - y_2, \quad z_3 = -z_1 - z_2.$
Ю. В. Чернов [2], используя выражение

$$D = \alpha_4 h_m i, \quad (4)$$

преобразовал равенства (1) и (2) к виду

$$B = Q^{0.4} g^{-0.2} \alpha_1 \alpha_2^{\frac{1}{2.5} x_1} \alpha_4^{-\frac{x_1}{2.5} x_1} i^{\frac{1}{2.5} x_1} \alpha_1^{-\frac{x_1}{2.5} x_1} \alpha_4^{-\frac{x_1}{2.5} x_1}, \quad (5)$$

$$h_m = Q^{0.4} g^{-0.2} \alpha_2^{\frac{1}{2.5} x_2} \alpha_4^{\frac{1}{2.5} x_2} i^{-\frac{1}{2.5} x_2} \alpha_2^{-\frac{1}{2.5} x_2} \alpha_4^{-\frac{1}{2.5} x_2}. \quad (6)$$

Из выражений (5) и (6) он получил

$$\frac{B}{h_m} = \alpha_1 \alpha_2^{-\frac{x_1}{2.5} x_1} \alpha_4^{1 - \frac{x_1}{2.5} x_1} i^{1 - \frac{x_1}{2.5} x_1}. \quad (7)$$

В результате анализа полевых и лабораторных данных М. А. Великанов [1] нашел значения для $x_1 = \frac{2}{5}$ и $x_2 = \frac{7}{20}$. Значения x_1 и x_2 , полученные нами, оказались близкими к данным М. А. Великанова и равны

$$x_1 = x_2 = \frac{2}{5}.$$

Докажем справедливость этого, воспользовавшись теоретическими зависимостями для B, h_m и $\frac{B}{h_m}$, полученными нами в работе [3]:

$$B = [A(A^2 + 4A + 4)]^{0.2} m^{0.6} c^{-0.4} Q^{0.4} i^{-0.2}, \quad (8)$$

$$h_m = \left[\frac{(A^2 + 4A + 4)}{A^4} \right]^{0,2} m^{-0,4} c^{-0,4} Q^{0,4} i^{-0,2}, \quad (9)$$

здесь

$$\frac{B}{h_m} = Am; \quad (10)$$

A — коэффициент, зависящий от степени насыщения потока влекомыми и взвешенными наносами. Для саморазмываемых потоков без наносов $A = 4$;

m — угол естественного откоса грунта под водой;

c — коэффициент Шези;

Q — расход;

i — уклон;

h_m — максимальная глубина;

B — ширина по верху.

Сопоставим выражения (7) и (10). Они должны быть тождественны, поскольку в общем случае определяют значение относительной ширины (формы) русла. Из выражения (10) следует, что форма русла не зависит от уклона. Для того чтобы этому условию соответствовала зависимость (7), необходимо положить $x_1 = x_2$. В этом случае (7) можно представить в виде

$$\frac{B}{h_m} = \frac{\alpha_1}{\alpha_2}. \quad (11)$$

Из равенств (10) и (11) следует

$$\alpha_1 = Ama_2.$$

Сравним зависимости (9) и (6). Они тождественны, поскольку в общем случае определяют значение одного и того же элемента потока h_m . Учитывая это, приравняем степени при уклонах. Тогда получим

$$\begin{aligned} \frac{1}{2,5 x_2} - 1,2 &= -0,2; \\ x_2 &= \frac{2}{5}. \end{aligned} \quad (12)$$

Подставим выражение (12) в уравнение (6):

$$h_m = \alpha_2 Q^{0,4} g^{-0,2} i^{-0,2}. \quad (13)$$

Из формул (9) и (13) вытекает

$$\alpha_2 = \left[\frac{(A^2 + 4A + 4)}{A^4} \right]^{0,2} m^{-0,4} c^{-0,4} g^{0,2}. \quad (14)$$

Очевидно, равенства (8) и (5) также тождественны. При их анализе можно получить

$$B = \alpha_1 Q^{0,4} g^{-0,2} i^{-0,2}, \quad (15)$$

$$\alpha_1 = [A(A^2 + 4A + 4)]^{0,2} m^{0,6} c^{-0,4} g^{0,2}. \quad (16)$$

Таким образом,

$$x_1 = x_2 = \frac{2}{5}.$$

Теперь выражение (3) можно представить так:

$$v = \alpha_3 Q^{0,2} g^{0,4} i^{0,4}. \quad (17)$$

Из равенства (17) видно, что средняя скорость потока является функцией расхода, уклона и некоторого коэффициента α_3 , значение которого мы расшифруем ниже.

В нашей работе [3] показано, что

$$\omega = \frac{A}{A+2} B h_m, \quad (18)$$

где ω — площадь живого сечения потока.

Подставив равенства (13) и (15) в уравнение (18), будем иметь

$$\omega = \frac{A}{A+2} Q^{0,8} g^{-0,4} i^{-0,4} \alpha_1 \alpha_2$$

или

$$\omega = \frac{A}{A+2} \alpha_1 \alpha_2 \left[\frac{Q^4}{(gi)^2} \right]^{0,2} \quad (19)$$

и из выражения

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{Q}{\frac{A}{A+2} \alpha_1 \alpha_2 \left[\frac{Q^4}{(gi)^2} \right]^{0,2}}$$

получим

$$v = \frac{A+2}{A} \frac{Q^{0,2} (gi)^{0,4}}{\alpha_1 \alpha_2}. \quad (20)$$

Тождественные уравнения (17) и (20) позволяют найти

$$\alpha_3 = \frac{A+2}{A} \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2}$$

или

$$\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 = \frac{A+2}{A}. \quad (21)$$

Используя выражение (21), представим зависимость (17) в виде

$$v = \frac{A+2}{A} \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2} Q^{0,2} (gi)^{0,4}$$

или

$$v = \frac{A+2}{A^2 m \alpha_2^2} Q^{0,2} (gi)^{0,4}, \quad (22)$$

где α_1 и α_2 определяются соответственно выражениями (16) и (14). Подставив равенство (14) в формулу (22), получим

$$v = \frac{A+2}{A^2 m} \frac{Q^{0,2} (gi)^{0,4}}{g^{0,4} \left[\frac{(A+2)^2}{A^4} \right]^{0,4}} m^{0,8} c^{0,8}$$

или после преобразований

$$\begin{aligned} v &= \left(\frac{A+2}{A^2} \right)^{0,2} \frac{Q^{0,2} i^{0,4} c^{0,8}}{m^{0,2}} \frac{h_m^{0,5} i^{0,1} c^{0,2}}{h_m^{0,5} i^{0,1} c^{0,2}} = \\ &= \left(\frac{A+2}{A^2} \right)^{0,2} \frac{Q^{0,2}}{m^{0,2} h_m^{0,5} i^{0,1} c^{0,2}} c \sqrt{h_m i}. \end{aligned} \quad (23)$$

Из уравнения (23) можно вывести комплекс

$$h_m = \left[\left(\frac{A+2}{A^2} \right)^2 \frac{Q^2}{m^2 c^2 i} \right]^{0,2}.$$

ЛИТЕРАТУРА

1. Великанов М. А. Русловой процесс, М., Физматгиз, 1958.
2. Чернов Ю. В. Труды III Всесоюзного гидрологического съезда, т. V, Л., изд. ГГИ, 1960.
3. Иваненко Ю. Г. Формы равновесия аллювиальных русел (публикуется в настоящем сборнике).
4. Иваненко Ю. Г. „Изв. АН УзССР“, серия техн. наук, 1963, № 6.

Р. В. ТИМИРОВА

РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ГИДРОУЗЛА НА р. БАЛДЫБРЕК

На криволинейных участках рек горно-предгорной зоны поверхностные осветленные струи направлены к вогнутому берегу, а донные, насыщенные наносами, — к выпуклому. Поэтому у вогнутого берега наблюдаются максимальные глубины и скорости, а у выпуклого наоборот — минимальные глубины и скорости. Такое распределение скоростей и глубин получается в результате действия поперечной циркуляции, возникающей на изгибе потока.

Использование поперечной циркуляции потока легло в основу компоновки ферганской схемы водозабора [2—5].

В ферганской схеме водозабора поперечная циркуляция потока создается искусственным криволинейным руслом и усиливается увеличением соотношения планового и высотного расположения элементов вододелительной части сооружения.

С уменьшением расходов воды, проходящих по реке, и соответственным увеличением процента водозабора поперечная циркуляция потока, создаваемая криволинейным руслом, заметно ослабевает, что снижает эффективность безнаосного водозабора.

Ферганская схема водозабора в первоначальном виде (Кампырратский, Сарыкурганский и другие гидроузлы) обеспечивала до 60% безнаосного водозабора [5].

Необходимость экономичного использования воды в целях орошения вынуждает как проектировщиков, так и исследователей разрабатывать схемы гидроузлов, обеспечивающие более высокий коэффициент безнаосного водозабора, поэтому в ферганскую схему водозабора вносились изменения и дополнения.

Большую работу в этом направлении проделали научные сотрудники Среднеазиатского института водных проблем и гидротехники (Я. А. Никитин, А. П. Ушаков, В. Н. Шолохов, И. А. Якштас и др.) и Института водного хозяйства и энергетики АН КиргССР (К. Ф. Артамонов, М. С. Рамазан и др.).

Ферганская схема совершенствовалась не только подбором планового и высотного расположения отдельных элементов сооружения, но и введением новых элементов в схему.

Так, в 1958 г. при проведении модельных исследований Исфаринского гидроузла Я. А. Никитин ввел в схему такие элементы, как наносоотбойная стенка и порог-галерея. Предложенная компоновка обеспечивала 90% безнаосного водозабора.

В 1953 г. А. П. Ушаков предложил ввести в ферганскую схему донную решетку. Это предложение нашло отражение в техническом проекте головного водозаборного гидроузла на р. Балдыбек, составленном сотрудниками Казгипроводэнерго в 1955 г.

В 1960 г. нами была исследована схема ферганского типа водозабора, совмещенного с донной решеткой и с наносоотбойной стенкой, при разработке которой были использованы результаты ранее проведенных исследований Исфаринского гидроузла, и несколько видоизмененная схема гидроузла, составленная Казгипроводэнерго. Такая компоновка обеспечивала 85% безнаносного водозабора [7].

Рациональность схемы ферганского типа водозабора, совмещенного с донной решеткой и с наносоотбойной стенкой, заключается в том, что борьба с наносами при данной схеме осуществляется путем применения относительно простых и открытых элементов (подводящего криволиней-

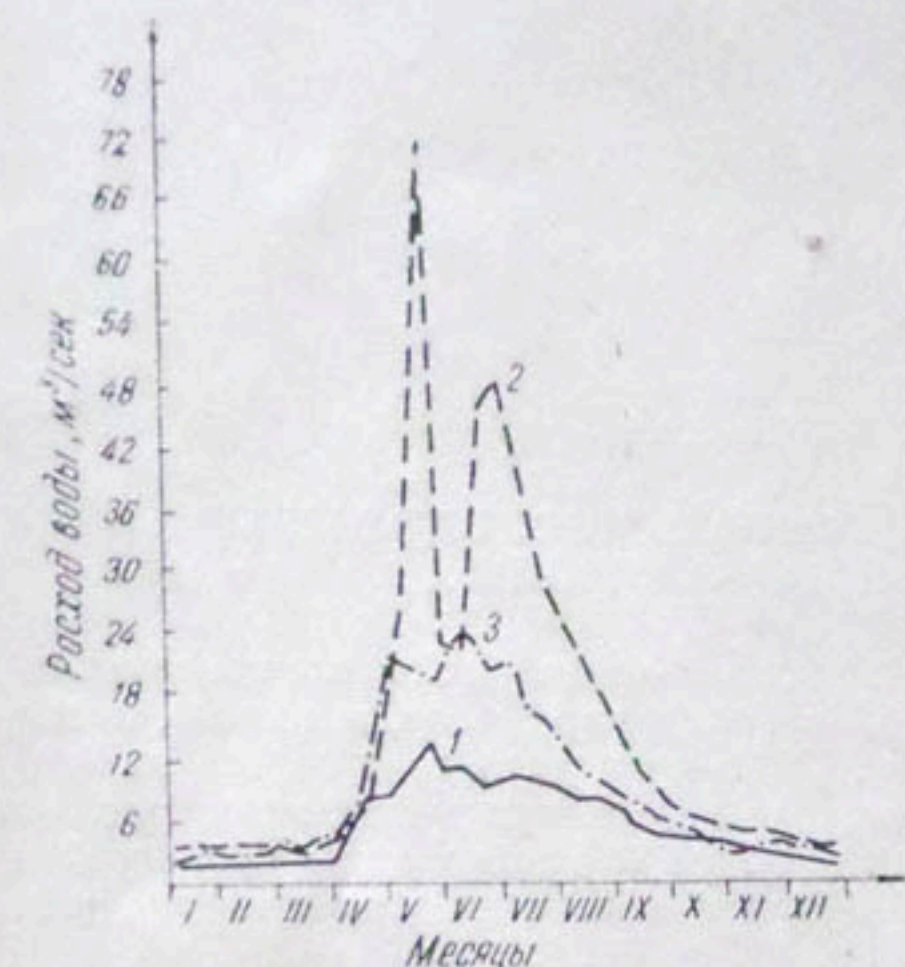


Рис. 1. Гидрограф р. Балдыбек:

1—маловодный 1938 г.; 2—многоводный 1949 г.; 3—средне-многолетний.

ного русла, наносоотбойной стенки и донной решетки), правильная компоновка и размещение которых обеспечивает относительно высокий коэффициент безнаносного водозабора.

Т а б л и ц а 1

Подход потока к подводящему руслу	Длина, м		Угол между сбросным отверстием и решетчатой частью, град.	Отметка				Коэффициент безнаносного водозабора
	наносоотбойной стенки	водоприемного порога		гребня автоматического слива	порога сбросного отверстия	водоприемного порога	решетчатой части (в начале)	
Прямой	5,0	17	140	23,60	22,1	23,1	23,1	0,23
Со стороны левой струены направляющей дамбы	12,5	8	180	23,60	22,7	23,1	23,5	0,50
	12,5	8	180	24,65	22,7	23,6	23,5	0,75
	12,5	8	180	25,0	22,7	24,1	23,5	0,80—0,85
	12,5	8	180	25,0	22,7	24,1	23,5	

В 1962 г. разработанная нами схема проверялась в условиях р. Балдыбек.

Река Балдыбек берет начало в горах Таласского Алатау на высоте 4000 м над ур. м. и получает основное питание от таяния высокогорного снега и ледников.

Створ проектируемого гидроузла находится в начале конуса выноса, в месте водозабора в канал Кент. Уклон реки на данном участке равен 0,019.

Максимальный расход составлял 69,5 м³/сек (1949 г.), минимальный — 0,14 м³/сек (1936 г.).

Гидрограф р. Балдыбек представлен на рис. 1.

Интенсивное движение донных наносов наблюдается при $Q = 6—7 \text{ м}^3/\text{сек}$. Максимальный диаметр наносов равен $0,5—0,6 \text{ м}$.

Исследования проводились на пространственной размываемой модели, на которой был воспроизведен участок р. Балдыбрек длиной 475 м ,

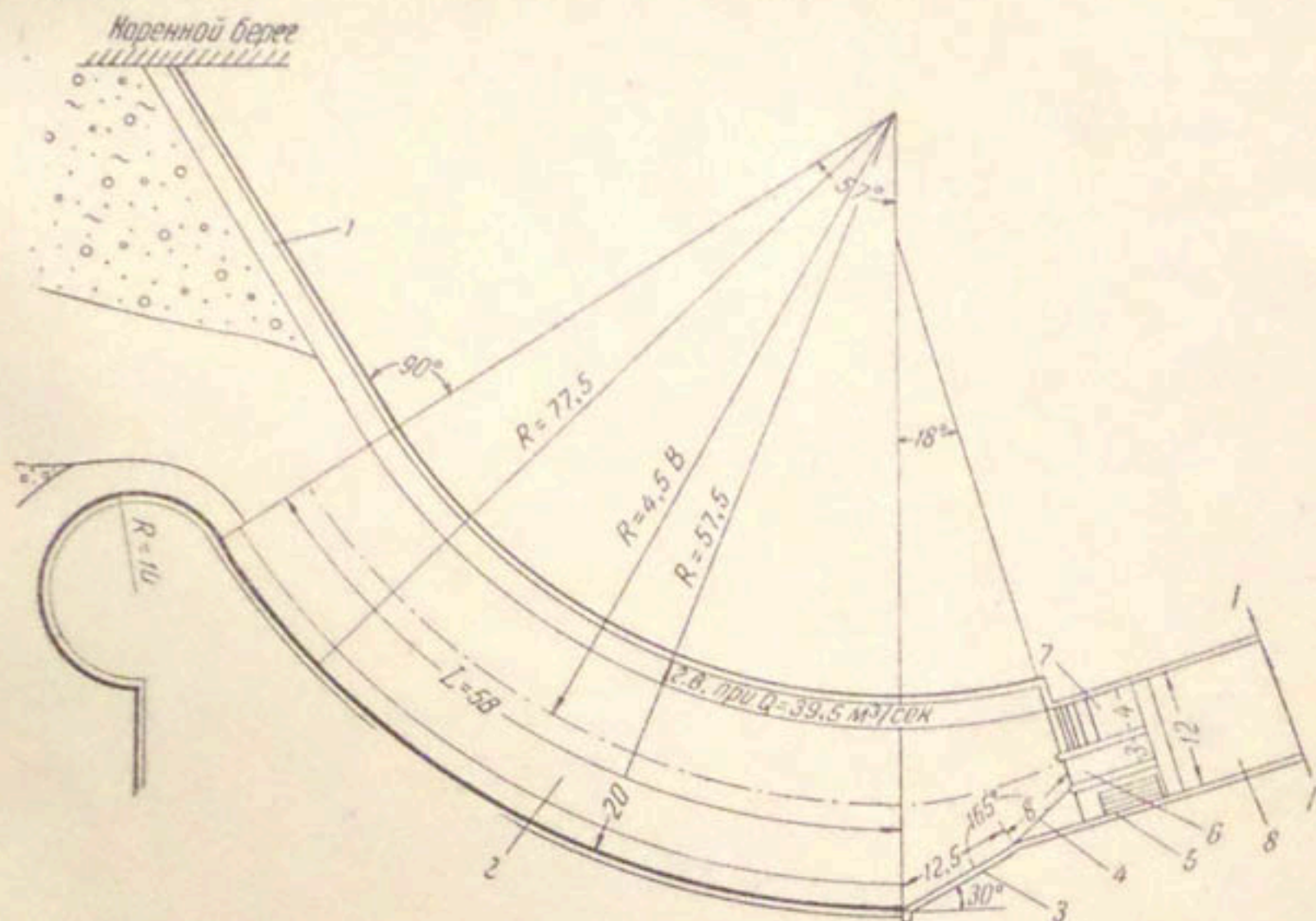


Рис. 2. Схема гидроузла на р. Балдыбрек:

1—левая струенаправляющая дамба; 2—подводящее русло; 3—наносоотбойная стенка; 4—порог водоприемника; 5—решетчатая часть; 6—сбросное отверстие; 7—автоматический водослив; 8—отводящее русло.

(из них 275 м выше и 200 м ниже створа плотины). Масштаб модели $1:25$. Моделирование производилось по методике гравитационного подобия.

Результаты исследований представлены в табл. 1. Как видно из таблицы, гидроузел исследовался при различных плановых и высотных расположениях и геометрических размерах отдельных элементов, при двух подходах потока к сооружению¹ и различных коэффициентах водозабора.

На рис. 2 и 3 дана схема гидроузла в окончательном виде.

В состав узла входят следующие элементы:

- 1) подводящее русло криволинейного очертания в плане;
- 2) наносотбойная стенка;
- 3) порог водоприемника;
- 4) плотина, состоящая из катастрофического сброса, сбросного отверстия и решетчатой части;
- 5) отводящее русло прямолинейного очертания в плане.

Характеристика отдельных элементов гидроузла приведена в табл. 2.

Борьба с донными наносами в представленной компоновке гидроузла осуществляется по такому принципу.

¹ Подход потока со стороны правой струенаправляющей дамбы нами рассматривался, но замеры не производились.

В период, когда по реке проходят большие расходы, поперечная циркуляция потока, создаваемая криволинейным руслом, обеспечивает поступление поверхностных осветленных струй в отвод, а донных, насыщенных наносами, — в сбросное отверстие. Коэффициент безнаносного водозабора при этом достигает 0,5—0,6.

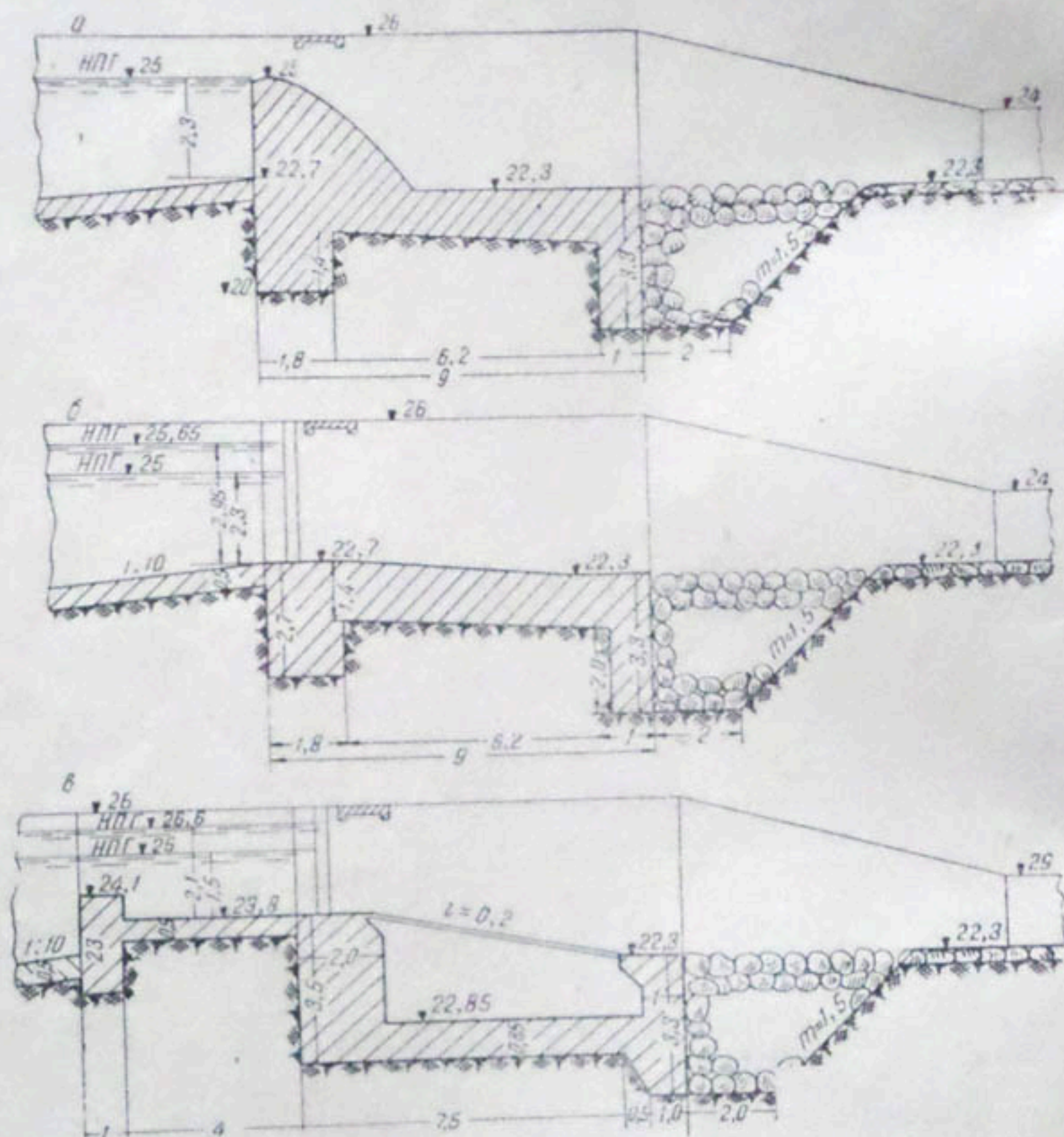


Рис. 3. Разрезы по автоматическому сливу (а), по сбросному отверстию (б) и по решетчатой части (в).

С уменьшением расходов, проходящих по реке, и соответственным увеличением коэффициента водозабора поперечная циркуляция потока, создаваемая криволинейным руслом, заметно ослабевает. Здесь на помощь приходят наносотбойная стенка и порог водоприемника, которые повышают интенсивность поперечной циркуляции потока (как преграды, введенные в поток) и тем самым увеличивают коэффициент безнаносного водозабора до 0.85.

В период, когда по реке проходят расходы, близкие к водозаборному, сбросное отверстие перекрывается и весь расход направляется на решетчатую часть. В этом случае вступает в работу донная решетка.

Как известно, в Ферганской схеме водозабора наносы в пролетах сбросного отверстия двигаются по левой части пролета (если левый берег

выпуклый), причем более мелкие — ближе к бычку, а более крупные — к середине.

Учитывая эту закономерность, мы расположили решетку не по всей ширине пролета, а только на $\frac{2}{3}$ его ширины (от правого бычка). Благодаря такому расположению решетки по ней в основном проходят крупные наносы. Это предохраняет решетку от частой забивки.

Т а б л и ц а 2

Подводящее русло, м			Наносоотбойная стенка		Автоматический водослив		Сбросное отверстие		Водоприемный порог	
длина	ширина по зеркалу воды	радиус кривизны	длина, м	угол ввода в поток, град.	ширина, м	отметка порога	ширина, м	отметка порога	ширина, м	отметка порога
17,0	15,0	68,0	12,5	30	4,0	25,0	3,0	22,70	8,0	24,10

Продолжение таблицы 2

Решетчатая часть		Напор на узле, м		Водозабор, м ³ /сек	Безнаосный водозабор, %	Отводящее русло, м	
ширина, м	отметка порога	при ННГ	при МНГ			длина	ширина
3,0	23,5	2,3	2,95	9,0	85	30—35	12,0

В результате исследований установлено, что на условия безнаосного водозабора существенное влияние оказывают многие факторы. Рассмотрим основные из них.

1. Подход потока к сооружению. При неблагоприятном подходе потока к криволинейному руслу стрежень потока сбивается к выпуклому берегу. Вследствие этого донные наносы вовлекаются в отвод, так как винт поперечной циркуляции потока, создаваемый криволинейным руслом, разбивается токами воды, идущими параллельно стрежню потока. При этом донные наносы двигаются не в сторону выпуклого берега, а к водоприемному порогу. Накопившись у водоприемного порога, они переваливают через его гребень и поступают в отвод.

Неблагоприятным является прямой подход потока и подход его со стороны правой струенаправляющей дамбы, когда входная часть криволинейного русла выполнена в виде раструба. Во избежание этого в нашем случае оказалось достаточным левую струенаправляющую дамбу принять упирающейся в коренной берег под углом $\sim 45^\circ$, а правую закончить в виде груши с $R = 10$ м (см. рис. 2).

2. Планово-высотное расположение и размеры отдельных элементов сооружения. Известно, что в криволинейном русле и при натекании потока на препятствие (в нашем случае роль препятствий выполняют наносоотбойная стенка и порог водоприемника) создается винтообразное движение потока [6, 8].

Чтобы добиться совпадения направлений винтообразного движения, создаваемого криволинейным руслом, наносоотбойной стенкой и порогом водоприемника, необходимо обеспечить плавный переход от криволинейного русла к наносоотбойной стенке и от нее к порогу водоприемника.

Это достигается подбором определенного планового расположения и оптимальных размеров наносотбойной стенки и порога водоприемника.

Для компоновки головного водозаборного гидроузла на р. Балдыбрек оказались вполне приемлемы следующие параметры: угол ввода наносотбойной стенки в поток — 30° , длина ее — 12,5 м, угол между наносотбойной стенкой и порогом водоприемника — 165° , длина порога — 8 м.

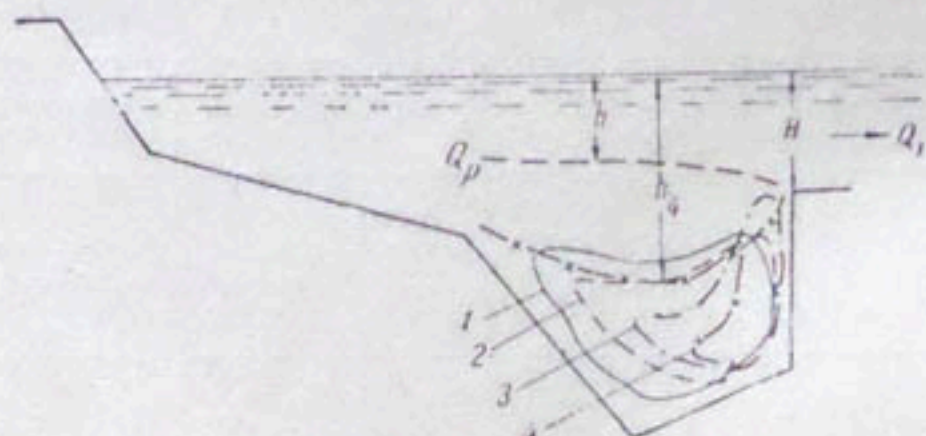


Рис. 4. Поперечное сечение русла по середине порога водоприемника и изотакх, отображающие контур винтового движения:

1 — при $Q_1 = 0$, $h_1 = 0$; 2 — при $Q_1 = 0,5 Q_p$, $0 < h_1 < H$; 3 — при $Q_1 = 0,7 Q_p$, $0 < h_2 < H$; 4 — при $Q_1 = 0,8 Q_p$, $h_3 = H$; при $Q_1 = Q_p$, $h_4 = H$. (h — глубина активного движения потока в сторону отвода).

Интенсивность поперечной циркуляции потока в районе вододелительной части сооружения в некоторой степени зависит также от высотного расположения порога водоприемника, вернее, от соотношения $\frac{H}{B}$ (H — глубина и B — ширина потока). Чем больше соотношение $\frac{H}{B}$, тем

интенсивнее поперечная циркуляция потока. Следовательно, чтобы повысить интенсивность поперечной циркуляции потока, а значит и коэффициент безнаносного водозабора, необходимо увеличить H , что может быть достигнуто повышением гребня порога водоприемника.

Рассмотрим рис. 4, на котором показаны поперечное сечение русла по середине порога водоприемника, и изотакх, отображающие приблизительно контуры винтового движения потока (замеры поля скоростей производились трубкой Пито).

Расход, проходящий по реке, является постоянным: $Q_p = \text{const}$, а расход, поступающий в отвод, изменяется от 0 до $Q_v = Q_p$.

Как видно из рис. 4, с изменением коэффициента водозабора φ контур винтового движения тоже меняется. Так, при $\varphi = 0$ он имеет седловидную распластанную форму; с увеличением коэффициента водозабора центр его смещается в правую сторону и винт начинает вытягиваться по высоте (глубине потока).

Кроме того, по мере увеличения процента водозабора толщина слоя воды, забираемого в отвод, также увеличивается. Следовательно, может наступить момент, когда глубина этого слоя воды окажется ниже порога водоприемника, а высота контура винта достигнет его гребня. Тогда поверхностные струи, поступая в отвод, будут увлекать за собой верхнюю часть винта и тем самым нарушать поперечную циркуляцию потока.

Чтобы отдалить этот момент, т. е. увеличить коэффициент безнаносного водозабора, по нашему мнению, необходимо приподнять гребень порога водоприемника. В рассматриваемом случае для повышения коэффициента безнаносного водозабора с 0,75, до 0,85 оказалось достаточным

приподнять гребень порога водоприемника на 0,6 м и соответственно увеличить напор на узле.

Таким образом, принятый в результате исследований несколько завышенный ($2.5 d_{\max}$) против обычного порог даст возможность сохранить структуру винта поперечной циркуляции потока и в сочетании с подводным руслом и наносотбойной стенкой обеспечить 85% безна-носного водозабора.

ВЫВОДЫ

1. В результате исследований установлено, что для горных рек с небольшими расходами (до 50—70 м³/сек) водозабор можно осуществлять через донную решетку, расположенную в сбросном отверстии за порогом водоприемника.

2. Результаты исследований позволяют рекомендовать применение схемы совмещенного ферганского типа водозабора с донной решеткой и при уклонах реки 0,01—0,05 и расходах 50—200 м³/сек.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ананян А. К. Движение жидкости на повороте водовода, Ереван, АН АрмССР, 1957.
 2. Вызго М. С. Исследования Сары-Курганского гидроузла на р. Сох, Доклады Выездной научной сессии АН УзССР в Фергане, 1949 г., Ташкент, АН УзССР, 1950.
 3. Никитин Я. А., Шолохов В. Н. Опыт эксплуатации и результаты исследований водозаборного узла ферганского типа в натуре, «Гидротехника и мелиорация», 1954 г., № 10.
 4. Ушаков А. П., Шолохов В. Н. Ферганский тип водозабора применительно к условиям снегово-дождевого питания источника, Труды САННИРИ, вып. 91, Ташкент, 1958.
 5. Ушаков А. П., Шолохов В. Н., Якштас И. А. Низконапорные водозаборные узлы ферганского типа, Ташкент, АН УзССР, 1962.
 6. Даниеля Н. Ф. Обтекание преград как основа устройства водозаборных и русло-регулирующих сооружений, Труды Всесоюзного научно-технического совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, т. 1, Тбилиси, 1961.
 7. Тимирова Р. В. Совмещенная схема ферганского типа водозабора с донной решеткой «Вопросы гидротехники», вып. 3, Ташкент, АН УзССР, 1961 г.
 8. Юшманов О. Л. Инерционная циркуляция в водоприемниках и деривационных сооружениях ГЭС, Л., Госэнергоиздат, 1956.
-

З. И. РЯДОВА

ВОДОЗАБОР С «РЕАКТИВНЫМ ПОРОГОМ»

Защита водоприемного сооружения от поступления в него донных наносов — одно из основных требований, предъявляемых к водозаборному узлу. Для условий рек предгорной зоны оказался весьма эффективным водозабор ферганского типа, в котором надежность работы в отношении отвода донных наносов, основанная на природном явлении — возбуждении в криволинейном русле поперечной циркуляции, сочетается со сравнительной простотой конструкции. Водозаборные узлы ферганского типа, как показали лабораторные исследования на модели и наблюдения за работой построенных сооружений, оказываются надежными при водозаборе, не превышающем 50—60% расхода реки.

