

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК

6

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

АКАДЕМИЯ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ И ГИДРОТЕХНИКИ

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК 6

ГИДРОЛОГИЯ
И РУСЛОВЫЕ ПРОЦЕССЫ

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

ТАШКЕНТ • 1962

В сборнике даются научно-методические разработки по вопросам гидрологических процессов в реках и водоемах Средней Азии: средний сток взвешенных наносов рек бассейна Аму-Дарьи, гидрологическая характеристика Нурекской ГЭС, величина испарения с поверхности почвы, обнажаемой в период сработки водохранилищ, радиационный баланс Каттакурганского водохранилища. Кроме того, рассматривается эффективность Чарвакской ГЭС.

Книга предназначена для научных работников, сотрудников проектных организаций, аспирантов, преподавателей и студентов вузов гидрологической и гидротехнической специальности.

Ответственный редактор
кандидат технических наук
З. Х. ХУСАН-ХОДЖАЕВ

ПРЕДИСЛОВИЕ

Грандиозные задачи развития народного хозяйства, предусмотренные семилетним планом и решениями XXII съезда КПСС, требуют крупного гидротехнического строительства в Узбекистане, других республиках Средней Азии, а также в Казахстане. Уже построены Кайраккумская ГЭС им. Дружбы народов на Сыр-Дарье, головная и перепадная ГЭС на Вахше, разворачивается строительство Учкурганской ГЭС на Нарыне, Нурекской ГЭС на Вахше, намечено строительство Чарвакской ГЭС на Чирчике и возведение Тюямуюнского, Тахнаташского и других гидроузлов на Аму-Дарье, эксплуатируются Каттакурганское и другие водохранилища, будет строиться Туркское водохранилище, за ним трубчатый водовод длиной в несколько километров при расходе более 400 м³/сек в условиях аэрированного потока со свободной поверхностью и т. д.

Проектирование и расчеты, необходимые для крупного гидротехнического строительства, связаны с выполнением научно-исследовательских, теоретических и экспериментальных работ. Настоящий сборник будет способствовать комплексному использованию водных ресурсов в целях развития энергетики, ирригации и других отраслей народного хозяйства в нашей республике.

В работе А. З. Захидова заостряется внимание на важности ускорения строительства Чарвакского водохранилища; А. М. Мухамедов, А. В. Бочарин, В. Е. Тузов разработали вопросы, возникающие при проектировании Нурекской ГЭС; в статьях Э. М. Пилосова, Г. А. Цоя, Б. Е. Милькиса, М. С. Саатова, Л. П. Могильникова, В. А. Скрыльникова освещаются слабоизученные и вызывающие затруднения вопросы расчета и эксплуатации водохранилищ (испарение, занесение наносами); Н. Н. Сурова, Х. А. Ирмухамедов, Ю. М. Нурмухамедов, М. Б. Селяметов, Б. Г. Маллаев решают ряд важных задач в вопросах компоновки и расчета элементов гидроузлов; М. П. Мухтаров, Ю. М. Кузьминов, А. Ю. Умаров, Р. Р. Абдураупов анализируют сложные проблемы неустановившегося и волнового движения, аэрации потока, формирования устойчивых русел, в том числе влекущих донные наносы.

Опубликование этих работ поможет правильному решению некоторых инженерных задач, поставленных в семилетнем плане развития народного хозяйства СССР, и дальнейшему развитию гидротехнической науки в нашей стране.

Замечания по данному сборнику просим направлять по адресу: Ташкент, ул. Якуба Коласа, 24, ИВПиГ АН УзССР.

Редколлегия

А. З. ЗАХИДОВ

ОБ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ ЧАРВАКСКОЙ ГЭС

На Чирчик-Бозсуйском водном тракте имеется 16 действующих ГЭС с установленной суммарной мощностью 320 тыс. кВт и общим напором 370 м.

Ввиду отсутствия на р. Чирчик регулирующего водохранилища все станции Чирчик-Бозсуйского каскада работают по вынужденному режиму в соответствии с бытовыми расходами реки.

Бытовой расход реки неравномерен в годовом и многолетнем разрезах. Годовой сток ее колеблется от 10,0 (в многоводном году) до 3,70 (в маловодном году) млрд. м³, расход — от 2160 (максимальный) до 20 (минимальный) м³/сек.

Расход реки резко сокращается в зимний период. За пять зимних месяцев (октябрь — февраль) река пропускает только 15,6% годового стока. Вследствие этого в зимний период почти все ГЭС каскада работают с большой недогрузкой, а весной и летом излишние расходы реки сбрасываются через холостые сбросы.

При строительстве Чарвакской ГЭС мощностью 480 тыс. кВт и водохранилища объемом 1,45 млрд. м³ можно осуществить сезонное регулирование стока Чирчика, т. е. ликвидировать холостые сбросы воды в летний период и за счет этого увеличить зимние расходы реки на 70—75%.

Чарвакская ГЭС расположена выше головного узла Чирчик-Бозсуйского каскада и является его верхней ступенью, оказывающей существенное влияние на энергетические характеристики и режим не только самой Чарвакской ГЭС, но и всех нижележащих станций.

Общая схема энергетического процесса любого каскада представляет собой последовательное соединение нескольких ГЭС, использующих гидравлическую энергию одного водотока. При отсутствии регулирующего водохранилища режим работы всего каскада определяется естественным режимом водотока, причем режим работы верхних ГЭС последовательно повторяется нижележащими ГЭС с некоторым запазданием во времени и изменениями за счет местного притока, потерь и забора воды на нужды водного хозяйства. Поэтому возникают большие затруднения в использовании энергии такого каскада ГЭС без регулирования в энергетической системе, появляются вынужденные потери энергии и т. д. Регулирующее водохранилище устраняет зависимость режима работы ГЭС от бытового режима водотока.

Коренным образом меняются роль, значение и энергетическая характеристика отдельных ГЭС. Большое значение имеет месторасположение регулирующего водохранилища.

В рассматриваемом случае водохранилище расположено во главе каскада. Следовательно, оно оказывает существенное влияние на режим работы и энергетические показатели всех станций.

Увеличение зимних расходов водного тракта за счет опорожнения водохранилища приведет к повышению числа часов использования установленной мощности ГЭС и увеличению зимней обеспеченной мощности всего каскада.

Как показали расчеты, проведенные с учетом пропускной способности водного тракта и параметров существующих станций, увеличение зимней обеспеченной мощности только Чирчик-Бозсуйского каскада ГЭС составляет 180 тыс. кВт.

В период опорожнения водохранилища дополнительный расход воды пропускается последовательно через турбины всех станций, т. е. каскад можно рассматривать как одну высоконапорную станцию. При этом напор самой Чарвакской ГЭС подвергается значительным колебаниям, в результате чего неизбежны потери энергии.

Таким образом, величина дополнительной выработки энергии каскада, получаемая сработкой водохранилища:

$$\mathcal{E}_{\text{доп}} = \mathcal{E}_{\text{в. ч}} + \sum \mathcal{E}_{\text{в. к}} - \mathcal{E}_h; \quad (1)$$

$$\mathcal{E}_{\text{в. ч}} + \sum \mathcal{E}_{\text{в. к}} = \mathcal{E}_n$$

и

$$\mathcal{E}_{\text{доп}} = \mathcal{E}_n - \mathcal{E}_h;$$

здесь $\mathcal{E}_{\text{в. ч}}$ — выработка энергии на Чарвакской ГЭС за счет сработки водохранилища;

$\sum \mathcal{E}_{\text{в. к}}$ — суммарная выработка энергии на существующих станциях каскада за счет сработки водохранилища;

$\mathcal{E}_h$ — величина потерь энергии на Чарвакской ГЭС, вызываемая использованием транзитного стока на сниженных напорах.

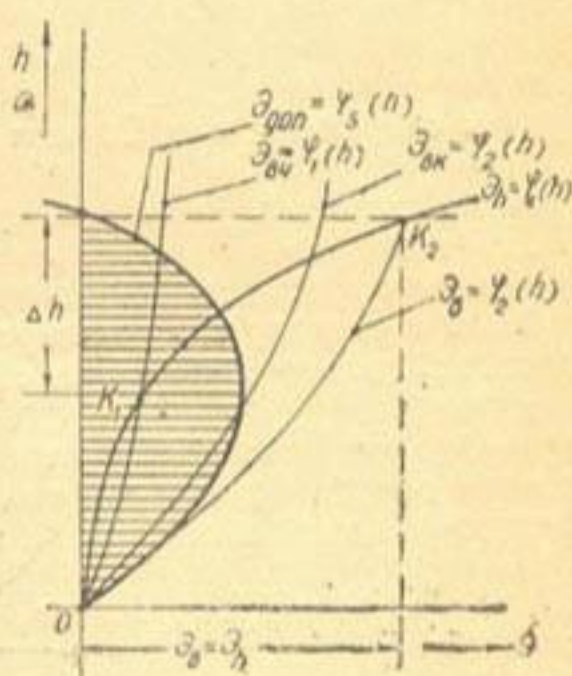
Из рисунка видно, что при увеличении h возрастает $\mathcal{E}_{\text{доп}}$, достигая при определенном значении h своего максимального значения (точка k_2). Дальнейшее опорожнение водохранилища ведет к уменьшению дополнительной выработки.

Если бы Чарвакская ГЭС работала изолированно, то равенство (1) имело бы следующий вид:

$$\mathcal{E}_{\text{доп}} = \mathcal{E}_{\text{в. ч}} - \mathcal{E}_h.$$

При этом, как видно из рисунка, $\mathcal{E}_{\text{доп}}$ достигла бы своего максимального значения при h_1 , соответствующем положению точки k_1 . Отсюда следует, что ГЭС Чирчик-Бозсуйского каскада способствуют увеличению оптимальной глубины сработки и повышению энергетической эффективности водохранилища Чарвакской ГЭС (+ Δh).

Аналитическое решение задачи по определению энергетической эффективности водохранилища сводится к установлению математиче-



ской зависимости между выработкой энергии ГЭС каскада ε_k за период T , охватывающий полный цикл регулирования, и глубиной сработки водохранилища, т. е. к установлению связи $\varepsilon_k = \varphi(h)$ и отысканию минимума ε_k из условия

$$\frac{d\varepsilon_k}{dh} = 0.$$

Однако сложность получения математических зависимостей между переменными факторами, связанными с изменением глубины сработки водохранилища, не позволяет в данном случае дать точное аналитическое решение задачи.

Ориентировочные расчеты показывают:

а) благодаря наличию Чирчик-Бозсуйского каскада ГЭС оптимальная глубина сработки Чарвакского водохранилища увеличивается на 42 м;

б) выработка энергии на Чарвакской ГЭС составляет 1,7 млрд. *квт/час* в год;

в) увеличение выработки энергии на существующих ГЭС каскада за счет опорожнения Чарвакского водохранилища преимущественно в зимний период равняется 230 млн. *квт/час* в год (без дополнительных капиталовложений).

В современном состоянии Чирчик-Бозсуйский водный тракт не может пропустить в полном объеме дополнительный зимний зарегулированный расход р. Чирчик. Следовательно, в связи с созданием Чарвакского водохранилища и возможностью сезонного регулирования стока р. Чирчик возникает проблема реконструкции существующего водного тракта в сторону его расширения, что вызывает необходимость строительства новых или расширения существующих ГЭС энергетического каскада.

Осуществление этих мероприятий приведет к дальнейшему повышению энергетической эффективности водохранилища как в получении дополнительной обеспеченной мощности, так и в увеличении выработки энергии каскада.

Наличие регулирующего Чарвакского и перерегулирующего Ходжикентского водохранилищ превращает Чарвакскую ГЭС в самую высокоманевренную станцию, позволяющую иметь в энергетической системе мобильные резервы мощностей и соблюдать наиболее экономичный режим работы тепловых станций.

Чарвакское водохранилище — сооружение комплексного назначения — благодаря своему высотному положению по отношению к расположенным ниже ирригационным водозаборам имеет большое ирригационное значение. Следует отметить также положительное значение водохранилища в борьбе с паводками в бассейне Чирчика.

Р. Р. АБДУРАУПОВ

К ВОПРОСУ РАСЧЕТА ПРОРЫВНОЙ ВОЛНЫ ПО СУХОМУ РУСЛУ

При разрушении плотины в верхнем бьефе образуется обратная отрицательная волна, а в нижнем — прямая положительная. Обратная волна называется волной излива, она способствует понижению уровня воды перед плотиной. Прямая волна — волна наполнения, или же прорывная, образуется с увеличением расхода воды в начальном сечении и повышает уровень воды в нижерасположенном русле. Высота такой волны уменьшается с продвижением ее вниз. Волна расплывается, распространяясь по руслу в нижнем бьефе с большой скоростью, затопливая огромные культурные земли и населенные пункты в долине реки, и разрушает их, принося большой материальный ущерб народному хозяйству.

Вопрос образования и движения прорывной волны неоднократно исследовался¹. При этом рассматривались в основном две схемы. По первой движение происходит в водотоке, имеющем значительную начальную глубину по сравнению с высотой волны. В этом случае можно пренебречь влиянием сопротивления дна. Получен ряд формул, выражающих скорость движения волны по водотоку. Во многих работах [1,5—10] рассматривается изменение кривой поверхности в створе плотины после мгновенного удаления щита и приводится формула для определения расхода излива:

$$Q = 0,21 b \sqrt{2g} H_0^{3/2}; \quad (1)$$

здесь H_0 — напор на плотине в момент ее разрушения. По второй схеме волны движутся по водотоку, имеющему небольшую глубину, или же в сухом русле. В этом случае трением по дну пренебрегать нельзя.

По данным работ А. А. Черкасова и В. В. Ведерникова можно определить лишь скорость пробега волны и нельзя рассчитать высотные положения волны по длине [4, 9].

Н. М. Бернадский [3] рекомендует метод фиксации мгновенных горизонтов, отвечающих в каждой точке продольного профиля условиям

¹ Автор данной статьи принимал участие в исследованиях, проводимых сотрудниками ИВПиГ АН УзССР на площадке предстоящего строительства Чарвакского водохранилища. Установленная модель русла Чирчика имела длину 300 м и воспроизводила пойму реки длиной около 80 км. При разработке проекта возник вопрос о возможной волне прорыва. Этот вопрос автор изучал в лаборатории гидравлики ИВПиГ АН УзССР, и настоящая статья частично опирается на результаты исследований.

равновесия и неразрывности для неустановившегося движения, и при выводе зависимостей учитывает два коэффициента шероховатости.

Одним коэффициентом выражается трение, возникающее при интенсивном перемешивании паводочных вод с водами нижележащего (под водой) слоя, другим — трение между потоком и дном русла.

При движении волны в сухом русле основную роль играет шероховатость стенки. Для этого случая формулу скорости прорывной волны [3] Н. М. Бернадский дает в виде:

$$\theta = 2\sqrt{gh}. \quad (2)$$

Однако скорость по зависимости (2) в 1,41 раза больше, чем в наших опытах. Кроме того, сам метод расчета сложен и требует больших затрат труда и времени. Таким образом, необходимо изучить схему образования волны и ее движения, влияние шероховатости и изменение высоты прорывной волны по длине русла.