Ферганский тип водозабора постоянно совершенствуется путем дополнения его специальными устройствами и конструкциями. Так, например, введение в ферганскую схему в качестве конструктивного элемента порога-галереи предложенного сотрудником СредазИВПиГ¹ Я. А. Никитиным, позволяет довести безнасосный водозабор до 90—95%.

Однако известные конструктивные усовершенствования схемы водозабора ферганского типа сопряжены с осложнениями ее или с необходимостью введения закрытых элементов, что при неблагоприятных условиях (забивке этих элементов плавником) может снизить эффективность работы водозаборного узла.

Нами предлагается конструкция водозабора с «реактивным порогом». Эта конструкция опробована в лаборатории водозаборов СредазИВПиГ для условий р. Талас на модели водозаборного узла тепловой ГРЭС, где «реактивный порог» является дополнительным элементом в компоновке узла по ферганскому типу. Вместе с тем есть основания полагать, что принцип «реактивного порога» можно положить в основу самостоятельной схемы водозабора при боковом отводе и прямолинейном подводящем русле. Для конструктивного решения такой схемы требуются специальные лабораторные исследования.

Назначение «реактивного порога» как элемента сооружения, обеспечивающего отвод наносов от водоприемника, заключается в создании придонных зон повышенного давления перед фронтом водозабора: наносы обходят зоны повышенного давления. Конструктивное воплощение этой идеи представляет собой систему донных стенок, примыкающих под некоторыми углами к фронту водозабора (рис. 1 и 2). Реакция каждой последовательно стоящей донной стенки обуславливает появление перед ней (или точнее перед ее «неперекрытым» концом) зоны повышенного давления.

¹ До 1960 г. — САНИИРИ.

Эффективность воздействия на поток «реактивного порога» определяется высотой стенок t , их длиной l , углом примыкания к фронту водозабора α и расстоянием между стенками a . Эти параметры «реактивного порога» взаимозависимы. В частности, расстояние a между стенками (при прочих установленных размерах) не может назначаться произвольно и не должно превышать определенной величины. Правильный выбор

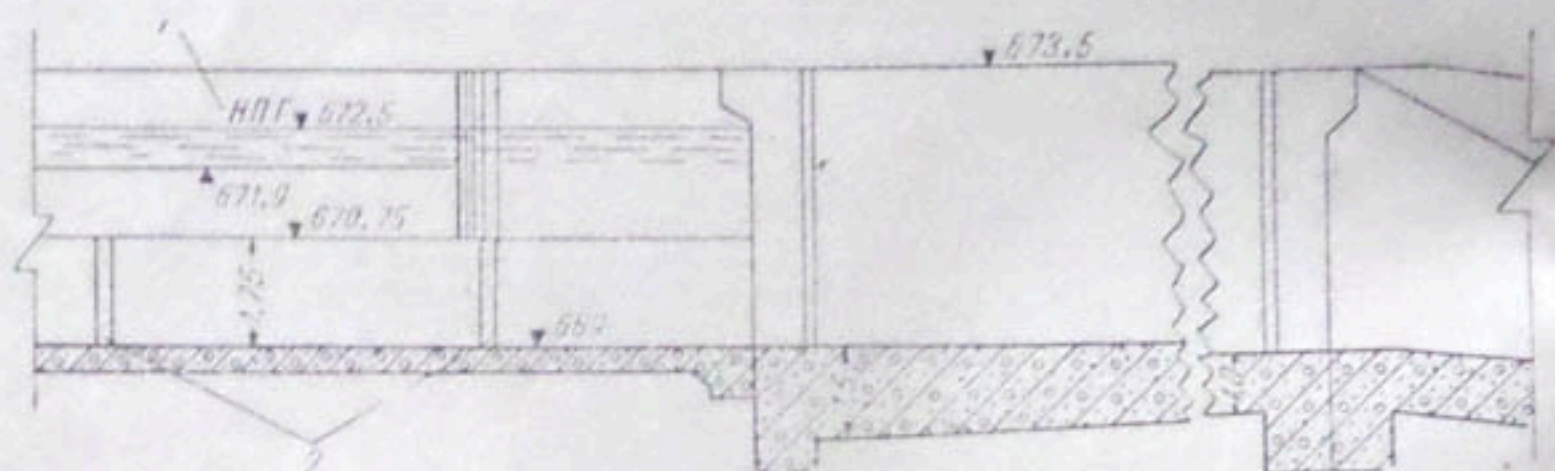


Рис. 2. Разрез 1—1 по пролету плотины:
1—забральная стенка; 2—стенки «реактивного порога».

этого расстояния существенно важен: за каждой отдельно стоящей стенкой создается зона пониженного давления, которая является очагом подтягивания наносов. Поэтому система стенок «реактивного порога» располагается таким образом и на таком расстоянии, что каждая последующая стенка устраняет зону пониженного давления, создаваемую предшествующей, а вся система стенок в совокупности создает непрерывный гидравлический барьер, отделяющий водозабор от массы движущихся наносов, которые обходят этот барьер и устремляются в единственно возможном для них направлении — в открытый сбросной пролет плотины.

Об эффективности водозабора с «реактивным порогом» можно судить по результатам исследований модели водозаборного узла на р. Талас.

Модель водозаборного узла выполнена в масштабе 1 : 50. Параметры модели определены по зависимостям, вытекающим из закона гравитационного подобия (закона Фруда).

Песчаная смесь, имитирующая галечниковые пойменные отложения реки, выбрана в соответствии с кривой распределения фракционного состава натуральных отложений при геометрическом моделировании. Насыщение потока донными наносами — 0,143 г/л (принято согласно натурным данным и уточнено на основании зависимости Я. А. Никитина для определения насыщения модельного потока). Фракционный состав подаваемых на модель наносов подобран достаточно близко к составу наносов, уловленных в реке при геометрическом моделировании (рис. 3).

Опыты выполнены для случая, когда по реке проходил расход 70 м³/сек. Перед плотинной поддерживалась постоянная отметка НПГ — 672,5. При этом глубина воды составляла 3,5 м. Схема водозаборного узла показана на рис. 1: высота всех стенок одинакова, длина и угол примыкания к водозаборному фронту различны (возрастают от первой к последующим стенкам), расстояние между стенками определяется расстоянием между точками примыкания их к фронту водозабора.

Для пропуска сбросного расхода и наносов на небольшую высоту был открыт второй слева пролет плотины. Водозабор без захвата нано-

сов достиг 95%. Дальнейшее повышение водозабора при расходе, соответствующем расходу реки $70 \text{ м}^3/\text{сек}$, оказалось невозможным по техни-

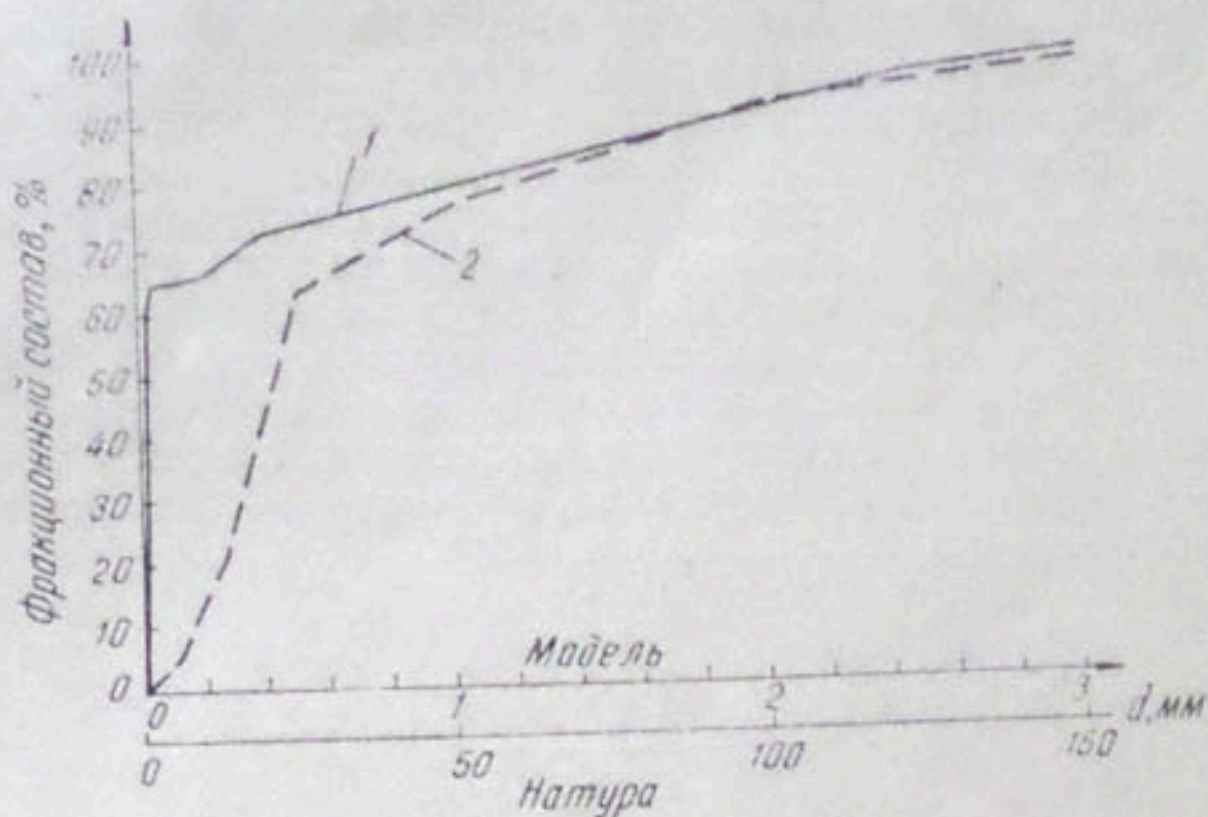


Рис. 3. Кривая распределения фракционного состава донных наносов р. Талас:

1—натурные данные (среднемесячные за июль 1962 г. при $Q=50 \text{ м}^3/\text{сек}$); 2—данные на модели.

ческим причинам. При $\varphi = 0,9$ в водозаборном канале уловлено от 0,4 до 1,5%, и при $\varphi = 0,95$ — около 3% от всего количества транспортируе-

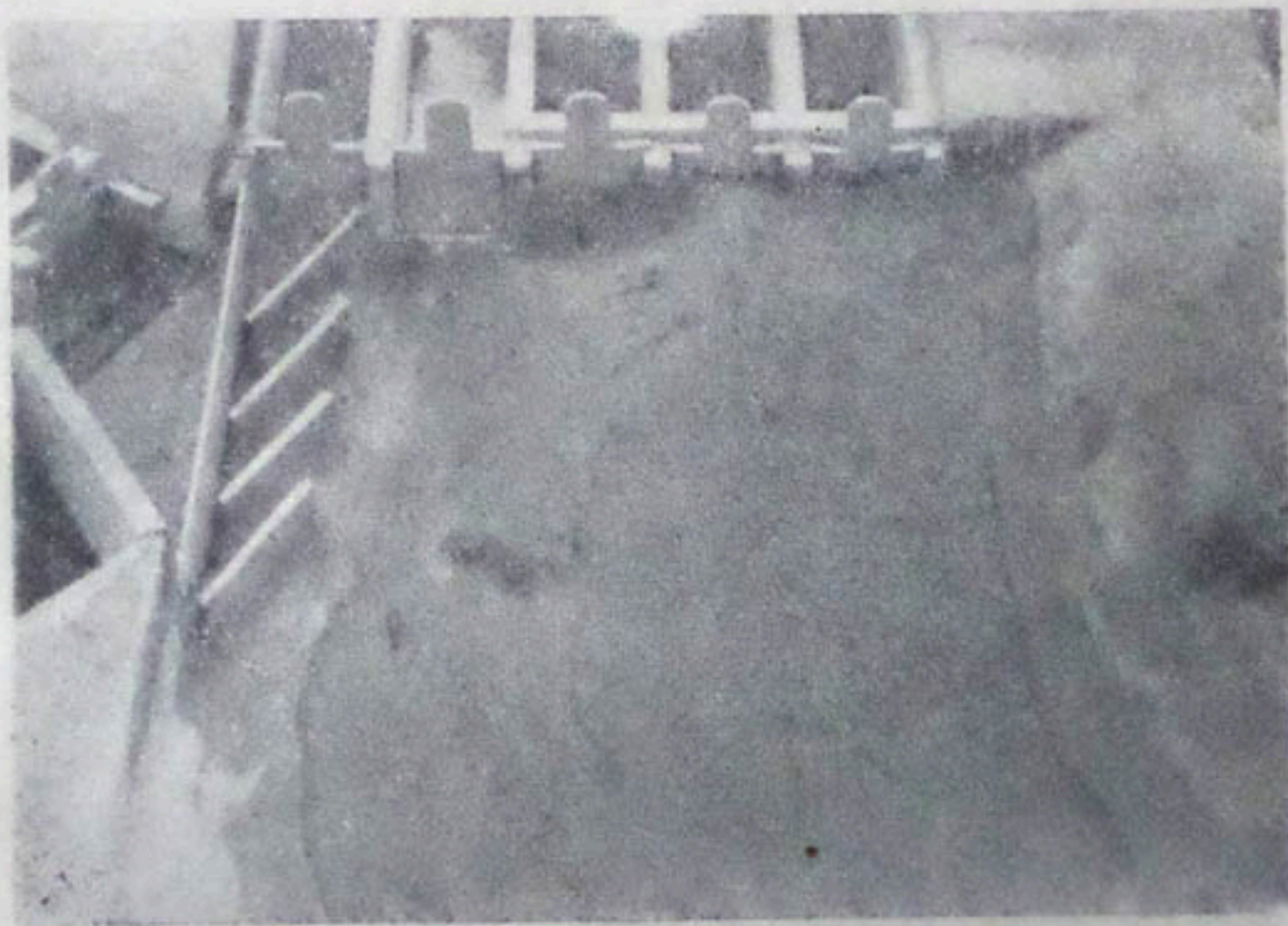


Рис. 4. Модель водозаборного узла с «реактивным порогом» на р. Талас — гряды донных отложений при коэффициенте водозабора $\varphi=0,95$.

мых в русле наносов; по фракционному составу они представляют собой мелкий песок с размером зерен менее $0,25 \text{ мм}$ (в переводе на натуру). Подошва гряды отложений удалена от концов стенок «реактивного по-

рога» на всем протяжении водозаборного фронта на 2—4 м в размерах натуры (рис. 4).

Такое взаимное расположение плотины и регулятора, как указано на рис. 1 и 4, не является непреложным требованием, вытекающим из принципа действия «реактивного порога». В частности, весь фронт плотины может быть перемещен вправо на величину одного пролета с тем, чтобы четвертая донная стенка была заменена оголовком берегового устоя. В схеме рассматриваемого водозаборного узла удобно сохранить крайний левый пролет, так как через него осуществляется сброс шуги, движущейся вдоль забральной стенки регулятора канала.

Водозабор с «реактивным порогом» отличается чрезвычайной простотой конструкции, отсутствием закрытых элементов, всегда являющихся опасным участком в эксплуатации, и при этом имеет предельно высокий коэффициент безнаосного водозабора.

Ю. М. НУРМУХАМЕДОВ

КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА НЕКОТОРЫХ ВОДОЗАБОРНЫХ УЗЛОВ СРЕДНЕЙ АЗИИ И КИТАЯ

Водными источниками предгорных систем и водозабора деривационных гидроэлектростанций Средней Азии являются многочисленные реки и ручьи, стекающие со склонов горных хребтов. Режим стока этих рек характеризуется большой разницей меженных (зимних) и паводковых (летних) расходов; кроме того, периодически наблюдается прохождение селевых потоков.

У большинства рек Средней Азии русла переходят в систему рукавов, растекающихся по широкой галечной пойме, ограниченной суглинистыми берегами (иногда в верхней части зоны русла стеснены конгломератными или галечниковыми берегами с малыми поймами).

В рассматриваемых реках отмечается большое количество влекомых наносов и происходят интенсивные русловые процессы с преобладанием аккумуляции над эрозией.

В этих условиях компоновка головного сооружения является наиболее ответственной частью работы при создании оросительной системы. Для успешной борьбы с наносами необходимо разработать новые конструкции водозаборов.

При компоновке водозаборного узла следует учитывать объем образующихся наносов и шуги, геологические условия, потери напора, а также затруднения в производстве работ и регулировании стока.

В настоящей статье излагается опыт строительства и эксплуатации некоторых односторонних и двусторонних водозаборов на горно-предгорной части Средней Азии и Китая по материалам проектных институтов и наших обследований.

ОДНОСТОРОННИЕ ВОДОЗАБОРЫ

Водозаборный узел Парнават на р. Чирчик (рис. 1). Чирчик — река смешанного питания; 70% стока воды дают ледники и снега и около 30% — грунтовые воды. Расходы воды в створе Газалкентской плотины изменяются от 30 до 2200 м³/сек (в мае 1959 г.); среднегодовые расходы колеблются в пределах 128—290 м³/сек (1908 г.).

В течение года максимальные паводочные воды проносят около 70% годового стока взвешенных наносов, из них 20—25% диаметром более 0,4 мм.

Донные наносы начинают двигаться в паводок при расходах воды 450 м³/сек и прекращают движение при расходах менее 300 м³/сек. Наносы идут полосой в 25—30 м в стержневой части русла.

Водозабор в канал Парнават расположен на правом берегу р. Чирчик севернее гор. Ташкента. Водозабор осуществляется из правого русла реки, которая примерно в 3 км выше головы канала Парнават разделяется на два русла, сохраняющиеся до Куйлюкского моста, где они снова сливаются в одно русло.

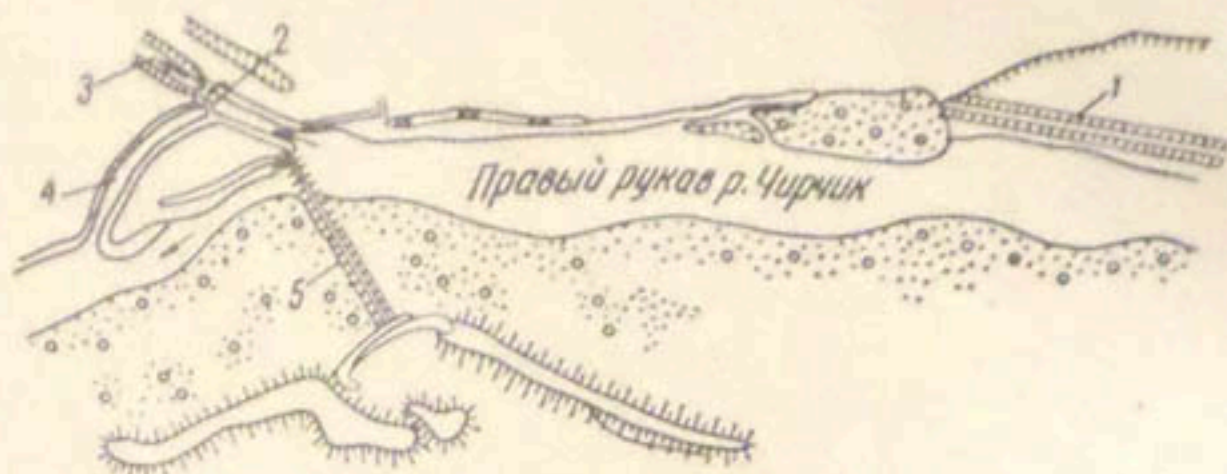


Рис. 1. План Парнаватского гидроузла:

— берегозащитная дамба; 2—порог; 3—канал; 4—сброс; 5—размывающая дамба.

В состав водозаборного узла входят барраж на р. Чирчик, перекрывающий правое русло, и прилегающий к нему регулятор канала Парнават с промывным сбросом.

Барраж на р. Чирчик сделан из бетона и состоит из правобережной разборчатой части, имеющей девять отверстий, перекрываемых плоскими металлическими щитами высотой 1,5 м и шириной 5 м, поднимается он ручными винтовыми подъемниками. Остальная часть барража представляет собой водослив с повышенной отметкой гребня, перелив через который начинается в паводок. По верху барража проходит служебный мостик шириной 1 м, расположенный на металлических опорах. Общая пропускная способность разборчатой и водосливной частей барража $450 \text{ м}^3/\text{сек}$, поэтому проектом предусмотрена в случае необходимости возможность прорыва левой дамбы и пропуска излишних расходов воды помимо сооружения.

Головной регулятор канала Парнават представляет собой бетонное сооружение с двумя отверстиями по 5 м в свету, перекрытыми сегментными затворами Пеплова размером $5,0 \times 2,4 \text{ м}$.

Для уменьшения поступления наносов в канал регулятор располагается непосредственно у правого устоя барража (что дает боковой водозабор) и в конце короткого подводящего русла, которое отходит от барража вблизи его правого устоя и забирает излишние расходы воды, обеспечивающие работу специального промывного сброса. Таким образом, из подводящего русла осуществляется лобовой водозабор в канал Парнават и боковой сброс; сбросное сооружение расположено под углом 30° к оси канала и имеет три отверстия, перекрываемые плоскими щитами размером $1,0 \times 1,7 \text{ м}$.

Вход сооружения запроектирован по типу ныряющих стенок.

Сооружение и водобой по дну и откосам закреплены бетонными плитами, а отводящий канал — одиночной мостовой на длине 10 м.

До 1960 г. правый берег р. Чирчик выше гидроузла на протяжении 1 км интенсивно размывался. Хотя размыв берега прекращался на 340 м выше узла (поскольку здесь действовал подпор от узла и велись регулировочные работы), тем не менее он создавал угрозу обхода барража справа. Особенно сильный размыв берега произошел в паводок 1960 г. на длине 500 м. В вершине кривой берег был размыт на ширине до 60 м. Поэтому весной 1961 г. были произведены большие берегозащитные

работы с устройством продольной дамбы и креплением откоса крупным булыжным камнем.

Дальнейший размыв берега на указанном участке привел бы к разрушению закрепленного участка подводящего русла непосредственно у сооружений и выводу из строя водозаборного узла (рис. 1). С момента

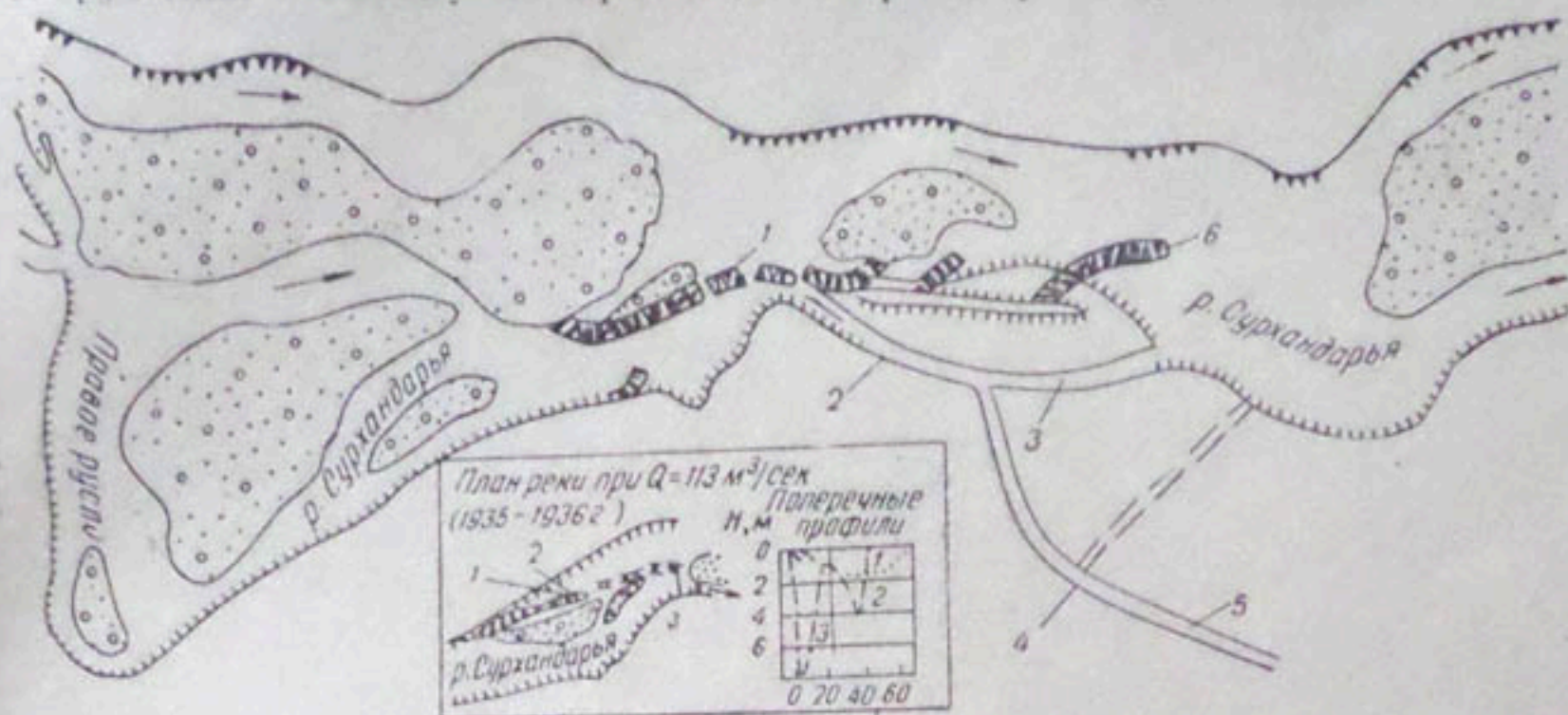


Рис. 2. План головного участка канала Кумкурган (1961 г.).

1 — водозаборная сипайная дамба; 2 — подводящий канал; 3 — сброс; 4 — участок нового гидроузла; 5 — канал; 6 — шпора.

постройки барража (1945 г.) происходит блуждание русла с занесением как верхнего, так и нижнего бьефов, что требует выполнения ежегодных расчисток в верхнем бьефе порядка 1000 м^3 и в нижнем — до 13770 м^3 (1961 г.).

Кумкурганский гидроузел на р. Сурхандарья расположен севернее Южносурханского водохранилища.

До 1962 г. водозабор в канал Кумкурган осуществлялся узлом полунинженерного типа. После вступления канала в эксплуатацию (1933 г.) наносы из р. Сурхандарья проходили в канал, а чистая вода сбрасывалась. Канал ежегодно приходилось очищать от наносов, причем на протяжении первых километров на его дно оседали крупные наносы ($d = 40 \div 50 \text{ мм}$), а мелкие фракции ($d = 0,2 \text{ мм}$) проходили дальше.

С 1933 г. в верхнем бьефе ощущались большие затруднения с забором воды при низких горизонтах, а при больших расходах в реке узел находился под угрозой размыва (1953, 1959 гг.).

В 1961—1962 гг. намечено строительство нового инженерного водозабора — гидроузла канала Кумкурган, так как в связи с увеличением подвешенной площади водозабор в канал должен был увеличиться с 18 до $25 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Новое сооружение размещается на канале Кумкурган в конце кривой на 300 м ниже существующего сооружения (рис. 2). Регулятор канала, рассчитанный на расход $Q = 30 \text{ м}^3/\text{сек}$, имеет пять отверстий по 3 м в свету, разделенных четырьмя бычками толщиной по 1 м и перекрываемых плоскими щитами. Уклон перед сооружением — 0,0015; уклон в сбросном тракте — 0,0003. Подводящий канал имеет ширину по дну 15 м, перед сооружением — 19 м, глубина заложения откосов равна 1,5 м.

Сбросное сооружение имеет четыре отверстия шириной в свету 3 м, перекрываемых плоскими щитами высотой 2,9 м. Отверстия разграничены бычками толщиной 1 м. Для проезда через сброс на сооружении предусмотрен железобетонный мост шириной 3 м. Дно отводящего канала

(сброса) имеет наклонный порог высотой 60 см и очерчено радиусом 25,1 м для увеличения пропускной способности. Сопряжение каналов с сооружением осуществляется ныряющими стенками.

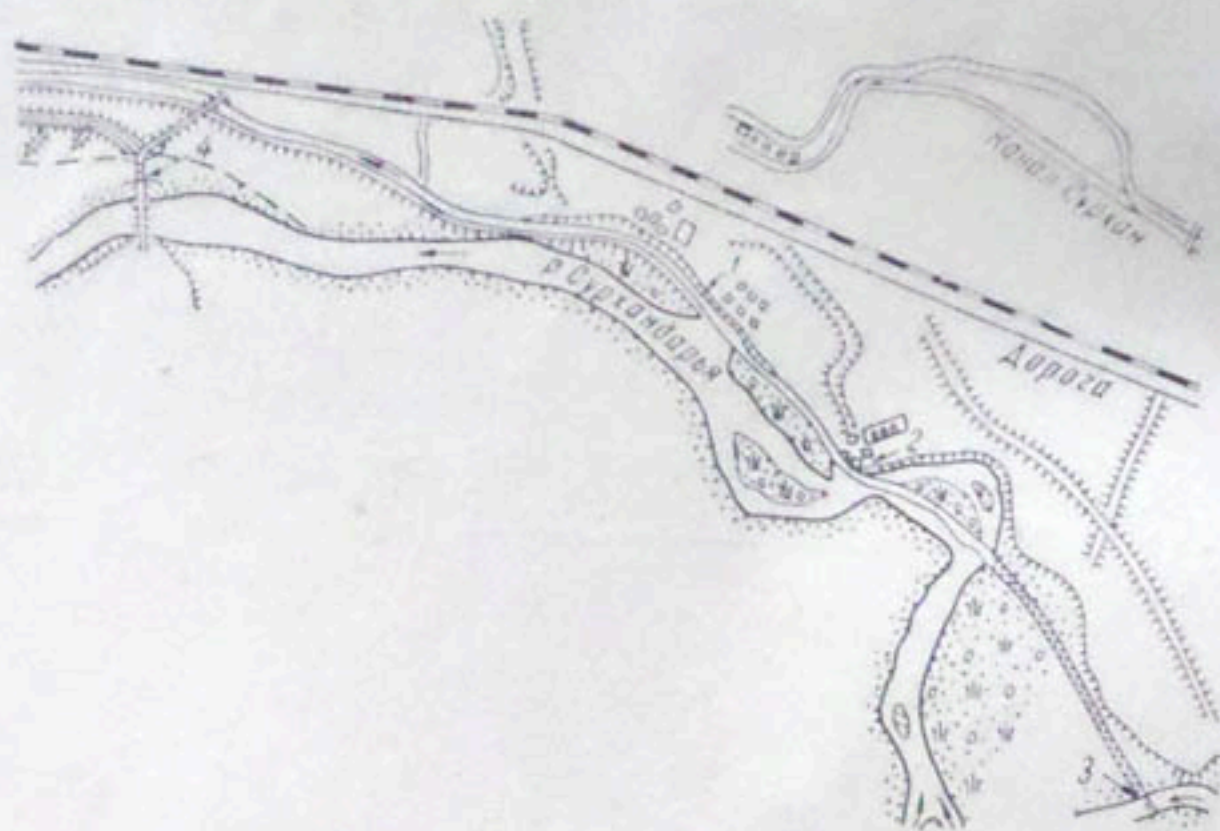


Рис. 3. Схематичный план головного участка Зангского гидроузла:

1, 2—до 1954 г.; 3—с 1954 г.; 4—проектный.

Хотя построенное сооружение должно было сдерживать поступление наносов в подводящую часть, однако в 1962 г. условия водозабора в верхнем бьефе при спаде и повышении горизонта воды в р. Сурхандарья все еще оставались прежними. Наблюдения в натуре за протеканием потока показали, что в верхнем бьефе $\frac{2}{3}$ расхода реки проходят на ширине 30 м, что привело к постепенному размыву правого берега, где образовалась излучина радиусом 3 В. Очевидно, что эту излучину целесообразно использовать при регулировании русла в верхнем бьефе.

Зангский гидроузел на р. Сурхандарья расположен южнее Южно-сурханского водохранилища (рис. 3). С 1935 по 1954 г. в связи с занесением и размывом русла три раза меняли головную часть канала на протяжении 4 км. Однако и последнее гидросооружение не гарантирует необходимого водозабора расходов воды в соответствии с графиком водоподачи для периода вегетации. Русло реки на участке водозабора разбито на протоки и проходит по гравелистому ложу. Грунты, слагающие русло на глубину до 14 м, представлены разнотернистыми песками с включением гальки и гравия.

Ниже 14 м залегают среднетернистые пески. Поскольку существующий водозабор не эффективен при низких горизонтах, а защитно-регулирующие работы, проводимые в целях стабилизации русла в верхнем бьефе, не устраняют занесения каналов во время паводка, сотрудниками Средазгипроводхоза разработан проект нового инженерного узла. Согласно этому проекту Зангский гидроузел на р. Сурхандарья будет включать:

1) щитовую плотину с расчетным расходом $100 \text{ м}^3/\text{сек}$. Плотина имеет восемь пролетов шириной в свету 8 м каждый, с напором на пороге 4,7 м. Ширина (толщина) бычков, разграничивающих пролеты, — 1,5 м. Пролеты перекрыты плоскими колесными затворами размером $4,5 \times 8,0 \text{ м}$;

2) регулятор в канал Занг с расчетным расходом $76,0 \text{ м}^3/\text{сек}$. Регулятор трубчатого типа из железобетонных труб имеет четыре пролета по 3 м при напоре 2,6 м. Затворы плоские размером $3 \times 3 \text{ м}$;

3) земляную плотину, примыкающую к щитовой плотине с правой и левой стороны. Длина плотины по верху — 420 м. Во избежание размыва потоком плотина защищена шпорами в верхнем и нижнем бьефах длиной по 5 м каждый.

После строительства гидроузла канал удлинится на 40 км, а его пропускная способность увеличится с 50 до $76 \text{ м}^3/\text{сек}$. Общая длина канала — 90,5 км, в том числе реконструируемая часть — 58,1 км. Защита канала от попадания донных наносов достигается созданием в потоке поперечной циркуляции, вызываемой боковым сбросом через плотину. Взвешенные наносы задерживаются отстойником.

Для предохранения наноса от истирания первые четыре пролета из щитовой плотины, прилегающие к регулятору (флютбет и бычки на высоту 0,5 м), облицовываются базальтовыми плитами.

ДВУСТОРОННИЕ ВОДОЗАБОРЫ

Шерабадская плотина на р. Шерабаддарье. Шерабадский головной узел сооружений расположен на р. Шерабаддарье южнее ущелья Нонда-

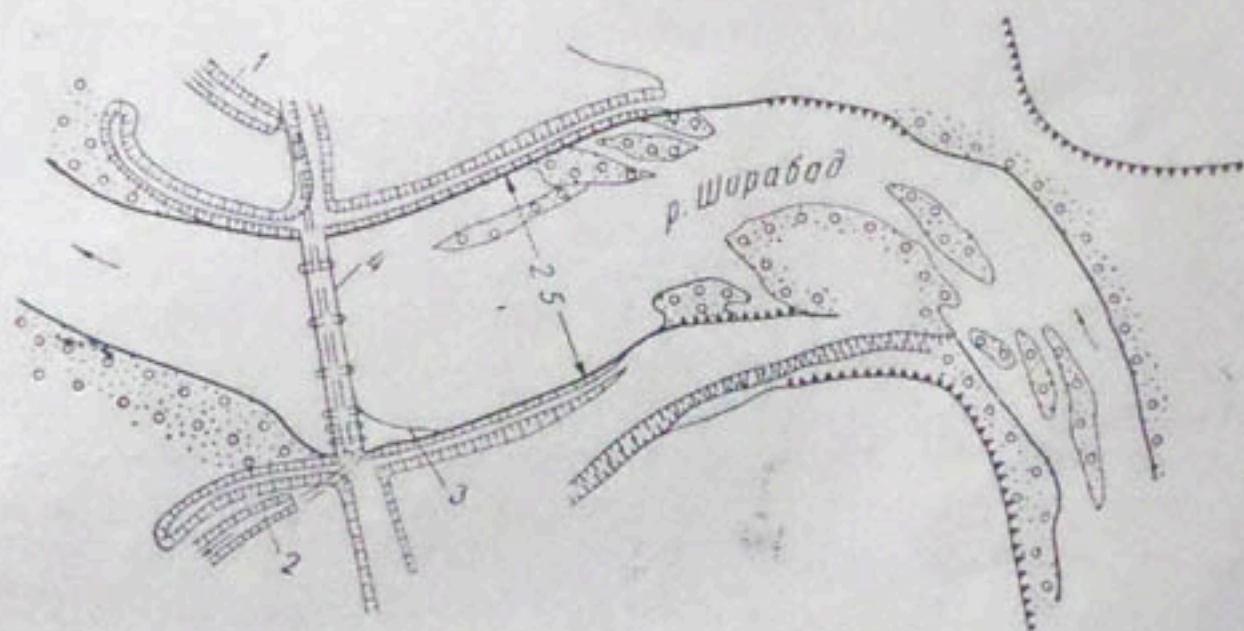


Рис. 4. Схематичный план водозаборной плотины на р. Шерабад:

1—канал Ходжакия; 2—канал Истара; 3—противонаносный порог; 4—щитовая плотина.

гона (рис. 4). Река имеет смешанное снегово-родниковое питание с кратковременным повышением расходов при выпадении осадков в горах (селевые паводки).

Площадь водосбора реки выше створа выхода из гор (ущелья Нондагона) — 2850 км^2 . Длина реки от истоков до устья — 179 км, из них в горной части бассейна — 120 км. Узел расположен на криволинейном участке, обеспечивающем положительную поперечную циркуляцию потока на подходе к регуляторам, а отводящее русло вписано в существующее русло реки.

В состав узла входят следующие сооружения:

1) водозаборный регулятор левобережного и правобережного каналов с расходом $10\text{—}12 \text{ м}^3/\text{сек}$;

2) сброс (щитовая плотина) с максимальным расходом $270 \text{ м}^3/\text{сек}$ и катастрофическим — $430 \text{ м}^3/\text{сек}$;

3) дюкер в теле флютбета сброса для подачи воды на правый берег;

4) струенаправляющие дамбы подводящего и отводящего русла. Сброс имеет пять пролетов, из них четыре шириной в свету 6 м, а крайний левый разделен дополнительным бычком на два полупролета по 3 м в свету.

Общая ширина фронта сброса — 35,5 м, толщина бычков — 1 м. Пролеты перекрыты плоскими щитами высотой 2,5 м. Подъем щитов пока осуществляется вручную (из-за отсутствия электроэнергии электроподъемники не установлены). Флютбет сброса имеет толщину 1 м и длину — 21 м (в том числе порог — 8 м, водоскат с наклонным откосом — 3, длиной — 8 м и горизонтальный носок — 3 м).

От истирания верх флютбета облицован бетоном $M = 200$ на гранитном щебне толщиной 0,2 м.

Струенаправляющие дамбы подводящего и отводящего русла сооружены из местного грунта; ширина дамб по верху — 5 м, откосы дамб — 1,5. Длина дамб подводящего русла: левобережной — 230 м, правобережной — 200 м. Длина дамб отводящего русла: левобережной — 65 м и правобережной — 50 м. Дамбы заканчиваются грушами. Для успешной борьбы с донными наносами перед регулятором устроен Г-образный порог высотой 1 м с горизонтальной верхней полкой шириной 1,5 м. В плане порог криволинеен и направляет сбрасываемые наносы в правую половину крайнего левого пролета регулятора сброса.

Прошедший 6 мая 1961 г. сель продолжительностью 1 час 30 мин., с расходом выше $250 \text{ м}^3/\text{сек}$ подошел к плотине с большой скоростью, причем из-за неисправности щитов открыть их полностью не удалось. Вследствие этого произошел катастрофический подъем уровня воды на плотине, вызвавший размыв правой дамбы подводящего русла на длине 35 м.

Кроме того, в результате ударного воздействия воды образовались вертикальные трещины с правой и левой стороны плотины в местах соединения ее с береговым устоем (рис. 5).

Анализ схемы узла показал, что в этих условиях более рациональна схема последовательного водозабора, при которой правобережный канал получает воду не через дюкер, а непосредственно с помощью бесплотинного водозабора у правого берега. Это позволяет расположить между правобережным водозабором и плотиной катастрофический водослив для сброса селевых вод (при существующей компоновке устройство водослива потребует значительного удлинения дюкера).

Верхнезеравшанский водозаборный узел (плотина им. 1-го Мая) на р. Зеравшан. Узел был построен в 1930 г. по так называемому индийскому типу (рис. 6). В состав водозаборного узла входят плотина с промывными шлюзами, два головных регулятора каналов, расположенных у левого и правого берегов, и струенаправляющие дамбы.

Узел сооружения рассчитан на пропуск катастрофического паводка $1350 \text{ м}^3/\text{сек}$. Наблюденный максимальный расход составляет около $900 \text{ м}^3/\text{сек}$, средний паводковый — $470 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Начиная с 1930 г. под влиянием подпора, образованного плотиной в верхнем бьефе, происходит отложение наносов. К 1962 г. призма отложений распространилась на 800 м выше плотины.

Промывка отложений в сложившихся условиях представляет большие затруднения для службы эксплуатации, поэтому крупные фракции донных наносов завлекаются в регуляторы. В наиболее тяжелых условиях находится правобережный регулятор, о чем свидетельствуют следующие данные:

Год	Объем наносов, извлеченных из правобережного канала, м ³
1955	4408
1956	9920
1958	12325
1959	5902
1960	6075
1962	4920

Опыт длительной эксплуатации водозаборного сооружения показывает, что основным недостатком компоновки узла является чрезмерная



Рис. 5. Трещина от динамического воздействия потока (такая же трещина и с правой стороны устоя).

ширина фронта водосливной части плотины, превышающая в 2,5—3 раза нормальную ширину русла реки. Это приводит к частому переформированию верхнего бьефа, блужданию русла, образованию островов и многочисленных протоков, а также сосредоточению течения у левого берега, где создается свал потока на раздельную стенку. Последнее обстоятельство способствует одностороннему и неравномерному входу потока по ширине кармана, вызывающему неудовлетворительную работу кармана на отстой наносов и неблагоприятные условия входа потока в регуляторы каналов. Для устранения этих недостатков и обеспечения водозабора в течение ряда лет в верхнем бьефе на протяжении 1,5 км производятся выправительные работы.

Для уменьшения объема наносов, увлекаемых в регуляторы, перед левым и правым регуляторами 11 мая 1961 г. был установлен Г-образный полук, перед козырьком которого у правого регулятора наносы отложились высотой 2 м. Диаметр отдельных камней превышал 30 см, а вес — 15 кг. Таким образом, установка Г-образного полка не дала ожидаемого

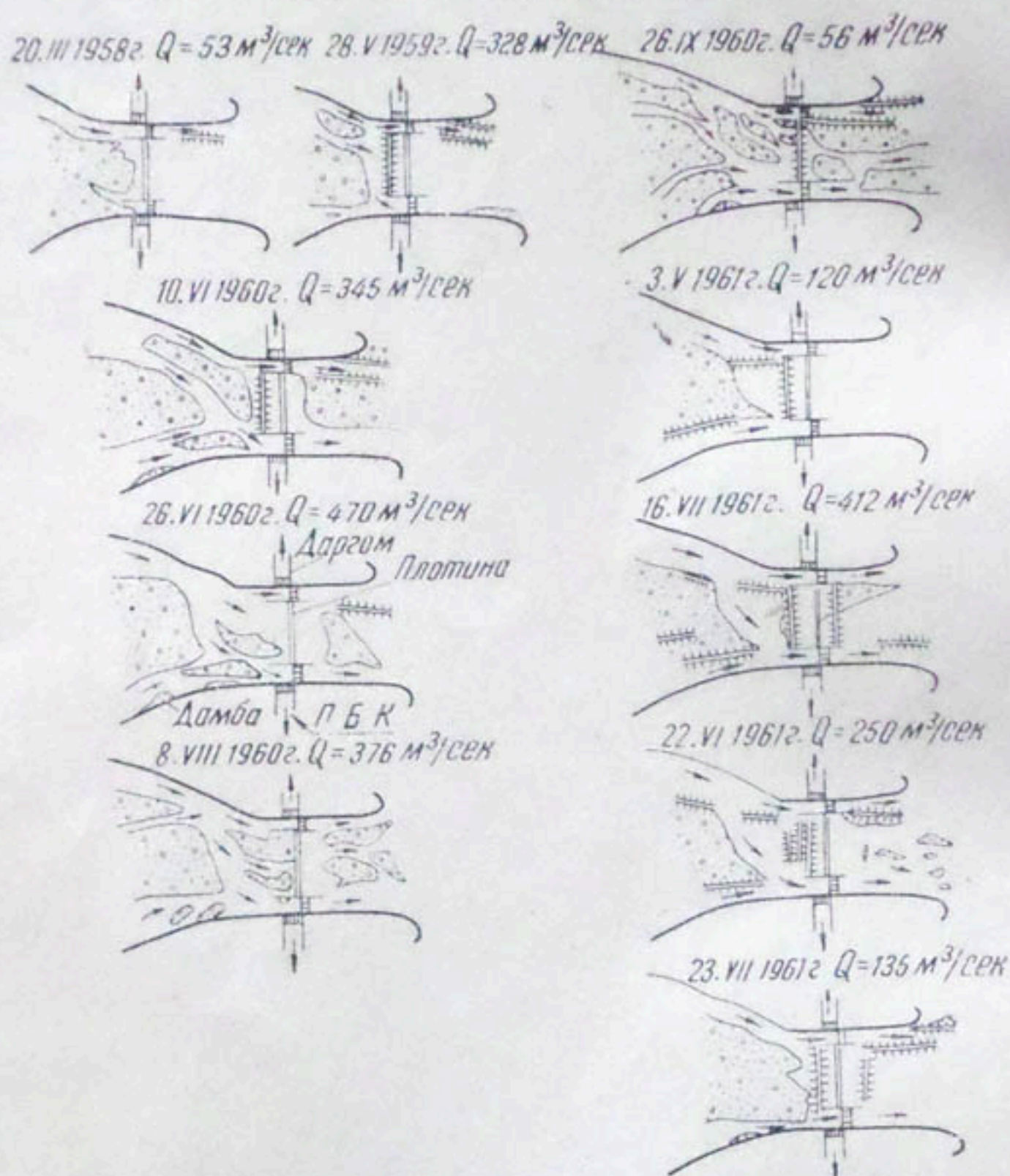


Рис. 6. Схемы расположения отмелей и протекания потока р. Зеравшан у плотины им. 1-го Мая (по данным эксплуатации узла за 1958—1961 гг.).

эффекта. В настоящее время по проекту, составленному институтом «Средазгипроводхлопок», осуществляется реконструкция плотины, предусматривающая увеличение напора на 1,3 м. Согласно этому проекту существующая водосливная плотина перестраивается на щитовую, для чего на водосливе наращивается 14 бычков.

Перед отстойниками устраивается криволинейный порог для отвода наносов в сторону заглубленного отверстия щитовой плотины. Принято решение — в верхнем бьефе не сужать русло, а укрепить правый берег. Опыты на модели показали, что любой неблагоприятный подход потока к водозабору обеспечивает безнаносный водозабор.

Водозаборная плотина индийского типа на р. Баингоу. При индийском типе водозабора отсутствие сжатого подводящего русла отрица-

тельно сказывается на условиях забора в каналы. В Синьцян-Уйгурском автономном районе Китайской Народной Республики в 1958—1959 гг. была произведена реконструкция водозаборного узла индийского типа на р. Баингоу.

В створе плотины р. Баингоу имеет ширину 600 м. Русло галечниковое. Коренные берега крутые и высокие. Расходы в межень — до $1 \text{ м}^3/\text{сек}$, в паводок они достигают $108 \text{ м}^3/\text{сек}$. Средний уклон поймы — 0,0134. Мутность воды в паводок изменяется от 2,7 до $40,1 \text{ кг}/\text{м}^3$. Размер донных наносов в русле — 25—30 см.

Расчетные расходы составляют 405 и $40 \text{ м}^3/\text{сек}$. До реконструкции на этом водозаборном узле, как и на Суккурской плотине на р. Инд [2] и Первомайской плотине на р. Зеравшан, вследствие незарегулированности подводящего русла происходило блуждание потока и образование островов и многочисленных протоков, а также наблюдалась неустойчивость протекания потока с периодическими смещениями его то к правому, то к левому берегу. Так, до реконструкции плотины только за 5 мес. (июнь — октябрь) 1957 г. было вынуто из канала 110 тыс. м^3 отложившихся в нем наносов, причем 72% этих наносов были крупнее и мельче 2 мм, а 23% составляли гравий и галька, которые оседали в головной части канала.

Таким образом, при индийском типе водозабора отсутствие сжатого подводящего русла отрицательно влияет на условия забора в каналы. После реконструкции, произведенной для улучшения условий водозабора и усиления борьбы с донными наносами, водозаборный узел сооружений на р. Баингоу состоял из зарегулированных подводящего и отводящего русел, щитовой плотины с пролетом в свету шириной 37 м, регулятора канала в свету — 10 м; для борьбы с наносами предусмотрен криволинейный порог с горизонтальной полкой. Однако и после реконструкции на узле наблюдались отрицательные явления: разрушение сливной части и поступление наносов в канал. В последнее время для уменьшения поступления наносов в канал намечается устройство криволинейной песколовки, разработанной И. К. Никитиным.

ВЫВОДЫ

1. Опыт эксплуатации водозаборных узлов подтверждает вывод проф. С. Т. Алтунина и других исследователей о том, что протекание потока и характер отложений наносов как в верхнем, так и в нижнем бьефе находятся в прямой зависимости от компоновки гидроузла и процента водозабора.

2. Натурные исследования гидроузлов показывают, что если суммарная ширина пролетов значительно превышает устойчивую ширину русла реки, то в верхнем бьефе сооружений образуются острова и отмели из наносных отложений (Парнаватский барраж на р. Чирчик), русло теряет устойчивость, фронтальный подход потока к водоприемнику часто не обеспечивается, у плотины возникают водоворотные зоны, ухудшается гидравлический и наносный режим сооружения. Расход распределяется весьма неравномерно по фронту водоприемника и водосбросных пролетов сооружения, что приводит к неравномерному распределению наносов по ширине плотины.

3. Крупные недостатки существующих водозаборных узлов при двустороннем водозаборе — избыточная ширина фронта сооружения (гидроузел на р. Баингоу и Первомайская плотина на р. Зеравшан), вызывающая отход речного потока от точек водозабора, и невозможность промыва береговых протоков, устраняются применением схемы последо-

вательного водозабора с созданием зарегулированного подводящего русла на длине меандры. Такое искусственное подводящее русло должно организовано и направленно подвести речной поток к верхнему водоприемнику и щитовой плотине с нижним водоприемником и тем самым повысить надежность эксплуатации гидроузла.

Благодаря поперечной циркуляции донные наносы отклоняются от водозаборов в сторону. Затем перехваченные потоком наносы интенсивно транспортируются в направлении сбросных отверстий плотины.

4. При большом объемном весе движущейся массы селевой поток ударным воздействием легко разрушает встречаемые препятствия по всей своей ширине (Шерабадская плотина — 1961 г.). В таких условиях (например, горно-предгорные части рек Средней Азии с селевым питанием) лучшие результаты, вероятно, дала бы схема с последовательным двусторонним водозабором, так как селевой поток при своем перемещении стремится сохранить прямолинейное направление, не вписываясь в русло, подобно водному потоку, причем кривизна зарегулированного русла должна быть уменьшена.

Применение схемы последовательного двустороннего водозабора из селеносных рек предпочтительнее, чем схемы одностороннего водозабора с перебросом расходов дюкером, так как влекомое в период селя большое количество крупных наносов может забить и повредить трубу дюкера (так была разрушена труба дюкера Кугартской плотины). Кроме того, эта схема позволяет устроить между водозаборами катастрофический водослив для сброса расходов селевого паводка.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нурмухамедов Ю. М. Исследование двустороннего последовательного водозабора, Сб. «Вопросы энергетики, гидротехники и горного дела», Ташкент, АН УзССР, 1961.
2. Нурмухамедов Ю. М. Некоторые предварительные результаты лабораторных исследований последовательного двустороннего водозабора, «Вопросы гидротехники», вып. 6, Ташкент, АН УзССР, 1962.
3. «Гидротехника и мелиорация», 1960, № 5.
4. Труды Всесоюзного научно-технического совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, т. II, Тбилиси, 1960.

Л. А. ВАЛЕНТИНИ, В. Ф. УБОГОВ

ОПЫТ ЭКСПЛУАТАЦИИ БАЗАР-КУРГАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

В 1961 г. построено и передано в эксплуатацию Базар-Курганское наливное водохранилище в пойме р. Караунгурсай Ошской области КиргССР; его полный объем — около 23 млн. м³.

Караунгурская долина находится в верхней северо-восточной части Ферганской котловины. С трех сторон этот сравнительно небольшой бассейн общей площадью около 4500 км² ограничивается Ферганским хребтом и его отрогами и только на юго-западе непосредственно сливается с общим рельефом Ферганы. По климатическим условиям долина Караунгура относится к полупустынной зоне. Ведение сельского хозяйства исторически основывается здесь почти исключительно на поливном земледелии. Земли долины принадлежат к лучшей части земельного фонда хлопкового пояса Киргизии.

Орошение производится из Караунгурсая. Режим реки, имеющей преобладающее снеговое питание, характеризуется нарастанием паводковой волны с начала апреля и максимумом в середине мая. Примерно с середины июня начинается резкое снижение расходов (рис. 1). При сопоставлении графиков расчетного стока реки и режима потребления на орошение выявляется их несоответствие — в период апрель — июнь имеются большие излишки стока, а в конце июля — августе наступает резкий критический период нехватки воды. Расчетная (по критической, второй декаде августа) водообеспеченная площадь под Караунгурсаем при незарегулированном стоке, 50%-ной водообеспеченности и к.п.д. системы 0,63 составляет всего около 18 тыс. га (фактически же засеваемая под орошение площадь равна примерно 25 тыс. га, в том числе хлопчатника 13 тыс. га). Эти цифры говорят о маловодности Караунгурской системы. Практически для лет нижесредней водообеспеченности воды в августе хватает лишь на поливы хлопчатника.

В этих условиях зарегулирование стока, хотя бы частичное, становится весьма эффективным средством повышения водообеспеченности существующих орошаемых площадей и получения новых приростов. Сезонное зарегулирование только стока паводковой волны, как видно из рис. 1, позволило бы более чем в три раза увеличить водообеспеченные площади орошаемых земель долины. Однако по геоморфологическому строению южных склонов Ферганского хребта в зоне водосборного бассейна реки и ниже до выхода реки из ущелья на конус выноса совершенно не имеется мест, подходящих для чаши водохранилища в русле реки. Для наливного водохранилища лучшим местом было признано урочище Колот, расположенное на юго-восточной границе долины у под-

ножья северо-западных склонов адыров водораздела рек Караунгура и Кугарта. На рис. 2 изображен схематический геологический разрез чаши водохранилища.

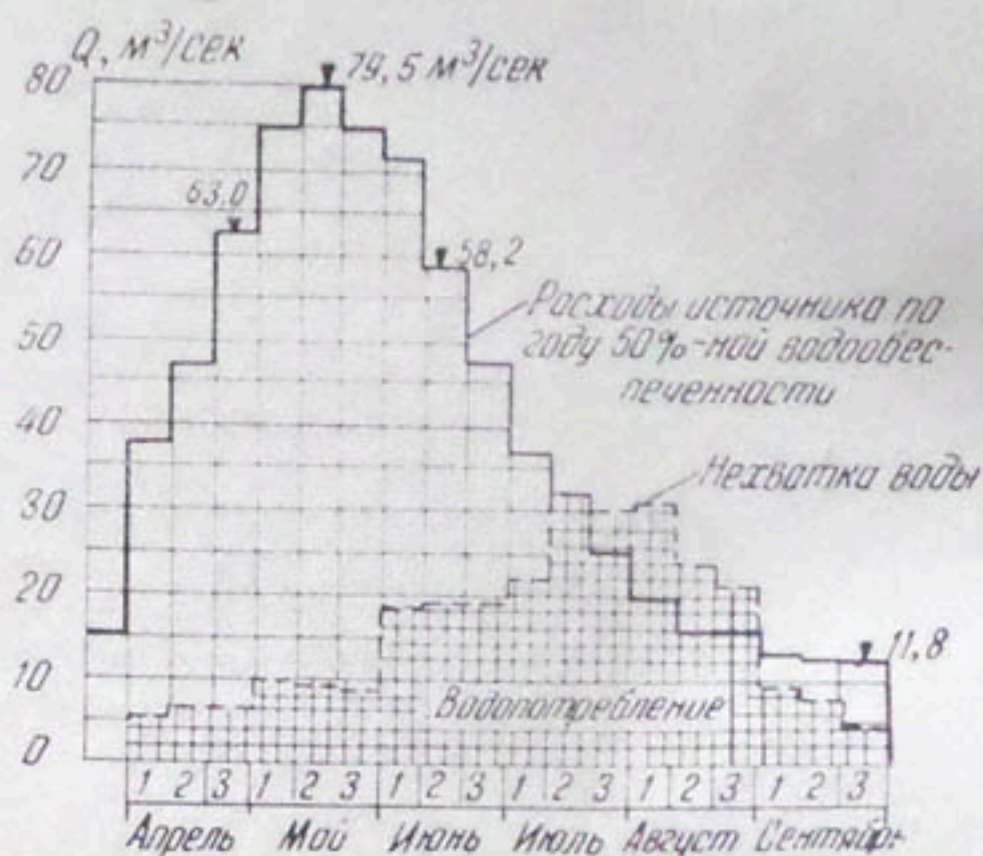


Рис. 1. График режима стока Караунгурсая и режима потребления оросительной системы.

В геологическом отношении урочище Колот представляет выступ третьей надпойменной террасы Караунгурсая, окруженный с трех сторон склонами пологих холмов (адыров). Поверхность урочища (дно

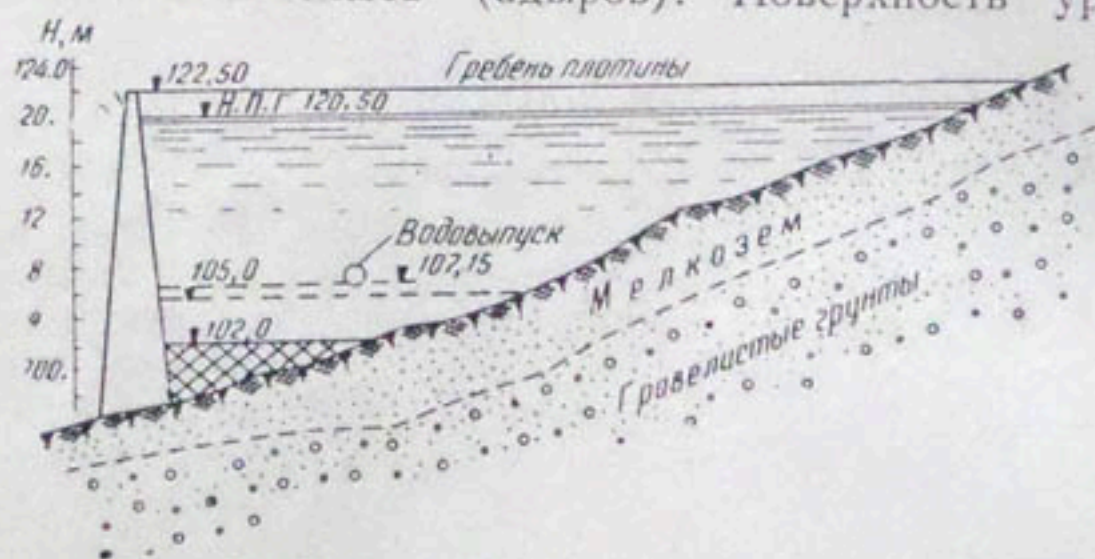


Рис. 2. Продольный профиль водохранилища.

чаши водохранилища) сложена сравнительно маломощным слоем мелкозема 4,5—5,0 м, состоящим из пылеватого суглинка с прослойками супеси и линз песка. К берегам толща мелкоземов возрастает до 15 и более метров. Мелкоземы подстилаются мощным (до 80 м) пластом крупнообломочных пород (галечника). По своим фильтрационным свойствам мелкоземы относятся к грунтам средней водопроницаемости с коэффициентом фильтрации около 0,086 м/сутки. Просадочность грунтов высокая и определяется по расчетам проекта 30—80 см по дну лога и более 1 м на склонах берегов. Поверхностные слои мелкозема пронизаны ходами землероев и корнями растущего кустарника.

Обломочные породы, подстилающие мелкоземы по дну чаши водохранилища, обладают очень высокой водопроницаемостью ($K_f = 30—40$ м/сутки). Толщина слоя точно не установлена и примерно равна 80—100 м. Состав пород в верхней части толщи пестрый: слабосцемен-

тированные галечники, галечники попеременно с гравием и валунами; встречаются прослойки и линзы глины и песка. Положение грунтовых вод не установлено. При недостаточной полноте геологических данных по слою крупнообломочных пород в проектных расчетах была принята следующая упрощенная схема залегания пород: 5,0 м мелкозем, ниже — крупнообломочные породы высокой водопроницаемости.

На рис. 3 даны зависимости объема и площади зеркала водохранилища от наполнения, из которых видно, что полный объем водохранилища при расчетной высоте наполнения до отметки 120,5 составляет 23,3 млн. м³ и полезный — 21 млн. м³.

При расчете потерь в проекте учитывалось: 1) испарение с водной поверхности; 2) фильтрация через плотину; 3) фильтрация в обход плеч плотины; 4) фильтрация в борта и ложа водохранилища.

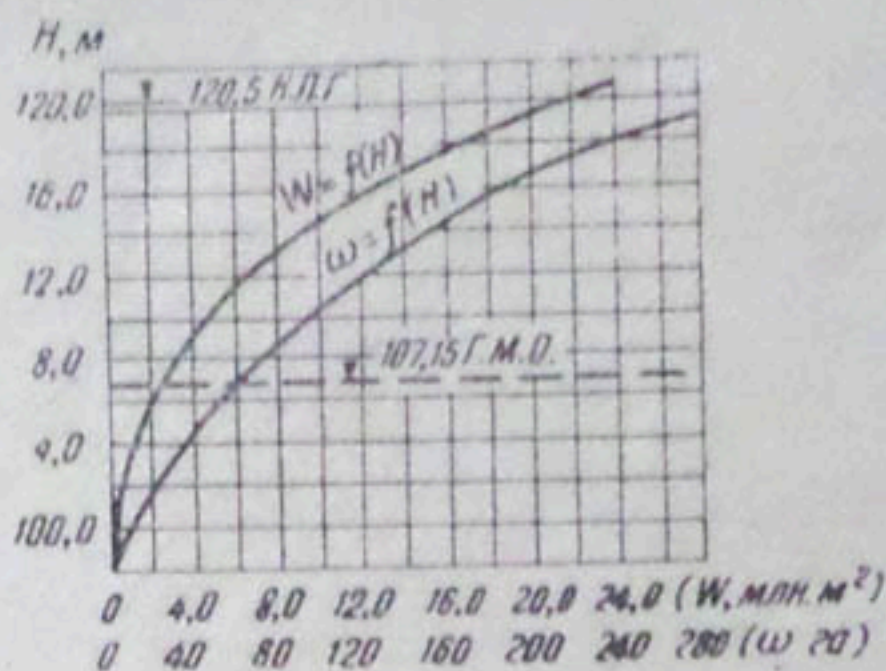


Рис. 3. Кривые зависимости объема и площади зеркала от наполнения водохранилища.

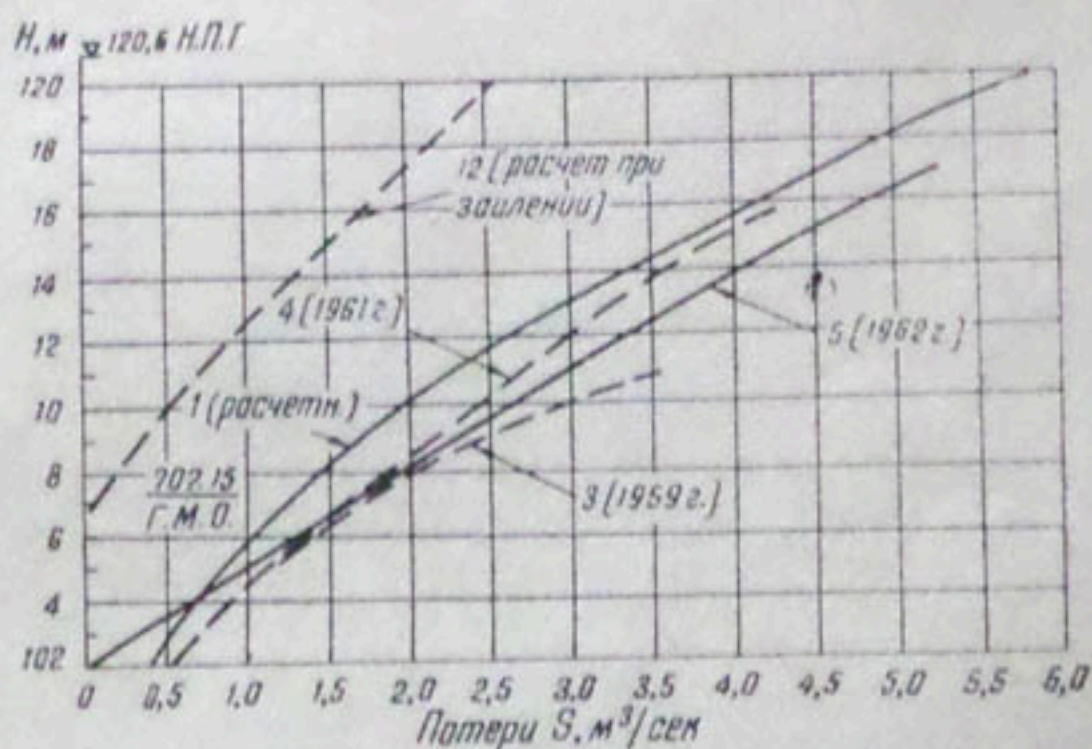


Рис. 4. Кривые зависимости суммарных потерь от отметки наполнения водохранилища.