В настоящей работе мы приводим расчетные формулы движения прорывной волны, полученные на основе схематизации явления, и сопоставляем их с опытными данными.

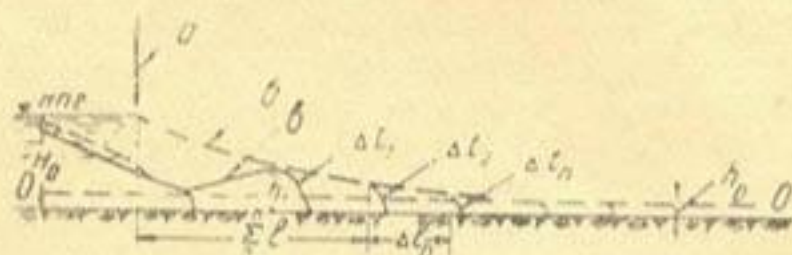


Рис. 1. Схема движения прорывной волны по сухому руслу:

а — шт. б — принятая схема, в — фактически; $\Delta L_1, \Delta L_2, \dots, \Delta L_n$ — интервалы времени, соответствующие длине пробега.

Наблюдения в лабораторных условиях за создаваемым искусственно прорывом свидетельствуют о том, что процесс формирования и развития прорывной волны весьма сложен. Стоящий вертикально перед плотинной объем жидкости после внезапного удаления удерживающего сооружения под действием силы тяжести и давления обрушивается со значительной скоростью в виде вала, передняя часть которого называется фронтом волны. С удалением фронта волны от плотины высота волны сначала увеличивается под влиянием шероховатости, однако затем происходит распластывание волны (рис. 1, а). Высота прорывной волны, уменьшаясь по длине, приближается к некоторой постоянной величине в пределах, отвечающих глубине равномерного движения при установившемся расходе (рис. 1, б). Основные гидравлические элементы прорывной волны — высота и время пробега. В результате исследования мы должны получить функции вида

$$h = f(l) \text{ и } l = f(t), \quad (3)$$

где h — высота прорывной волны;

l — длина;

t — время.

Процесс формирования прорывной волны близок к неравномерному движению волны. Высота прорывной волны, уменьшаясь (распластываясь) по длине от максимального значения до минимального, прибли-

жается к некоторой постоянной величине, соответствующей равномерному движению воды (рис. 1, в). Предположим, что движение прорывной волны, изменяющееся по закону $l = f(t)$, образуется за счет резкого увеличения расхода воды от внезапного или мгновенного открытия затворов или разрушения плотины. При этом увеличение расхода воды, вызывающее изменение скорости и глубины нижележащего слоя воды, не приводит к разрыву сплошности (рис. 2).

В таких условиях связь скоростей прорывной волны и нижележащего слоя воды получается в столбе жидкости элементарной высоты dh , искусственно поддерживаемом преградой до ее удаления, после чего столб жидкости движется свободно вниз со скоростью

$$d\left(\frac{v^2}{2g}\right),$$

т. е.

$$dh = d\left(\frac{v^2}{2g}\right) = \frac{v dv}{g}. \quad (4)$$

Зависимость (4) применительно к схеме (рис. 2) перепишем в интегральном виде

$$\int_{h_0}^{h_0+h} dh = \frac{1}{g} \int_{v_0}^v v dv.$$

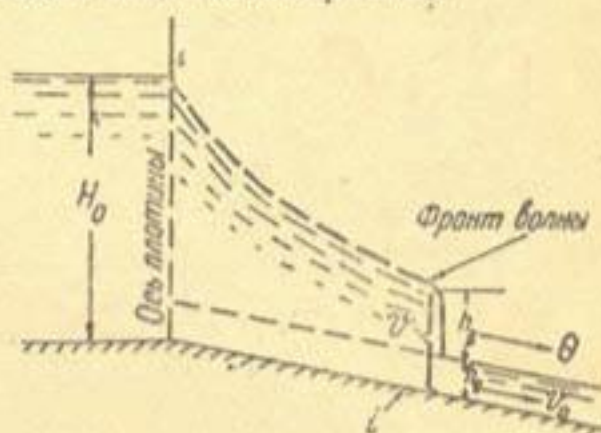


Рис. 2. Фронт волны при внезапном изменении расхода в начальном створе.

После интегрирования

$$v = \sqrt{2gh + v_0^2}. \quad (5)$$

Для сухого русла эта зависимость (при $v_0 = 0$) примет вид

$$v = \theta = \sqrt{2gh}, \quad (6)$$

где θ — скорость в сечении фронта прорывной волны в сухом русле;
 h — высота прорывной волны.

Формула (6) получена без учета потерь на преодоление силы трения, а также влияния сил инерции. Предположим, что распространяющийся вниз фронт прорывной волны, расплываясь, проходит путь Δl в течение времени Δt и из положения I переходит в положение II. При этом частица воды, находящаяся на гребне волны в разный момент времени, по длине описывает пространственную кривую линию, положение которой характеризует мгновенный уклон водной поверхности J (рис. 3).

Принимая силу сопротивления при движении прорывной волны такой же, как и при равномерном движении воды, динамическое уравнение равновесия (10) запишем в виде.

$$I = \frac{\theta^2}{c^2 R} + \frac{1}{g} \frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\theta^2}{2g} \right);$$

здесь $\frac{1}{g} \frac{\partial \theta}{\partial t}$ — сила, расходуемая на изменение скорости в сечении (по времени);

$\frac{\alpha d}{dl} \left(\frac{\theta^2}{2g} \right)$ — сила, создающая изменение скорости с переходом от одного сечения к другому.

Если величины высоты прорывной волны, распластывающейся по длине, окончательны, то движение прорывной волны можно считать установившимся и неравномерным, медленно изменяющимся. Тогда запишем динамическое уравнение равновесия:

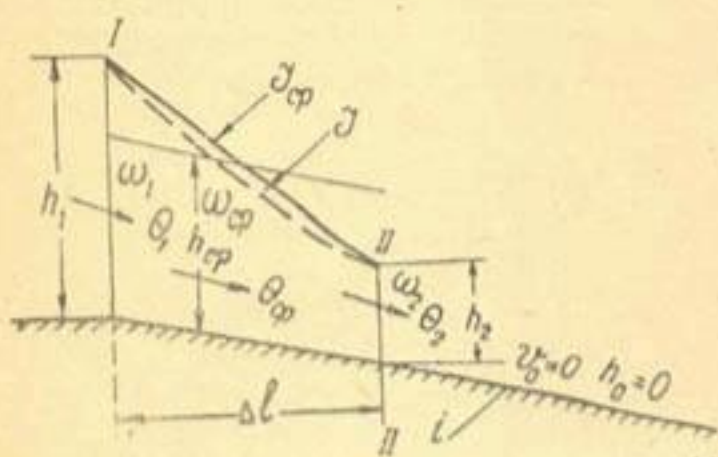


Рис. 3.

$$I = \frac{\theta^2}{c^2 R} + \frac{\alpha d}{dl} \left(\frac{\theta^2}{2g} \right).$$

Представим это уравнение в конечных разностях. При приращениях принимаем среднее значение силы сопротивления $\frac{\theta^2}{c^2 R}$ в пределах интервалов интегрирования ($\alpha_{cp} = 1,0$):

$$I = \left(\frac{\theta^2}{c^2 R} \right)_{cp} + \frac{\theta_1^2 - \theta_2^2}{2g \Delta l}. \quad (7)$$

Из рис. 3 видно, что

$$I = \frac{1}{\Delta l} \left(\frac{w_1}{b_1} + \frac{w_2}{b_2} \right) + l.$$

Преобразуя уравнение (7), получим

$$\frac{1}{\Delta l} \left(\frac{w_1}{b_1} - \frac{w_2}{b_2} \right) + l = \left(\frac{\theta^2}{c^2 R} \right)_{cp} + \theta_{cp} \left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{g \Delta l} \right), \quad (8)$$

где θ_{cp} , c_{cp} , R_{cp} — средние значения скорости по длине, коэффициента Шези, гидравлического радиуса.

Далее, заменяя переменную по длине скорость θ и площадь сечения w их средним значением (при $I = I_{cp}$), подсчитаем количество протекшей воды за промежуток времени Δt ; оно должно быть равно объему отсека $w_{cp} \Delta l$ (рис. 3). Таким образом,

$$\theta_{cp} w_{cp} \Delta t = w_{cp} \Delta l.$$

После сокращения на w_{cp}

$$\theta_{cp} = \frac{\Delta l}{\Delta t}. \quad (9)$$

Введем выражение (9) во второй член правой части уравнения (8) и окончательно установим, что

$$\frac{1}{\Delta l} \left(\frac{w_1}{b_1} - \frac{w_2}{b_2} \right) + l = \left(\frac{\theta^2}{c^2 R} \right)_{cp} + \frac{\theta_1 - \theta_2}{g \Delta t}. \quad (10)$$

При решении практических задач необходимо задаться площадью сечения по контуру разрушения, шероховатостью стенки, а также высотой прорывной волны на некотором расстоянии от створа плотины.

По известным величинам высоты определим скорость прорывной волны в начале и конце выбранного участка по формуле (6) и их среднее значение по длине.

Интервал времени Δt находим из выражения (9) по величине средней скорости, задаваясь длиной Δl (или временем). Полученные величины вставляем в уравнение (10) и проверяем тождественность. Таким образом, необходимо, чтобы при решении задачи все значения элементов (высота, скорость, длина, время пробега длины и шероховатость стенки) удовлетворяли бы равенству (10). В противном случае расчеты должны быть повторены. Получив соответствующее равенство, можно переходить к расчету движения прорывной волны на следующем участке.

Последний створ предшествующего участка принимаем за первый, для второго учитываем высоту волны в конце второго участка и повторяем весь порядок расчета. Расстояние, где устанавливается выравненное движение прорывной волны, определяем из условия равенства значений высоты прорывной волны, получаемых подбором из уравнения (10) и формулы равномерного движения воды.

$$Q_0 = \omega_0 c_0 \sqrt{R_0 i}; \quad (11)$$

здесь Q_0 — расход воды, известный из формулы (1);

$$c_0 — коэффициент Шези (12), равный $\frac{1}{n} R_0^Y;$ \quad (12)$$

Y — показатель степени;

n — коэффициент шероховатости.

Формула определения показателя степени, полученная Н. Н. Павловским для условия равномерного движения воды, имеет вид

$$Y = 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 1). \quad (13)$$

В целях уточнения принятой схемы образования и движения прорывной волны, а также возможности применения установленных зависимостей мы использовали результаты выполненных в лотке опытов, отличающихся друг от друга в момент разрушения плотины величиной напора H_0 . Внутренняя поверхность лотка оштукатурена цементным раствором. Ширина лотка и отверстия — 10 см. Коэффициент шероховатости стенки, найденный при равномерном движении, равен 0,008. Используются данные: время пробега волной некоторой длины (считая от момента удаления выпускного устройства — преграды), максимальная высота прорывной волны по длине лотка, устанавливаемая спустя некоторое время после прохождения волной рассматриваемого створа, и коэффициент шероховатости.

Уравнение Н. Н. Павловского [13], как известно, применяется при равномерном движении, а в нашем случае [11] — только при выравненном движении прорывной волны. Поэтому неравномерное движение волны требует дополнительного введения поправочного коэффициента.

Обработка результатов наших опытов показала, что в этих условиях.

$$Y_n = Y \left[1 - (130 \sqrt{R_n} - 20) \left(\sqrt{\frac{R}{R_n}} - 0,76 \right) \right], \quad (14)$$

где Y — показатель степени в формуле (13);

- R — гидравлический радиус, подсчитанный по высоте прорывной волны;
 R_n — гидравлический радиус, подсчитанный по заданной величине напора в момент разрушения (в створе плотины).

ВЫВОДЫ

1. Процесс образования прорывной волны очень сложен. Высота продвигающегося вниз по сухому руслу фронта прорывной волны, распадающейся по длине, приближается к некоторой постоянной величине, соответствующей условиям равномерного движения воды.

2. Фронт прорывной волны продвигается как бы перекачиванием некоторого объема воды, характеризуемого в начальный момент некоторой средней величиной.

3. Чем больше напор на плотине в начальный момент разрушения, тем больше скорость продвижения фронта прорывной волны. С уменьшением высоты прорывной волны (по длине) влияние сил инерции уменьшается и увеличиваются силы трения. Там, где устанавливается выравненное движение прорывной волны, основную роль играют силы сопротивления.

4. В результате расчета движения прорывной волны по нашим зависимостям можно установить максимальную зону затопления и скорость продвижения фронта волны. Однако эти зависимости получены для условий плоской задачи. Необходимо еще провести опыты в условиях пространственной задачи (т. е. ширина русла $\neq$ ширине отверстия) для учета этих величин в расчете.

ЛИТЕРАТУРА

1. Архангельский В. А. Расчеты неустановившегося движения в открытых водотоках, АН СССР, 1947.
2. Агроскин И. И., Пыкалов С. И., Дмитриев Г. Т. Гидравлика, М., 1954.
3. Бернадский Н. М. Речная гидравлика, ее теория, методология, М.—Л., Госэнергоиздат, т. 1, 1953.
4. Ведерников В. В. «Изв. АН СССР», сер. техн. наук, 1946, № 4.
5. Волков И. М. «Изв. АН КазССР», сер. энергетическая, вып. 11, 1956.
6. Агазаров И. В. Метод определения колебаний уровня воды в длинных бьефах при регулировании, «Известия НМИ», 1924, № 7.
7. Ржаницин Н. А. Речная гидравлика, ОНТИ, ч. I, II, 1934, 1936.
8. Христианович С. А. О расчете неустановившихся движений в каналах и реках, Труды ГГИ, вып. 5, 1937.
9. Черкасов А. А. Движение волны попуска, Сельхозгиз, 1932.
10. Чертоусов М. Д. Гидравлика (специальный курс), Госэнергоиздат, 1957.
11. Абдураупов Р. Р. Некоторые результаты лабораторного изучения прорывной волны и методы ее расчета, В сб.: «Вопросы энергетики, гидротехники и горного дела», АН УзССР, 1961.

В. Е. ТУЗОВ

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕФОРМАЦИИ РУСЛА ПРИУСТЬЕВОГО УЧАСТКА р. ВАХШ

Регулирование стока р. Вахш Нурекским водохранилищем изменит бытовой режим Вахша и Аму-Дарьи. Осаждение наносов Вахша в водохранилище и поступление в нижний бьеф плотины осветленной воды, не нагруженной наносами, приведет к общему размыву русла Вахша и Аму-Дарьи и снижению уровня воды в головах водозаборных сооружений.

Для изучения русловых процессов и определения стока донных наносов в бытовых условиях по объему русловой деформации Институт водных проблем и гидротехники АН УзССР и САОГИДЭП в 1960 г. провели полевые исследования приустьевого участка Вахша.

КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РЕЖИМА р. ВАХШ

По характеру протекания потока и форме речного русла Вахш условно можно разделить на три различных участка.

Первый — горный участок, от слияния Кзылсу и Муксу до выхода из гор, протяженностью около 264 км. Второй — долинный участок. Он продолжается до оз. Джиликуль на расстоянии 89 км. На этом участке русло реки состоит из галечниковых отложений, выносящихся потоком с горной части реки. Все крупные наносы (галечник) постепенно полностью откладываются по длине участка, в результате чего непрерывно и систематически повышаются отметки среднего дна и удлиняется галечниковая часть русла. Об интенсивности продвижения галечника вниз по течению невозможно судить из-за отсутствия данных. Средний уклон водной поверхности участка порядка 0,0013 изменяется от 0,0031 в начале участка до 0,0008 в конце. В начале участка размеры отдельных частиц (камней) составляют 20 см и более, а к концу средний диаметр наносов, слагающих русло, уменьшается до 2,2 см. В русле (особенно в межень) появляются большие и малые острова, расчленяющие водный поток на рукава. В отдельных местах здесь русло реки имеет ширину до 3 км.

Третий участок — приустьевой, протяженностью 56 км, от оз. Джиликуль до слияния с р. Пяндж. Здесь река протекает по одному руслу, берега и дно его сложены супесчаными и песчаными грунтами, вследствие чего русло непрерывно деформируется как по глубине, так и в плане, и река меандрирует. Коэффициент извилистости на этом участке реки — 1,58. Вдоль реки много озер и болот, образовавшихся из стариц. Берега реки сильно заросли кустарником и камышом. В среднем русло имеет ширину 350—400 м; средний уклон горизонта воды —

порядка 0,00023, а средний диаметр донных наносов — 0,15 мм. На этот участок сверху поступают только песчаные наносы, а все более крупные, как было сказано выше, откладываются на втором.

В табл. 1 приведен фракционный состав донных отложений на втором и третьем участках.

Таблица 1

Место взятия пробы на участке	Диаметр фракций, мм										$d_{\text{ср}}$
	>40	40—20	20—10	10—5	5—2	2—1	1,0— 0,5	0,5— 0,25	0,25— 0,1	<0,1	
В конце доли- ного	11,84	33,72	32,05	2,30	0,74	0,07	0,14	15,52	1,63	1,99	22,0
В начале при- устьевом	—	—	—	—	—	—	0,2	8,7	33,0	58,0	0,15

Мы предполагаем, что после постройки Нурекского гидроузла на втором участке общий размыв будет незначительным, на третьем же (приустьевом) он может стать очень большим.

По данным Сарбантской станции, средний многолетний расход Вахша — 637 м³/сек, сток воды — $20,3 \cdot 10^9$ м³. В многоводный год среднегодовой расход равен 926 м³/сек; он соответствует стоку $29,4 \cdot 10^9$ м³. В маловодный год жидкий сток равен 15823 млн. м³, а среднегодовой расход — 499 м³/сек. Максимальный наблюдаемый расход — 4440 м³/сек (10. VII 1953 г.), минимальный — 122 м³/сек (8. II 1948 г.). Среднемноголетний сток взвешенных наносов — $84,8 \cdot 10^6$ т.

Годовой сток воды Вахша в 1960 г. в начале приустьевом участка составлял $20,44 \cdot 10^9$ м³, что соответствует среднему расходу 646 м³/сек. По стоку воды и среднему расходу этот год средний много-летний.

РЕЗУЛЬТАТЫ ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В 1960 г. мы исследовали участок протяженностью 13,2 км, находящийся на границе второго и третьего. На нем разбиты и закреплены 16 промерных створов. Долинный участок достигает створа 6, а от створа 9 начинается приустьевой. Между створами 6 и 9 в отдельных местах встречается галечник. Эту часть русла можно считать переходной; там в настоящее время удлиняется долинная часть реки за счет приустьевой.

Объем русловой деформации Вахша определили по 16 поперечникам 16 промерами. Полученные результаты приведены в табл. 2.

План участка, местоположение промерных створов, а также совмещенные продольные профили, построенные по средним отметкам дна, показаны на рис. 1. В начале участка хорошо видно закономерное чередование двух постоянных плесов с перекатами на створах 2, 6 и 10. Ниже створа 10 этой закономерности не наблюдается, так как местоположение плесов и перекатов меняется во времени. Например, по первому промеру створ 13 находится на перекатном участке, а по пятому — на плесовом. То же самое видно и на других поперечниках, расположенных ниже створа 10.

Таким образом, на приустьевом участке плесы и перекаты постоянно перемещаются сверху вниз по течению. Скорость перемещения зависит от величины расхода воды в реке и количества пиков паводка.

Таблица 2

Объем русловой деформации р. Вахш
на участке протяженностью 13,2 км

Номер промера	Дата промера (1960 г.)	Количество суток между промерами	Объем русловой деформации, м ³		Средний расход воды, м ³ /сек
			размыв	намыв	
1	7.IV	21	1160782	792620	318
2	28.IV	19	1754744	1528484	643
3	17.V	14	1240437	1576942	836
4	31.V	10	1325205	1376236	1098
5	10.VI	10	1169848	1201935	1115
6	20.VI	9	1048112	1979455	1347
7	30.VI	9	2288200	1467765	1821
8	8.VII	10	2024810	1356830	2023
9	18.VII	11	1057895	1917450	1258
10	29.VII	11	1561675	1060990	1425
11	9.VIII	6	1292585	925150	1726
12	15.VIII	7	1019190	1570485	1931
13	22.VIII	18	1816250	2137335	1394
14	9.IX	39	1061530	1523945	475
15	18.X	68	1402335	800110	255
16	24.XII				
Итого		262	21223598	21215731	823

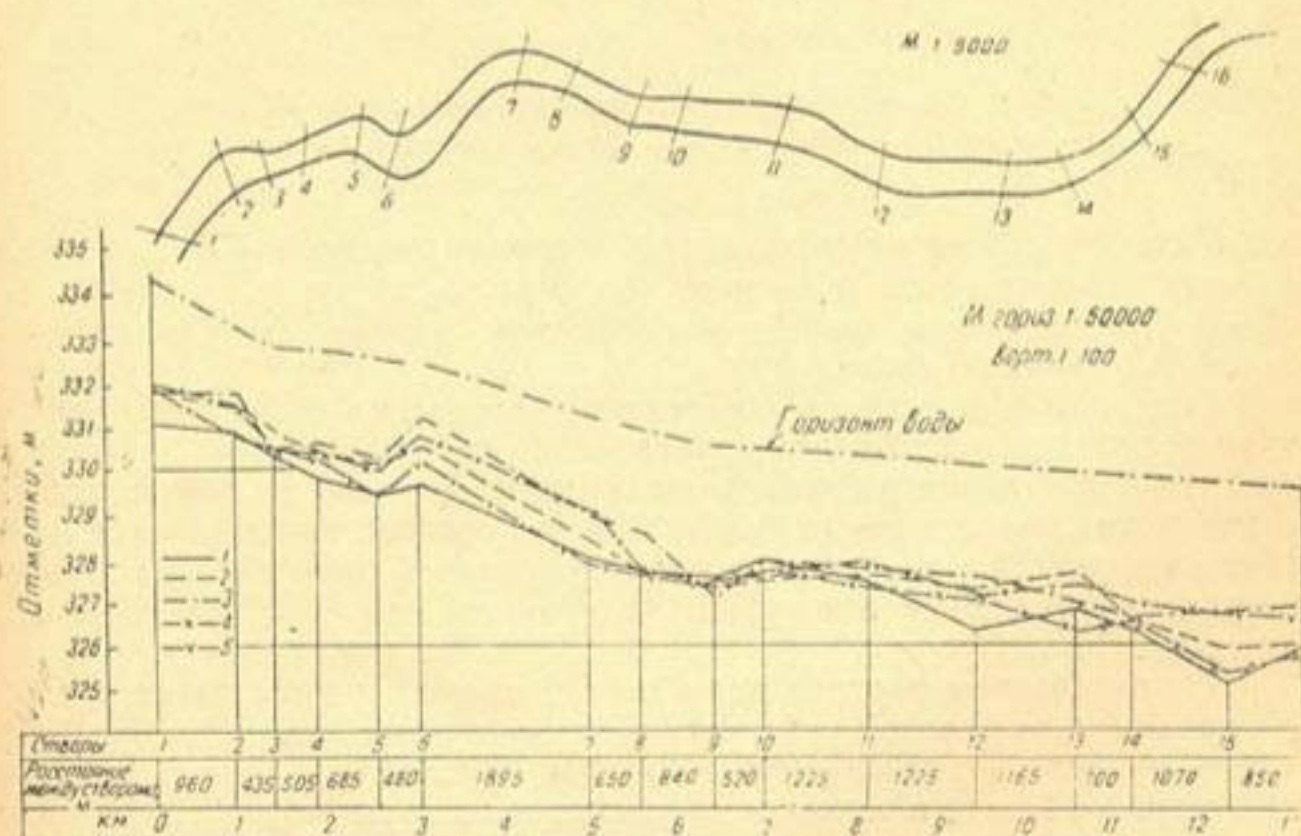


Рис. 1. План и совмещенный продольный профиль участка исследований р. Вахш:

1 — промер 2 при $Q = 490$ м³/сек (28.IV 1960 г.); 2 — промер 5 при $Q = 1180$ м³/сек (10.VI 1960 г.);
3 — промер 8 при $Q = 2220$ м³/сек (8.VII 1960 г.); 4 — промер 9 при $Q = 164,5$ м³/сек (18.VII 1960 г.); 5 — промер 14 при $Q = 690$ м³/сек (9.IX 1960 г.).

Перемещение плесов и перекатов вниз по течению хорошо видно по совмещенным профилям створов на рис. 1.

По второму промеру максимальная глубина в створе 13 находится у левого берега, по пятому — примерно в середине русла, а по восьмому — у левого берега.

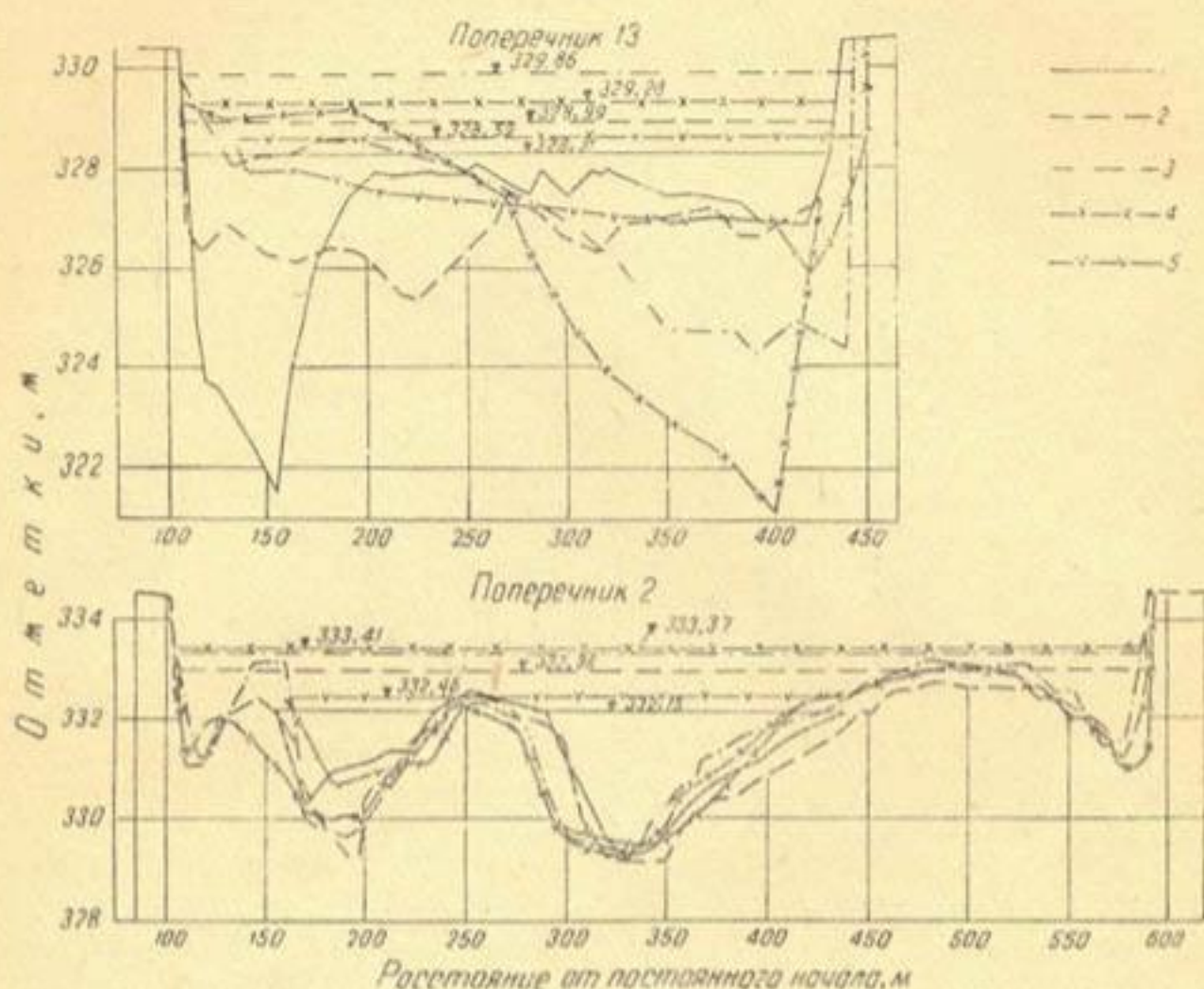


Рис. 2. Совмещенные поперечные профили русла р. Вахш:
1 — промер 2; 2 — промер 5; 3 — промер 8; 4 — промер 9; 5 — промер 14.

Таким образом, кроме русловой деформации по глубине, происходит деформация русла и по ширине.

С перемещением плесов и перекатов перемещается и стрежень потока по ширине русла.

В пределах долинного (гравелистого) участка до створа 6 амплитуда колебания отметок дна сравнительно небольшая, особенно в створе 2. При изменении расхода воды от минимального до максимального отметки дна колеблются от 0,5 до 2 м при средней ширине русла 450 м. Ниже створа 10 в песчаном русле (приустьевой участок) при средней ширине русла 400 м амплитуда колебания дна составляет 3—5 м (рис. 2).

С увеличением расхода воды в реке сильнее размывается русло, а с уменьшением расхода увеличиваются отложения (табл. 2). За 262 суток в пределах исследуемого участка русло размывлось в объеме 21,2 млн. м³. Почти в таком же количестве на этом же участке отложились наносы.

На гравелистом участке русла объем русловой деформации в 1,7 раза меньше, чем на песчаном, что объясняется отмошкой дна русла крупными фракциями наносов.

Определение расхода влекомых наносов непосредственным измерением для рек Вахш и Аму-Дарьи пока невозможно из-за отсутствия достаточно надежных приборов. Поэтому объем русловой деформации нами использован для определения стока влекомых наносов на приустьевом участке Вахша.