Расчетная зависимость суммарных потерь от наполнения водохранилища изображена на рис. 4 (кривая 1). Большую величину потерь предусматривалось в проекте сокращать кольматацией ложа водохранилища путем искусственного заполнения части мертвого объема до отметки 102,0 за счет смыва бортов чаши водохранилища и до отметки 106,0 за счет естественного отложения наносов при заполнении водохранилища в период паводка в реке, когда речной поток несет большое количество взвешенных наносов. Кривая 2 характеризует расчетную зависимость суммарных потерь из водохранилища с учетом заиления мертвого объема до отметки 106,0.

Пробное заполнение водохранилища было произведено еще в 1959 г., в период строительства. Уже тогда установили, что фактические потери превышают расчетные (кривая 3 по сравнению с кривой 1). Нет основа-

ний ожидать существенных отклонений от расчетных в потерях на испарение с водной поверхности. Фактическая фильтрация через тело плотины и в обход ее плеч не вызывает опасений, так как дренажная система плотины работает нормально, а вытекающая из дренажной трубы вода — прозрачна. Таким образом, фактические потери водохранилища



Рис. 5. График работы водохранилища в 1962 г.

могут превышать расчетные только за счет фильтрации через борта и ложе водохранилища.

Результаты наблюдений за суммарными потерями из водохранилища в 1961 г., проведенных экспедицией Киргизгипроводхоза, отражены на рис. 4 (кривая 4).

В период осень 1961 г. — весна 1962 г. проведено искусственное заполнение мертвого объема водохранилища путем смыва мелкоземов с

берегов. При этом мертвый объем был заполнен примерно до отметки 102. Предполагаемого проектом заиления мертвого объема за счет оседания наносов мелких фракций из речной воды не произошло по двум причинам: 1) мутность воды в реке в паводок значительно меньше предполагаемой проектом; 2) оседание наносов происходит только непосредственно на участке вблизи устья подводящего канала и не распространяется на всю чашу водохранилища. Результаты наблюдений суммарных потерь в 1962 г. (по данным управления эксплуатацией) характеризует кривая 5.

По проектным предположениям, эффективность Базар-Курганского водохранилища выражается дополнительной водообеспеченностью 18 тыс. га орошаемых земель. Фактическая эффективность в 1962 г. выразилась в разовом дополнительном поливе в июле примерно 2 тыс. га хлопчатника.

На рис. 5 отражен режим работы водохранилища в 1962 г. Наполнение водохранилища началось 23 марта и продолжалось до конца мая (средний поступающий расход подводящего канала составлял около $7,0 \text{ м}^3/\text{сек}$). В водохранилище за этот период поступило 40 млн. м^3 ; на 1. VI отметка горизонта воды в нем достигла 117,5, чему соответствует объем 15,8 млн. м^3 . В июне горизонт воды поддерживался примерно на одном уровне, для чего подавался непрерывный расход около $5 \text{ м}^3/\text{сек}$. С 1. VII в связи с падением расходов реки подача воды в водохранилище постепенно уменьшалась, а с 10. VII совершенно прекратилась. Всего было подано 54,8 млн. м^3 . К 10. VII объем водохранилища сократился до 13,2 и к 15. VII — до 11,8 млн. м^3 . С 15. VII началась сработка водохранилища, продолжавшаяся 13 суток. За этот период отводящим каналом при среднем расходе $4,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ полезно сработано 4,5 млн. м^3 , или 8,2% от поступившего объема воды.

Для наглядности изложенное сводится в таблицу.

Наибольший дефицит воды по оросительной системе наблюдается во второй декаде августа. Удержать воду к этому времени в водохранилище не представляется возможным, так как она уходит на фильтрацию. При существующих потерях сработка водохранилища должна начинаться немедленно после прекращения подачи воды в него. Расходы воды, поступающие в водохранилище в июле месяце за декаду до на-

ступления критического периода, могут быть полезно использованы и без водохранилища за счет подачи их непосредственно на поля и форсировки поливов. Исходя из этих соображений, можно прийти к выводу, что при существующих потерях эксплуатация Базар-Курганского водохранилища не дает никакой пользы.

Баланс работы водохранилища в 1962 г.

Приход, млн. м ³			Расход		
из источника за период заполнения до 1.VI	для поддержания горизонта в период 1. VI—10.VII	всего	выпущено на орошение с 15 по 28. VII, млн. м ³	потеряно на фильтрацию и испарение, млн. м ³	процент потерь
40,0	15,8	54,8	4,5	50,3	91,8

Положение кривых зависимости величины суммарных потерь из водохранилища от наполнения, построенных по данным фактических наблюдений (рис. 4), свидетельствует о том, что фактически потери больше расчетных без учета кольматации. Как показала практика, намеченным по проекту способом естественного заиления кольматация ложа водохранилища выполнена быть не может. Потери за 1962 г. по сравнению с 1961 г. увеличились, несмотря на выполненное искусственное заиление мертвого объема до отметки 102,0 (последнее отразилось лишь на нижней части кривой 5). Причина увеличения потерь, видимо, в следующем.

При обследовании осенью 1961 г. дна чаши водохранилища после его опорожнения был обнаружен ряд воронок-провалов. Предположили, что эти воронки образовались в результате просадки старых ям или могил. Однако в сентябре 1962 г. по всему дну чаши было обнаружено более 300 схожих воронок с диаметром по верху 0,3—1,0 м. По словам эксплуатационных сторожей, в период стояния высоких горизонтов во многих местах на поверхности воды наблюдалось выделение воздушных пузырей в виде кипения. Этот факт вызвал опасения, что основная часть воронок возникла в результате (промыва) выноса мелкозема в подстилающий слой гравийных пород. Это предположение подтверждается значительным превышением фактического градиента фильтрации над допустимым на контакте между мелкоземом и гравелистым грунтом.

При отметке горизонта воды в водохранилище 117,5 (чему соответствует напор воды $H = 15,5$ м) и толщине слоя суглинка $a = 5,0$ м фактический градиент фильтрации будет равен 4,1. Допустимый же градиент при гидротехнических расчетах [1] для суглинистых грунтов рекомендуется в пределах 0,20—0,35, что значительно меньше фактического.

В сентябре 1962 г. одна из воронок была отрыта. Обследование ее подтверждает наличие выноса мелкозема в подстилающий слой крупнообломочных пород. Такой вынос гидрогеологи называют «контактным выпором». Явление это практически почти не изучено. В. С. Истомина [2] на основании лабораторных опытов рекомендует следующую зависимость между минимальным диаметром агрегата связного грунта, который может выделиться (оторваться) от общей массы на контакте с крупнообломочной породой под воздействием собственного веса и давления

фильтрационного потока с градиентом I . При этом $d = \sqrt{\frac{0,24}{1+I}}$.

Для гидротехнических условий Базар-Курганского водохранилища при $I = 4,1$ минимальный размер агрегата грунта по расчету будет равен

2 мм. Очевидно, размер пор подстилающего гравелистого грунта значительно больше этой величины, в результате чего и происходит вынос (выпор) мелкозема в подстилающий слой гравия.

Весной 1963 г. в чашу водохранилища был отсыпан слой грунта (взятого с берегов) с укаткой. Наблюдения за фильтрацией в мае — августе 1963 г. показали, что проведение этих мероприятий почти не дало эффекта: кривая зависимости потерь от наполнения водохранилища в 1963 г. имеет примерно то же положение, что и в 1962 г.

Приведенные ранее соображения, расчеты и результаты наблюдений за фильтрацией 1963 г. позволяют сделать вывод, что и в дальнейшем проведение мероприятий — отсыпка грунта в чашу водохранилища, трамбовка, кольматация поверхности — не даст желаемого эффекта по снижению потерь. Эффективным средством в данном случае (после забивки воронок) явится устройство водонепроницаемого покрытия всей чаши водохранилища (пленка из полимеров).

Можно предполагать, что если оставить водохранилище в том состоянии, в каком оно находится, то со временем потери из него не уменьшатся, а увеличатся в результате происходящего процесса контактного выпора.

ЛИТЕРАТУРА

1. За м а р и н Е. А. Гидротехнические сооружения, М., 1952, стр. 33.
 2. И с т о м и н а В. С. Фильтрационная устойчивость грунтов, М., 1957.
-

А. В. ЕФРЕМОВ, В. Л. ИВАНЕНКО

ВЛИЯНИЕ МЕЛКИХ ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ, ВЫНОСИМЫХ НА ПОЛЯ ОРОШЕНИЯ С ОРОСИТЕЛЬНОЙ ВОДОЙ, НА ПЛОДОРОДИЕ ПОЧВЫ

В послевоенные годы в республиках Средней Азии началось бурное строительство крупных водохранилищных плотин, водозаборных узлов и гидроэлектростанций, аккумулирующих огромные объемы твердого и жидкого стока рек.

Зона использования на орошение осветленной от наносов воды, забираемой непосредственно из подпертых бьефов водохранилищных плотин, все более расширяется. Поэтому перед исследователями встала задача тщательнее изучить вопрос о влиянии осветленной воды и мелких взвешенных наносов на урожайность сельскохозяйственных культур, плодородие почвы и техническое состояние оросительных каналов, а также определить новые средства борьбы с заилением оросительных каналов, имеющих водозаборы на таких реках, как Аму-Дарья и Сыр-Дарья и несущих большое количество мелких взвешенных наносов¹.

В литературе можно встретить скудные и очень противоречивые сведения о степени влияния осветленной воды на орошение. Они рассмотрены в нашей статье в связи с проектированием Тюя-Муюнской плотины и водохранилища на Аму-Дарье и необходимостью иметь определенное суждение по этому вопросу. В настоящее время существует два противоположных мнения об удобрительных свойствах мелких наносов Аму-Дарья, выносимых на поля орошения с оросительной водой.

Одна группа исследователей считает, что наносы надо использовать в качестве удобрений и выносить на поля как можно в большем количестве, как это делается в Египте (река Нил).

По мнению других авторов, амударьинские наносы как средство для удобрения не представляют ценности. Полностью осветленная в водохранилище вода освобождает ирригационные системы от трудоемких ежегодных работ по очистке от наносов. На базе комплексной механизации проведением агротехнических мероприятий и внесении органико-минеральных удобрений можно достичь высоких урожаев и в случае орошения почти полностью осветленной от наносов водой.

Наиболее подробно об этом сообщается в Трудах Института земледелия АН ТуркмССР. Так, А. Ф. Шелаев [9, 10] приводит примеры повышения урожаев при поливах осветленной водой в Мургабском и Тедженском оазисах ТуркмССР, полученной вследствие зарегулирова-

¹ Эффективным мероприятием в борьбе с заилением каналов служат ирригационные отстойники: головные и внутрисистемные, производящие частичное осветление потока.

ния рек Мургаб и Теджен; в совхозе «Пахтаарал» (Голодная степь) при заборе воды магистрального канала им. Кирова (питающегося из Фархадского водохранилища) в течение многих лет урожай хлопчатника составляли 30—35 ц/га.

Чтобы доказать правильность того или иного мнения, сопоставим данные химических анализов состава наносов рек Аму-Дарья и Нил (табл. 1—3).

Т а б л и ц а 1

Данные химического анализа состава наносов рек Аму-Дарья [11]
и Нила [12], %

Окислы	Аму-Дарья	Окислы	Нил
Кремнезем	54,0	Нерастворимые вещества и кремнезем	58,17
Окись калия	2,1	Калий	0,68
Окись натрия	1,6	Натрий	0,62
Известь	7,3	Известь	3,31
Окись магния	2,3	Магnezия	2,42
Фосфорная кислота	Следы 0,19	Окись марганца	0,09
		Окись железа и глинозема	24,75
		Серная кислота	0,20
		Фосфорная кислота	0,21
		Углекислота	1,55
		Органические вещества	8,0

Т а б л и ц а 2

Данные пофракционных валовых и химических анализов амударьинских наносов, выполненных комплексной экспедицией АН УзССР в 1951 г.
(11. VIII, пост Бассага), % на абсолютно сухую навеску

Размер фракции, мм	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	MnO	P ₂ O ₅	Al ₂ O ₃	CaO
0,10—0,05	61,60	3,60	0,43	0,05	0,12	10,80	9,30
0,05—0,01	55,46	3,89	0,54	0,05	0,15	9,17	10,60
<0,01	46,66	6,09	0,51	0,08	0,12	11,50	12,70

Размер фракции, мм	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	H ₂ O, t=105°	CO ₂	Потеря при прокалива- нии без H ₂ O	Σ
0,10—0,05	2,10	2,51	1,31	0	0	6,61	1,51	99,94
0,05—0,01	2,68	3,80	1,75	0	0,18	11,30	0,86	99,93
<0,01	3,87	2,81	1,73	0	0,06	14,00	0,65	99,78

Как видно из табл. 1, валовые составы наносов Аму-Дарья и Нила несколько сходны. Заметная разница наблюдается в содержании СаО, Na₂O и K₂O: в амударьинском иле этих элементов больше, чем в нильском. Фосфора в иле Нила содержится почти столько же, сколько и в иле Аму-Дарья.

Из работ А. Ф. Шелаева [10] известно, что такие исследователи, как В. В. Цинзерлинг [11], Н. Студенов, М. Н. Ермолаев [1], К. М. Степа-

нова и Н. И. Гриднев [8], давали завышенную оценку амударьинскому илу, т. е., сравнивая валовые анализы наносов Аму-Дарьи и Нила, они упустили одно важное обстоятельство — различное содержание органических веществ во взвешенных наносах указанных рек.

Т а б л и ц а 3

Содержание гумуса и валового азота P_2O_5 во фракциях наносов Аму-Дарьи, %

Размер фракции, мм	Гумус по Кюппу, %	Азот валовой по Кельдалю, %	P_2O_5 из 1%-ной угле- аммонийной вытяжки, мг
0,10—0,05	0,19	—	8,32
0,05—0,01	0,57	0,057	7,90
<0,01	0,60	0,054	11,22

Из табл. 3 следует, что содержание гумуса и валового азота во фракциях наносов Аму-Дарьи невелико, а имеющийся фосфор и другие полезные соли находятся в недоступных или слабодоступных для сельскохозяйственных растений формах соединения.

Т а б л и ц а 4

Механический состав взвешенных наносов, %

Размер фракции, мм	Данные по рекам	
	Аму-Дарья (ст. Чатлы, 1959 г.)	Нил
0,50—0,25	Песок 0,2	0,7
0,25—0,05	• 12,7	0,7
0,05—0,010	Пыль 31,2	9,0
0,01—0,005	• 15,6	19,2
0,005—0,001	Глина 29,0	11,4 (0,002 мм)
<0,001	Ил } 11,3	55,2 (<0,002 мм)
<0,0001	Коллоиды }	

В нильских наносах иловатых частиц диаметром $d < 0,002$ мм, а также органических веществ (гумуса 8%), азота и фосфорной кислоты содержится больше, чем в амударьинских.

Сравнивая примерные механические составы взвешенных наносов Аму-Дарьи и Нила (табл. 4), заключаем, что преобладающими фракциями в Аму-Дарье являются пыль и глина. На долю частиц диаметром менее 0,001 мм (относящихся к илу) приходится всего 11,3%. Отстаивание частиц в этой реке происходит довольно быстро (коллоидные фракции отсутствуют). Ил Нила отстаивается около двух месяцев, что объясняется наличием коллоидных частиц.

Не останавливаясь на описании происхождения нильского ила и образования органических веществ в нильской воде при прохождении Белого Нила через болота (древнее обмелевшее озеро), сотрудники Почвенного института [10] отмечают, что амударьинский ил относится к гидрослюдовому типу.

Гидрослюды обуславливают невысокую емкость поглощения почв и небольшое содержание связанной воды. От присутствия гидрофильных минералов зависит твердость корки и ширина трещин, что очень характерно для амударьинских отложений.

Опыты с барханым каракумским песком, проведенные Корсаков-Эгертом, Д. Д. Букиничем, В. Р. Ридигер в академии им. Тимирязева, показали, что вода с амударьинским илом на растения никакого действия не оказывает. Иловатая часть только изменяет физические свойства каракумского песка, т. е. увеличивает его поглотительную способность. Такие полезные для роста питательные элементы, как калий, фосфор и другие соли, ввиду их недоступности не могут быть использованы.

Несмотря на то, что вся дельтовая часть Аму-Дарьи сложена из наносов самой реки, причем мощные толщи почвогрунтов накапливались здесь тысячелетиями и на этих наносах сформировались современные почвы, претерпевшие длительный почвообразовательный процесс, для получения высоких урожаев в почву дельты Аму-Дарьи требуется внесение различных удобрений.

Таким образом, это как бы отрицает необходимость выноса взвешенных наносов Аму-Дарьи на поля орошения и привноса дополнительной порции ила к уже имеющимся большим его количествам. Однако многовековая практика земледелия показала, что пути превращения потенциального плодородия амударьинского ила в эффективное существуют. Например, старая дувальная выветренная земля применяется в качестве удобрения (на поверхности дувалов поселяется азотобактер, усваивающий свободный азот воздуха). Поэтому в настоящее время почвоведом ставится вопрос о проведении микробиологических исследований процесса превращения недоступных форм минеральных солей, содержащихся в иле, в формы более доступные. Почвоведы А. Н. Розанов [6, 7], В. А. Ковда [2, 3, 4] и другие считают, что речные наносы определяют генетические, агротехнические и мелиоративные особенности орошаемых почв. Отложение достаточно мощных толщ ирригационных наносов приводит к улучшению общего мелиоративного состояния орошаемых почв.

Так, А. Н. Розанов [7] пишет, что «для повышения почвенного плодородия ирригационные наносы целесообразно транспортировать на орошаемые поля и в тем больших количествах, чем неблагоприятнее почвенные условия орошаемого массива. Система орошения и техника полива должны строиться с учетом целесообразного распределения ирригационных наносов как взвешенных, так и влекомых».

В 1954 г. группой сотрудников Почвенного института Академии наук СССР, УзССР и Всесоюзного хлопкового Института (СоюзНИХИ) были сформулированы основные положения по повышению плодородия и мелиорации почв в орошаемых районах [3], указывающие на то, что в процессах почвообразования наряду с поливными водами большая роль принадлежит речным наносам.

В районах Средней Азии количество наносов в 1 м³ поливной воды достигает 5—7 кг, что за 50 лет орошения дает слой мощностью 10 см, за 100 лет — 20 см, мощность пахотного горизонта за 500 лет будет минимум 1 м. В действительности эти процессы могут проходить гораздо быстрее. Но управлять ими мы пока не умеем. Отсюда важнейшая задача почвоведов, работающих в области орошаемого земледелия, — разработать теорию управления процессами использования речных наносов для поддержания и создания высокого плодородия орошаемых почв.

Как известно, химический и минералогический составы взвешенных наносов исследованы слабо. Недостаточно изучен вопрос о плодородии речных наносов и в связи с этим не получило своего разрешения и спорное положение — нужно ли транспортировать взвешенные наносы на орошаемые поля.

Так, по данным В. А. Ковда и др. [3], при оросительной норме 10 000 м³/га с водой Аму-Дарьи ежегодно выносятся на поля более 36 т взвешенных наносов, которые содержат 600—1200 кг валового калия (K₂O), в том числе до 30 кг подвижного; около 50 кг валового фосфора (P₂O₅), в том числе 0,7 кг подвижного, более 4000 кг кальция, а также в большом количестве такие элементы, как марганец (MnO) и титан (TiO₂).

Кроме того, значительная часть питательных веществ растворена в воде. При той же оросительной норме вместе с поливной водой Аму-Дарьи один гектар земли получает ежегодно в растворимой форме до 60 кг калия, 8—10 кг фосфора, более 200 кг воднорастворимого гумуса и до 700 кг кальция.

На основании изложенного можно сделать вывод о потенциальных возможностях исследованных взвешенных наносов и высоких питательных свойствах Аму-Дарьи. Такого же мнения придерживается и В. М. Легостаев. В работе [5] он приводит примерно такие же данные о количестве питательных веществ, поступающих в почву с илом оросительной воды.

В работе [3] рассмотрены результаты вегетационных опытов А. А. Будаковой, проведенных на сероземной почве совхоза «Пахтаарал». В качестве удобрений использованы наносы Аму-Дарьи (размеры опытов не указаны).

В 1956 г. для оценки плодородия наносов Аму-Дарьи были повторно проведены эксперименты на Чимбайской опытной станции с внесением наносов в такыровидный серозем. Результаты опытов показали, что взвешенные наносы не являются инертным материалом, не ухудшают плодородия орошаемых почв, а улучшают условия роста растений.

ВЫВОДЫ

1. Амударьинские наносы представляют богатые потенциальные возможности для использования их в качестве минеральных удобрений, поскольку полезные для сельскохозяйственных растений химические элементы, входящие в состав этих наносов, находятся в труднодоступных для растений формах соединения. Вследствие этого в данное время при современном состоянии развития микробиологии и агротехники, урожайность хлопчатника на мелиоративно благополучных землях зависит не от числа вынесенных на поля орошения наносов, а от количества внесенных органо-минеральных удобрений.

2. Наносы Аму-Дарьи играют большую роль в многовековом почвообразовательном процессе, они способствуют проявлению мелиоративных особенностей орошаемых почв, их физико-механических свойств. К внесению наносов на поля необходимо подходить дифференцированно — в легких почвах требуется внесение ила, а в тяжелых — песчаной фракции и т. п.

3. Почвововедам, микробиологам, агрономам необходимо провести специальные исследования по вопросу большого использования наносов в качестве удобрений для повышения плодородия почв в орошаемых районах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ермолаев М. Н. Пропуск воды Аму-Дарьи в Мервский и Тедженский оазисы. М., 1958.
2. Ковда В. А. Повышение плодородия и мелиорация почв в орошаемых районах. «Почвоведение», 1954, № 7.

3. Ковда В. А., Захарина Г. В., Шелякина О. А. Значение ирригационных наносов р. Аму-Дарьи в плодородии орошаемых почв, «Почвоведение», 1959, № 4.
 4. Ковда В. А. Качество воды, плодородие орошаемых почв и солеустойчивость растений, М., АН СССР, 1961.
 5. Легостаев В. М. К вопросу о мелиоративных мероприятиях в зоне Каракумского канала и бассейна р. Мургаб, «Сельское хозяйство Туркменистана», 1959, № 1.
 6. Розанов А. Н. О некоторых особенностях культурно-ирригационных наносов, «Почвоведение», 1948, № 12.
 7. Розанов А. Н. Значение ирригационных наносов для генезиса плодородия и мелиорации орошаемых почв, «Почвоведение», 1959, № 2.
 8. Степанова К. М., Гриднев Н. И. Химический и минералогический состав взвешенных наносов рек Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи, «Изв. АН УзССР», № 3, 1954.
 9. Шелаев А. Ф. К вопросу плодородия Аму-Дарьинского ила, «Изв. АН УзССР», 1952, № 1.
 10. Шелаев А. Ф. Надо ли транспортировать речной ил Аму-Дарьи на орошаемые поля, Труды Института земледелия АН ТуркмССР, т. 1, 1957.
 11. Цинзерлинг В. В. Орошение на Аму-Дарье, Ташкент, УВХ Средней Азии 1927.
 12. Мемс Т. Развитие земледелия в Египте, «Журнал опытной агрономии», 1906, № 2.
-

А. А. АДЫЛОВ

ИССЛЕДОВАНИЕ ДВИЖЕНИЯ ПОДЗЕМНОГО ПОТОКА НА БОЛЬШИХ ТЕРРИТОРИЯХ НА ПРИМЕРЕ МЕЖДУРЕЧЬЯ АМУ-ДАРЬИ И СЫР-ДАРЬИ

Движение подземного потока на больших территориях зависит от многочисленных природных факторов и является, как правило, пространственной задачей гидромеханики.

Пространственность движения грунтовых вод обуславливается геологическими особенностями строения водоносного пласта (наклонностью или криволинейностью водоупоров, пространственным изменением коэффициента фильтрации грунта, гидравлической связью данного пласта горных пород с другими пластами и др.).

Исследуемый нами район среднего и нижнего течения междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи от Аральского моря до р. Зеравшан представляет собой обширные степные и полупустынные пространства, прекрасные пастбища для скота, а оазисные орошаемые площади в долине бассейна р. Зеравшан, в частности в Голодной степи, являются главными районами хлопководства в Средней Азии.

Однако отсутствие достаточных источников водоснабжения затрудняет освоение природных богатств, находящихся на этом большом регионе, мешает в должной мере использовать пастбищные и посевные площади, а также тормозит разрешение различных практических вопросов.

В результате широкого развития буровых работ в междуречье накоплен большой фактический материал по подземным водам всего мезозойского и кайнозойского разреза. Однако эти данные до сих пор не обобщены. Вместе с тем такого рода обобщения необходимы. Они позволяют выяснить общие условия водоносности пород, определить течение гидрогеологических процессов в артезианских бассейнах, а также найти пути использования подземных вод для питья, обводнения пастбищ и орошения сельскохозяйственных культур.

Геологические и гидрогеологические исследования, проводимые в связи с освоением недр Средней Азии, ставят вопрос о необходимости картирования ресурсов подземных вод, которое соответствовало бы уровню современных представлений о геологическом строении и гидрогеологических условиях этой территории. В настоящее время составлены геологические карты как по отдельным районам, так и по всей территории в целом. В связи с бурением глубоких скважин поступает много новых данных по гидрогеологии. В результате комплексных, геофизических и геологических исследований определены строение рельефа доюрского фундамента и основные его структуры. Создаются структурно-геологические карты Средней Азии и отдельных ее частей и карты релье-

фа доюрского фундамента. Все эти данные позволят в общих чертах на основании новейших физических методов определить количественные и качественные характеристики подземных вод исследуемого региона.

Как известно, движение подземных потоков в пористых средах зависит от многочисленных природных факторов: физико-географических, почвенно-геологических, инфильтрации, испарения, сложной формы водоупорных и депрессионных поверхностей, наличия переменных гидродинамических давлений на границах в области фильтрации и гидродинамической связи различных горизонтов грунтового потока, проходящего через слабопроницаемые пласты.

Рассмотренные факторы обуславливают сложные формы пространственного фильтрационного потока; изучение движения этого потока теоретическими методами представляет известные трудности. Наиболее эффективным методом исследования ресурсов подземных вод является экспериментальный метод электрогидродинамической аналогии (ЭГДА), получивший распространение благодаря трудам Н. Н. Павловского и его учеников и за последнее десятилетие прочно вошедший в практику лабораторного исследования. С помощью метода ЭГДА можно получить достаточно надежные карты гидроизогипс и гидроизопьез для рассматриваемого региона, при этом должны быть учтены средне-многолетние значения (нормы) осадков, стоков, испарений, а также взаимосвязи геологических пластов, неоднородные коэффициенты фильтрации горных пород в различных районах бассейна, сложная конфигурация водоупорной поверхности и поверхности питания глубоких напорных пластов, дренирующее влияние гидрографической сети на сток рассматриваемого региона.

По картам гидроизогипс и гидроизопьез можно определить пути улучшения методов прогнозирования стока и уровня режима грунтовых вод [2], наметить граничные условия для районов Голодной степи [1], а также вычислить площади подтопляемых и заболачиваемых земель при строительстве гидросооружений и разработке средств борьбы с подтоплением и заболачиванием (устройство защитных дренажных мероприятий). Таким образом, карты гидроизогипс и гидроизопьез позволят получить точные и экономически выгодные решения многих вопросов из области ирригации и мелиорации, нефтяной и газовой промышленности.

ПРИРОДНЫЕ УСЛОВИЯ ИССЛЕДУЕМОГО РЕГИОНА

Регион междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи занимает площадь в 500 тыс. км². Мощность его проницаемого слоя изменяется от 500 до 4000 м, в пределах Кызылкумского гребня — от 500 до 1000 м, в Бухаро-Хивинском тектоническом прогибе — до 2000—4000 м. Весь этот проницаемый покров к северу и востоку постепенно уменьшается до полного выклинивания в области предгорного шлейфа и по склонам горных отложений. Отложения, в которых формируются подземные воды, можно разбить на три укрупненных литолого-стратиграфических комплекса (рис. 1):

1) отложения четвертичного и верхнеэоценового возраста, представленные рыхлыми и слабосвязанными, недислоцированными галечниками, суглинками, супесями и песками;

2) палеоэоценового возраста, состоящие из глин и мергелей с отдельными пачками тонкозернистых песков и песчаников, которые являются региональным водоупором, разделяющим подземные воды верхнего и нижнего ярусов;

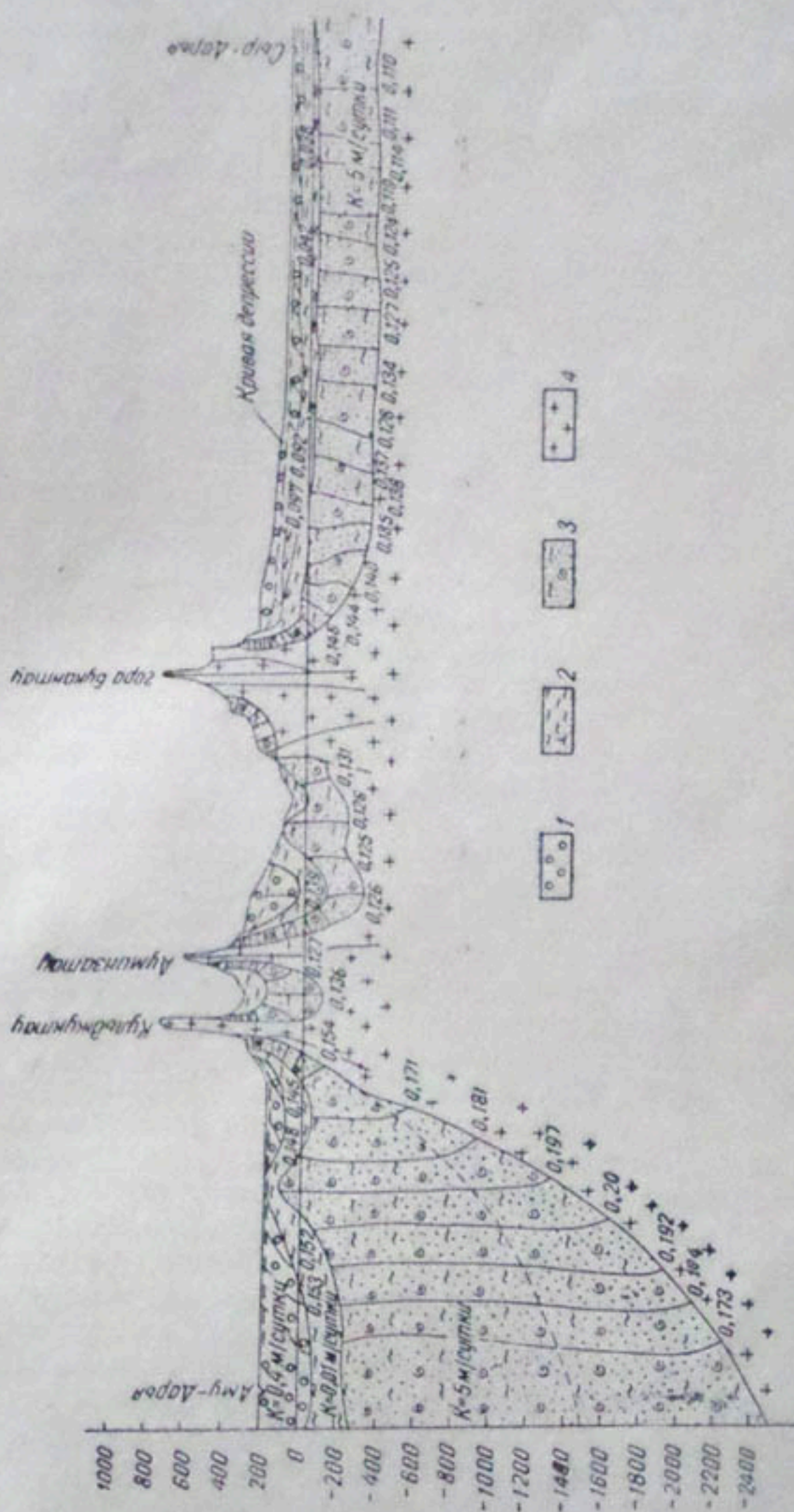


Рис. 1. Геологический разрез I—I. Отложения:

1—четвертичные и неогеновые (аллювиальные), эоловые, пролювиальные, представленные из суглинка, супеси и мелкозернистого песка; 2—третичные (палеоген: глины, мергели, сланцеватые, переслаивающиеся с песчаниками); 3—верхнемеловые (дальний: пески, песчанники, известняки, глины гидроморфные, ракушечники, гипсы и конгломераты; сантон—кампан—малстрихт: песчаный мергель с фосфоритами и пески); 4—верхнемеловые (турон: песчанники, известняки и глины гидроморфные; сенман: пески, известняки и конгломераты); 5—нижнемеловые (альб: песчанники и глины гидроморфные); верхний готерив—ант: песчанники и глины аморфные; Валажани—нижний готерив: песчанники и глины аморфные; 6—юрские (верхний: ангазиты, каменная соль и известняки); средний: глины аморфные и известняки; нижний: пески и каменные уголь; 7—палеозойские (граниты, гранодиориты и другие изверженные породы).

3) юрского и мелового возраста, представленные слабодислоцированными песками, песчаниками, глинами, конгломератами, алевролитами.

Условия формирования подземных вод в первом и третьем водоносном комплексе различны, по-видимому, ввиду неоднородности палеогеографических образований и осадконакоплений, а также областей питания.

Рассматриваемая территория с востока и юга окружена горами. В восточном и южном направлениях пологая равнина переходит в волнистую равнину, примыкающую к предгорьям, которые обычно представлены молассовыми скоплениями, образующими так называемые адыры. Сами предгорья сложены третичными и мезозойскими породами преимущественно глинисто-песчанистого и мергелистого характера.