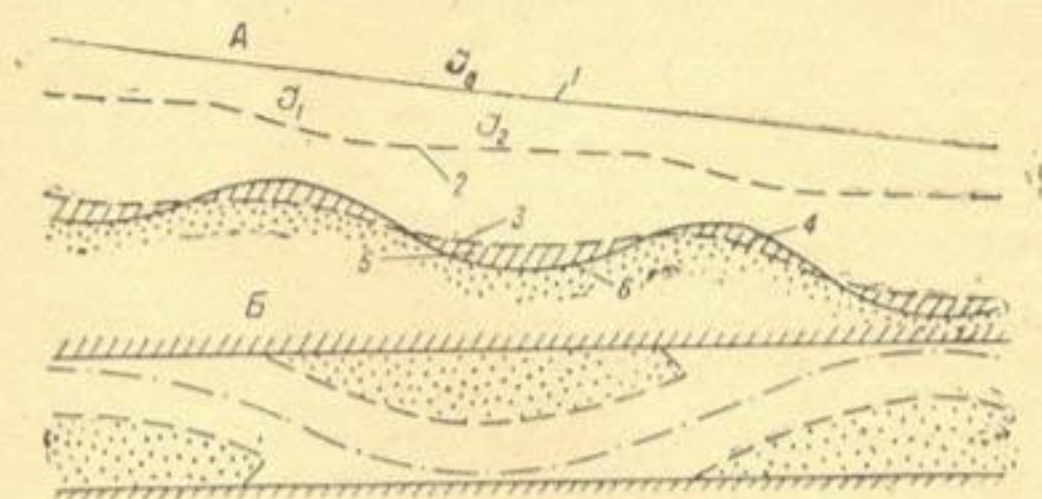


Рис. 3. Схема деформации русла на плесе и перекате.

А — продольный профиль;

1 — горизонт воды в паводок; 2 — горизонт воды в межень; 3 — дно в межень; 4 — размытый перекат; 5 — намыв плеса; 6 — дно в паводок;

Б — план.

При подсчете стока влекомых наносов по объему русловой деформации воспользуемся известными положениями переформирования плесов и перекатов рек в период паводка и межени, изложенными в работе [1].

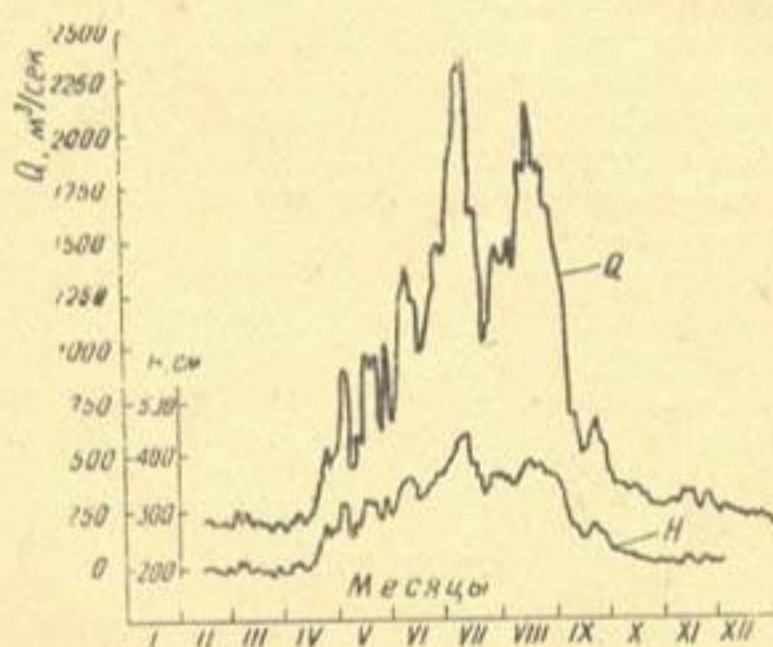


Рис. 4. График колебания расхода и горизонта воды р. Вахш в створе 9 за 1960 г.

Как известно, смена межени и половодья вызывает существенные изменения в формировании продольного профиля реки.

В межень скорости на перекатах значительно превышают скорости на плесах, и поэтому перекаты в течение межени подвергаются усиленному размыву, продукты которого сносятся в ближайшие плесы. В результате дно на перекатах понижается, а на плесах наращивается. Во время паводка уклоны на плесах и перекатах относительно выравниваются; скорости на плесах увеличиваются, и вместе с тем усилива-

ется вымыв наносов на плесах и вынос их на перекаты, вследствие чего дно на перекатах снова наращивается (рис. 3).

Таким образом, в паводок по всей длине реки все плесовые участки размываются, а перекаты наращиваются, в межень — наоборот [1]. Продукты размыва дна реки на плесах и перекатах перемещаются вниз по течению в виде влекомых наносов.

В первом приближении можно принять, что при одном пике паводка влекомые наносы за паводок и межень (один год) перемещаются на длину одного плеса и одного переката, или на половину шага меандры. Тогда можно предположить, что объем русловой деформации за период наблюдений на участке одного плеса и переката есть сток влекомых наносов.

Гидрограф Вахша в паводок имеет несколько пиков (рис. 4). Следовательно, в паводок наблюдаются циклы размыва плесов и перекатов, сопровождающиеся то увеличением, то уменьшением расхода донных наносов. При этом некоторая часть влекомых наносов, по-видимому, перемещается за паводок и межень на длину нескольких плесов и перекатов.

Объем русловой деформации одного плеса и переката (средний из 4—5 плесов и перекатов) принимался за величину стока влекомых наносов, при определении которой рассматривался участок от створа 10 до створа 16. На указанном участке реки, как видно из рис. 3, наблюдается два плеса и два переката, а объем русловой деформации (размыв) составляет 11,7 млн. м³. Тогда объем русловой деформации на одном плесе и одном перекате равен 5,9 млн. м³.

При объемном весе наносов в русле Вахша в 1,6 т/м³ сток влекомых наносов — 9,4 млн. т. За весь период наблюдений (262 суток) сток взвешенных наносов равнялся 113,7 млн. т. Сток влекомых наносов от стока взвешенных наносов составлял 8,3%.

Приведенные результаты подсчета приближенные, ввиду того что количество плесов и перекатов, возможно, взято нами не совсем точно из-за больших расстояний между створами и ограниченностью длины песчаного участка реки.

Так как расчеты общего размыва русла на большой длине и занесения верхних бьефов плотин зависят от правильности определения стока влекомых наносов, то в дальнейшем необходимо продолжить полевые исследования для уточнения и более строгого обоснования принятой нами методики подсчета стока наносов по объему русловой деформации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алтуниин С. Т. Регулирование русел, М., Сельхозгиз, 1956.
2. Близняк Е. В. Гидрография рек СССР, М., Гидрометиздат, 1945.
3. Шульц В. Л. Реки Средней Азии, М., 1952.

А. М. МУХАМЕДОВ, А. В. БОЧАРИН

О ПЛОТНЫХ ПОТОКАХ В УСЛОВИЯХ НУРЕКСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Плотные потоки образуются при слиянии двух водотоков с различными плотностями воды. Движение их послойное, без взаимного перемешивания, т. е. поток, обладающий большей плотностью, движется в придонном слое, а с меньшей — располагается выше. Разность плотностей воды обусловлена разностью температур, степенью насыщения растворимыми или твердыми компонентами или их различными сочетаниями. Наибольший интерес представляет образование плотного потока в водохранилище за счет взвешенных наносов. В таком случае русловой поток с определенной концентрацией взвеси при вступлении в зону выклинивания кривой подпора теряет крупные частицы наносов и опускается в придонные слои, образуя донный поток в водохранилище.

90% наносов донного потока имеет частицы размером $d < 0,01 \div 0,013$ мм, из них 50% — $d < 0,002 \div 0,003$ мм, т. е. донные потоки образуются на потоках, содержащих значительную часть мелких фракций наносов. Например, на водохранилищах КНР минимальная мутность, при которой происходит устойчивое образование донного потока, составляет $5,0 \div 10,0$ кг/м³ при $d < 0,01 = 40 \div 60\%$. Как правило, движение донного потока прекращается с прекращением формирующего его паводка.

На больших уклонах дна водохранилища ($I_0 > 0,001$) донный поток движется и после прекращения паводка. В отдельных случаях такой поток достигает плотины и может быть отдельно сброшен в нижний бьеф через донные сбросные отверстия. Если их пропускная способность недостаточна, то перед плотиной образуется волна повышения донного потока. В зависимости от длительности существования донного потока, объема аккумуляции паводка и отметки заложения порога водоприемника определенный объем твердого стока будет проходить и через водоприемник. При отсутствии донных сбросных отверстий перед плотиной образуется подводное скопление мутной воды. С течением времени там происходит консолидация частиц, и образуется призма заледнения объемным весом $\gamma = 0,6 \div 0,7$ т/м³.

Образование плотного потока использовалось для удаления части поступающих наносов из целого ряда водохранилищ. Например, в водохранилищах *Elephant Butte* (США) было удалено 5%, *Foxota* на р. *Red River* (США) — 10% наносов от суммарного стока. В водохранилище *Conchas* на р. *Canadion*, где имелись благоприятные условия образования донного потока (узкая каньонообразная чаша водохранилища с уклоном дна $i = 0,0015 \div 0,0025$, высокая мутность реки

$\rho = 100 \text{ кг/м}^3$), объем удаленных наносов за первые 11 лет работы водохранилища составил $15 \div 30\%$ их годового стока. На водохранилище оз. Альберта (ЮАР) донный поток задерживался перед плотинной и при достижении концентрации, близкой к предельной, сбрасывался в нижний бьеф. Аналогично удалялись наносы на водохранилище *Iril Emda* на р. *Agrioun* (Алжир). Технико-экономические расчеты показывают, что наиболее выгодная концентрация сбросного расхода — $\gamma_1 = 1,03 \div 1,07 \text{ т/м}^3$. За четыре года эксплуатации удалено из водохранилища от 1 до 4 млн. м^3 наносов в год, или от 25 до 47% годового стока.

На водохранилище Гуантин (КНР) удалялось 8—10% годового стока наносов. Разработка эксплуатационных мероприятий на основе специальных полевых и лабораторных исследований позволила увеличить объем удаляемых наносов до 30%.

Теоретические и экспериментальные исследования донного потока проводились преимущественно за рубежом (США, КНР, Франция, ОАР и др.). Для условий КНР (Саньмынься) и ОАР (Ассуан) донный поток изучался в Ленинградском политехническом институте им. Калинина под руководством проф. И. И. Леви. Наиболее полно исследована плоская задача движения плотного потока. При этом разность плотностей создавалась использованием различных жидкостей (вода — керосин, газолин, насыщенный раствор и т. д.) и реже — насыщением мельчайшими наносами.

Опыты подтверждают, что движение донного потока не отличается от движения руслового потока, т. е. законы, положенные в основу его расчета, справедливы и для плотного потока. Принципиальное отличие проявляется лишь при учете сил взвешивания и добавочного сопротивления на поверхности раздела жидкостей.

Движение донного потока выражается уравнением

$$\frac{dh}{ds} = \frac{I_0 - \frac{\lambda_m}{8} \cdot \frac{v^2}{g'h}}{1 - \frac{v^2}{g'h}} \quad (1)$$

Движение донного потока при $I_0 > 0,001$ приближается к равномерному:

$$v^2 = \frac{g'hI_0}{\frac{\lambda_m}{8}} \quad (2)$$

здесь

$$g' = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1} g;$$

γ_1 и γ — объемный вес плотного потока и воды;

v и h — средние скорости и глубины донного потока;

I_0 — уклон дна водохранилища;

λ_m — суммарный коэффициент сопротивления движению донного потока.

Экспериментальные исследования в лотках и водохранилище Гуантин (КНР) показали, что величина λ_m не зависит от абсолютной шероховатости дна и числа Рейнольдса и составляет $\lambda_m = 0,025$ ($Re = 5 \cdot 10^3 \div 50 \cdot 10^3$). При этом доля сопротивлений на поверхности раздела $\lambda_0 = 0,005$.

И. И. Леви, основываясь на опытах в лотке, считает, что указанная выше величина λ_m соответствует $Re > 24 \cdot 10^3$, а при $Re < 24 \cdot 10^3$ наблюдается область гладкого русла.

Очевидно, что связь величины λ_m с гидравлическими элементами русла и его шероховатостью требует дальнейшего изучения.

Устойчивое протекание донного потока в водохранилище, помимо его плотности, зависит от скорости и общей глубины водохранилища. При малой скорости донного потока граничная поверхность представляет собой отчетливо заметную плоскость. С возрастанием скорости на граничной поверхности наблюдается образование продольных волн, которые могут пробить толщу чистой воды и полностью нарушить полойное движение.

При выпуске донного потока через отверстия плотины, благодаря значительному возрастанию скорости прохождения, засасывается чистая вода, что приводит к снижению общего объема удаляемых наносов. Поэтому вопрос размещения сбросных отверстий в теле плотины играет немаловажную роль.

А. Крайя для характеристики работы сбросных отверстий по удалению наносов предложил параметр в виде

$$\frac{1}{F_r} = \frac{g' \Delta z^3}{q^2}, \quad (3)$$

где Δz — высота донного потока над центром сбросного отверстия.

Мутность сбросного расхода равна мутности донного потока: при истечении в атмосферу

$$\Delta z \geq 0,7 \sqrt[3]{\frac{q^2}{g'}}, \quad (4)$$

и в случае истечения под уровень

$$\Delta z \geq 1,7 \sqrt[3]{\frac{q^2}{g'}}. \quad (5)$$

Учитывая положительный опыт использования за рубежом донного потока как средства увеличения срока заиливания водохранилища, отдел регулирования русел рек Института водных проблем и гидротехники АН УзССР в 1960 г. приступил к изучению донного потока в условиях Средней Азии.

Одним из первоочередных объектов мы наметили проектируемое Нурекское водохранилище на р. Вахш, где наблюдается сравнительно высокая мутность реки (до 45 кг/м^3), большой уклон дна ($I_0 = 0,002 \div 0,008$), каньонообразная чаша водохранилища и высокий напор перед плотинной.

Минимальная мутность устойчивого образования донного потока принята $\rho = 5,0 \text{ кг/м}^3$ (по аналогии с водохранилищем Гуантин). В этом случае общее время существования донного потока определяется тремя месяцами (май, июль, август) среднего по твердому стоку года.

Расчет производили для бытовых условий подпертого бьефа и различных условий его заиливания. По длине водохранилища глубина донного потока различна и колеблется в пределах $15,0 \div 30,0 \text{ м}$, уменьшаясь с приближением к створу плотины. Средняя скорость донного потока также изменяется по отдельным участкам и составляет от $0,75$ до $1,5 \text{ м/сек}$. Расчетные значения скоростей обуславливают короткое время добега донного потока в пределах $0,5 \div 1,0$ суток, что является существенным фактором его практического использования.

Изменение плотности при движении донного потока в незначительной степени зависит от величины пути перемещения и практически находится по начальной плотности руслового потока, которая определяет относительную плотность донного потока, подходящего к плотине, и ее численные значения составляют 85—92% от начальной плотности.