Горные массивы, окаймляющие полукругом исследуемый район, сложены главным образом плотными толщами палеозоя, представленными известняками, песчаниками, кристаллическими сланцами и изверженными породами.

В структурном отношении изучаемый регион — область прогиба сложной мезозойско-кайнозойской осадочной толщи, несогласно залегающей на доюрском фундаменте, за исключением антиклинальных поднятий, где палеогеновые, а иногда и меловые отложения выходят на поверхность.

Формирование подземных вод, как известно, происходит в условиях аридного климата при средней температуре воздуха $15-17^{\circ}\text{C}$.

Климат данной территории носит резко выраженный континентальный пустынный характер. Количество осадков в равнинной части колеблется от 75 до 200 мм/год. Холодная зима сменяется продолжительным жарким летом, временами температура воздуха в тени превышает 40° . Отсюда понятно, почему величина относительной влажности в среднем годовом разрезе достигает 5—10%.

В предгорных частях климатические условия меняются: количество осадков составляет уже 400 мм/год и более, соответственно увеличивается относительная влажность воздуха.

В горных районах осадков выпадает до 600 мм/год. На высоких участках гор, покрытых вечными снегами, атмосферные осадки вследствие максимального выпадения в осенне-зимний и зимне-весенний периоды года, когда температура воздуха и испаряемость крайне низкие, играют существенную роль в питании подземных вод.

Горные районы являются областями, в которых формируются поверхностный и подземный стоки атмосферных осадков. Здесь берут начало подземные воды, текущие в сторону предгорных равнин до степных и пустынных частей междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи по нижнему ярусу. Только небольшая часть подземных вод горных массивов выходит на поверхность в виде родников, питающих реки в пределах гор и предгорий. Таким образом, подземные воды питаются в горных и предгорных областях исследуемого региона, в предгорьях дополнительное питание подземных потоков идет за счет вод речных и оросительных систем. В равнинной части подземные воды не пополняются, так как атмосферные осадки очень незначительны, а испаряемость достигает 2000 мм/год. Поэтому в питании грунтовых вод основную роль играют фильтрационные расходы Сыр-Дарьи, Чирчика, Ангrena, Келеса, Арыси, Аму-Дарьи, Зеравшана, ирригационных каналов, а также временных водотоков, спускающихся с гор.

ГРАНИЧНЫЕ УСЛОВИЯ ИССЛЕДУЕМОГО РЕГИОНА МЕЖДУРЕЧЬЯ АМУ-ДАРЬИ И СЫР-ДАРЬИ

Район междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи как в геологическом, так и гидрологическом отношении имеет сложные очертания.

Литологические разрезы по вертикали были расчленены на три зоны разной проницаемости (см. рис. 1). Первый и третий ярусы являются основным водоносным комплексом, а второй, состоящий из мощного слоя глины, — региональным водоупором, разделяющим подземные воды верхнего и нижнего яруса.

Т а б л и ц а 1

Номер слоя	Литологическая разность слоев в разрезе	K_s м/сутки	$\sigma_s = n \frac{K_{max}}{K_s}$
I	Отложения четвертичного и верхне-неогенового возраста, представленные рыхлыми и слабосвязанными, недислоцированными породами: галечниками, гравием суглинками, супесями и песками	20 0,4	1 50
II	Отложения палеогенового возраста сложены в основном глинами и мергелями с отдельными прослойками тонкозернистых песков и песчаников	0,001	20 000
III	Отложения юрского и мелового возраста состоят из слабодислоцированных песков, песчаников, глины, конгломератов, алевролитов	5	4

Области питания этих ярусов неодинаковы, в связи с этим в третьей модели, соответствующей нижнему водоносному ярусу, даны дополнительные граничные условия на площадях выхода мелового отложения в предгорной части на поверхности земли.

Ниже приводится краткое описание граничных условий для первой и третьей модели.

Граничные условия первой модели, состоящей из неогеново-четвертичных отложений, следующие: с северо-востока приведенный потенциал уровня воды Сыр-Дарьи на участке Фархадского водохранилища $U_r = 0,310$ до Аральского моря с потенциалом 0, притоки Сыр-Дарьи: Чирчик, Ангрен, Келес, Арысь и водосбросы (длиной больше 10 км).

С севера и северо-запада модель ограничивается Аральским морем, дальше по устью Аму-Дарьи до гидрометеорологического поста г. Чарджоу с потенциалом 0,154.

С запада и юго-запада от устья р. Зеравшана с потенциалом 0,142 до истока канала Туятартар с потенциалом 1,000, дальше вниз по течению до р. Санзар (потенциал 0,466) и вдоль Туркестанского хребта по гидроизогипсу 0,466 до Беговата.

Литологическая разность слоя в разрезе и коэффициенты фильтрации приведены в табл. 1.

МЕТОДИКА РАСЧЕТА И ИЗГОТОВЛЕНИЯ МОДЕЛИ РЕГИОНАЛЬНОЙ ОБЛАСТИ ФИЛЬТРАЦИИ

При изучении фильтрации в исследуемой области в первом приближении производили опыты на однородной модели без учета геологических факторов, в результате чего мы составили карту гидроизогипс фильтрационного потока.

Во втором приближении модель области фильтрации изготовляли с учетом криволинейной поверхности водоупора, а также четвертичных отложений до палеозоя (см. рис. 1).

Модель области междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи для второго приближения изготавливали по следующей методике.

1. Всю исследуемую область фильтрации по водопроницаемости грунтов и характеру граничных условий делили на несколько геологических отложений. Каждое геологическое отложение, в котором происходит фильтрация, состоит из слоев различных мощностей и коэффициентов фильтрации. При схематизации геологических профилей выделяли пласты, прослеживающиеся на больших площадях, а пласты (линзы), имеющие местный характер, объединяли с основными пластами.

2. Далее предполагалось, что в пределах каждого геологического отложения коэффициент фильтрации постоянный, причем для каждого отложения этот коэффициент приведен к однородному по проницаемости K_0 и в различных точках плана определен по формулам: для пласта из двух слоев —

$$K_0 = (K_2 - K_1) \left(\frac{T_1^2}{h^2} - 2 \frac{T_1}{h} \right) + K_2;$$

для пласта из n слоев —

$$\begin{aligned} K_0 = & \left[(K_n - K_1) \left(\frac{T_1^2}{h^2} - 2 \frac{T_1}{h} \right) + \dots + (K_n - K_{n-1}) \times \right. \\ & \times \left(\frac{T_{(n-1),r}^2}{h^2} - 2 \frac{T_{(n-1),r}}{h} \right) + 2(K_n - K_2) \frac{T_1}{h} \cdot \frac{T_2}{h} + \dots + \\ & + 2(K_n - K_{n-1}) \cdot \frac{T_1}{h} \cdot \frac{T_{(n-1),r}}{h} + \dots + 2(K_n - K_{n-1}) \times \\ & \left. \times \frac{T_{(n-2),r}}{h} \cdot \frac{T_{(n-1),r}}{h} + K_n \right]. \end{aligned} \quad (1)$$

3. Между контактными слоями геологических отложений, разделяющих грунты с различными коэффициентами фильтрации K_0 , сохраняется геометрическое подобие граница между средами с разными удельными сопротивлениями. При этом учитываются условия

$$\rho_1 K_{01} = \rho_2 K_{02} = \rho_3 K_{03} = \dots = \rho_n K_{0n} = \text{const}; \quad (2)$$

здесь $\rho_1, \rho_2, \dots, \rho_n$ — удельные сопротивления электропроводного материала;

$K_{01}, K_{02}, \dots, K_{0n}$ — приведенные коэффициенты фильтрации различных слоев.

Расчет количества листов электропроводной бумаги для каждого геологического отложения производили на основании изолиний равных мощностей по формуле

$$n = \frac{T}{\delta \cdot \lambda_l}, \quad (3)$$

где T — мощность геологического отложения;

δ — толщина электропроводной бумаги;

λ_l — величина, обратная масштабу модели.

4. Изготавливали отдельно пласты региона междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи от четвертичного отложения до палеозоя, после чего соединяли их между собой в одну модель. При этом между пластами устанавливалась электрическая связь по методике, изложенной в работе [5].

Для расчета и изготовления отдельных слоев модели использовали палеографические карты (геологические карты отдельных пластов грунта) с нанесенными системами изолиний подошвы и мощностей пласта.

Построение изолиний подошвы и мощностей пласта осуществляли по известному способу: рассматриваемую область покрывали сетками; причем величина ячеек сетки может быть различной, что объясняется изменением коэффициента фильтрации в плане принятой точности исследований.

Далее все горные породы от четвертичного отложения до палеозоя пересчитывали по формуле (2) на электропроводный материал с соблюдением условия подобия и физического соответствия.

Удельные сопротивления ρ_s электропроводного материала, соответствующие коэффициенту фильтрации слоев грунта, определяли при $n = 1$ по формуле

$$\rho_s = n \frac{K_{\max}}{K_s}. \quad (4)$$

Для всей толщи исследуемого региона приведенный коэффициент фильтрации изменялся от $K_{\min} = 0,001$ до $K_{\max} = 20$ м/сутки. Такой диапазон колебания коэффициентов фильтрации грунта позволяет использовать в качестве электропроводного материала электронный проводник — сажевую бумагу.

Считая коэффициент фильтрации $K_{\max} = 20$ м/сутки равным удельному сопротивлению электропроводного материала $\rho_1 = 1,8$ и $\rho_{1a} = 90$ ом/см, для остальных двух коэффициентов фильтрации можно определить:

$$\rho_2 = 36\,000 \text{ и } \rho_3 = 7,2 \text{ ом/см.}$$

Если принять среднюю толщину электропроводной бумаги равной $\delta = 0,007$ см, то будем иметь $\left(\frac{\rho}{\delta}\right)_1 = 260$ ом;

$$\left(\frac{\rho}{\delta}\right)_{1a} = 12\,900 \text{ ом; } \left(\frac{\rho}{\delta}\right)_2 = 5\,150\,000 \text{ ом} = 5,15 \text{ мг/ом;}$$

$$\left(\frac{\rho}{\delta}\right)_3 = 1030 \text{ ом.}$$

Для каждой зоны электропроводную бумагу вырезали по форме изолиний мощностей. Количество листов подсчитывали по уравнению (3). Для первой пачки модели, соответствующей неогено-четвертичным отложениям, количество листов составляет 2—5 шт., для следующих пачек палеогенового и мелового возраста — 2—6 и 2—16 соответственно. Затем листы склеивали между собой электропроводным клеем.

Изготовленные для каждой зоны пачки монтировали в одну модель. Полученные на такой модели результаты исследования должны быть близкими к натуре.

На изготовленную модель накладывали гидрографические сети исследуемого региона междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи (табл. 2).

Реки и каналы моделировали тонкой спиралевидной нихромовой проволокой ($r = 100 \text{ ом/м}$).

Основными реками исследуемого региона являются Аму-Дарья, Сыр-Дарья и ее притоки: Чирчик, Ангрен, Келес, Арысь и Зеравшан.

Таблица 2

Значения приведенных потенциалов U_r моделируемых рек равнинной части исследуемой области

Реки и гидрометпосты	Приведенный потенциал U_r
Сыр-Дарья, г/п 138	0,28
Сыр-Дарья, г/п 139	0,25
Сыр-Дарья, г/п 143	0,16
Аральское море	0
Аму-Дарья, г/п Нукус 15	0,0243
Аму-Дарья, г/п Турткуль 12	0,0564
Аму-Дарья, г/п Чарджоу 1	0,154
Зеравшан, устье	0,142
Зеравшан в истоке каналов Туятартар	1,0
р. Санзар, г. Джизак	0,466
Гидроизогипс	0,466
р. Ангрен	0,64
р. Ангрен, устье	0,238
р. Чирчик	0,64
р. Чирчик, устье	0,234
р. Келес	0,64
р. Келес, устье	0,23
р. Арысь	0,64
р. Арысь, устье	0,167
Каракатинская котловина	0,054
Минбулакская котловина	0,0
Арнасойские понижения	0,18
Аякагитминская котловина	0,11
Гидроизогипс—выход меловых отложений в предгорьях Алатау на поверхность земли	0,64
Предгорья Султан-Уиз-Даг	0,082
• Кульджуктау	0,148
• Ауминзатау	0,130
• Туркестанского хребта	0,581
Гидроизогипс	0,171
Гидроизопьез	0,207

Для каждого бассейна определяли календарный год, имеющий средний расход, равный или близкий по водности среднему гидрологическому году. Потом определяли площадь водосбора, входящую в рассматриваемую территорию.

После соответствующего расчета установили, что наибольшие проценты площади водосбора (57,3%) приходятся на 1956 г. При этом мы составили графики для каждого бассейна в отдельности $Q = f(F)$. Отклонение среднегодового расхода в 1956 г. по отношению к гидрологическому году составляет 5—6,7%.

По данным гидрологических ежегодников, за 1956 г. выписали абсолютные отметки среднегодового уровня воды по гидрометпостам, затем отметки пересчитали на приведенные потенциалы.

Приведенные потенциалы U_r , моделирующие горизонты воды в гидрографических сетях, определяли по формуле [3]:

$$U_r = \frac{h - h_2}{h_1 - h_2}; \quad (5)$$

здесь h_1 и h_2 — напоры, соответствующие максимальному и минимальному горизонтам воды в рассматриваемой области фильтрации;

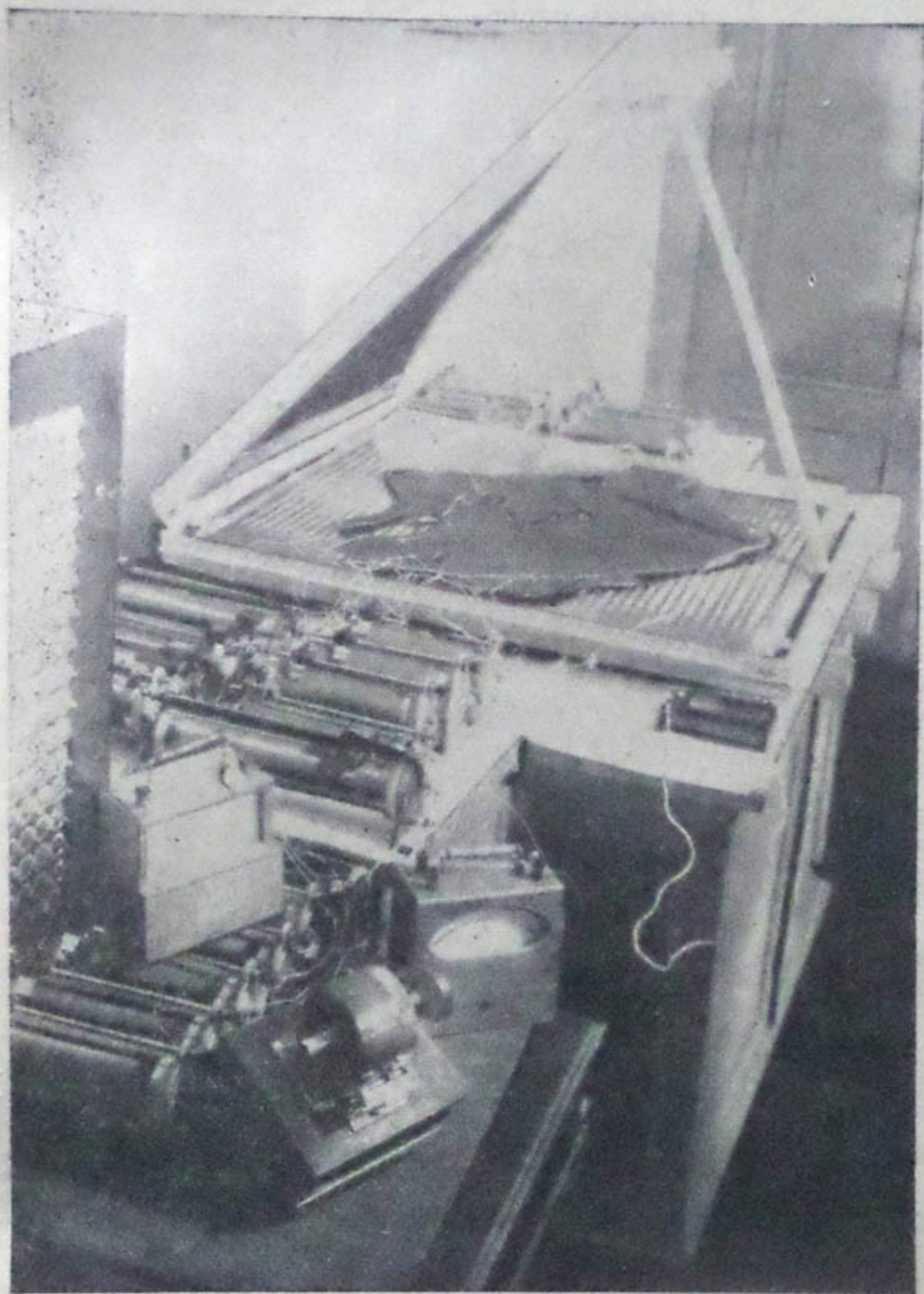


Рис. 2. Общий вид модели исследуемого региона.

h — напор, соответствующий рассматриваемой эквипотенциальной линии U_r .

Полученные электрические потенциалы в стоках, устьях и гидрометеорологических постах приведены в табл. 2. На модели электри-

ческие потенциалы задавались при помощи проволочных реостатов. Общий вид модели исследуемого региона междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи и специальная установка показаны на рис. 2.

ТЕХНИКА ПРОВЕДЕНИЯ ОПЫТОВ И РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Изготовленную модель закладывают в специальную установку (см. рис. 2), предложенную Н. И. Дружининым, состоящую из верхних и нижних подвижных плоскостей и двух резиновых подушек,



Рис. 3. Карта гидроизогипс грунтовых вод неогеночетвертичных отложений для среднесноголетнего по водности года в районе междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи, построенная методом ЭГДА:

1, 2—границы постоянного и переменного приведенного потенциала $U_r = \text{const}$ ($h = \text{const}$) и $U_r = \text{Var}$ ($h = \text{Var}$) соответственно; 3—створ задания промежуточного значения приведенного потенциала U_r , отвечающего h ; 4—участок задания постоянного значения приведенного потенциала $U_r = \text{const}$, отвечающего напору; 5—эпюра значений приведенного потенциала $U_r = \text{Var}$; 6—электроизмеритель и полученное значение приведенного электрического потенциала U_r ; 7—гидроизогипсы грунтового потока с приведенным потенциалом на средний многолетний год; 8—основное направление движения подземных вод.

которые обеспечивают надежный электрический контакт на площади соприкосновения электропроводных листов модели с контактно-измерительным устройством, заложенным между ними. Далее модель подключают к электрической сети и устанавливают потенциалы на шинах, моделирующих реки, каналы, море, гидроизогипсы и пр. Принятая электрическая схема установки ЭГДА для междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи представлена на рис. 3.

Запись опытных данных производят на восковку, где показаны граничные условия и расположение электропъезометров (таких восковок должно быть подготовлено столько, сколько выделено планшетов).

После этого определяют величину напоров или электрических потенциалов при помощи контактно-измерительного устройства, состоящего из двух листов органического стекла с вмонтированными в них 12 000 электрическими контактами, служащими для передачи тока от нижней зоны к верхней; 2068 контактов являются электроизмерительными, выведенными на правую и левую стороны реестра этого устройства.

При наложении контактно-измерительного устройства на модель изучаемого региона из 2068 электроизмерительных контактов около 1000 оказались внутри контура модели.

Вначале контактно-измерительное устройство положили поверх модели для определения положения уровня грунтовых вод в неогено-четвертичных отложениях, затем устройство последовательно закладывали для измерения пьезометрических уровней подземных вод между зонами различной проницаемости:

а) подошвой неогено-четвертичных отложений и кровлей палеогена;
б) подошвой палеогеновых отложений и кровлей меловых отложений;

в) подошвой мелово-юрских отложений и кровлей палеозоя, которая была принята за условный водоупор.

На шинах модели назначали граничные условия в соответствующих потенциалах, производили замеры промежуточных потенциалов U_r , значения которых, снятые с контактно-измерительного устройства, пересчитывали на глубину потока [4] следующим образом:

$$H = (h_1 - h_2) h_r + h_2, \quad (6)$$

где h_1 и h_2 — напоры над плоскостью сравнения, соответствующих максимальному и минимальному горизонтам воды в рассматриваемой точке области фильтрации;

H — глубина потока;

h_r — величина напора, равная приведенному потенциалу U_r в рассматриваемой точке.

Основываясь на данных первых опытов, по вычисленным глубинам строили карту гидроизогипс (см. рис. 3), по данным следующих трех экспериментов — карты гидроизопьез.

Таким образом, для исследуемого региона междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи мы составили четыре карты.

Полученные на модели депрессионные и пьезометрические поверхности сравнивали с уровнями безнапорных и напорных вод по многочисленным скважинам, пробуренным на воду и нефть Узбекским гидрогеологическим трестом и трестом Узбекнефтегазразведки. Результаты были удовлетворительными, расхождения между экспериментальными и натуральными данными доходили до 1—20%.

С помощью указанных карт мы построили линии равных пьезометрических напоров по 15 вертикальным сечениям с учетом потока напорных и безнапорных вод. Один из вертикальных разрезов, показанный на рис. 1, проходит от гидрометеорологического поста г. Чарджоу на Аму-Дарье по Кызылкумам до Аральского моря.

Имея семейство линий равных приведенных напоров исследуемого региона в вертикальных и горизонтальных плоскостях и ортогональные

им семейства линий токов, можно легко определить по ним характеристики пространственного фильтрационного потока (максимальные градиенты, скорости фильтрации, пьезометрические и гидродинамические давления в любой точке потока и т. д.).

На основании полученных экспериментальных данных сделаем следующие выводы.

1. Полученные карты гидроизогипс и гидроизопьез позволяют правильно наметить граничные условия подземных вод такого сложного гидрогеологического района, как Голодная степь, а также всех артезианских бассейнов междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи.

2. Бассейны Сыр-Дарьи от г. Беговата до Аральского моря можно разбить на два участка: участок дренирования и выклинивания. К первому относится участок от Беговата до кишлака Чардара, ко второму — от Чардары до Аральского моря.

3. Основным источником питания глубоких водоносных горизонтов являются инфильтрационные воды атмосферных осадков и временных водотоков предгорных и горных районов. Подземные воды направлены главным образом с юго-востока на северо-запад. Разгрузка их происходит из водоносного горизонта (см. рис. 1) путем постепенного векового перемещения напорных вод вверх через относительно водоупорные кровли.

ЛИТЕРАТУРА

1. Адылов А. А. Определение естественных ресурсов подземных вод Голодной степи методом ЭГДА, «Изв. ВНИИГ», 1962, т. 70.
2. Адылов А. А. Определение подпора грунтовых вод в районе Чардаринского водохранилища при помощи метода ЭГДА, Сборник докладов по гидротехнике, Четвертая научно-техническая конференция молодых ученых работников ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, М.—Л., Госэнергоиздат, 1962.
3. Аравин В. И. и Нумеров С. Н. Теория движения жидкостей и газа в недеформируемой пористой среде, М., Гостехиздат, 1963.
4. Аравин В. И. Способ исследования плановой фильтрации при криволинейной поверхности водоупора, «Изв. ВНИИГ», 1958, т. 61.
5. Дружинин М. И. Новая установка ЭГДА для решения на тонкослоистых электропроводных материалах пространственных задач теории фильтрации при неоднородных грунтах, Водоснабжение и канализация, Доклады XIX научной конференции, Л., 1961.

Л. Н. ШАМРАЙ

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОГО ЭКРАНА ИЗ БЕНТОНИТОВОЙ СМЕСИ

Первый производственный опыт строительства оросительного канала с погребенным экраном из смеси бентонитовой глины и песка был выполнен в 1960—1961 г. на территории одного из колхозов Ташкентской области, юго-восточнее Пскента.

Все строительные работы проводились Ташкентским ОблУОС, техническое руководство осуществлялось сотрудниками института «Средазгипроводхлопок».

Для устройства экрана применяли бентонитовую глину Огланлинского месторождения Туркменской ССР (ст. Джебел).

ХАРАКТЕРИСТИКА УЧАСТКА

Опытный канал расположен вблизи Ташкентского канала на участке между пикетами 552 и 570.

Поверхность участка довольно ровная с общим уклоном около 0,004 на юго-запад.

В геоморфологическом отношении участок размещается на второй террасе р. Геджиген, представляющей собой мощный слой галечников, сверху местами прикрытых суглинками или супесями. Мощность галечников превышает 7 м. Галечники слабо уплотненные, часто пересыпанные супесью, кое-где с прослойками песка. По данным П. Н. Подкопаева («Проектное задание реконструкции и развития орошения по Ташкентскому каналу на базе Тюя-Бугузского водохранилища в Ташкентской области», Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1959), коэффициенты фильтрации этих галечников колеблются в пределах 50—180 м/сутки.

Данные гранулометрического состава галечников, отобранных в качестве образцов с трассы канала, представлены в таблице.

Покровные суглинки по мощности незначительны и расположены выше горизонта воды в канале, поэтому останавливаться на их подробных характеристиках нет необходимости.

В гидрогеологическом отношении участок характеризуется глубоким залеганием грунтовых вод. Судя по имеющимся карьерам, залегание их превышает 7 м от поверхности земли.

Протяженность опытного канала 1600 м.

Водозабор в канал осуществляется головным трубчатым регулятором из отвода Ташкентского канала. Из опытного канала вода подается в ороситель колхоза им. III Интернационала.

Максимальная пропускная способность канала $Q = 0,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Уклон дна $I = 0,001$.

Гранулометрический состав галечников по трассе опытного канала, %

Место пробы, пк	Фракции, мм														
	>40	40—20	20—10	10—7	7—5	5—3	3—2	2—1	1— 0,5	0,5— 0,25	0,25— 0,10	0,10— 0,05	0,05— 0,01	0,001— 0,005	<0,005
6+00	24,4	29,4	14,6	3,0	1,5	1,5	0,8	0,9	3,5	8,6	2,1	2,5	2,0	3,3	1,9
7+00	32,0	18,7	17,3	5,0	3,1	3,7	2,3	2,2	6,2	5,2	2,3	1,1	0,4	0,1	0,4
8+50	20,0	21,1	16,3	4,1	2,7	2,5	1,4	1,3	6,8	14,0	6,4	1,8	0,6	0,5	0,5
9+00	15,7	29,8	22,4	5,6	3,5	3,5	1,7	1,5	5,6	6,5	2,0	0,8	0,6	0,5	0,3
9+50	22,7	30,2	17,6	3,5	1,9	1,9	0,1	0,1	4,9	8,8	3,3	1,4	1,6	1,4	0,6
11+00	25,9	30,6	14,0	4,2	2,5	2,4	1,3	1,1	4,1	7,5	1,9	1,6	0,6	1,0	1,3
12+00	43,4	8,1	9,6	2,3	1,9	2,2	1,0	0,9	3,4	9,0	2,3	2,9	3,5	5,1	4,4
13+00	23,5	22,0	19,0	5,2	2,6	2,5	1,0	0,7	3,2	6,7	3,6	5,1	2,1	1,4	1,4
14+00	23,9	26,5	13,2	3,2	1,6	1,8	1,0	0,9	4,8	15,4	3,0	1,9	0,7	0,8	1,3
15+00	19,7	36,5	17,5	4,9	2,6	2,2	1,5	1,2	5,8	5,8	0,7	0,6	0,3	0,3	0,4

Испытания экрана из бентонитовой смеси проводили на участке длиной 800 м (с пк 4 + 00 по пк 12 + 00). В качестве контрольного не покрытого экраном, взяли участок в 400 м (с пк 12 + 00 по пк 16 + 00). Эти участки ограничены водосливами.

ПОРЯДОК ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

Приводим последовательность работ по устройству канала с экраном из смеси песка и бентонитовой глины:

- 1) разработка грунта экскаватором;
- 2) планировка откосов и дна канала;
- 3) устройство головного водозаборного сооружения и установка водосливов;
- 4) заготовка песка для смеси;
- 5) приготовление бентонитовой смеси в бетономешалке;
- 6) подвозка бентонитовой смеси автосамосвалами к месту производства работ на канале;
- 7) укладка бентонитовой смеси на дно и откосы канала;
- 8) разравнивание смеси в ложе канала слоем 8—10 см;
- 9) покрытие бентонитового экрана пригрузочным защитным слоем из местного грунта.

Бентонитовая смесь, использованная для устройства антифильтрационного экрана, состояла из 10 весовых частей песка и 1 части молотой бентонитовой глины. Песок привозили с ближайшего карьера.

Ниже приведены данные гранулометрического состава песка, использованного для приготовления смеси:

Фракция, мм	Содержание, %	Фракция, мм	Содержание, %
>1,00	5,0	0,05—0,01	1,0
1,00—0,25	60,8	0,01—0,005	0,3
0,25—0,10	17,0	<0,005	0,7
0,10—0,05	15,2		

Основной состав песка здесь представлен фракцией 1,00—0,25 мм.

Бентонитовую размолотую глину доставляли с Ташкентского завода керамических изделий, так как существующие карьеры бентонитовых глин в Узбекистане (Азкамарский, Келесский) не имеют оборудования и механизмов для помола. Отметим, что крупность помола полученной с завода глины не совсем соответствовала нужным нормам.

Ранее проведенные лабораторные исследования показали, что величина крупности помола бентонитовой глины, применяемой в качестве добавки в смесях с сильнофильтрующими материалами, оказывает значительное влияние на фильтрационную способность смеси. Так, при крупности помола бентонита 1, 3, 5 мм коэффициент фильтрации будет 0,050, 0,28 и 1,38 м/сутки, при этом для песка до опыта он был 22,8 м/сутки при $\gamma = 1,40 \text{ г/см}^3$.

Из приведенного видно, что смесь с добавкой бентонитовой глины крупностью помола менее 1 мм фильтрует почти в 6 раз меньше, чем с крупностью помола 3 мм и в 28 раз меньше, чем с крупностью фракций до 5 мм.

Приводим данные о крупности полученной глины заводского помола:

Фракции, мм	5—3	3—2	2—1	1—0,5	0,5
Содержание, %	32,4	17,2	9,2	17,4	23,8

Как видно, 32,4% бентонитовой добавки в смеси составили фракции крупностью 3—5 мм. Содержание же наиболее эффективных фракций ($< 0,5 \text{ мм}$) равно 23,8%, что, безусловно, значительно снизило противofильтрационный эффект экрана.

Смесь, используемая для экрана, состояла из 9,1% бентонитовой глины и 90,9% песка. Такой состав определился фактическим наличием глины, так как большее ее количество получить не представлялось возможным.

По данным лабораторных исследований, соотношение 9,1%: 90,9% не является оптимальным для получения значительного антифильтрационного эффекта.

Наиболее выгодна смесь с 15%-ным содержанием бентонитовой добавки, так как с увеличением бентонитовой добавки фильтрация уменьшается мало, а стоимость экрана возрастает. Приводим коэффициенты фильтрации смесей (по данным лабораторных исследований института «Средазгипроводхлопок»), м/сутки при составе смеси:

Бентонит 5% песок 95%	Бентонит 10% песок 90%	Бентонит 15% песок 85%	Бентонит 20% песок 80%
1,35	0,05	0,0017	0,0014

Коэффициент фильтрации песка, используемого в смеси до опыта, $K = 20,8 \text{ м/сутки}$.

Бентонитовую смесь приготавливали в бетономешалке С-159. Загрузку бункера бетономешалки песком и бентонитовой глиной осуществляли с помощью специальных мерных ящиков. Сухую смесь перемешивали в течение 4—6 мин., что обеспечивало равномерное смешивание бентонита с песком. Из бетономешалки ее выгружали в автосамосвалы и доставляли к месту работ на канале.

Укладку смеси в экран производили вручную следующим образом. На дно и откосы канала по периметру укладывали опалубку, собранную из реек высотой 10 см, соответствующих толщине экрана. Пока на одном участке укладывали экран, на соседнем устанавливали опалубку. Уложенный экран из бентонитовой смеси покрывали (также вручную) защитным слоем толщиной 5—6 см из местного грунта.

ИССЛЕДОВАНИЯ ПОТЕРЬ НА ФИЛЬТРАЦИЮ ИЗ КАНАЛА

После проведения всех подготовительных работ до укладки экрана в канал постепенно нарастающим расходом пропускалась вода для замочки ложа канала и определения потерь на фильтрацию в естествен-

ном земляном русле. Относительная мутность воды, поступающей в канал, составляла 0,0876 г/л.

Наблюдения за проходящими по каналу расходами воды велись по рейкам на водосливах, установленных в начале и в конце участка как контрольного, так и подготовленного к укладке экрана (пк 4 + 00; ПК 12 + 00; ПК 16 + 00).