Предположив, что наносы будут удалены через донные сбросные отверстия, за которые мы приняли строительный туннель, общее количество наносов рассчитывали при различных значениях сбросного расхода $Q = 25, 50, 75, 100 \text{ м}^3/\text{сек}$. Результаты расчета (в процентах к годовому стоку) приведены ниже.

Жидкий сток	0,9	1,8	2,7	3,6
Твердый сток	6,2	11,0	16,5	18,5

При интенсивном наполнении мутной водой мертвого объема наносы в нижний бьеф могут поступать и через турбинные водоводы. Очевидно, количество их зависит от относительного положения порога водоводов, т. е. чем они ниже, тем больше наносов будет удаляться. Расчеты показывают, что при заложении порога турбинных водоводов на 795,0 м удаляется 18 млн. т наносов, или 13,2% годового стока.

Таким образом, характер и длительность процесса заиления Нурекского водохранилища с учетом существования донного потока существенно отличаются от расчетного. Значительная доля наносов достигает створа плотины. Интенсивность заиления зависит от наличия или отсутствия донных сбросных отверстий. В первом случае количество наносов, удаляемых в нижний бьеф в первые годы работы водохранилища, может составить $19,4 \div 31,7\%$ годового стока (при использовании 0,9—3,6% жидкого стока), что существенно увеличивает срок заиления. Во втором случае, очевидно, наносы будут удаляться только через турбинные водоводы в пределах $10 \div 15\%$ годового стока. Однако в обоих случаях характер заиления идентичен, т. е. наряду с образованием конуса выноса в зоне выклинивания кривой подпора непосредственно перед плотиной также будет формироваться призма заиления с объемным весом $\gamma = 0,6 + 0,7 \text{ т/м}^3$. Это, в свою очередь, повлияет на интенсивность донного потока, уменьшая его скорость и плотность. Расчеты, произведенные для заиления порядка 9, 21 и 44% мертвого объема, показывают, что плотность донного потока у створа плотины уменьшается в 1,8 раз по сравнению с бытовым состоянием водохранилища. Возможный объем удаляемых наносов составит 10—12% годового стока.

В заключение отметим, что в силу многих недостатков, присущих расчетным формулам по практическому использованию донного потока, наши расчеты нужно рассматривать как приближенные, характеризующие прежде всего качественную сторону явления. Для окончательного суждения о практической целесообразности использования и учета донного потока при сбросе наносов в нижний бьеф в Нурекском водохранилище требуется широкое экспериментальное исследование, а также полевые изучения гидроузлов на р. Вахш, вступающих в эксплуатацию.

ЛИТЕРАТУРА

1. Анализ донного потока в Гуантинском водохранилище, Пекин, 1958.
2. Леви И. И. Теория донных течений в водохранилищах, Известия ВНИИГ, т. 62, 1959.
3. Леви И. И. Заиление водохранилищ, сооружаемых на реках, переносящих мелкую взвесь, Известия ВНИИГ, т. 65, 1960.
4. Кулеш Н. П. «Гидротехника и мелиорация», № 12, 1959.
5. Raud I. Устройство для очистки от ила водохранилища, La Houille Blanche, 4, 1958.
6. Вопросы плотных потоков и их практическое применение, Пекин, 1959.

М. Б. СЕЛЯМЕТОВ, Б. Г. МАЛЛАЕВ

РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРОМЫВОВ ОТЛОЖЕНИЙ ВЕРХНЕГО БЬЕФА СРЕДНЕНАПОРНОГО ГИДРОУЗЛА

Эксплуатация гидроузлов с занесенным отложениями верхним бьефом вызывает серьезные затруднения, связанные с транзитом через гидроузел донных наносов. Наносы не только попадают через донные промывные устройства в нижний бьеф, но и поступают в значительном количестве в ирригационные каналы, турбинные камеры ГЭС, истирая лопасти рабочих колес турбин, что намного сокращает срок их службы, приводит к непроизводительным затратам средств и простоям станции или отдельных ее агрегатов.

Проведением соответствующих мероприятий можно защитить каналы и турбины ГЭС от донных наносов. Наиболее действенное средство борьбы с донными наносами — периодические промывы занесенных верхних бьефов гидроузлов путем снижения горизонта воды в верхнем бьефе, обеспечивающего смыв значительного объема отложений. Таким образом, перед сооружением можно создать водоем с пониженными скоростями потока, осаждающими донные наносы.

В работах, теоретически освещающих вопросы промыва, рассматриваются условия плоского потока (И. И. Леви, А. М. Мухамедов, Ф. Ш. Мухамеджанов). Пока еще не разработаны методы расчета промыва в пространственных условиях, характерных для эксплуатационной практики. Поэтому для освещения вопросов промыва приходится проводить специальные экспериментальные исследования.

В гидротехнической лаборатории Института водных проблем и гидротехники АН УзССР в 1959 г. по заданию проектного института САОГИДЭПа проводились исследования по определению эффективности промыва отложений из верхнего бьефа на модели средненапорной ГЭС, позволившие установить толщину смытых отложений, их объем и примерную длину распространения промыва при заданных расходах воды в реке, величинах понижения горизонта воды в верхнем бьефе и времени промыва. Результаты опытных данных сопоставлялись с имеющимися расчетными зависимостями, кратко изложенными ниже.

При выводе зависимости между временем промыва t и расстоянием его l при различных снижении горизонта воды И. И. Леви [1] принимает расчетную схему, показанную на рис. 1.

Перепад, образующийся над грядой отложений, вследствие быстрого открытия отверстий промывных устройств (рис. 1) имеет максимум в начале промыва z_1 . Этот момент характеризуется наличием больших скоростей потока воды, способствующих интенсивному смыву отложений. С течением времени перепад z_2 , z_3 , удаляясь вверх от сооружения,

постепенно уменьшается, и следовательно, снижается интенсивность промыва. Основное уравнение, использованное автором при выводе расчетных зависимостей, — уравнение баланса наносов:

$$adl = q_t dt, \quad (1)$$

где a — толщина слоя смытых отложений;
 q_t — расход наносов.

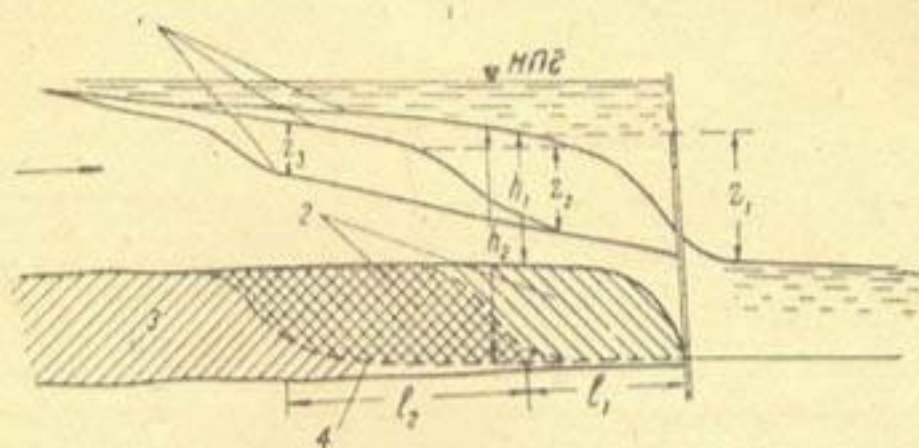


Рис. 1. Схема расчета промыва по И. И. Леви:
 1 — крайние спада при промыве; 2 — процесс смытия; 3 — отложения;
 4 — дно после промыва.

Длина распространения промыва

$$l = \left(H_0 - \frac{m}{Vz} - z \right) \frac{k}{z^{1/2}}. \quad (2)$$

В выражении (2)

$$m = \frac{q}{\varphi V 2g}; \quad (3)$$

здесь φ — коэффициент скорости;
 q — погонный расход воды;

$$k = \frac{q^{1.5}}{n^2 \varphi^{1/2} (2g)^{1/2}}. \quad (4)$$

Толщина слоя смытых отложений с учетом изменения уклона дна реки

$$a = a_0 - il = a_0 + z - H_0 + \frac{m}{Vz}. \quad (5)$$

Расход донных наносов определяется по формуле

$$q_t = Au^4 = 4Ag^2 \varphi^4 z^2. \quad (6)$$

Коэффициент A находится из соотношения

$$A = c \left(\frac{1}{Vgd} \right)^3 \left(\frac{d}{h} \right)^{0.25} d, \quad (7)$$

где d — средний диаметр наносов;
 h — глубина потока;
 c — коэффициент пропорциональности.

Интегрируя уравнение (1), проф. И. И. Леви получил следующую зависимость:

$$\frac{Dt}{k} + c = \frac{f(z)}{z^{3/2}}, \quad (8)$$

где $D = 4Ag^2\varphi^4$;

$$f(z) = \frac{7H_0 + 3a_1}{11z} - \frac{3}{7} - \frac{12m}{13z^{3/2}} + \frac{(7H_0 + 9a_1)m}{17z^{3/2}} - \frac{9m^2}{19z^2} - \frac{7a_1H_0}{15z^2}$$

(через a_1 выражена разность $H_0 - a_0$).

Приведенные зависимости позволяют определить величину l для ряда значений z , а также время t , в течение которого установятся значения z и l , толщину смытых отложений a и уклон дна i , соответствующие определенным значениям z и l . Построив же графики $t = f(l)$ и $z = f(l)$, можно судить об интенсивности протекания промыва.

А. М. Мухамедов, рассматривая случай промыва¹ со свободным истечением воды из-под щита, на основании многочисленных экспериментов установил, что уклон дна, изменяясь в процессе промыва, остается близким к критическому $i_{кр}$.

Входящая в уравнение баланса наносов

$$\gamma' \cdot l \cdot a \cdot dl = q_t \cdot at \quad (1')$$

толщина смытых отложений a определяется из условия

$$a = a_0 - (i_{кр} - i_n)l, \quad (9)$$

где $i_{кр}$ — критический уклон дна;

i_n — бытовой уклон дна.

Поскольку в опытах уклоны оставались близкими к критическим, и следовательно, возникали критические скорости потока, А. М. Мухамедов наблюдал переход от грядового движения наносов во взвешенное.

Поэтому в формуле (1') γ' — объемный вес наносов в воде.

Расход же взвешенных наносов он рекомендует определять по формуле И. И. Леви [2]

$$q_t = c \left(\frac{u}{w} \right)^4 \left(\frac{d}{h} \right)^2 q, \quad (10)$$

или для заданной крупности частиц —

$$q_t = Au^4 q, \quad (10')$$

где $A = \frac{c}{w^4} \left(\frac{d}{h} \right)^2$;

u — скорость потока;

$\frac{d}{h}$ — относительная шероховатость русла;

c — опытная постоянная ($c = 0,01$);

w — гидравлическая крупность.

¹ Схема расчета промыва аналогична схеме И. И. Леви.

Для определения гидравлической крупности частиц И. И. Леви [2] дает следующие зависимости:

а) в области „гладкого“ сопротивления

$$30 < Re < 400 \quad (d = 0,6 - 2,0 \text{ мм})$$

$$2\omega^{1,8} = \frac{gd^{1,2} \left(\frac{\rho_1}{\rho} - 1 \right)}{2,2\nu^{0,2}}; \quad (11)$$

б) в зоне квадратичного сопротивления

$$Re > 400 \quad (d > 2 \text{ мм})$$

$$\omega = 1,2 \sqrt{gd \left(\frac{\rho_1}{\rho} - 1 \right)}; \quad (12)$$

здесь ρ и ρ_1 — плотность жидкости и частицы;

ν — кинематический коэффициент вязкости.

После нескольких преобразований А. М. Мухамедов получает следующую зависимость для определения времени промыва:

$$t = \frac{1}{Ag(i_{кр} - i_n)} \left\{ \ln \frac{B}{B - (i_{кр} - i_n)l} - \frac{(i_{кр} - i_n)l(B - a_0)}{B[B - (i_{кр} - i_n)l]} \right\}, \quad (13)$$

где

$$\left. \begin{aligned} Ag &= \frac{\gamma}{\nu} Ag \varphi^4 (2g)^2 \\ B &= a_0 + 1,5 h_{кр} - h_2 \end{aligned} \right\}; \quad (14)$$

здесь h_2 — глубина в сжатом сечении, устанавливаемая подбором из формулы для расхода воды:

$$q = \varphi h_2 \sqrt{2g[1,5 h_{кр} + a_0 - (i_{кр} - i_n)l - h_2]}. \quad (15)$$

Таким образом, зависимость (13), выведенная без прямой связи со снижением горизонта воды, величина которого определится в основном условиями пропускной способности промывных устройств при полностью открытых щитах, позволяет найти время t , необходимое для смыва отложившихся в верхнем бьефе наносов при известных l и других величинах, входящих в формулу. Длина призмы смыва, ограниченная отрезком, равным расстоянию от сооружения до пересечения уклонов $i_{кр}$ и i_n , определяется по имеющимся продольным профилям заиленного дна русла.

В своих последующих работах А. М. Мухамедов [3, 4], совершенствуя теорию промыва, исходит из тождественности явлений промыва отложений и движения наносов на горных реках, где определяющим фактором является влекущая сила потока. Автор, относя исследования проф. И. И. Леви в области движения наносов к случаю малого насыщения потока донными наносами, считает более правильным при рас-

чете промыва использование формул, основанных на влекущей силе потока, к которым относится формула проф. И. В. Егiazарова [5]

$$q_t = \gamma q t^{1/2} k_1 \left(\frac{S}{S_0} - 1 \right), \quad (16)$$

где $S = \gamma h i$ — влекущая сила потока;
 $S_0 = f (\gamma_n - \gamma) d_{cp}$ — начальная влекущая сила потока;
 d_{cp} — средний диаметр наносов;
 γ_n — удельный вес наносов;
 γ — удельный вес воды;
 f — коэффициент трения;
 i — уклон дна потока;
 $k_1 = 0,015 - 0,03$ — коэффициент пропорциональности.

Величина коэффициента трения определяется по зависимости

$$f = \frac{0,012}{c_x} = 0,003 - 0,006, \quad (17)$$

где $c_x = f(Re_d)$ — коэффициент лобового сопротивления; для горных рек $c_x = 0,2$, для лабораторных условий $c_x = 0,4 - 0,5$.

Подставляя в формулу (1) значение q_t и производя соответствующие преобразования, А. М. Мухамедов после интегрирования получает следующую зависимость:

$$\frac{Bt}{3l_1} = \varphi(h_2) - \varphi(h_1), \quad (18)$$

где $B = k_1 \cdot \gamma q^2 n$; n — коэффициент шероховатости;

$$\varphi(h) = - \left[\frac{1}{8} h^{7/2} + c h^{1/2} - c \sum_{n=0}^{\infty} \frac{h^{\frac{7n-1}{2}}}{(7n+1) c^n} \right]. \quad (19)$$

$$c = \frac{\gamma q^2 n^2}{(\gamma_n - \gamma) d_{cp} \cdot f}. \quad (20)$$

Значение функции $\varphi(h)$ находится для двух глубин — h_1 и h_2 , соответствующих глубинам в начале и конце промыва.

По зависимости (18), учитывающей снижение горизонта воды в верхнем бьефе, можно определить время, в течение которого необходимо проводить промыв при заведомо известной длине его распространения. Эту методику расчета А. М. Мухамедов рекомендует применять при промыве верхних бьефов гидроузлов с малым перепадом.

Ф. Ш. Мухамеджанов в отличие от И. И. Леви и А. М. Мухамедова считает, что смыв отложений верхнего бьефа при промыве происходит по треугольной призме. Исходя из этого, он на основании лабораторных исследований промыва установил эмпирические зависимости изменения объема и длины призмы смыва от величины снижения горизонта воды в верхнем бьефе.

Расчетные зависимости упрощенного метода расчета промыва Ф. Ш. Мухамеджанова имеют следующий вид:

а) для постоянной ширины потока

длина призмы смыва (см)

$$l_{\text{пр}} = 1,9 \left(\frac{G_6 h_c^{0,5} t}{B \gamma I_6^{1,5}} \right)^{0,4} \left[1 + 0,1 \left(\frac{h_c}{H_c} \right)^2 \right], \quad (21)$$

объем призмы смыва

$$W = 0,95 \left(\frac{G_6 h_c^{0,5} t}{\gamma I_6^{1,5}} \right)^{0,4} \left[1 + 0,05 \left(\frac{h_c}{H_c} \right)^2 \right]; \quad (22)$$

б) для размываемых берегов длина призмы смыва

$$l_{\text{пр}} = 1,87 \frac{h_c}{I_6} \left(\frac{G_6 I_6 t}{B \gamma h_c^2} \right)^{0,377} \left[1 + 0,1 \left(\frac{h_c}{H_c} \right)^2 \right], \quad (23)$$

объем призмы смыва

$$W = 1,03 \frac{B}{I_6} \left(\frac{G_6 I_6 t}{B \gamma} \right)^{0,433} \cdot h_c^{1,132} \left[1 + 0,05 \left(\frac{h_c}{H_c} \right)^2 \right]; \quad (24)$$

здесь I_6 — бытовой уклон водной поверхности;

G_6 — расход донных наносов при уклоне I_6 , г/сек;

γ — объемный вес наносов, г/см³;

h_c — величина снижения горизонта воды, см;

B — бытовая ширина потока, см;

H_c — глубина потока на расстоянии $\sim (2 \div 3) B$;

t — продолжительность промыва, сек.

Изложенные выше способы расчета промыва мы использовали частично при обработке опытов на изучавшемся гидроузле.)

Описание гидроузла. Исследуемый гидроузел ГЭС строится на горной реке при выходе ее в долину. Выше него река проходит в глубоком каньоне с высокими обрывистыми берегами.

Водоем, который возникнет в результате строительства гидроузла, будет иметь вытянутую форму. Сток взвешенных наносов выражается в среднем в 88 450 тыс. т в год.

Сток донных наносов составляет примерно 1% от стока взвешенных, т. е. 884 500 т в год, или 465 тыс. м³ при $\gamma = 1,9$ т/м³.

Гидроузел включает в себя земляную плотину, ГЭС приплотинного типа, бетонную водосливную плотину и сброс в соединительный канал. В здании ГЭС размещены шесть агрегатов; четыре используют перепад между горизонтом воды в верхнем бьефе, создаваемый плотиной, и горизонтом в нижнем бьефе (русловые агрегаты), два сбрасывают воду в соединительный канал (береговые агрегаты). Расход воды турбинами 150—175 м³/сек.

Отложения из верхнего бьефа промываются шестью донными галереями, устроенными между турбинными агрегатами.

Высота галереи $h = 5,5$ м, ширина $b = 4$ м. Пропускная способность каждой галереи — до 400 м³/сек.

Справа от здания ГЭС размещается бетонная водосливная плотина практического профиля, сбрасывающая расход воды до 1800 м³/сек. Ширина плотины $b_{\text{пл}} = 16$ м, максимальный напор $H_{\text{max}} = 14,8$ м.

К водосливной плотине примыкает земляная плотина с креплением из гравелисто-галечникового грунта толщиной 1 м. Максимальная высота плотины 32,5 м.

Для суточного регулирования расхода воды, потребляемой ГЭС, в верхнем бьефе создается водоем — бассейн суточного регулирования, отделяемый от основного русла после занесения отложениями верхнего бьефа гидроузла до отметки 480 раздельной дамбой высотой 6 м, сложенной из галечникового грунта. Воду бассейна можно использовать и при промыве в качестве добавочного расхода. Изучение эффективности промыва отложений из верхнего бьефа проводилось в следующих условиях (для натур):

1) паводковые расходы 2500, 1500, 1000 $\text{м}^3/\text{сек}$ обеспеченностью 38, 97, 100%.

2) отметка горизонта воды в верхнем бьефе до промыва — 484;

3) снижение горизонта воды верхнего бьефа ($h_{\text{сн}}$), соответствующее приведенным расходам, 1,8, 3,8 и 8,5; 3,25, 5,8 и 8,5; 4,15, 7,0 и 8,5 м.

4) время промыва — 10 час. для всех понижений горизонтов воды и ее расходов.

Отложения из верхнего бьефа будут промываться после полного его занесения примерно через 20 лет. Максимальная крупность наносов, которые подойдут к гидроузлу к этому времени, согласно расчетам САОГИДЕПа, составит $d_{\text{max}} = 10\text{—}15$ мм. Отметка занесенного верхнего бьефа будет около 480.

Цель опытов по промыву верхнего бьефа, входивших в комплекс исследований гидроузла, заключалась в определении объема наносов, смываемых при различных расходах воды и снижениях горизонтов, без остановки ГЭС.

МОДЕЛЬНАЯ УСТАНОВКА И МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЙ

Опыты проводили на неискаженной пространственной модели ($M = 100$), построенной на русловой площадке института.

В верхнем бьефе мы воспроизвели основное русло с левым скалистым берегом и бассейн суточного регулирования объема воды, отделенный от русла раздельной дамбой (рис. 2). В нижнем бьефе для улавливания наносов, проходящих через донные промывные отверстия и турбинные водоводы, построили двенадцать отстойников по числу отверстий плотины. Воду, подаваемую на модель и во все ее отверстия, учитывали измерительными водосливами. Водосливы для замера полного расхода воды устанавливали в начале и конце модели; расходы воды, поступающей во все турбины и донные галереи, измеряли водосливами, находящимися в конце каждого отстойника.

Верхний бьеф модели для удобства съемки поперечников, замеров скоростей потока и уклонов водной поверхности разбили на поперечники через 1 м, закрепленные проволокой. Длина модели, предварительно подсчитанная по формуле Ф. Ш. Мухамеджанова и принятая с запасом равной 20 м (2 км для натур), определялась из условия размещения на ней промывного участка.

Подобие гидравлических явлений на модели и в натуре обеспечили моделированием по Фруд:

$$\text{масштаб скорости } d_v = M^{0,5};$$

$$\text{масштабное уменьшение времени } \alpha_t = M^{0,5};$$

$$\text{расход воды } \alpha_q = M^{2,5};$$

$$\text{уклон водной поверхности } \alpha_l = 1,0;$$

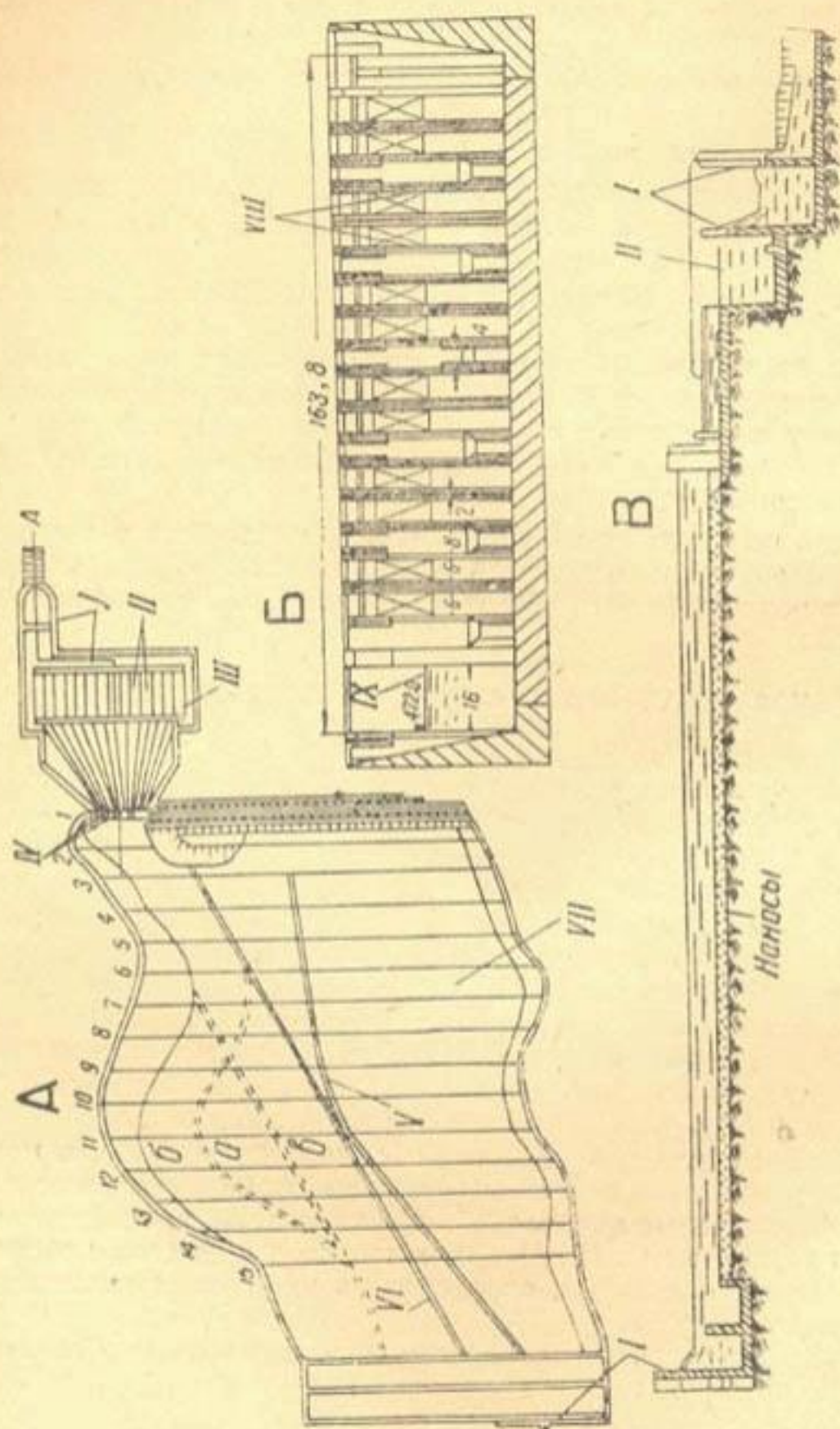


Рис. 2. Экспериментальные установки (М 1:100 НВ).

А — план модели: а — дамба для создания криволинейного подхода, б — левый скальный берег, в — дополнительный дамба, создающая прямой подход; I — мерные водосливы, II — отстойники, III — шиты, IV — агрегаты ГЭС, V — проектная дамба, VI — реконструированная дамба; VII — бассейн суточного регулирования объема воды; VIII — вид сверху; IX — дождевые галереи, X — катастрофический сброс; Б — продольный разрез.

масштабный множитель объемного веса $\alpha_\gamma = \frac{\gamma_{\text{нат}}}{\gamma_{\text{мод}}}$;

объем $\alpha_w = M^3 \cdot \frac{1}{\alpha_\gamma}$.

Мутность потока на модели и в натуре находили из соотношения

$$\frac{G}{Q} = \frac{g}{q},$$

где G и g — мутность потока в натуре и на модели;

Q и q — расход воды в натуре и на модели.

По этой зависимости и на основании кривой насыщенности натурального потока подсчитали насыщенность наносами модельного потока 9; 1,9 и 0,6 кг/час, соответствующую расходам воды в реке 2500, 1500 и 1000 м³/сек.

Схема пропуска расходов воды через гидроузел в натуре и на модели приводится в табл. 1.

Таблица 1

Пропуск расходов воды через гидроузел в натуре и на модели при промыве

Расход гидроузла	Расход агрегатов ГЭС						Общий расход агрегатов	Расход донных промывных галерей						Общий расход галерей
	1	2	3	4	5	6		1	2	3	4	5	6	
Натура, м³/сек														
2500	175	175	175	175	175	175	1050	242	242	242	242	242	240	1450
1500	175	175	175	175	175	—	875	125	125	125	125	125	—	625
1000	—	175	175	175	175	—	700	50	50	50	50	50	50	300
Модель, л/сек														
25	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	10,50	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,40	14,50
15	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	—	8,75	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	—	6,25
10	—	1,75	1,75	1,75	1,75	—	7,00	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	3,00

При подборе размываемого материала, укладываемого в верхнем бьефе модели, использовали данные проекта. Согласно этим расчетам, через два года эксплуатации гидроузла к нему подойдут фракции максимальной крупностью 1—2 мм, а через десять лет средняя крупность наносов составит 3—4 мм. После 20 лет (рассматриваемый период) ожидается подход к гидроузлу фракций с максимальным диаметром 10—15 мм.

Ввиду того что промыв будет происходить на ближайшем к гидроузлу участке, установили средний диаметр песка на этом участке

$$d_{\text{ср}} = \frac{d_{\text{ср. пл}} + d_{\text{ср. 1 км}}}{2} = 12 \text{ мм},$$

где $d_{\text{ср. пл}}$ — средний диаметр частиц песка у плотины после 20 лет эксплуатации гидроузла;

$d_{\text{ср. 1 км}}$ — средний диаметр частиц песка на 1 км выше плотины в то же время.

Моделируя песок по гидравлической крупности:

$$\frac{w_n}{w_m} = \frac{v_n}{v_m} = \sqrt{M},$$

где w_n , w_m и v_n , v_m — гидравлические крупности частиц и средние скорости потока для натуре и модели;

M — масштаб модели,

получим

$$w_m = \frac{w_n}{\sqrt{M}} = \frac{w_n}{\sqrt{100}} = 0,1 w_n;$$

$$w_n = w_{12 \text{ мм}} = 41 \text{ см/сек},$$

тогда

$$w_m = 4,1 \text{ см/сек};$$

здесь

$$d_{\text{ср. м}} = 0,35 \text{ мм}.$$

В исследованиях применяли песок средней крупностью $d_{\text{ср. м}} = 0,4 \text{ мм}$.

Для дамбы бассейна суточного регулирования объема воды на модели использовали значительно более крупный материал со средним диаметром частиц $d_{\text{ср. м}} = 5 \text{ мм}$.

Промыву предшествовало формирование русла, считавшееся законченным после достижения на модели равенства количества подаваемых и уловленных наносов, а также установления постоянных уклонов поверхности воды, значения которых приближались к натурным $i = 0,002 \div 0,0024$.