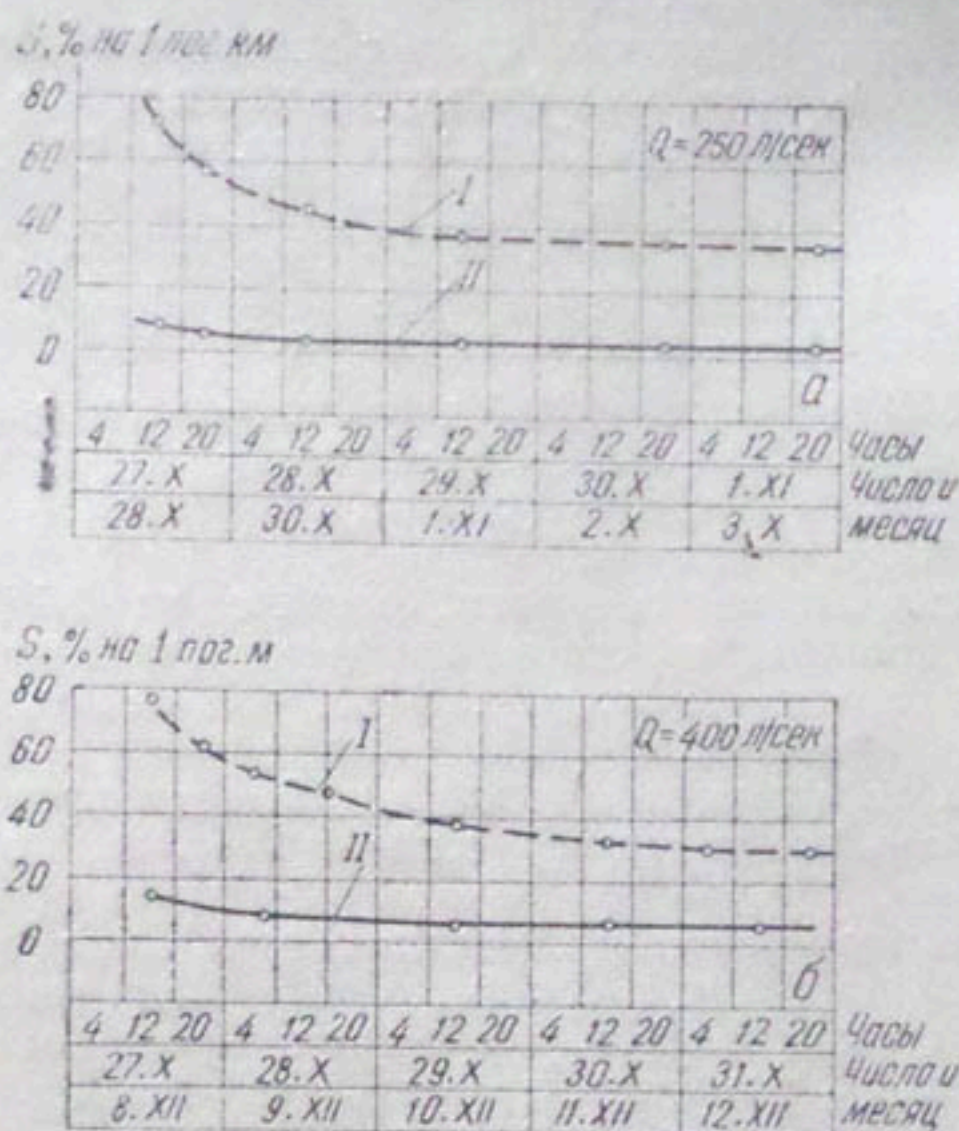


Рис. 1. График потерь воды на фильтрацию при расходе $Q = 250 \text{ л/сек}$ (а) и $Q = 400 \text{ л/сек}$ (б);

I — потери на участке до экранирования; II — потери на экранированном участке.

Результаты наблюдений за потерями на фильтрацию на участке, подготовленном к укладке экрана, представлены на рис. 1, из которого видно, что эти потери постепенно уменьшались и стабилизировались при значениях 34% на 1 км для $Q = 250 \text{ л/сек}$ и 30% на 1 км при 400 л/сек.

После укладки экрана из бентонитовой смеси и покрытия его пригрузочным защитным слоем были проведены наблюдения за потерями воды на фильтрацию из канала через экран.

На рис. 1 б представлены графики потерь воды на фильтрацию до укладки экрана на канале (кривая I) и через экран (кривая II) при расходе $Q = 400 \text{ л/сек}$. Потери воды в канале на фильтрацию до укладки экрана, постепенно снижаясь, стабилизировались при значении 30% на 1 км.

Период насыщения земляного ложа канала водой составил 92 часа. За это время величина потерь на фильтрацию на 1 км уменьшилась с 75 до 30%.

Установившиеся потери на фильтрацию в канале с экраном составили 5% на 1 км. Насыщение ложа канала водой и набухание бентонитовой глины произошло в этом случае за 48 час. Но даже первоначальные потери на фильтрацию на экранированном участке достигали только 13% на 1 км (против 75% на 1 км до экранирования).

После проведения второго цикла наблюдений, опорожнения и просушки канал был обследован. Осмотр показал, что русло канала с экраном имеет вполне удовлетворительное состояние. Затем в канал снова была пущена вода.

Наблюдения за потерями на фильтрации проводили в течение всего года, так как вода, проходящая по каналу, использовалась не только для орошения полей, но и для водоснабжения близрасположенных животноводческих ферм.

На рис. 2 показано изменение потерь на фильтрацию на участках с экраном и контрольном (не покрытом экраном) при расходах $Q = 250 \text{ л/сек}$ за время около года. Как видно из рисунка, на экранированном участке канала потери снижались до II декады мая и стабилизировались при значении 3,5% на 1 км. Эта величина потерь на фильтрацию осталась неизменной до конца работы канала (до ноября). Фильтрационные потери на контрольном участке за это время составили 32,6% на 1 км, т. е. в 10 раз больше, чем на экранированном.

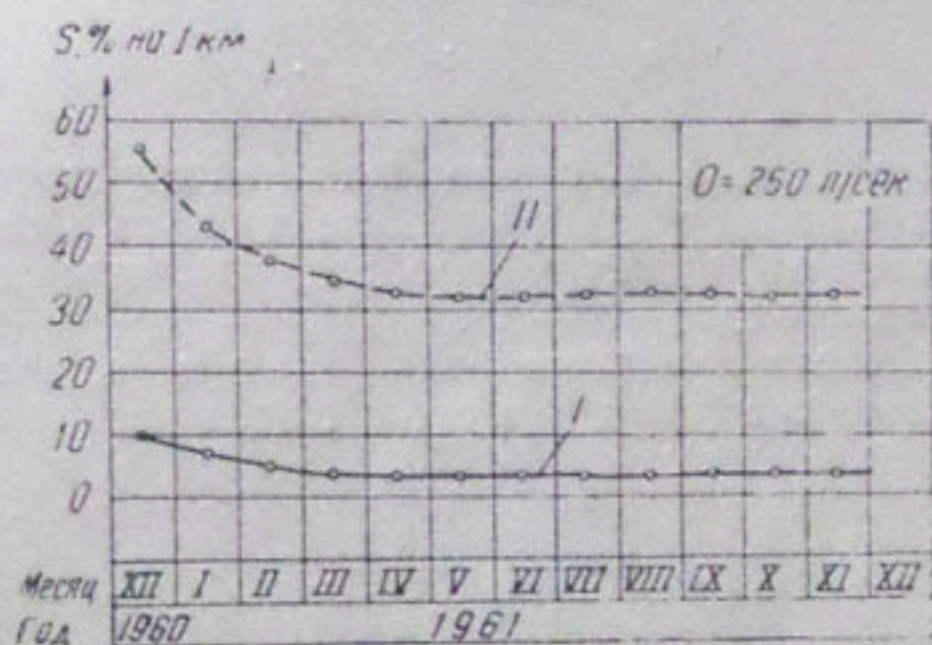


Рис. 2. Сравнительный график потерь воды на фильтрацию на экранированном (I) и контрольном (II) участках.

Уменьшение потерь на фильтрацию в результате экранирования подтверждается, если сравнить потери (при том же расходе $Q = 250 \text{ л/сек}$) в естественном русле (до укладки экрана), составившие 34% на 1 км (см. рис. 1а), с потерями на том же участке после укладки экрана — 3,5% на 1 км (см. рис. 2).

Полученные данные позволили определить коэффициент A в зависимости $\sigma = \frac{A}{Q^m}$, предложенной акад. А. Н. Костяковым для определения фильтрационных потерь воды из канала в соответствии с расходами и водопроницаемостью грунтов, в которой σ — потери на фильтрацию, % от головного расхода воды на 1 км длины; Q — расход воды в канале, $\text{м}^3/\text{сек}$; A — коэффициент, зависящий от свойств грунтов; m — показатель степени.

По данным САНИИРИ,

$$\sigma = \frac{A}{Q^{0.5}}, \text{ т. е. } A = \sigma \sqrt{Q}.$$

В естественном русле канала при $Q = 0,25 \text{ м}^3/\text{сек}$ потери на фильтрацию (σ) составили 34% на 1 км длины, при $Q = 0,40 \text{ м}^3/\text{сек}$ $\sigma = 30\%$ на 1 км длины. Следовательно,

$$A_1 = 34 \sqrt{0,25} = 17,0,$$

$$A_2 = 30 \sqrt{0,40} = 18,96,$$

т. е. потери на фильтрацию в каналах с гравелисто-песчаным грунтом составляют

$$\sigma = \frac{17,0}{\sqrt{Q}} + \frac{19,0}{\sqrt{Q}}.$$

В экранированном русле при расходах $Q = 0,25 \text{ м}^3/\text{сек}$ потери на фильтрацию (σ) составили 3,5% на 1 км длины. Значит, $A = 3,5 \sqrt{0,25} = 1,75$.

При расходах $Q = 0,40 \text{ м}^3/\text{сек}$, $\sigma = 5\%$ на 1 км длины имеем $A = 5 \sqrt{0,4} = 3,17$.

Таким образом, для каналов с экраном из смесей песка с добавками бентонита вышеуказанного механического состава формула акад. А. Н. Костюкова приобретает следующий вид:

$$\sigma = \frac{0,75}{Q^m} + \frac{3,17}{Q^m}.$$

Принимая во внимание, что рекомендуемая крупность помола бентонитовой глины, используемой в качестве добавки в смеси для экранов, — 1—3 мм, следует ожидать, что для экранированных каналов величина A составит около 0,3—0,5.

Итак, для подсчета потерь на фильтрацию на каналах с экраном из смеси песка и молотой бентонитовой глины (фракциями 1—3 мм) можно предложить формулу

$$\sigma = \frac{0,3}{Q^m} + \frac{0,5}{Q^m}.$$

ВЫВОДЫ

1. Применение бентонитовой глины в качестве противофильтрационного материала дает значительное снижение фильтрационных потерь из канала (в нашем случае — десятикратное).

2. Для увеличения эффективности антифильтрационных свойств экрана содержание бентонитовой глины в смеси рекомендуется доводить до 15—17% при толщине экрана не менее 10 см.

3. Пригрузочный (защитный) слой должен быть не менее 10 см.

4. Для широкого внедрения бентонитовых глин в качестве противофильтрационного материала на оросительных каналах необходимо механизировать процесс укладки экрана и защитного слоя.

5. Общие затраты по устройству экрана на канале протяженностью 800 м (включая укладку защитного слоя) составили 2950 руб. Стоимость 1 м² экранированной поверхности канала — 0,92 руб. (из них стоимость бентонитовой глины — 9 коп.).

А. В. ЕФРЕМОВ

ВЛИЯНИЕ ОСВЕТЛЕННОГО ПОТОКА НА ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ КАНАЛОВ¹

Вопрос о влиянии осветленной воды, поступающей в ирригационные каналы из подпертых бьефов водохранилищных плотин, водозаборных узлов, отстойников озерного типа, на техническое состояние ирригационных каналов в литературе освещен слабо.

В работах Московского института инженеров водного хозяйства им. В. Р. Вильямса [6—8], выполненных в 1951—1957 гг. по заданию Минводхоза ТаджССР, рассматривается влияние отстойника озерного типа на качество оросительной воды и мелиоративное состояние прилегающих к нему земель Вахшской долины.

Так, Г. Ю. Шейнкин отмечает, что осветленная вода ($\rho = 0,1 \div 0,3 \text{ кг/м}^3$) вызывает размыв каналов ниже отстойника, а также естественной кольматационной пленки, вследствие чего увеличиваются потери на фильтрацию в оросительной сети и ухудшается мелиоративное состояние земель. Пропуск воды через каналы мутностью $3\text{—}4 \text{ кг/м}^3$ и более вызывает интенсивное заиление средней и особенно мелкой внутрихозяйственной сети. При этом происходит заиление поливных борозд, ухудшается качество полива, особенно во второй половине вегетационного периода. До поля вода доходит с наносами концентрации $0,4\text{—}1,5 \text{ кг/м}^3$, в некоторых случаях — $3,3 \text{ кг/м}^3$.

Согласно данным наблюдений за изменением мутности в распределительном канале Ходжа-Кала, при мутности воды $1,5\text{—}1,7 \text{ кг/м}^3$ в канале не происходит ни размыва, ни заиления, т. е. канал находится в состоянии предельного насыщения наносами. В случае, если мутность в голове канала составляет $3,5 \text{ кг/м}^3$, происходит осаждение наносов, и при длине канала 37 км мутность воды на 18-м км становится равной $1,9 \text{ кг/м}^3$.

При пропуске осветленной воды мутностью $0,15 \text{ кг/м}^3$ канал размывается, о чем свидетельствует повышение почти в три раза (на этом же расстоянии) мутности воды ($\rho = 0,40 \text{ кг/м}^3$).

В зимнее время при уменьшении транзитного расхода переосветление воды в отстойниках озерного типа приводит к некоторому ухудшению ее качества (в солевом отношении). Так, минерализация осветленной воды, выходящей из Каралангского отстойника, в летние месяцы

¹ В данном сообщении получил дальнейшее развитие вопрос о влиянии мелких взвешенных наносов на плодородие почвы (см. статью в этом же сборнике «Влияние мелких взвешенных наносов, выносимых на поля орошения с оросительной водой, на плодородие почвы»), в связи с проектированием Тюя-Муюнского гидроузла на Аму-Дарье.

составляла по плотному остатку $0,5—1,2 \text{ кг/м}^3$, в осенне-зимний и весенний периоды доходила до $2,5—11,7 \text{ кг/м}^3$.

Чтобы охарактеризовать величину потерь воды на фильтрацию при пропуске осветленной и мутной воды, Г. Ю. Шейнкин приводит данные, показывающие, что при мутности $1,5—2,0 \text{ кг/м}^3$ потери воды на фильтрацию в оросительных каналах сокращаются примерно в два-три раза по сравнению с потерями при пропуске осветленной воды.

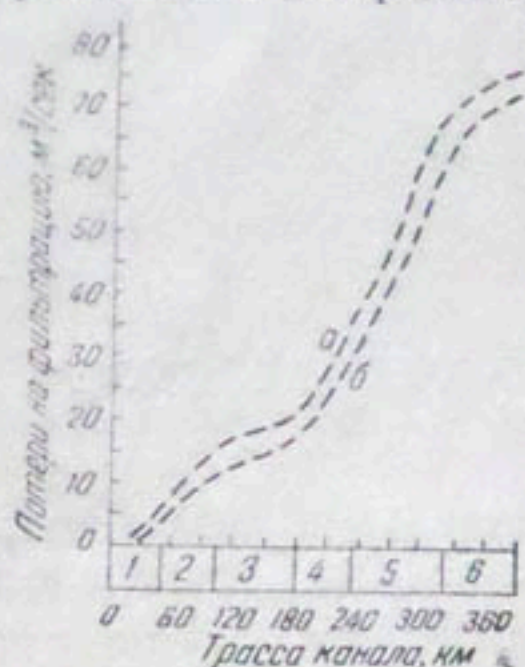


Рис. 1. Изменение фильтрационных потерь в зависимости от участка прохождения Каракумского канала.

1—участок приамударьинской полосы; 2—Келифские озера; 3—песчано-глинистая равнина; 4—зрелые озера; 5—пески; 6—Мургабская дельта. а—фактические; б—проектные потери.

способности канала. В период максимального развития водной растительности (июнь — август) коэффициент шероховатости русла почти в четыре раза превышает проектную величину и достигает значения 0,088. В зимний период (ноябрь — февраль), когда вегетация водной растительности прекращается, коэффициент шероховатости уменьшается до 0,03.

Разведение растительноядных рыб — белого амура и толстолобика, а также углубление канала (на 105—121-м км участка), сделанное в среднем на 2 м и доведенное до 5,5 м, в значительной мере уменьшает зарастание канала водной растительностью.

Потери воды на фильтрацию и общие потери оказались несколько большими, чем предусматривались проектом. При этом величина потерь на фильтрацию определяется степенью кольматации канала (рис. 1).

Из рис. 1 следует, что наибольшая величина фильтрационных потерь приходится на песчаный участок канала. Уменьшается она в зависимости от срока эксплуатации канала вследствие его кольматации продуктами размыва от переформирования русла.

Так, если сумма потерь в IV квартале 1958 г. составляла $74,8 \text{ м}^3/\text{сек}$ (100%), то в IV квартале 1959 г. они сократились на 18,50%, а в 1960 г. — на 29,4% [1, 2].

Фактические расходы воды в июле 1960 г. в голове канала составляли $162,7 \text{ м}^3/\text{сек}$; на 31, 105, 182, 265, 284 и 323-м км — 135, 111, 104; 87, 85 и $66 \text{ м}^3/\text{сек}$ соответственно.

В работе В. Э. Новикова и Ю. Г. Федосова [4] дается описание экспериментов по созданию (при помощи пульпы, подаваемой землесосом) кольматационного слоя толщиной 5—7 мм на дне и 1—2 мм на

откосах канала. Образование такого слоя способствует уменьшению коэффициента фильтрации до 0,4—0,8 м/сутки на откосах и до 0,09—0,2 м/сутки на дне канала.

По данным Средазгипроводхоза, мутная вода, поступающая из Аму-Дарьи в построенный в 1962 г. Амукаракульский канал (отстойник почти не работал), значительно сокращает фильтрацию из канала, наблюдающуюся в песках. Для уточнения этих данных Средазгипроводхозом проводятся дополнительные исследования.

Д. В. Радченко [5] считает, что при эксплуатации Атбашинской оросительной системы (Киргизия) потери воды из каналов резко возрастают, если вода осветлена. Он предлагает сохранить кольяматационный слой.

Из практики зарубежных исследователей известно, что осветленная вода в Калифорнии, в долине Империял, р. Колорадо приводит к зарастанию каналов, к размыву их головных и заилению нижележащих участков, уменьшению почти в 2—3 раза уклонов каналов и увеличению (в 2 раза) их глубин. Все это требует защиты существующих и строительства новых перепадов.

Для получения новых данных о влиянии осветленной воды на техническое состояние оросительных каналов в 1957—1958 гг. после пуска в действие Кайраккумского водохранилища и поступления в магистральные каналы Голодной степи осветленной воды мы провели обследование магистрального канала им. Кирова (КМК), его правой ветви, Баяутского магистрального канала (БМК) и его отводов. После пяти лет эксплуатации этих каналов в условиях осветленной воды в 1962 г. было проведено повторное обследование и установлено следующее.

1. В первый год эксплуатации голодностепских каналов при действии Кайраккумского водохранилища мутность воды в голове каналов им. Кирова и Баяутского в маловодный 1957 не превышала $\rho = 0,1 \text{ кг/м}^3$. Во второй год эксплуатации, многоводный 1958-й, мутность Сыр-Дарьи достигала $\rho = 0,27—0,63 \text{ кг/м}^3$, что подтверждает правильность ранее сделанного нами прогноза о влиянии воды Фархадского водохранилища на степень мутности и крупность наносов при водозаборе в каналы Голодной степи для земель нового орошения, т. е. некоторого вымыва отложений из заиленного Фархадского водохранилища.

2. С поступлением осветленной воды в каналы происходит их деформация — размыв головных участков и заиление концевых.

В результате размыва мутность потока увеличивается по длине канала, а крупность состава наносов вследствие их перераспределения уменьшается.

Так, в Баяутском магистральном канале в 1957 г. при заборе воды $Q = 31,4 \text{ м}^3/\text{сек}$, $v_{\text{ср}} = 0,66 \text{ м/сек}$ и длине канала 14,3 км мутность потока увеличивается от $0,073 \text{ кг/м}^3$ в голове канала до $0,249 \text{ кг/м}^3$ в концевой части, т. е. в 3,4 раза, а крупность уменьшается в 11 раз. На головном участке средняя гидравлическая крупность состава взвешенных наносов равна $1,61 \text{ мм/сек}$, на концевом участке — $0,15$ (рис. 2).

Мутность воды канала им. Кирова в период больших расходов воды ($Q = 200 \text{ м}^3/\text{сек}$, $v_{\text{ср}} = 0,6—1,0 \text{ м/сек}$) изменяется по длине канала неравномерно и составляет $0,050 \text{ кг/м}^3$ в голове канала и $0,50—0,60 \text{ кг/м}^3$ в его конце, т. е. увеличивается в 10—12 раз (рис. 3). Крупность состава взвешенных наносов к концу канала наоборот уменьшается приблизительно в четыре раза: если в головной части канала $\bar{w} = 1,96 \text{ мм/сек}$, то в конце канала $\bar{w} = 4,7$ (рис. 4).

При малых расходах воды ($Q = 30 \text{ м}^3/\text{сек}$) и малой скорости ($v = 0,15 - 0,3 \text{ м/сек}$) мутность и состав наносов по длине канала им. Кирова почти не изменяются ($\rho = 0,1 \text{ кг/м}^3$).

На головном участке Баяутского магистрального канала (в настоящее время расширенного и переименованного в Южно-Голодностепский канал) согласно замерам, произведенным в 1957 г. на гидропосту, который расположен на расстоянии 1 км от головного сооружения, размыв наблюдался по периметру канала величиной 0,2—0,3 м. Местные размывы за головным сооружением достигали 2,3 м. Наблюдался размыв откосов дамб магистрального канала.

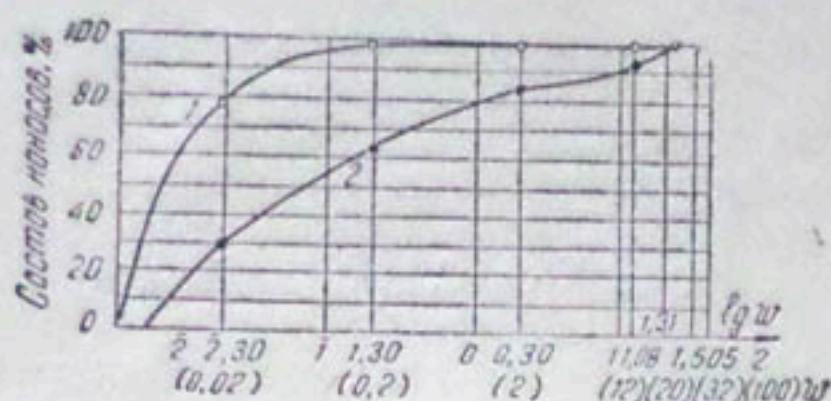


Рис. 2. Суммарные кривые состава взвешенных наносов по Баяутскому магистральному каналу, июнь 1957 г.:

1, 2—головной и концевой участки ($\bar{v} = 1,61$ и $0,15 \text{ м/сек}$ соответственно).

на им. Кирова, проходящего в галечниковом русле, а также в гидрометрическом створе, расположенном в 2 км от головного сооружения, произошло занесение дна галькой до 0,3—0,4 м (очевидно, результат местного размыва за головным сооружением); на 28-м км канала (по старому километражу) в суглинистом грунте наблюдался размыв дна до 0,5 м. Кроме того, на головном участке магистрального канала им. Кирова отмечался размыв и обрушение откосов, сложенных из более легкого грунта; в концевой части и его правой ветви происходило заиление дна на величину до 0,40 м. Наилучшие наблюдения были и на откосах в виде берм.

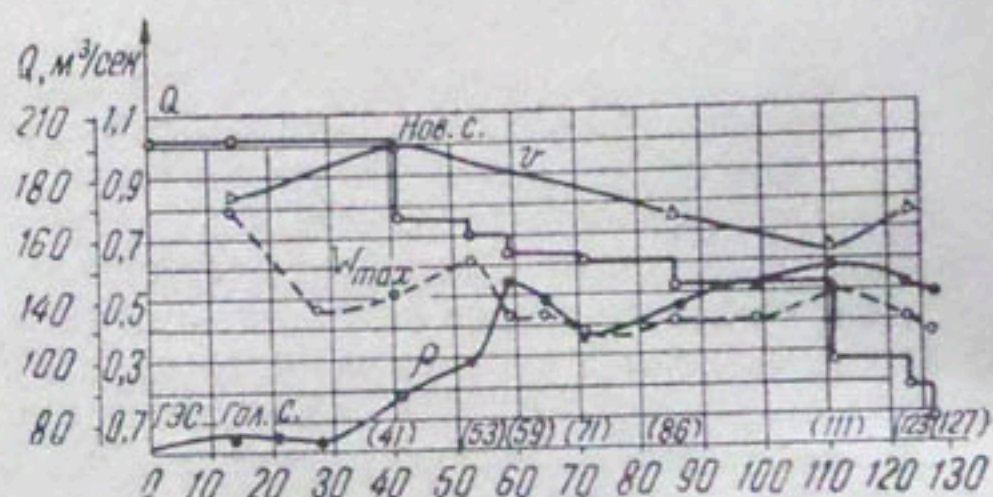


Рис. 3. Изменение расхода воды ($Q, \text{м}^3/\text{сек}$), мутности ($\rho, \text{кг/м}^3$), скорости потока ($v, \text{м/сек}$) и наибольшей гидравлической крупности взвешенных наносов ($w_{\text{max}}, \text{мм/сек}$), по длине канала им. Кирова, июль 1962 г.

3. Зарастанию подвергаются в основном малые каналы. Факторами, способствующими зарастанию каналов, являются прозрачность воды, которая определяется глубиной потока и величиной мутности, температура воды и скорость потока.

Например, левая ветвь Баяутского канала ($Q = 2 \text{ м}^3/\text{сек}$; $v = 0,18 \text{ м/сек}$; $\rho = 0,30 \text{ кг/м}^3$; $h_{\text{max}} = 1,72 \text{ м}$; $n = 0,037$) зарастает водорослями настолько, что его пропускная способность уменьшается более чем в два раза. Поэтому в течение всего оросительного периода дважды производится очистка от водорослей боронованием.

Для оценки зависимости коэффициента шероховатости от степени зарастания мы сопоставили результаты наблюдений осеннего периода, проведенных при малом заборе и низких горизонтах воды (ниже линии зарастания откосов), с данными наблюдений летнего периода, когда каналы имели высокий горизонт воды (выше линии зарастания откосов) (табл. 1).

Как видно из табл. 1, коэффициент шероховатости увеличивается в среднем до 33%. Если в каналах зарастают не только откосы, но и дно, шероховатости к концу вегетационного периода (к осени) равен $n=0,050-0,088$, т. е. увеличивается по сравнению с коэффициентом шероховатости в начальный (летний) период вегетации ($n=0,019-0,036$) приблизительно в 2,5 раза¹.

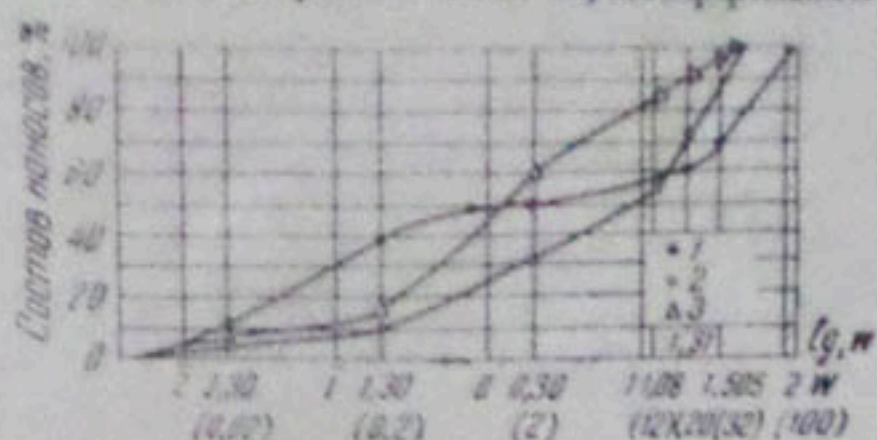


Рис. 4. Суммарные кривые состава взвешенных наносов по каналу им. Кирова, июль 1962 г. Средняя гидравлическая крупность на первом головном гидропосту (1), на 46-м (59) и 110-м км — равна 19,6; 11,2 и 4,7 м/сек. соответственно.

4. Обследование каналов Голодной степи, изучение данных по эксплуатации (очистке каналов) за периоды: до 1938 г., т. е. до строительства отстойника Султан-Хауз; с 1938 по 1945 г. — действие отстойника Султан-Хауз; с 1946 по 1956 г. и с 1957 г. — действие Фархадского и Кайраккумского водохранилищ соответственно показало, что:

Таблица 1

Изменение коэффициента шероховатости в зависимости от степени зарастания канала

Участок канала	Коэффициент шероховатости		$\frac{n_1}{n_2}$
	летом n_1	осенью n_2	
Правая ветвь КМК, головная часть	0,025	0,016	1,36
Правая ветвь, 20-й км	0,028	0,019	1,48
КМК, 86-й км	0,031	0,027	1,15
КМК, головная часть	0,025	0,023	1,09
Левая ветвь БМК, головная часть	0,037	0,028	1,32
Распределитель БМК, Р-3	0,041	0,026	1,57
Среднее	—	—	1,33

а) объем очистки ирригационной сети от наносов при действии отстойника Султан-Хауз по сравнению с 1937 г. сократился на 58,0—53,2% на 1 га орошаемой площади, а с вводом Кайраккумского водохранилища уменьшился на 69,2%; следовательно, осветление воды при водозаборе из водохранилища приводит не к полному сокращению объема очистки, а только к частичному;

б) в результате эксплуатации оросительной системы с подпорами горизонта воды, перегораживающими сооружениями наблюдается переосветление потока и зарастание мелкой распределительной сети независимо от количества поступающих наносов в голове магистрального канала, т. е. независимо от того, существует отстойник в голове магистрального канала или нет. Наносы, поступающие в магистральный канал (при отсутствии отстойника), оседают в местах подпоров, создаваемых перегораживающими сооружениями, что приводит к осветлению

¹ По данным Е. А. Леонова [3], коэффициент шероховатости на р. Исиде, русло которой зарастает, в течение сезона увеличивается от 0,040 до 0,210, т. е. в 5 раз, при этом существенно изменяются эпюры распределения скоростей (рис. 3, 6).

потока до мутности $\rho=0,5 \div 0,7 \text{ кг/м}^3$; при заборе же в магистральный канал осветленной воды из водохранилища вследствие размыва головных участков каналов происходит увеличение мутности до $\rho=0,5 \div 0,6 \text{ кг/м}^3$.

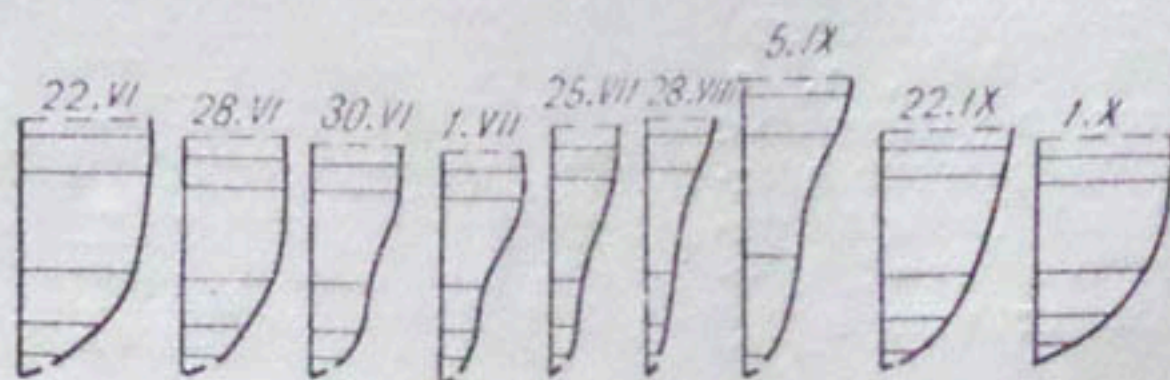


Рис. 5. Эпюры распределения скоростей на одной и той же вертикали посередине заросшего русла в отдельные моменты времени.

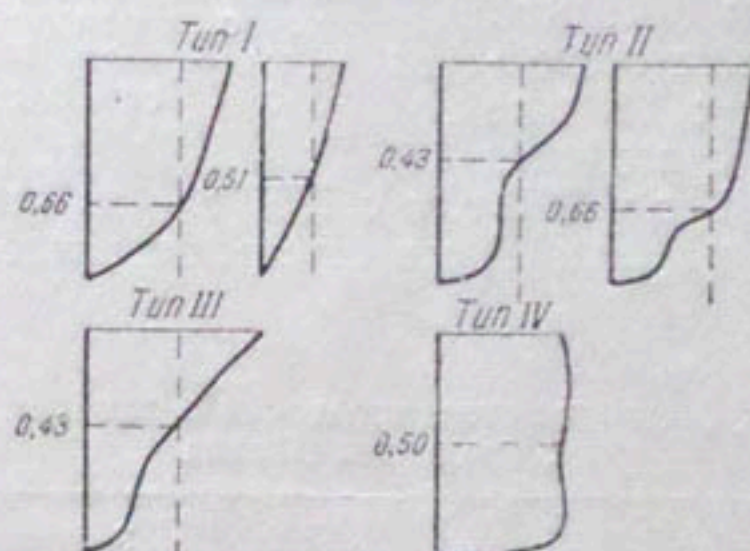


Рис. 6. Типы эпюр распределения скоростей течения по вертикали в заросшем русле.

Таблица 2

Изменение уклонов головных и концевых участков канала им. Кирова и его правой ветви с 1957 по 1962 г.