При формировании русла песок в верхнем бьефе модели выстилался на отметке 480, после чего перед каждым опытом по промыву фотографировали и нивелировали русло на участке в 1,5 км.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Первоначальные опыты по формированию русла в верхнем бьефе были начаты при проектином плановом положении дамбы бассейна суточного регулирования объема воды (см. рис. 2). Выявлен неблагоприятный подход потока к гидроузлу. Поток делился на две части, одна из которых, двигаясь вдоль дамбы бассейна суточного регулирования объема воды, а затем вдоль земляной плотины, подходила к сооружению справа, изменяя направление основного потока. Скорость потока у земляной плотины достигала 3—4 м/сек при расходе воды в реке 2500 м³/сек, что недопустимо. Часть потока, присоединявшаяся к основному потоку справа, взмучивала наносы вблизи сооружения и интенсивно завлекала их в гидротурбины.

Таким образом, опыты показали необходимость создания зарегулированного подхода потока к сооружению. Для этой цели дамбу бассейна суточного регулирования сдвинули влево (рис. 2). Местоположение ее конца определяли по формуле С. Т. Алтунина [7] подсчетом устойчивой ширины русла:

$$B_y = \rho \frac{Q^{0,5}}{I^{0,2}},$$

где B_y — устойчивая ширина русла;

ρ — коэффициент устойчивости ширины русла в плане, изменяющийся от 0,7 до 1,5.

Для наших условий, согласно [7, табл. 5], ρ можно считать равным 1.

Принимая $Q = 3000 \text{ м}^3/\text{сек}$ (10-процентная обеспеченность) и $I = 0,002$ получим

$$B_y = \frac{\sqrt[3]{3000}}{(0,002)^{0,2}} = 190 \text{ м.}$$

После того как с помощью дамбы бассейна суточного регулирования объема воды при подходе к сооружению была создана устойчивая ширина $B_y \approx 200 \text{ м}$, опыты по формированию русла продолжались. Они показали, что дамба бассейна создает русло необходимой ширины только на участке 600 м, а выше оно превышает в два-три раза и более устойчивую ширину, поэтому происходит блуждание реки по пойме. При этом возможен такой подход потока к участку с устойчивой шириной, когда река, двигаясь вдоль скалистого левого берега, у седьмого поперечника выходит к дамбе и начинает разрушать ее даже при нормальном подпёртом горизонте воды в верхнем бьефе (484). Этот подход потока создали устройством дамбы а (рис. 2). В подобных условиях промывать русло со сниженными горизонтами воды в верхнем бьефе, как показали опыты, невозможно из-за быстрого разрушения дамбы.

Таблица 2

Снижение горизонтов воды при различных ее расходах

Номер опыта	Расход воды, $\text{м}^3/\text{сек}$	Отметка горизонта воды в верхнем бьефе к концу промыва, м	Высота снижения горизонта воды, м
1	2500	482,20	1,80
2		480,20	3,80
3		475,50	8,50
4	1500	480,75	3,25
5		478,20	5,80
6		475,50	8,50
7	1000	479,85	4,15
8		477,00	7,00
9		475,50	8,50

Примечание. Отметка горизонта воды в верхнем бьефе до промыва принята равной 484.

Для обеспечения благоприятного подхода к плотине реки с шириной русла, не превышающей 190—200 м, построили на модели дополнительную левобережную дамбу, параллельную дамбе бассейна суточного регулирования. Эти дамбы создали на всей площади распространения промыва прямолинейный устойчивый участок русла. В дальнейшем уже при таком организованном подходе потока к гидроузлу провели девять опытов (три снижения при трех расходах воды, табл. 2).

Время промыва было принято постоянным — 10 час. для натурн. Горизонт воды снижали равномерно в течение 10 час. от нуля до $h_{\text{сн}}$. Практически все время промыва (на модели — 60 мин.) разбивалось на периоды, число которых соответствовало снижению горизонта воды в метрах, округленному до целого числа.

В течение каждого периода промыва поддерживался постоянный горизонт воды в верхнем бьефе. По окончании периода горизонт воды на модели снижался на величину $h'_{\text{сн}}$, приблизительно равную 1 см. Высота снижения определялась мерной иглой с кремальерой, установленной перед фронтом сооружения.

В конце каждого периода замеряли поверхностные скорости течения и нивелировали горизонты воды.

Скорости в реке на длине 1,5 км находили на каждом 100-метровом участке. Средние поверхностные скорости на 500-метровом участке выше сооружения представлены в табл. 3.

Как показывают исследования, средние поверхностные скорости на этом участке реки в бытовых условиях могут изменяться в пределах $2,0 \div 3,7$ м/сек, а при промыве достигают $7,2 \div 10,6$ м/сек (при снижении горизонта воды в верхнем бьефе на 8,5 м).

По нивелировкам горизонтов воды подсчитаны величины уклонов водной поверхности (табл. 4). Как видим, значения уклонов свободной поверхности воды в сформированном русле колеблются в пределах от 0,00182 до 0,00240, т. е. они примерно такие же, как в бытовых условиях¹. Во время промыва уклоны возрастают со снижением горизонта воды и при максимальном снижении $h_{\text{сн}} = 8,5$ м достигают 0,00725.

Отметка гребня отложений понижается в зависимости от расхода воды в реке и понижения горизонта воды (табл. 3) и при $Q = 2500$ м³/сек $h_{\text{сн}} = 8,5$ м достигает средней отметки 472,9.

После каждого опыта по промыву проводилось нивелирование дна реки, взвешивание количества наносов, прошедших через донные галереи и турбины, а также определялся механический состав наносов, проникших через турбины. Анализ этого состава показывает, что фракций крупностью 0—50 мм для натурн (при линейном пересчете) содержится 99%, причем частицы крупностью 40—50 мм составляют 13% от всего объема наносов. Суммарный объем наносов, прошедших через все донные галереи и гидротурбины, для опытов 1—9 приведен в табл. 3, из которой видно, что объем смытых отложений зависит от величины снижения горизонта воды в верхнем бьефе и расхода ее в реке.

В той же таблице приведена длина распространения промыва, определенная сравнением продольных и поперечных профилей русла до и после промыва и не превышающая 800 м.

Для расходов воды в реке 2500 и 1500 и 1000 м³/сек и снижении до 8,5 м промыв распространяется на длину соответственно $1,75 \div 4$; $2,25 \div 3,5$; $1,5 \div 2,5$ B_y .

Сравним данные о стоке наносов реки с объемом смытых отложений для оценки эффективности промыва. Как уже указывалось, годовой сток донных наносов составляет 465 тыс. м³. В результате 10-часового промыва при расходе воды в реке 2500 м³/сек и снижении горизонта на 8,5 м объем смыва достигает 339 тыс. м³, что составляет 73% годового стока донных наносов.

¹ В бытовых условиях при $Q = 1930$ м³/сек $i = 0,0024$; на модели при $q = 15$ л/сек ($Q_{\text{мод}} = 1500$ м³/сек) средний уклон $i_{\text{ср}} = 0,00215$.

Результаты промыва отложений верхнего бьефа при прямом подходе потока к сооружению
(время промыва $t_{пр} = 10$ час.)

Расход реки, m^3/sec	Снижение горизонта, m	Средний уклон водной поверхности на длине 1500 m		Средняя поверхностная скорость воды на участ- ке длиной 500 m выше сооружения, m/sec		Средняя отметка гребня отложения перед соору- жением, m		Длина рас- простране- ния промыв- ва, m	Объем нано- сов, прошед- ших через турбины, m^3	Объем нано- сов, прошед- ших через донные гале- рей, m^3
		до промыва	к концу промыва	до промыва	к концу промыва	до промыва	к концу промыва			
2500	1,80	0,00190	0,00324	3,50	4,30	477,0	476,0	350	3 160	40 000
	3,80	0,00222	0,00488	3 55	6,00	477,9	476,0	600	9 000	143 500
	8,50	0,00240	0,00635	3,70	10,60	477,6	472,9	800	25 800	339 000
1500	3,25	0,00231	0,00445	2,60	5,40	479,0	477,5	450	5 265	44 700
	5,80	0,00197	0,00556	2,70	8,00	479,3	476,0	600	14 300	128 700
	8,50	0,00218	0,00695	3,00	8,30	479,0	473,2	700	15 800	191 200
1000	4,15	0,00212	0,00412	2,00	5,20	479,3	477,7	300	7 680	31 500
	7,00	0,00132	0,00620	2,20	6,70	480,5	476,0	450	27 430	130 000
	8,50	0,00200	0,00725	2,70	7,20	480,0	474,6	500	32 600	162 000

Таблица 4

Изменение уклонов свободной поверхности реки на участке длиной 1,5 км при промыве верхнего бьефа
(время промыва — 10 час.)

Расход реки, $\text{м}^3/\text{сек}$	Сниже- ние гори- зонта $h_{\text{сп}}, \text{м}$	Пери- оды сни- же- ния, л	Продол- житель- ность периода, мин.	Сниже- ние за период, $h', \text{см}$	Уклон свобод- ной по- верхнос- ти до промыва	Периоды промыва								
						1	2	3	4	5	6	7	8	9
2500	1,80	2	300	0,90	0,00190	0,00235	0,00325	—	—	—	—	—	—	—
	3,80	4	150	0,95	0,00222	0,00281	0,00375	0,00425	0,00488	—	—	—	—	—
	8,50	9	67	0,95	0,00240	0,00298	0,00375	0,00425	0,00515	0,00553	—	0,00609	—	0,00635
1500	3,25	4	150	0,81	0,00231	0,00300	0,00337	0,00369	0,00445	—	—	—	—	—
	5,80	6	100	0,97	0,00197	0,00319	0,00362	0,00394	0,00462	0,00530	0,00556	—	—	—
	8,50	9	67	0,95	0,00218	0,00275	0,00337	0,00400	0,00445	0,00525	0,00556	0,00587	0,00650	0,00695
1000	4,15	4	150	1,04	0,00212	0,00238	0,00294	0,00362	0,00412	—	—	—	—	—
	7,00	7	86	1,00	0,00182	0,00244	0,00320	0,00369	0,00432	0,00494	0,00556	0,00620	—	—
	8,50	9	67	0,95	0,00200	0,00294	0,00350	0,00412	—	0,00487	0,00556	0,00613	—	0,00725

Таким образом, периодическими промывками отложений в верхнем бьефе можно высвободить значительный объем, необходимый для задержки донных наносов, и тем самым уменьшить поступление их в гидротурбины.

Наблюдения показывают, что при промыве вследствие интенсивного взмучивания потока перед сооружением через турбинные водоводы также проходит значительный объем наносов. Например, в опыте с расходом $2500 \text{ м}^3/\text{сек}$ за 10 час. промыва через турбинные водоводы было вынесено в нижний бьеф 32,6 тыс. м^3 наносов. Поэтому желательно проводить промыв при закрытых гидротурбинах.

Следует указать, что даже в русле с устойчивой шириной в процессе промыва на модели наблюдалось блуждание потока. Это можно объяснить уменьшением устойчивой ширины русла при промыве с увеличением уклонов (до трех с половиной раз против бытовой) по сравнению с шириной, принятой в опыте по бытовому уклону.

Кроме описанных опытов по промыву при снижении горизонтов воды до $h_{\text{сн}} = 8,5 \text{ м}$, мы провели промыв со снижением горизонтов воды до бытовых отметок для определения максимально возможного объема смыва. Опыт делился на пять этапов. На первых четырех этапах расход воды был равен $1000 \text{ м}^3/\text{сек}$. Этот расход выбирали из условий возможности пропуска его через донные галереи при закрытых турбинах и отметке горизонта воды в верхнем бьефе 461,2, соответствующей бытовым условиям при расходе воды $2500 \text{ м}^3/\text{сек}$ (до постройки гидроузла).

На первом этапе расход воды в реке был равен $1000 \text{ м}^3/\text{сек}$, снижение горизонта составляло 8 м (до отметки 476) и время промыва — 10 час. Снижение горизонта воды на 8 м производилось равномерно в течение 10 час. Перед опытом русло верхнего бьефа выложили из того же песка, что и в предыдущих опытах с уклоном дна 0,002. Отметку дна реки перед сооружением приняли равной 480¹.

На втором этапе проводили промыв при дальнейшем снижении горизонта воды от отметки 476 на 8 м (до отметки 468). Продолжительность промыва — 10 час.

За первые два этапа было смыто 524 тыс. м^3 наносов; отметка дна реки у сооружения после промыва была равна 466,7.

В конце второго этапа поверхностная скорость потока воды на 500-метровом участке выше сооружения составляла $7,5 \text{ м}/\text{сек}$, средний уклон свободной поверхности на 1,5-километровом участке — 0,01.

На третьем этапе промыв производился при снижении горизонта воды от отметки 468 до отметки 463², время промыва — 10 час. За третий этап было удалено еще 524 тыс. м^3 наносов.

Таким образом, за три этапа было смыто всего 1048 тыс. м^3 наносов.

К концу третьего этапа поверхностная скорость потока воды на 500-метровом участке составила $7,9 \text{ м}/\text{сек}$, средний уклон свободной поверхности на 1,5-километровом участке — 0,0143, отметка отложений у сооружения — 464,4.

На четвертом этапе промыв производился при постоянной отметке 463 в течение 24 час. За это время было смыто в нижний бьеф 800 тыс. м^3 наносов, отметка дна у сооружения соответствовала 460,1. К концу этапа поверхностная скорость потока воды на 500-метровом

¹ Принятая отметка дна реки соответствует расходу воды $1000 \text{ м}^3/\text{сек}$.

² При расходе воды $1000 \text{ м}^3/\text{сек}$ дальнейшего снижения ее горизонта не происходило.

участке была равна 7,9 м/сек, средний уклон свободной поверхности на 1,5-километровом участке — 0,015.

На последнем этапе в целях дальнейшего снижения горизонта воды в верхнем бьефе расход воды приняли равным 500 м³/сек. Снижение горизонта воды от отметки 463 до отметки 459 было выполнено за 10 час.; затем в течение 14 час. промыв производился при отметке горизонта воды 459.