Канал	Время наблюдений	Расход воды, $\text{м}^3/\text{сек}$	Мутность потока, $\text{кг}/\text{м}^3$	Уклон водной поверхности	Умень-	Увели-
					шение	чение
					уклона, число раз	
Головные участки						
Им. Кирова	Июнь 1957 г.	145,3	0,08	0,00046	4,2	—
	Июль 1962 г.	203,1	0,05	0,00011		
Правая ветвь канала	Июнь 1957 г.	36,0	0,12	0,00018	1,8	—
	Июль 1962 г.	46,7	0,18	0,00010		
Концевые участки						
Им. Кирова, 123-й км	Июнь 1957 г.	17,6	0,29	0,000026	—	3,5
	Июль 1962 г.	36,5	0,52	0,000092		
Правая ветвь канала 33-й км	1957 г.	9,2	0,23	0,000218	—	1,3
	1962 г.	11,0	0,18	0,000285		

Следовательно, осветление потока в головных отстойниках магистрального канала, работающего с подпорами, следует определять по транспортирующей способности каналов с учетом его подпора. При строительстве новой сети лучше избегать устройства подпорных сооружений и обеспечивать командование горизонтами путем подбора профилей канала.

5. В результате обследования работы каналов Голодной степи в условиях осветленной воды в течение пяти лет отмечается уменьшение уклонов головных и увеличение уклонов концевых участков каналов (табл. 2).

Однако уменьшение уклона на головном участке канала им. Кирова объясняется не только понижением дна на этом участке вследствие размыва, но и влиянием некоторой величины подпора, создаваемого перегородаживающим сооружением и находящегося на 14 км ниже. Значительное же увеличение уклона на концевом участке канала им. Кирова происходит, очевидно, не только ввиду уменьшения зарастания, но и увеличения (почти в 2 раза) расхода воды на этом участке.

На основании изложенного выше можно сделать следующие выводы.

1. Осветленная вода вызывает размыв дна и откосов головных участков каналов, зарастание каналов растительностью и водорослями при малых скоростях потока, уменьшающих пропускную способность каналов; увеличивает потери воды на фильтрацию при смыве кольматирующей пленки.

2. Практика показывает, что устройство обводного канала позволяет смешивать до оптимальной концентрации осветленную воду с мутной.

Оптимальной величиной мутности, предохраняющей от зарастания, не вызывающей заиления каналов, а создающей кольматирующую пленку, является мутность 1,5—2 кг/м (состоящая из наносов мелких фракций $W \leq 0,2$ мм/сек).

Вероятно, эту концентрацию можно несколько уменьшить, если запроектировать каналы с учетом пропуска осветленной воды, т. е. придать им меньший уклон и большие глубины с тем, чтобы предотвратить их размыв (смыв кольматирующей пленки) и зарастание.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гринберг Л. М. Некоторые особенности эксплуатации Каракумского канала, «Гидротехника и мелиорация», 1962, № 7.
2. Гринберг Л. М. Каракумский канал, «Гидротехника и мелиорация», 1959, № 8.
3. Леонов Е. А. Некоторые характеристики зарастающего речного русла в связи с методикой учета стока воды, Труды ГГИ, Л., вып. 77, 1960.
4. Новиков В. А., Федосов Ю. Г. Кольматация каналов в условиях Каракумов, «Гидротехника и мелиорация», 1960, № 12.
5. Радченко Д. В. Атбашинская оросительная система, «Гидротехника и мелиорация», 1955, № 5.
6. Шейкин Г. Ю. Борьба с наносами в Южном Таджикистане, «Сельское хозяйство Таджикистана», 1957, № 9.
7. Шейкин Г. Ю., Малыгин В. В. Влияние отстойника Карлаи на качество оросительной воды и мелиоративное состояние прилегающих к нему земель, «Изв. АН ТаджССР», Отд. естеств. наук, вып. 3/30, 1959.
8. Шейкин Г. Ю. Эксплуатационные методы борьбы с наносами на оросительных системах с помощью отстойников озерного типа, Труды Института почвоведения, мелиорации и ирригации АН ТаджССР, т. XXVIII, 1957.

В. А. БАРОН

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ФИЛЬТРАЦИИ ИЗ КАНАЛОВ

УСТАНОВИВШАЯСЯ ФИЛЬТРАЦИЯ ИЗ КАНАЛОВ

§ 1. Фильтрация из канала при расхождении грунтовых вод на испарение и наличии хорошо проницаемого пласта на конечном расстоянии

Рассмотрим фильтрацию из канала, находящегося в мелкоземях, которые отделены от нижележащего хорошо проницаемого пласта небольшой слабо проницаемой прослойкой мощностью T_2 и с коэффициентом фильтрации k_2 . Такой литологический разрез характерен, например, для всей северо-восточной части Голодной степи, где покровные мелкоземы представлены лессовыми суглинками, отделенными от нижележащего гравелисто-песчаного водоносного горизонта 1–2-метровой прослойкой глин.

Определим фильтрационные потери из канала и его депрессионную кривую при условии, что с поверхности грунтовых вод происходит испарение, величина которого зависит от глубины залегания грунтовых вод.

Гидромеханическое решение этой задачи сводится к интегрированию уравнения баланса потока грунтовых вод, смысл которого заключается в том, что изменение потока грунтовых вод по его длине равно интенсивности испарения и оттоку (или притоку) в нижележащий хорошо проницаемый пласт (рис. 1):

$$-\frac{d}{dx} \left(-ky \frac{dy}{dx} \right) = q_0 \left(1 - \frac{H_0 - y}{\Delta_0} \right) - \frac{k_2}{T_2} (H - y), \quad (1.1)$$

где H — пьезометрический напор в хорошо проницаемом пласте.

Точное решение этого уравнения получается в виде эллиптического интеграла:

$$x = \frac{1}{2\sqrt{2}} \int \frac{dy}{\sqrt{\frac{2}{3} ay^4 + by^3 + c_1 y}} + c_2, \quad (1.2)$$

где c_1 и c_2 — произвольные постоянные, определяемые из граничных условий:

$$a = \frac{q_0}{k\Delta_0} + \frac{k_2}{T_2 k}, \quad b = \frac{q_0}{k} \frac{\Delta_0 - H_0}{\Delta_0} - \frac{k_2 H}{T_2 k}.$$

Использовать решение (1.2) для практических расчетов очень трудно, поэтому упростим уравнение (1.1), линеаризировав его. Будем считать, что мощность грунтового потока весьма значительна по сравнению с колебаниями его поверхности. При этих условиях можно

положить

$$\frac{d}{dx} \left(y \frac{dy}{dx} \right) \approx T \frac{d^2 y}{dx^2},$$

где T — средняя мощность потока грунтовых вод в пределах колебаний поверхности грунтовых вод;

k — коэффициент фильтрации водонасыщенной толщи грунта, через которую происходит фильтрация.

Осреднение T должно производиться с учетом времени и пространства. Для определения T можно воспользоваться формулой С. Ф. Аверьянова [2]

$$T = \frac{T_1 + T_2}{2} + \frac{h_1 + h_2}{2},$$

где T_1 и T_2 — начальные „мощности“ потока грунтовых вод для первого и второго расчетных сечений;

h_1 и h_2 — изменение горизонтов грунтовых вод в тех же сечениях в случае неустановившейся фильтрации.

Как справедливо отметил С. Ф. Аверьянов, величины T_1 , T_2 известны, а точность определения h_2 (или h_1) практически не влияет на результаты расчетов, так как h_2 (или h_1) $\ll T$. Однако в случае необходимости T может быть уточнено во втором приближении.

Запишем уравнение (1.1) так:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = a_1 y + b_1, \quad (1.3)$$

где

$$a_1 = \frac{1}{kT} \left(\frac{q_0}{\Delta_0} + \frac{k_2}{T_2} \right), \quad b_1 = \frac{1}{kT} \left(q_0 \frac{\Delta_0 - H}{\Delta_0} - \frac{k_2 H}{T_2} \right).$$

Решение уравнения (1.3) не представляет труда и имеет вид

$$y = c_1 e^{-x\sqrt{a_1}} + c_2 e^{x\sqrt{a_1}} - \frac{b_1}{a_1}. \quad (1.4)$$

Так как при удалении от канала депрессионная кривая должна оставаться на ограниченной глубине, то в формуле (1.4) следует положить $c_2 = 0$. Из условия $y = H_0$ при $x = 0$ найдем

$$c_1 = H_0 + \frac{b_1}{a_1}.$$

Следовательно, депрессионная кривая в рассматриваемых нами условиях определяется уравнением

$$y = \left(H_0 + \frac{b_1}{a_1} \right) e^{-x\sqrt{a_1}} - \frac{b_1}{a_1}. \quad (1.5)$$

Для определения фильтрационных потерь из канала возьмем производную по x от y ; получим

$$\frac{dy}{dx} = -\sqrt{a_1} \left(H_0 + \frac{b_1}{a_1} \right) e^{-x\sqrt{a_1}}. \quad (1.6)$$

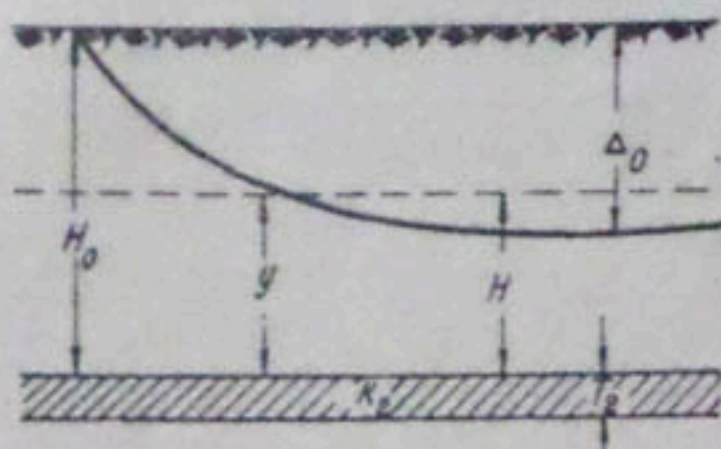


Рис. 1. Расчетная схема фильтрации из канала.

Потери воды на фильтрацию из канала можно найти по формуле

$$Q = -kT \left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=0} \quad (1.7)$$

Подставляя в нее равенство (1.6) и учитывая условные обозначения a_1 , и b_1 , получаем

$$Q = \sqrt{kT \left(\frac{q_0}{\Delta_0} + \frac{k_2}{T_2} \right)} \left(H_0 + \frac{q_0 \frac{\Delta_0 - H_0}{\Delta_0} - \frac{k_2 H}{T_2}}{\frac{q_0}{\Delta_0} + \frac{k_2}{T_2}} \right) \quad (1.8)$$

Формула (1.8) показывает, что фильтрационные потери из канала пропорциональны коэффициенту фильтрации покровных отложений,

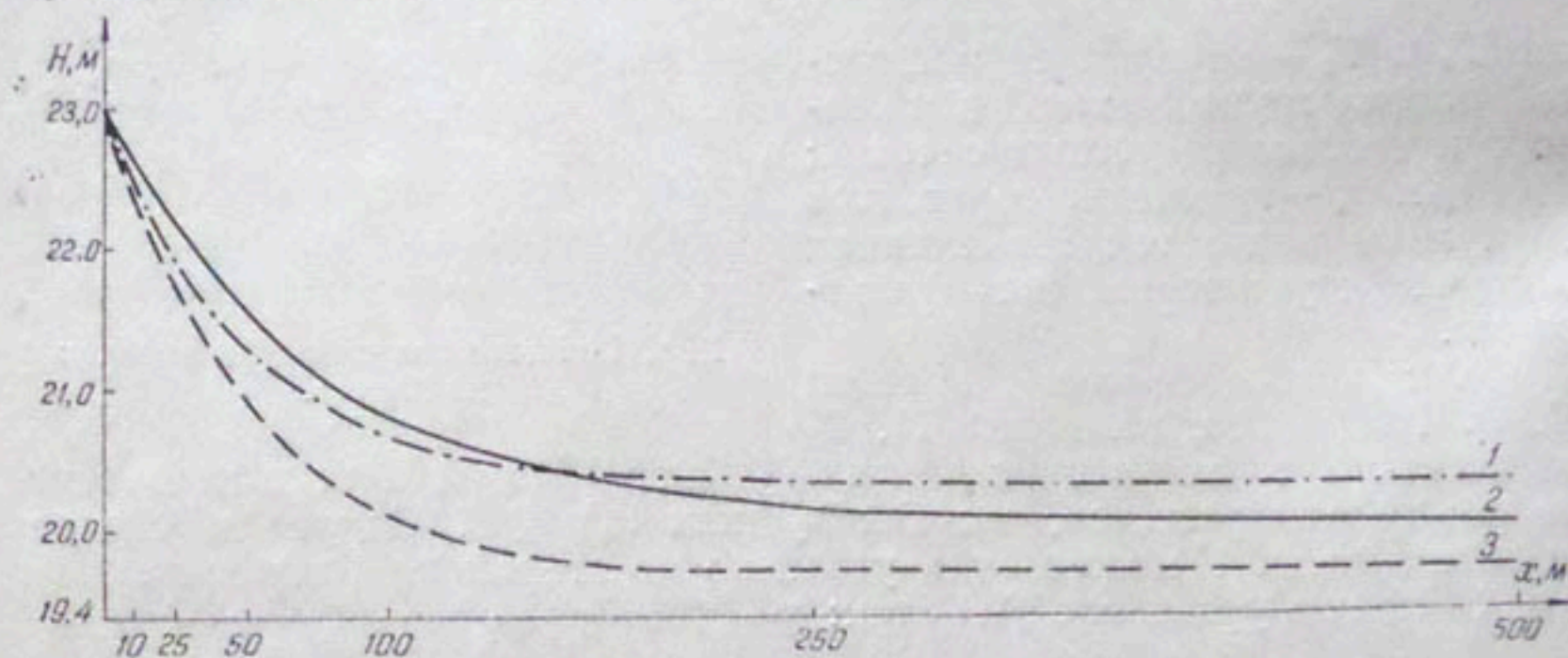


Рис. 2. Депрессионные кривые, образующиеся при работе канала:

1—при $H=20,5$ м; 2—при $k_2=0$; 3—при $k_2=0,01$ м/сутки и $H=19,5$ м.

их мощности, интенсивности испарения с поверхности грунтовых вод и дренирующей способности нижележащего хорошо проницаемого водоносного пласта, которая, в свою очередь, прямо пропорциональна k_2 и обратно пропорциональна T_2 и H .

В качестве примера разберем случай, рассмотренный С. Ф. Аверьяновым [2, стр. 154].

Имеется канал с шириной дна $b=2$ м, глубиной заполнения $h=1$ м и заложением откосов $m=1\frac{1}{2}$. Требуется определить его фильтрационные потери, если $q_0=0,01$ м/сутки, $\Delta_0=3$ м, $T=20$, $k=1$ м/сутки.

При наличии водоупора на конечном расстоянии фильтрационные потери составляют $1,55$ м³/сутки на 1 пог. м [2].

Выясним, как влияет на величину фильтрационных потерь из канала замена водоупора на слабопроницаемую прослойку ($T_2=2$ м; $k_2=0,01$ м/сутки), отделяющую покровные мелкоземы от первого хорошо проницаемого водоносного пласта, в котором разница между пьезометрическим напором и уровнем грунтовых вод составляет хотя бы $\frac{1}{2}$ м.

Расчеты показывают, что когда пьезометрический напор оказывается выше уровня грунтовых вод, депрессионная кривая получается ближе к поверхности земли (рис. 2). Вследствие этого возрастают суммарное испарение и транспирация с поверхности грунтовых вод, что неизбежно ведет к увеличению фильтрационных потерь из канала — $2,13$ м³/сутки с 1 пог. м.

Когда пьезометрический напор оказывается ниже уровня грунтовых вод, депрессионная кривая получается дальше от поверхности земли (чем при водоупоре). Однако фильтрационные потери из канала в этом случае бывают самыми большими ($2,62 \text{ м}^3/\text{сутки}$) из-за просачивания их в нижележащий хорошо проницаемый слой.

Из приведенного примера видно, какое большое влияние может оказать даже слабопроницаемая прослойка на мелиоративное состояние орошаемых земель. Поэтому если покровные мелкоземы подстилаются хорошо проницаемым водоносным горизонтом, то кровлю его ни в коем случае не следует принимать за водоупор (даже если она сложена глиной). В противном случае искусственно могут быть занижены фильтрационные потери и, следовательно, интенсивность вторичного засоления земель, прилегающих к каналу (если пьезометрический напор будет выше критической глубины залегания грунтовых вод).

§ 2. Фильтрация из системы каналов при наличии хорошо проницаемого грунта на конечном расстоянии и расходовании грунтовых вод на испарение

Рассмотрим фильтрацию из системы каналов (при расстояниях между ними $2L$), когда весь фильтрационный поток тратится на испарение и транспирацию. В этом случае задача сводится к решению уравнения (1.1) при граничных условиях:

$$\begin{aligned} y &= H_0 \text{ при } x = 0, \\ y &= \bar{\Delta} \text{ при } x = L. \end{aligned}$$

Для упрощения ее решим линеаризированное уравнение (1.3), полученное из (1.1).

Как было показано выше, решением уравнения (1.1) является функция

$$y = c_1 e^{-x\sqrt{a_1}} + c_2 e^{x\sqrt{a_1}} - \frac{b_1}{a_1}. \quad (2.1)$$

Из первого граничного условия следует

$$H_0 = c_1 + c_2 - \frac{b_1}{a_1}. \quad (2.2)$$

Второе граничное условие соответствует случаю, когда уровень грунтовых вод посередине между каналами установится на какой-то глубине $\bar{\Delta}$. Очевидно, что касательная к поверхности грунтовых вод в этой точке будет горизонтальна. Поэтому второе условие можно записать следующим образом:

$$\frac{dy}{dx} = 0 \quad \text{при } x = L.$$

Подставляя его в равенство (2.1), получаем

$$-c_1 e^{-L\sqrt{a_1}} + c_2 e^{L\sqrt{a_1}} = 0. \quad (2.3)$$

Решая совместно уравнения (2.2) и (2.3), находим

$$c_1 = \frac{H_0 + \frac{b_1}{a_1}}{2 \operatorname{ch} L \sqrt{a_1}} e^{L \sqrt{a_1}},$$

$$c_2 = \frac{H_0 + \frac{b_1}{a_1}}{2 \operatorname{ch} L \sqrt{a_1}} e^{-L \sqrt{a_1}}.$$

Подставив найденные значения c_1 и c_2 в равенство (2.1), получим уравнение депрессионной поверхности, образующейся при работе канала:

$$y = \frac{H_0 + \frac{b_1}{a_1}}{\operatorname{ch} L \sqrt{a_1}} \operatorname{ch} (L - x) \sqrt{a_1} - \frac{b_1}{a_1}. \quad (2.4)$$

Так как

$$\frac{dy}{dx} = - \frac{H_0 + \frac{b_1}{a_1}}{\operatorname{ch} L \sqrt{a_1}} \sqrt{a_1} \operatorname{sh} (L - x) \sqrt{a_1},$$

то, пользуясь формулой (1.7), нетрудно увидеть, что при расходовании грунтового потока только на испарение фильтрационные потери из каналов будут равны

$$Q = kT \sqrt{a_1} \left(H_0 + \frac{b_1}{a_1} \right) \operatorname{th} L \sqrt{a_1}. \quad (2.5)$$

Из уравнения (2.4) легко определить ординату поверхности грунтовых вод в середине между каналами:

$$\bar{\Delta} = \frac{H_0 + \frac{b_1}{a_1}}{\operatorname{ch} L \sqrt{a_1}} - \frac{b_1}{a_1}, \quad (2.6)$$

при которой наблюдается равновесие между количеством фильтрующей воды из канала, просачивающейся через слабопроницаемую прослойку и испаряющейся с поверхности грунтовых вод.

§ 3. Фильтрация из каналов при наличии между ними дрены и расходовании грунтовых вод на испарение.

Рассмотрим фильтрацию из двух каналов, между которыми (посередине) имеется дрена. С поверхности грунтовых вод происходит испарение, а часть грунтовых вод просачивается в нижележащий хорошо проницаемый водоносный слой (или происходит пополнение грунтовых вод за счет просачивания подземных вод из нижележащего хорошо проницаемого слоя в покровные мелкоземы).

Эту задачу можно решать в двух вариантах: 1) когда задан горизонт воды в дрене и 2) когда расход дрены известен.

В первом варианте, когда задается горизонт воды в дрене h_d , задача сводится к решению уравнения (1.3) при граничных условиях:

$$\begin{aligned} y &= H_0 & \text{при } x &= 0, \\ y &= h_d & \text{при } x &= L. \end{aligned}$$

Решением уравнения (1.3) является функция (2.1). Подставив в нее выбранные граничные условия, получим систему двух алгебраических уравнений:

ческих уравнений относительно c_1 и c_2 . Решив эту систему найдем

$$c_1 = \frac{\left(H_0 + \frac{b_1}{a_1}\right) e^{L\sqrt{a_1}} - h_a - \frac{b_1}{a_1}}{2 \operatorname{sh} L \sqrt{a_1}},$$

$$c_2 = -\frac{\left(H_0 + \frac{b_1}{a_1}\right) e^{-L\sqrt{a_1}} - h_a - \frac{b_1}{a_1}}{2 \operatorname{sh} L \sqrt{a_1}}.$$

Подставив значения c_1 и c_2 в формулу (2.1), получим уравнение депрессионной поверхности, образующейся при работе канала, в следующем виде:

$$y = \frac{1}{\operatorname{sh} L \sqrt{a_1}} \left[\left(H_0 + \frac{b_1}{a_1}\right) \operatorname{sh} (L-x) \sqrt{a_1} + \left(h_a + \frac{b_1}{a_1}\right) \operatorname{sh} x \sqrt{a_1} \right] - \frac{b_1}{a_1}. \quad (3.1)$$

Так как

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{\sqrt{a_1}}{\operatorname{sh} L \sqrt{a_1}} \left[\left(H_0 + \frac{b_1}{a_1}\right) \operatorname{ch} (L-x) \sqrt{a_1} - \left(h_a + \frac{b_1}{a_1}\right) \operatorname{ch} x \sqrt{a_1} \right],$$

то, пользуясь формулой (1.7), найдем выражение для определения потерь воды на фильтрацию из канала:

$$Q = \frac{kT \sqrt{a_1}}{\operatorname{sh} L \sqrt{a_1}} \left[\left(H_0 + \frac{b_1}{a_1}\right) \operatorname{ch} L \sqrt{a_1} - h_a - \frac{b_1}{a_1} \right]. \quad (3.2)$$

Во втором варианте, когда известен расход дрены Q_a , задача сводится к интегрированию уравнения (1.3) при граничных условиях:

$$y = H_0 \quad \text{при } x = 0,$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Q_a}{kT} \quad \text{при } x = L.$$

Решив уравнения (1.3) с учетом этих условий, получим систему двух алгебраических уравнений, из которых следует

$$c_1 = \frac{\left(H_0 + \frac{b_1}{a_1}\right) e^{L\sqrt{a_1}} - \frac{Q}{kT\sqrt{a_1}}}{2 \operatorname{ch} L \sqrt{a_1}},$$

$$c_2 = \frac{\left(H_0 + \frac{b_1}{a_1}\right) e^{-L\sqrt{a_1}} - \frac{Q}{kT\sqrt{a_1}}}{2 \operatorname{ch} L \sqrt{a_1}}.$$

Подставив эти значения c_1 и c_2 в формулу (1.4), выведем уравнение депрессионной кривой, образующейся при установившейся фильтрации из канала в определенных выше условиях:

$$y = \frac{1}{\operatorname{ch} L \sqrt{a_1}} \left[\left(H_0 + \frac{b_1}{a_1}\right) \operatorname{ch} (L-x) \sqrt{a_1} + \frac{Q}{kT\sqrt{a_1}} \operatorname{sh} x \sqrt{a_1} \right] - \frac{b_1}{a_1}. \quad (3.3)$$

Для определения фильтрационных потерь из канала при оттоке части их в дренаж с известным расходом возьмем производную по x от уравнения (3.6) и подставим ее в (1.7). Тогда получим

$$Q = kT \left(H_0 + \frac{b_1}{a_1} \right) \sqrt{a_1} \operatorname{th} L \sqrt{a_1} - Q_d. \quad (3.4)$$

Нетрудно заметить, что в уравнении (3.4) первое слагаемое представляет собой потери воды на фильтрацию из канала для случая, когда между каналами нет дренажа. Поэтому потери воды любого из двух каналов при наличии дренажа между ними могут быть определены как разность между потерями, возможными при отсутствии дренажа между каналами, и расходом дренажа.

НЕУСТАНОВИВШАЯСЯ ФИЛЬТРАЦИЯ ИЗ КАНАЛОВ

§ 4. Исходные соотношения

Положим в основу исследований неустановившейся фильтрации линеаризированное уравнение Буссинеска [1]

$$\frac{\partial h}{\partial t} = a^2 \Delta h \pm \frac{q}{\sigma}, \quad (4.1)$$

где

$$a = \frac{kT_{\text{ср}}}{\sigma};$$

Δ — оператор Лапласа;

h — ордината уровня грунтовых вод в любой момент времени;

q — интенсивность питания (или испарения) потока грунтовых вод;

σ — коэффициент водоотдачи (при понижении уровня грунтовых вод) или недостатка насыщения (при подъеме поверхности грунтовых вод).

Уделим основное внимание случаю, когда с поверхности грунтовых вод происходит испарение. В общем случае интенсивность испарения с поверхности грунтовых вод в зависимости от глубины залегания определяется формулой [2]

$$q = q_0 \left(1 - \frac{y}{\Delta_0} \right)^n, \quad (4.2)$$

где q — интенсивность испарения с поверхности грунтовых вод при глубине залегания y ;

q_0 — интенсивность испарения с поверхности почвы при очень близком залегании уровня грунтовых вод от поверхности земли (приближенно эта величина может быть принята равной испарению с водной поверхности);

Δ_0 — критическая глубина залегания грунтовых вод.

Из работы [2] известно, что показатель степени n мало влияет на величину фильтрации из каналов. Поэтому в дальнейшем при выяснении влияния испарения на режим грунтовых вод будем пользоваться зависимостью (4.2) для $n = 1$.

Подставляя формулу (4.2) в (4.1) и принимая во внимание весьма большую протяженность каналов, получаем основное уравнение не-

разрывности грунтового потока, формируемого с учетом расхода его на испарение:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = a^2 \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} - \frac{q}{\sigma} \left(1 - \frac{y}{\Delta_0} \right). \quad (4.3)$$

§ 5. Поток большой длины, расходуемый на испарение

Предположим, что до пуска воды в канал уровень грунтовых вод определялся постоянной „мощностью“ T , причем глубина залегания уровня грунтовых вод к моменту пуска воды в канал была меньше „критической“, что наблюдается, например, в староорошаемой зоне Голодной степи. Поэтому при пуске воды в канал депрессионная кривая сразу же начинает формироваться под влиянием испарения.

Так как глубина залегания грунтовых вод сравнительно мала, то пуск воды в канал или изменение горизонта в нем сразу же изменяет напор грунтового потока под дном канала. Это особенно характерно для старых водных артерий Средней Азии, проходящих в полунасыпи-полувыемке. Например, Кировский магистральный канал в районе города Гулистана имеет хорошую гидравлическую связь с грунтовыми водами в период отсутствия транзитного потока в нем, так как в этот период канал дренирует прилегающие земли. Поэтому очевидно, что пуск воды в него сразу же изменит напор грунтового потока в сечении канала.

Пусть канал мгновенно заполняется водой и в нем поддерживается постоянный уровень H_0 (отсчитываемый от начального уровня грунтовых вод). Тогда задача о фильтрации воды из канала с учетом испарения с поверхности грунтовых вод и наличии водоупора на конечном расстоянии сведется к решению следующего дифференциального уравнения:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = a^2 \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} - \gamma h + \beta, \quad (5.1)$$

где

$$a^2 = \frac{kT_{cp}}{\sigma}, \quad \alpha = \frac{q_0}{\sigma \Delta_0}, \quad \beta = \frac{q_0}{\sigma} \frac{H_0 - \Delta_0}{\Delta_0};$$

H_0 — начальная глубина залегания уровня грунтовых вод при начальных и граничных условиях:

$$\begin{aligned} t = 0 \quad h = 0 & \quad \text{для любого } x, \\ t > 0 \quad h = \bar{H} & \quad \text{для } x = 0. \end{aligned}$$

Для решения уравнения (5.1) применим преобразование Лапласа по t . Тогда получим уравнение для $H \doteq h$:

$$a^2 \frac{d^2 H}{dx^2} - (\alpha + p) H + \frac{\beta}{p} = 0 \quad (5.2)$$

с граничным условием

$$H = \frac{\bar{H}}{p} \quad \text{при } x = 0. \quad (*)$$

Решением этого уравнения является функция

$$H = c_1 e^{\sqrt{\lambda} x} + c_2 e^{-\sqrt{\lambda} x} + \frac{\beta}{p(p + \gamma)}, \quad (5.3)$$

где

$$\gamma = \frac{\sqrt{a+p}}{a}.$$

Из условия ограниченности h на бесконечности (при $x \rightarrow \infty$) следует $c_1 = 0$, а из условия (*)

$$c_2 = \frac{\bar{H}_0}{p} - \frac{\beta}{p(p+a)}.$$

Поэтому решением уравнения (2.2) будет функция

$$H = \left[\frac{\bar{H}}{p} - \frac{\beta}{p(p+a)} \right] e^{-\gamma x} + \frac{\beta}{p(p+a)}. \quad (5.4)$$

Применим к функции (5.4) теорему об L -изображении [3]. Тогда, учитывая, что

$$\frac{e^{-\frac{x}{a}\sqrt{p+a}}}{p} = \frac{1}{2} \left(e^{-\frac{x}{a}\sqrt{a}} \operatorname{erfc} \eta + e^{\frac{x}{a}\sqrt{a}} \operatorname{erfc} \xi \right),$$

где

$$\eta = \frac{x}{2a\sqrt{t}} - \sqrt{at}; \quad \xi = \frac{x}{2a\sqrt{t}} + \sqrt{at}$$

(на основании работы [4] и теоремы подобия) и

$$\frac{e^{-\frac{x}{a}\sqrt{p+a}}}{p+a} = e^{-at} \operatorname{erfc} \frac{x}{2a\sqrt{t}},$$

получим уравнение депрессионной кривой в виде

$$h = \frac{\bar{H} - H_0 + \Delta_0}{2} \left(e^{-\frac{x}{a}\sqrt{a}} \operatorname{erfc} \eta + e^{\frac{x}{a}\sqrt{a}} \operatorname{erfc} \xi \right) + \\ + (H_0 - \Delta_0) \left(1 - e^{-at} \operatorname{erfc} \frac{x}{2a\sqrt{t}} \right). \quad (5.5)$$

Расход на фильтрацию из канала можно определить на основании формулы

$$Q = -kT \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)_{x=0} \quad (5.6)$$

(здесь и ниже вместо T_{cp} будем писать T).

Так как

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\bar{H} - H_0 + \Delta_0}{2} \left(-\frac{\sqrt{a}}{a} \operatorname{erfc} \eta - \frac{e^{-at}}{a\sqrt{\pi t}} + \right. \\ \left. + \frac{\sqrt{a}}{a} \operatorname{erfc} \xi - \frac{e^{-at}}{a\sqrt{\pi t}} \right) - \frac{H_0 - \Delta_0}{a\sqrt{\pi t}} e^{-at},$$

то

$$Q = \frac{kT\bar{H}}{a\sqrt{\pi t}} e^{-at} + \frac{kT(\bar{H} - H_0 + \Delta_0)}{a} \operatorname{erf} \sqrt{at}$$

или при учете значений α и a

$$Q = \sqrt{\frac{kT\sigma}{\pi t}} \bar{H} e^{-\frac{q_0 t}{\sigma \Delta_0}} + (\bar{H} - H_0 + \Delta_0) \sqrt{\frac{kT}{\Delta_0}} q_0 \operatorname{erf} \sqrt{\frac{q_0 t}{\sigma \Delta_0}}. \quad (5.7)$$

Если в уравнении (5.7) положить $t \rightarrow \infty$, то предельный расход из канала оказывается равным

$$Q_{\text{уст}} = \sqrt{\frac{kTq_0}{\Delta_0}} (\bar{H} - H_0 + \Delta_0). \quad (5.8)$$

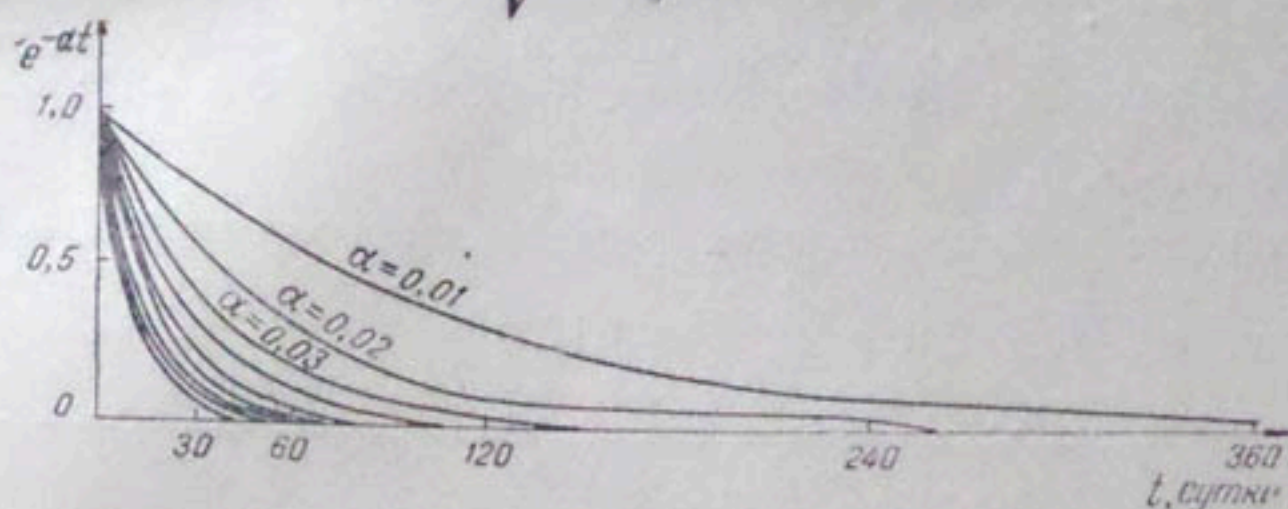


Рис. 3. Кривые зависимости $e^{-\alpha t}$ от t .

Очевидно, что если в формуле (5.8) положить $q_0 = 0$, т. е. рассматривать фильтрацию из канала, не учитывая влияния на нее испарения, то получается $Q_{\text{уст}} = 0$, что соответствует решению С. Ф. Аверьянова [2].

Пользуясь уравнением депрессионной кривой (5.5), можно найти скорость подъема грунтовых вод $\frac{\partial h}{\partial t}$, вызванную работой канала, в любом сечении:

$$v = \frac{\bar{H} x e^{-\left(\frac{x^2}{4a^2 t} + \alpha t\right)}}{2at\sqrt{\pi t}} + (H_0 - \Delta_0) \alpha e^{-\alpha t} \operatorname{erf} \frac{x}{2a\sqrt{t}}. \quad (5.9)$$

Из формулы (5.9) следует, в частности, что при достаточном удалении от канала скорость изменения глубины залегания грунтовых вод определяется формулой

$$v = (H_0 - \Delta_0) \alpha e^{-\alpha t}. \quad (5.10)$$

Так как максимальное значение для q_0 равно 8 мм/сутки, а минимальное значение для σ 0,05 и $\Delta_0 = 2$ м, то α может изменяться в пределах $0 \leq \alpha \leq 0,08$.

Исходя из этого мы построили график $e^{-\alpha t}$ для различных значений α (рис. 3), который может быть использован при определении h и Q .

Как следует из рис. 3, уже при $t = 240$ суткам величиной $e^{-\alpha t}$ в расчетах можно пренебречь во всех практических случаях.

Из (5.8) вытекает весьма интересный вывод: вне зоны влияния канала уровень грунтовых вод может понижаться, если $H_0 - \Delta_0 < 0$. Это понижение будет тем быстрее, чем больше q_0 , и наоборот. Поэтому не следует удивляться, если при начальном условии $H_0 - \Delta_0 < 0$ в результате вычислений получится $h < 0$ на некотором удалении от

канала. Объясняется это тем, что в подобном случае за начальное условие была взята глубина грунтовых вод меньше критической. Поэтому если фильтрационные потери окажутся меньше, чем суммарное испарение и транспирация с расчетной площади, то всегда найдется такое расстояние от канала, с которого уровень грунтовых вод будет понижаться. Процесс понижения будет наблюдаться до тех пор, пока или грунтовые воды не опустятся ниже критической глубины, или не прекратится интенсивное испарение, что и наблюдается, как правило, в орошаемых районах с высокими температурами.

В качестве примера рассмотрим фильтрацию из канала при следующих условиях: $\Delta_0 = 2,7$ м; $T = 23$ м; $\bar{H} = H_0 = 2,5$ м; $\sigma = 0,1$; $k = 0,5$ м/сутки; $q_0 = 0,004$ м/сутки. В этом случае $a = 11$; $\alpha = 0,0147$; $\frac{\sqrt{\alpha}}{a} = 0,0111$.

В таблице показан порядок расчета депрессионной кривой при $x = 50$ м, $e^{-\frac{x\sqrt{\alpha}}{a}} = 0,9$ и $e^{\frac{x\sqrt{\alpha}}{a}} = 1,12$.

t , сутки	$\operatorname{erfc} \eta$	$e^{-\frac{x\sqrt{\alpha}}{a}} \operatorname{erfc} \eta$	$\operatorname{erfc} \xi$	$e^{\frac{x\sqrt{\alpha}}{a}}$	$e^{-\frac{x\sqrt{\alpha}}{a}} \operatorname{erfc} \eta +$ $+ e^{\frac{x\sqrt{\alpha}}{a}} \operatorname{erfc} \xi$
5	1,08	0,97	0,51	0,57	1,54
10	1,27	1,14	0,47	0,52	1,66
20	1,46	1,31	0,37	0,41	1,72
30	1,59	1,43	0,30	0,33	1,76
60	1,78	1,60	0,16	0,18	1,78
120	1,93	1,73	0,05	0,06	1,79

Продолжение таблицы

$\operatorname{erf} \frac{x}{2a\sqrt{t}}$	$e^{-\alpha t}$	$(H_0 - \Delta_0) e^{-\alpha t} \operatorname{erf} \frac{x}{2a\sqrt{t}}$	$\frac{\Delta_0}{r} (e^{-\frac{x\sqrt{\alpha}}{a}} \operatorname{erfc} \eta + e^{\frac{x\sqrt{\alpha}}{2}} \operatorname{erfc} \xi) +$ $+ (H_0 - \Delta_0) e^{-\alpha t} \operatorname{erf} \frac{x}{2a\sqrt{t}}$
0,22	0,93	-0,16	1,92
0,16	0,86	-0,17	2,07
0,11	0,75	-0,18	2,14
0,09	0,64	-0,19	2,19
0,06	0,41	-0,195	2,2
0,05	0,17	-0,198	2,21

На рис. 4 изображены депрессионные кривые, образующиеся при работе канала в различные моменты времени для q_0 , равного 6 и 4 мм/сутки. Как следует из этих кривых, величина испарения оказывает большое влияние на глубину залегания грунтовых вод даже в непосредственной близости от канала: чем больше q_0 , тем круче депрессионная кривая и наоборот.

На рис. 5 представлен график зависимости расхода на фильтрацию из канала от времени для этих же значений $q_0 = 4$ и 6 мм/сутки. Из рис. 5 следует, что при снижении интенсивности испарения с по-

верхности грунтовых вод фильтрация из канала уменьшается и достигает минимума $H_0 \sqrt{\frac{K l_0}{\pi t}}$ при $q_0 = 0$.

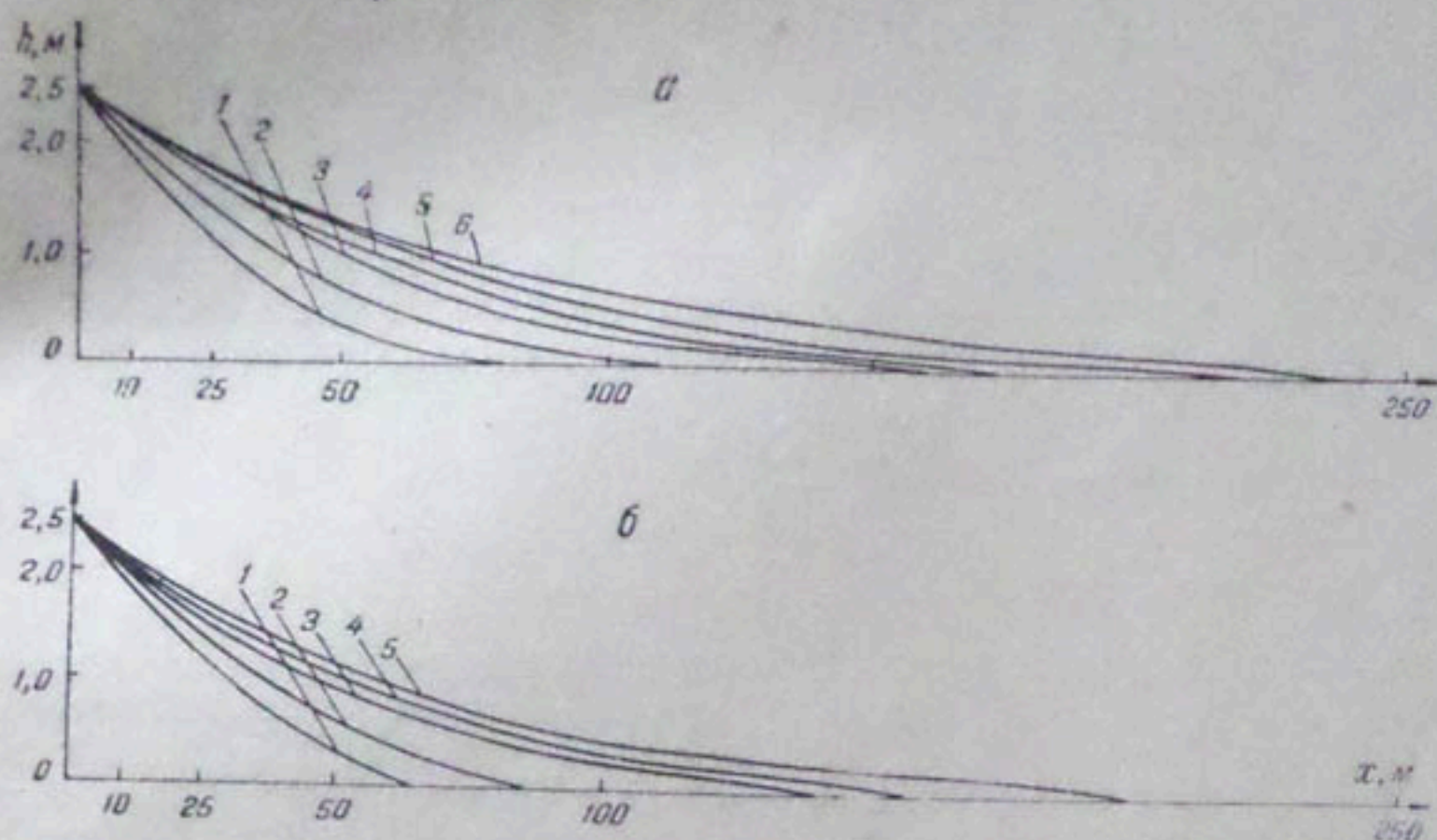


Рис. 4. Депрессионные кривые, образующиеся при пуске воды в канал:
а — при $q_0 = 4$ м/сутки; б — при $q_0 = 6$ м/сутки; 1 — через 5 суток; 2 — 10; 3 — 20; 4 — 30; 5 — 60; 6 — через 120 суток.

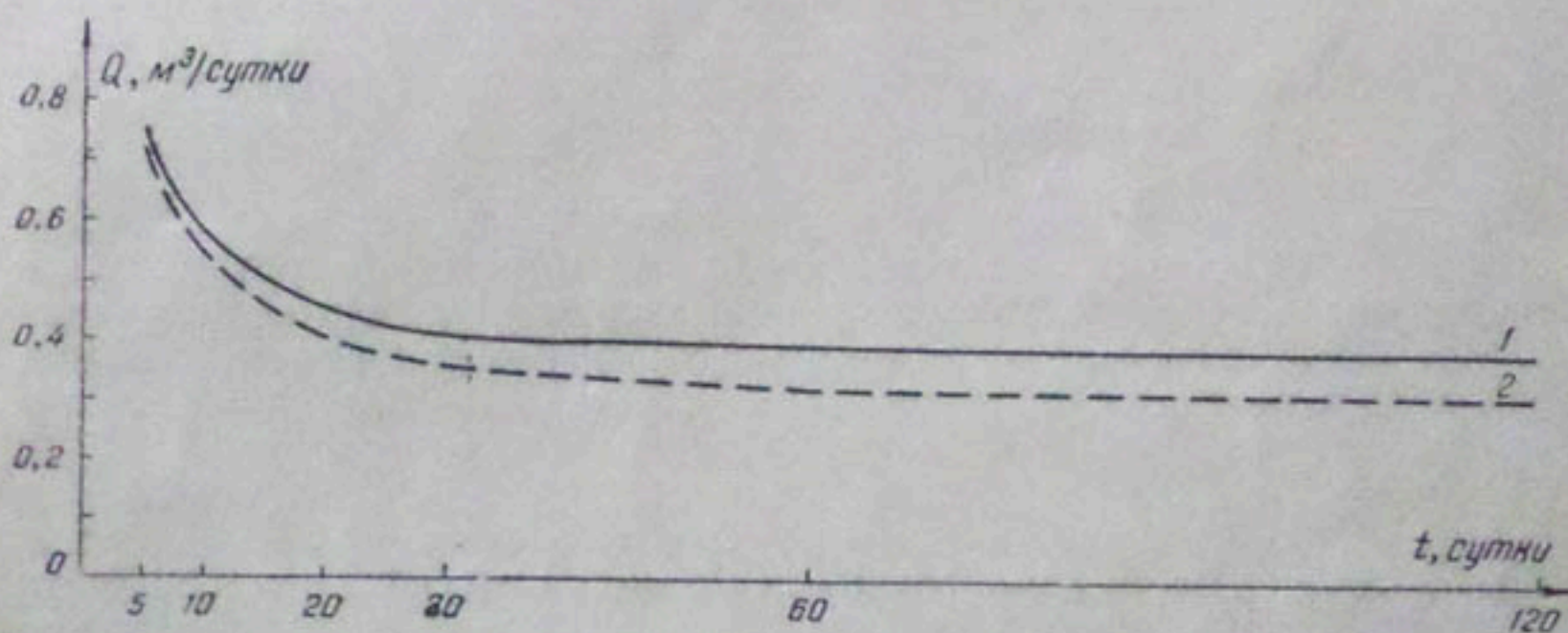


Рис. 5. Кривые зависимости Q от t :
1 — при $q_0 = 0.004$ м/сутки; 2 — 0.006 м/сутки.

§ 6. Изменение горизонта воды в канале по любому наперед заданному закону

В предыдущем параграфе был рассмотрен случай, когда наполнение канала происходит очень быстро (теоретически мгновенно) и затем в нем поддерживается постоянный горизонт воды. Однако практически горизонт воды в каналах почти все время меняется. Так, например, в условиях Средней Азии, когда оросительная вода не используется для промывок, влагозарядных поливов и водоснабжения, нарастание расходов в каналах можно охарактеризовать следующими цифрами (% от максимума):

Май			Июнь			Июль		
I	II	III	I	II	III	I	II	III
30	40	50	65	75	85	95	100	100

Данные наблюдений за горизонтом воды по головному водозабору Кировского магистрального канала приведены ниже ($\text{м}^3/\text{сек}$):

Месяц 1956 г. 1960 г. Месяц 1956 г. 1960 г.

I	18,4	23,5	VII	185,7	213
II	3,2	1,1	VIII	169,3	201
III	—	—	IX	63,2	67,8
IV	11,9	9,2	X	17,6	35,3
V	83,9	68,5	XI	17,1	38,1
VI	163	123,7	XII	40,9	65,6

Из анализа приведенных данных вытекает необходимость изучения фильтрационных потерь из каналов при переменных расходах транзитного потока в них. Подобную задачу рассмотрели Г. Н. Каменский [5], Ф. Форхгеймер [6] и Фельбер [2] для случая, когда в начальный момент воды в канале нет, а затем вода прибывает так, что горизонт ее изменяется по синусоиде. При этом они не учитывали влияния инфильтрации или испарения на образование депрессионной кривой и размеры фильтрационных потерь. С. Ф. Аверьянов [2] указал некоторые неточности в формулах этих авторов и исследовал фильтрацию из канала при изменении горизонта воды в нем по линейному, синусоидальному и обратному экспоненциальному законам. Случай, когда горизонт изменяется по параболическому закону $h(0, t) = \alpha t$ ($\alpha \geq 0$), изучил Г. И. Баренблатт [7].

Рассмотрим фильтрацию из каналов для тех случаев, когда в первый момент горизонт воды сразу поднимается до уровня H_1 , а затем уже изменяется по какому-либо закону $\varphi(t)$. При этом учитывается влияние испарения с поверхности грунтовых вод. Очевидно, что если в полученных решениях положить $H_1 = 0$ и $q_0 = 0$, то мы сразу придем к постановке задачи, рассмотренной в работах [2, 5, 6, 7]. Кроме того, если в выведенных ниже формулах положить $H_1 = 0$, а q_0 с обратным знаком считать коэффициентом инфильтрации, то они будут определять неустановившийся режим фильтрации при изменении горизонта воды в канале по закону $h_x = \varphi(t)$ и питании грунтового потока по всей его длине.

В такой постановке задача сводится к решению уравнения (5.1) при следующих начальных и граничных условиях:

$$t = 0, \quad h = 0, \quad 0 \leq x < \infty;$$

$$t > 0, \quad h_{x=0} = \varphi(t) + H_1.$$

Применив к (5.1) преобразование Лапласа по t , получим обыкновенное дифференциальное уравнение (5.2), которое необходимо решить при граничном условии

$$H = F(p) \text{ при } x = 0,$$

где

$$F(p) \doteq \varphi(t) + H_1.$$

Нетрудно показать, что решением уравнения (5.2) является функция

$$H = \left[F(p) - \frac{\beta}{p(p+\alpha)} \right] e^{-\gamma x} + \frac{\beta}{p(p+\alpha)},$$

откуда можно определить депрессионную кривую:

$$h = \frac{1}{2\pi i} \int_{d-i\infty}^{d+i\infty} e^{-\lambda t - x \frac{\sqrt{\lambda+\alpha}}{a}} F(\lambda) d\lambda + \frac{\Delta_0}{2} \left(e^{-\frac{x}{a} \sqrt{\alpha}} \operatorname{erfc} \eta + e^{\frac{x}{a} \sqrt{\alpha}} \operatorname{erfc} \xi \right) + (H_1 - \Delta_0) (1 - e^{-\alpha t} \operatorname{erf} \frac{x}{2a\sqrt{t}}). \quad (6.1)$$

Очевидно, что в случае $\varphi(t) = \text{const}$ из (6.1) сразу получается решение (5.5).

Рассмотрим потери на фильтрацию при изменениях $\varphi(t)$ по различным законам.

Изменение $\varphi(t)$ по линейному закону. Пусть $\varphi(t) = At$, тогда $\varphi(t) \doteq \frac{A}{p^2}$. Подставим это значение оригинала в уравнение (3.1) и решим получившийся при этом интеграл:

$$I = \frac{1}{2\pi i} \int_{d-i\infty}^{d+i\infty} e^{-\lambda t + x \frac{\sqrt{\lambda+\alpha}}{a}} \cdot \frac{d\lambda}{\lambda^2}.$$

П. Я. Полубаринова-Кочина [8] показала, что

$$\frac{e^{-x \sqrt{\alpha^2 + p}}}{p^2} \doteq \frac{1}{2} \left[\left(t + \frac{x}{2\alpha} \right) e^{\alpha x} \operatorname{erfc} \xi + \left(t - \frac{x}{2\alpha} \right) e^{-\alpha x} \operatorname{erfc} \eta \right],$$

поэтому в наших обозначениях

$$I = \frac{1}{2} \left[\left(t + \frac{x}{2a\sqrt{\alpha}} \right) e^{\frac{x}{a} \sqrt{\alpha}} \operatorname{erfc} \xi + \left(t - \frac{x}{2a\sqrt{\alpha}} \right) e^{-\frac{x}{a} \sqrt{\alpha}} \operatorname{erfc} \eta \right]$$

и депрессионная кривая запишется в виде

$$h = \frac{A \left(t + \frac{x}{2a\sqrt{\alpha}} \right) + \Delta_0 - H_2}{2} e^{\frac{x}{a} \sqrt{\alpha}} \operatorname{erfc} \xi + \frac{A \left(t - \frac{x}{2a\sqrt{\alpha}} \right) + \Delta_0 - H_2}{2} \times \\ \times e^{-\frac{x}{a} \sqrt{\alpha}} \operatorname{erfc} \eta + (H_0 - \Delta_0) \left(1 - e^{-\alpha t} \operatorname{erf} \frac{x}{2a\sqrt{t}} \right), \quad (6.2)$$

где

$$H_2 = H_0 - H_1.$$

Взяв частную производную по x от (6.2) и подставив ее в (5.6), найдем фильтрационный расход из канала при изменении в нем горизонта воды по линейному закону:

$$Q = \sqrt{kT\sigma} \left\{ \left[\frac{A}{2\sqrt{t}} + (At + \Delta_0 + H_1 - H_0) \sqrt{\alpha} \right] \operatorname{erf} \sqrt{\alpha t} + \frac{H_1}{\sqrt{\pi t}} e^{-\alpha t} \right\}. \quad (6.3)$$

Изменение $\varphi(t)$ по обратному экспоненциальному закону. Положим $\varphi(t) = H_0(1 - e^{-\alpha t})$, тогда получим

$$\varphi(t) = H_0 \left(\frac{1}{p} - \frac{1}{p+z} \right). \quad (6.4)$$

Подставив выражение (6.4) в (6.1), определим депрессионную кривую при заданном изменении горизонта воды в канале:

$$h = \frac{\Delta_0}{2} \left(e^{-x} \frac{\sqrt{x}}{a} \operatorname{erfc} \eta + e^x \frac{\sqrt{x}}{a} \operatorname{erfc} \xi \right) - \frac{H_0}{2} e^{-xt} \left[e^{-\frac{x}{a} \sqrt{x-x}} \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2a\sqrt{t}} - \sqrt{(x-x)t} + e^{\frac{x}{a} \sqrt{x-x}} \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2a\sqrt{t}} + \sqrt{(x-x)t} \right) \right] + (H_0 - \Delta_0) \left(1 - e^{-xt} \operatorname{erf} \frac{x}{2a\sqrt{t}} \right). \quad (6.5)$$

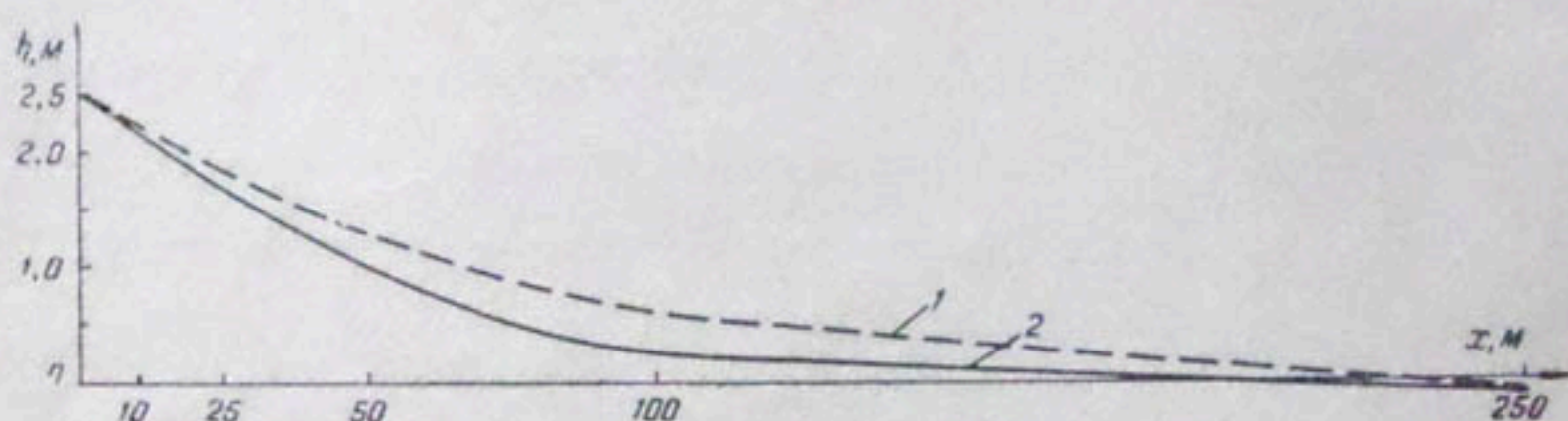


Рис. 6. Депрессионные кривые, образующиеся при пуске воды в канал при мгновенном (1) и постепенном (2) заполнении канала.

Пользуясь выражением (6.5), можно показать, что при изменении горизонта воды в канале по обратному экспотенциальному закону фильтрационные потери из канала будут определяться формулой

$$Q = \sqrt{kT\sigma} [\Delta_0 \sqrt{x} \operatorname{erf} \sqrt{xt} - H_0 \sqrt{(x-x)} e^{-xt} \operatorname{erf} \sqrt{(x-x)t}]. \quad (6.6)$$

В качестве примера были определены депрессионные кривые, образующиеся при фильтрации из канала, в который была подана вода сразу до $H_1 = 0,75$ м, а затем в течение 2 мес. канал постепенно, по линейному закону, был заполнен до максимума, т. е. до $H_0 = 2,5$ м. Для гидрогеологических условий, рассмотренных в предыдущем параграфе, и $q_0 = 0,004$ м/сутки, на рис. 6 показаны депрессионные кривые, образующиеся на 60-е сутки после пуска воды в канал как при постепенном, так и при мгновенном подъеме уровня воды в канале. Как следует из этого рисунка, депрессионная кривая, определенная в предположении мгновенного подъема уровня воды в канале, оказывается намного выше фактической (образующейся при постепенном заполнении канала).

Ниже приведены результаты определения фильтрационных потерь из канала (м³/сутки):

По формуле	Время после пуска воды в канал, сутки					
	5	10	20	30	60	120
(5.7)	6,5	4,46	2,7	1,98	1,05	0,53
(6.3)	0,21	0,17	0,165	0,18	0,23	0,54

Из этих данных следует, что пренебрежение режимом напояния канала может привести к искажению расчетных величин фильтрационных потерь.

ЛИТЕРАТУРА

1. Буссиеск. Recherches théoriques sur l'écoulement des nappes d'eaux infiltrées dans le sol et sur le débit des sources, J. d. Mathématiques pures et appliquées, série 5, vol. 10, No 1, 1904.
 2. Аверьянов С. Ф. Фильтрация из каналов и ее влияние на режим грунтовых вод, Сб. „Влияние оросительных систем на режим грунтовых вод“, М., АН СССР, 1956.
 3. Давренцев М. А. и Шабат Б. В. Методы теории функций комплексного переменного, М., Госиздат, 1958.
 4. Лыков В. А. Теплопроводность нестационарных процессов, М.—Л., Госэнергоиздат, 1949.
 5. Каменский Г. И. Теоретические исследования режима подземных вод на основе уравнений математической физики и гидравлики, Сб. „Режим подземных вод“, М.—Л., ОНТИ, 1938.
 6. Форхгеймер Ф. Гидравлика, М.—Л., ОНТИ, 1935.
 7. Баренблатт Г. И. О некоторых неустановившихся движениях жидкости и газа в пористой среде, Прикладная математика и механика, т. 16, вып. 1, 1952.
 8. Полубаринова-Кочина П. Я. Теория движения грунтовых вод, М., Гостехтеориздат, 1952.
-

СОДЕРЖАНИЕ

Ю. Г. Иваненко. Формы равновесия аллювиальных русел	5
Ю. Г. Иваненко. Морфометрические зависимости естественных водотоков.	20
Р. В. Тимирова. Результаты лабораторных исследований гидроузла на р. Балдыбрек.	25
З. И. Рядова. Водозабор с «реактивным порогом»	32
Ю. М. Нурмухамедов. Краткая характеристика некоторых водозаборных узлов Средней Азии и Китая	37
Л. А. Валентини, В. Ф. Убогов. Опыт эксплуатации Базар-Курганского водохранилища	47
А. В. Ефремов, В. Л. Иваненко. Влияние мелких взвешенных наносов, вы- носимых на поля орошения с оросительной водой, на плодородие почвы	53
А. А. Адылов. Исследование движения подземного потока на больших терри- ториях на примере междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи	59
Л. Н. Шамрай. Исследования противofильтрационного экрана из бентонито- вой смеси	71
А. В. Ефремов. Влияние осветленного потока на техническое состояние каналов.	77
В. А. Барон. К определению фильтрации из каналов	84

Редактор *А. А. Соколова*
Технический редактор *З. П. Горьковая*
Корректор *Н. Ш. Ахмедова*

Р05137. Сдано в набор 4/XII-64 г. Подписано к печати 1/VI-65 г. Формат $70 \times 108^{1/4}_{\text{мм}} = 3,25$ бум. л.
— 8,91 печ. л. Уч. изд. л. 6,35 Изд. № 1067. Тираж 650. Цена 53 к.

Типография Изд-ва „Наука“ УзССР, 2-я Высоковольная, 21. Заказ 1380.
Адрес Издательства: ул. Гоголя, 70.

Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать
5	1 снизу	ССР	СССР
14	14 сверху	$Q^{1/2}$	$Q^{1/3}$
14	11 снизу	$3200 \frac{n^3 v^3}{h^{1,6}}$	$3200 \frac{n^3 v^3}{h^{1,6}}$
18	22 снизу	Ω	Ω_0
24	9 сверху	$\frac{1,74 \cdot 10^{-4} \cdot 0,67}{0,01 \cdot 10^{-3}}$	$\frac{1,74 \cdot 10^{-4} \cdot 0,67}{5 \cdot 0,01 \cdot 10^{-3}}$
24	14 сверху	$\lg \alpha$	$-\lg \alpha$
24	2 снизу	81,	81,8
26	8 сверху	$\rho = (1 - \omega) \cdot 100$	$P = (1 - \omega) \cdot 100$
30	17 снизу	$\varphi = \frac{w_k}{\omega_1} =$	$\varphi = \frac{w_k}{w_1}$
32	13 сверху	$0,25 \cdot \frac{0,4^3}{1,6}$	$0,25 \cdot \frac{0,4^3}{4^{1,5}}$
33	6 сверху	$\sqrt{\dots + \alpha_{\sim} \left(\alpha_{\sim} \frac{\alpha_{\sim} - \alpha_0}{\alpha_{\sim} - \alpha_1} \right)}$	$\sqrt{\dots + \alpha_{\sim} \left(\alpha_1 \frac{\alpha_{\sim} - \alpha_0}{\alpha_{\sim} - \alpha_1} - \alpha_0 \right)}$
33	11 сверху	$\frac{0,00918 \cdot 1,6}{0,00001}$	$\frac{0,00818 \cdot 1,6}{0,00001}$
33	16 сверху	$l^{-\alpha \varphi}$	$e^{-\alpha \varphi}$
34	6 сверху	$= 0,9625 \cdot 10^{-4} l$	$= 0,0625 \cdot 10^{-4} l$
34	3 снизу	$0,527 \cdot 100^{-3}$	$0,527 \cdot 10^{-3}$
35	10 сверху	1300—2350	1300—1350
44	10 сверху	$\zeta_0 = \zeta_{\sim} + \dots$	$\zeta_1 = \zeta_{\sim} + \dots$
49	6 сверху	$\lg \bar{\varphi}_{\sim} = 1,5;$	$\lg \bar{\varphi}_{\sim} = 1,45;$
51	7 сверху	осажденных	осаждения
54	4 снизу	(рисунок)	мм/сек (рисунок)
54	1 снизу	$\beta = \frac{\theta_2 - \theta_{0,2}}{10 \theta_{0,2}}$	$\beta = \lg \frac{\theta_2 - \theta_{0,2}}{10 \theta_{0,2}}$
56	4 сверху (графа 4)	θ	θ_2
56	15 снизу	$\beta = 1,15$	$\beta = -1,15$
57	7, 8, 9 и 10 снизу	$l^{-\alpha \varphi}$	$e^{-\alpha \varphi}$
		$l^{-\alpha \varphi}$	$e^{-\alpha \varphi}$
		$l^{-\alpha \varphi}$	$e^{-\alpha \varphi}$
		$l^{-\alpha \varphi}$	$e^{-\alpha \varphi}$
58	3 сверху (графа 6)	$\frac{l^{\alpha-1}}{\Omega} - 1$	$\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1$

Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать
58	4 сверху	$\times \left(\frac{l^{-\alpha}}{\Omega} - 1 \right)$	$\times \left(\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1 \right)$
59	1 сверху (графа 6)	$\frac{l^{-\alpha}}{\Omega} - 1$	$\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1$
59	2 сверху (графа 7)	$\times \left(\frac{l^{-\alpha}}{\Omega} - 1 \right)$	$\times \left(\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1 \right)$
60	3 сверху (графа 6)	$\frac{l^{-\alpha}}{\Omega} - 1$	$\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1$
60	4 сверху	$= \frac{\beta + 1}{\alpha} \left(\frac{l^{-\alpha}}{\Omega} - 1 \right)$	$= \frac{\beta + 1}{\alpha} \left(\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1 \right)$
61	2 сверху (графа 6)	$\frac{l^{-\alpha}}{\Omega} - 1$	$\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1$
61	3 сверху (графа 7)	$= \frac{\beta + 1}{\alpha} \frac{l^{-\alpha}}{\Omega} - 1$	$= \frac{\beta + 1}{\alpha} \left(\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1 \right)$
62	3 сверху (графа 6)	$\frac{l^{-\alpha}}{\Omega} - 1$	$\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1$
62	25 сверху (графа 3)	1000	10,0 *
63	2 сверху (графа 6)	$\frac{l^{-\alpha}}{\Omega} - 1$	$\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1$
63	2 сверху (графа 6)	$\frac{l^{-\alpha}}{\Omega} - 1$	$\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1$
64	3 сверху (графа 6)	$\frac{l^{-\alpha}}{\Omega} - 1$	$\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1$
64	3 сверху 4 сверху (графа 7)	$\varphi = \frac{l^{-\alpha}}{\Omega} -$ $- 1 \left(\frac{\beta + 1}{\alpha} \right)$	$\varphi \left(\frac{\beta + 1}{\alpha} \right) \left(\frac{e^{-\alpha}}{\Omega} - 1 \right)$
65	9 сверху (графа 1)	0,15	0,015
66	2 снизу	$v -$	$V -$