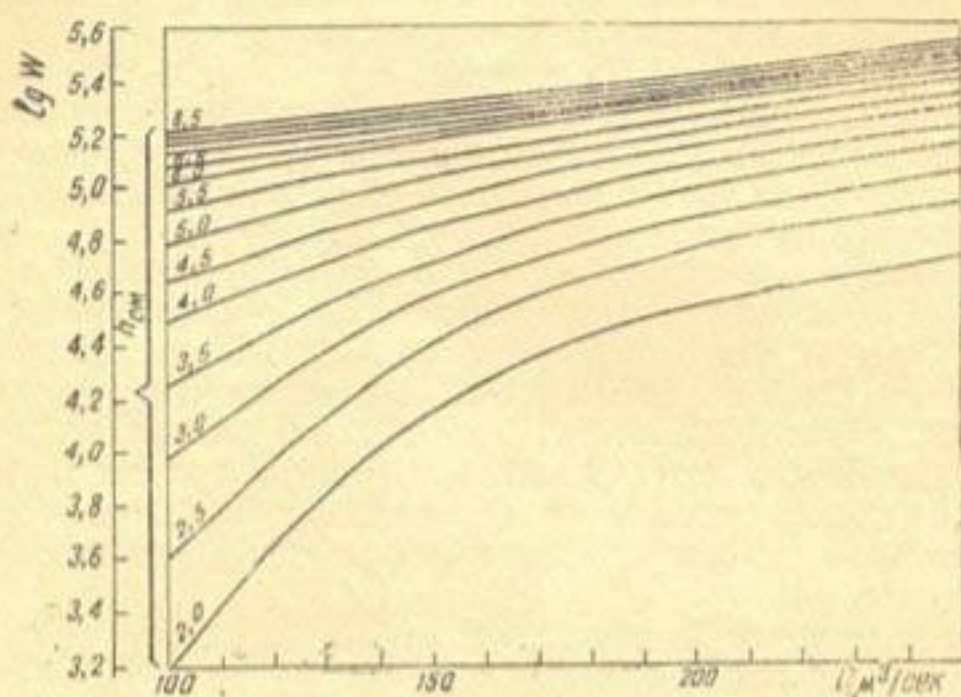


Рис. 3. График зависимости $\lg W = f(Q, h_{\text{сн}})$.

В течение пятого этапа было смыто 320 тыс. м³ наносов.

Следовательно, общий объем наносов, промытых в нижний бьеф, составил 2168 тыс. м³.

К концу опыта поверхностная скорость потока воды на 500-метровом участке была равна 7,1 м/сек, средний уклон свободной поверхности на 1,5-километровом участке 0,0135, отметка дна перед сооружением 458,4.

Для иллюстрации результата промыва на рис. 5 представлен профиль дна реки (до и после опыта), построенный на основании следующих данных:

Q , м³/сек	$h_{\text{сн}}$, м	$t_{\text{пр}}$, час.	W , тыс. м³	Отметка дна у сооружения
1000	8	10		473,3
1000	16	10	524	466,7
1000	21	10	524	462,4
1000	21	24	800	460,1
500	25	24	320	458,4
25		78	2168	

По результатам опытов для всех расходов воды построены графики зависимости объема и длины распространения промыва от величины снижения горизонтов воды и расходов ее в реке

$$l_{\lambda} W = f(h_{\text{сн}}, Q) \text{ и } l_{\text{пр}} = f(h_{\text{сн}}, Q).$$

Постоянство времени промыва при пропуске всех расходов воды делает эти результаты сопоставимыми и позволяет объединение графиков, как это показано на рис. 3 и 4.

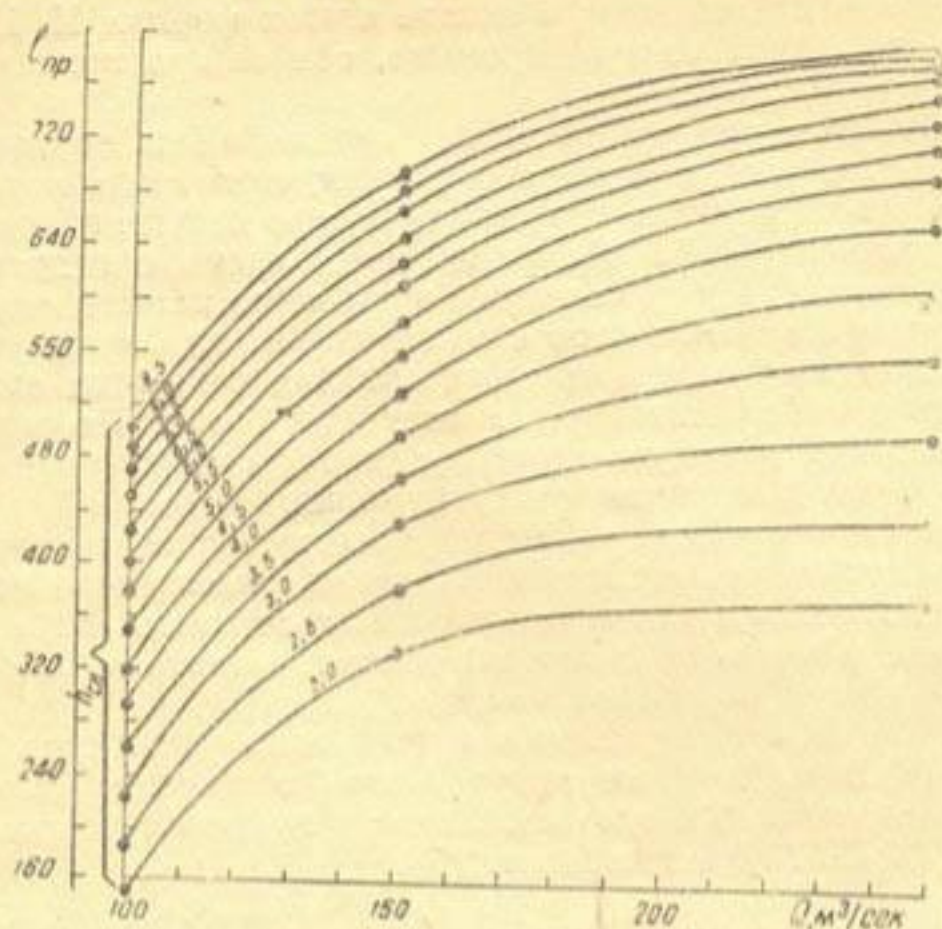


Рис. 4. График зависимости $l_{пр} = f(Q_p, h_{ис})$.

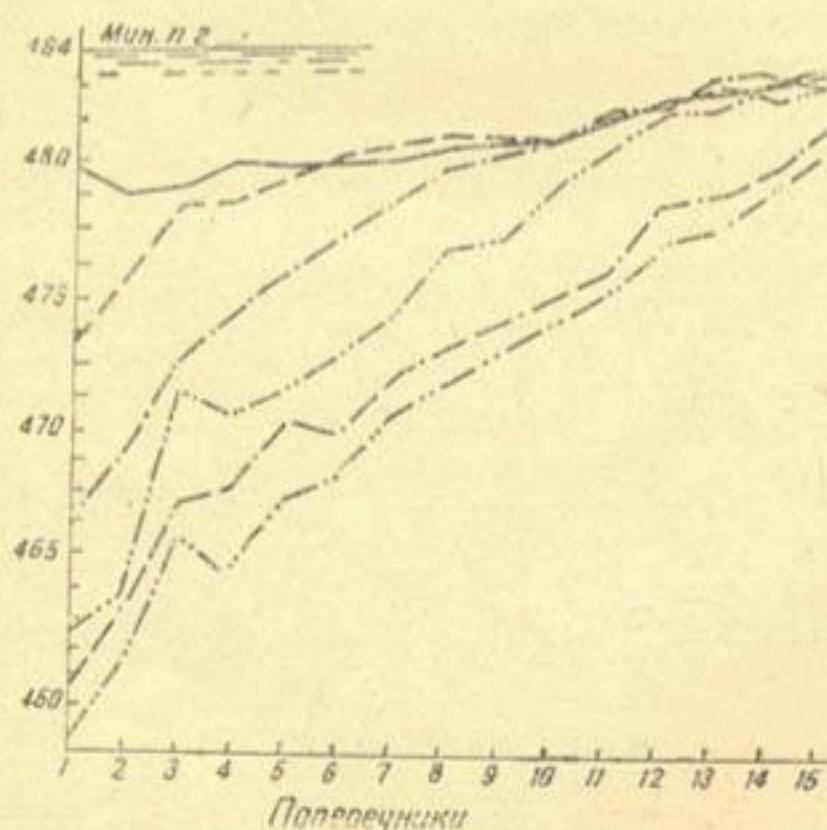


Рис. 5. Продольные профили русла после промыва при снижении уровня воды в реке до бытовых горизонтов. Отметка минимального горизонта воды — 484. Отметка дна реки перед сооружением до промыва — 480. Расстояние между поперечниками 100 м.

РАСЧЕТ ПРОМЫВА ОТЛОЖЕНИЙ ПО СУЩЕСТВУЮЩИМ ФОРМУЛАМ И СОПОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ДАННЫХ С ОПЫТНЫМИ

Как видно из приведенных в начале статьи формул И. И. Леви и А. М. Мухамедова для расчета промыва, оба автора принимают следующую расчетную схему.

Предполагается, что для промыва отложений из верхнего бьефа полностью открываются затворы сооружения, создающие подпор горизонта воды в верхнем бьефе. В этом случае при отсутствии затопления со стороны нижнего бьефа рассматриваемая схема с гидравлической стороны представляет собой истечение воды через незатопленный водослив с широким порогом. Поток с критической глубиной, устанавливающейся в нижнем бьефе водослива, обладая большими скоростями, интенсивно размывает отложения в верхнем бьефе. По мере смыва отложений перепад движется вверх, смывая отложения наносов на участке, все более удаленном от сооружения.

В исследованном нами гидроузле отложения из верхнего бьефа промывались при подпертых горизонтах воды, значительно превышающих бытовые. Размыв и вынос отложений из верхнего бьефа происходил вследствие увеличения скоростей потока в верхнем бьефе, возникающего при снижении горизонтов воды.

Таким образом, метод расчета и формулы, предложенные И. И. Леви и А. М. Мухамедовым, не могут быть применены для расчета промыва исследованного гидроузла. Поэтому приводим расчет промыва по формуле Ф. Ш. Мухамеджанова.

РАСЧЕТ ПО Ф. Ш. МУХАМЕДЖАНОВУ¹

$$q_m = 25 \text{ л/сек}, h_{\text{сн}} = 1,8 \text{ см}, B = 180 \text{ см}, H_c = 6 \text{ см},$$

$$G_6 = 2,5 \text{ г/сек}, \gamma = 1,55 \text{ г/см}^3, t_{\text{пр}} = 1 \text{ ч}, I_6 = 0,00196.$$

Длина призмы смыва —

$$l_{\text{пр}} = 1,9 \left(\frac{G_6 h_{\text{сн}}^{0,5} t}{B \gamma I_6^{1,5}} \right)^{0,4} \left[1 + 0,1 \left(\frac{h_{\text{сн}}}{H_c} \right)^2 \right] =$$

$$= 1,9 \left(\frac{2,5 \cdot 1,8^{0,5} \cdot 3600}{180 \cdot 1,55 \cdot 0,00196^{1,5}} \right)^{0,4} \left[1 + 0,1 \left(\frac{1,8}{6} \right)^2 \right] = 367 \text{ см}; l_{\text{пр. нат}} = 367 \text{ м}.$$

Объем призмы смыва —

$$W = 0,95 \left(\frac{G_6 h_{\text{сн}}^3 B^{1,5} t}{\gamma I_6^{1,5}} \right)^{0,4} \left[1 + 0,05 \left(\frac{h_{\text{сн}}}{H_c} \right)^2 \right] =$$

$$= 0,95 \left(\frac{2,5 \cdot 1,8^3 \cdot 180^{1,5} \cdot 3600}{1,55 \cdot 0,00196^{1,5}} \right)^{0,4} \left[1 + 0,05 \left(\frac{1,8}{6} \right)^2 \right] = 58900 \text{ см}^3;$$

$$W_{\text{нат}} = 48000 \text{ м}^3.$$

Результаты расчета для остальных расходов воды и снижений ее горизонтов сведены в табл. 5, в которой для удобства анализа приведены также результаты наших опытов.

¹ Расчет произведен для модели с последующим пересчетом на натуру.

Таблица 5

Сопоставление результатов опытов по промыву с расчетными данными по Ф. Ш. Мухамеджанову

Q, л/сек	Модель						I ₆	Длина призмь смыва- ва (натура), м		Расхож- дение, %	Объем призмь смыва (натура), м ³		Расхожде- ние, %
	h _{сн} , см	B, см	H _с , см	G ₆ , г/сек	γ	t		I _{опыт}	I _{расч}		w _{опыт}	w _{расч}	
25	1,80	180	6,0	2,500	1,55	3600	0,00190	350	367,0	+ 5,0	43 160	48 000	+12,0
	3,80	180	6,0	2,500	1,55	3600	0,00222	600	421,0	-29,8	152 500	111 000	-27,0
	8,50	180	6,5	2,500	1,55	3600	0,00240	800	553,0	-30,8	361 800	294 000	-18,6
15	3,25	180	4,0	0,530	1,55	3600	0,00230	450	219,0	-51,3	49 965	49 300	- 1,0
	5,80	180	4,0	0,530	1,55	3600	0,00197	600	299,0	-50,2	143 000	115 800	-19,0
	8,50	180	4,5	0,530	1,55	3600	0,00218	700	340,0	-51,4	207 000	196 300	- 5,4
10	4,15	180	4,0	0,167	1,55	3600	0,00212	300	152,0	-49,3	39 180	44 100	+11,3
	7,00	180	3,7	0,167	1,55	3600	0,00182	450	228,0	-49,3*	157 430	101 700	-35,2
	8,50	180	4,0	0,167	1,55	3600	0,00200	500	240,0	-52,0	194 500	149 800	-23,1

Отметим, что входящие в расчетные формулы (21) и (22) величины приняты по этой таблице, причем уклоны водной поверхности в бытовых условиях согласованы с данными наших опытов.

Из табл. 5 видно, что расчетные длины распространения промыва на 30—50% меньше полученных в опытах.

Расчетные значения объема смытых наносов, как правило, также оказываются меньше опытных (расхождение от 1 до 30%) и лишь в двух опытах из девяти превышают их на 11—12%.

ВЫВОДЫ

1. Промыв отложений из верхнего бьефа при сниженных горизонтах воды, по-видимому, может оказаться достаточно эффективным средством для защиты турбин от попадания в них донных наносов. При расходе воды в реке $2500 \text{ м}^3/\text{сек}$ за 10 час. и снижении ее горизонта в верхнем бьефе за это время от 0 до 8,5 м может быть смыто 339 тыс. м^3 наносов, что составит 73% годового стока их. В этом случае максимальная толщина слоя смытых отложений достигнет 4,7 м, длина, на которую распространяется промыв, составит 800 м (4 B_y).

При дальнейшем снижении горизонтов воды в верхнем бьефе эффект промыва значительно возрастает. Ввиду того что при промыве наблюдается интенсивное завлечение наносов в гидротурбины, во время промыва рекомендуется останавливать ГЭС.

2. Несмотря на то что расчет промыва по Ф. Ш. Мухамеджанову дает сравнительно большие отклонения от результатов наших опытов, этот метод может быть использован для предварительных расчетов (при рассматриваемой схеме промыва).

3. Разработка методов расчета промыва отложений из верхнего бьефа гидроузлов должна быть продолжена. Для этого необходимо обобщение натуральных и модельных материалов по промыву и постановка специальных исследований в этой области.

ЛИТЕРАТУРА

1. Леви И. И. Водоприемники гидроэлектрических установок, М.—Л., 1950.
2. Леви И. И. Динамика русловых потоков, 1948.
3. Вопросы гидротехники, вып. 1, Ташкент, 1955.
4. Русловые процессы и гидротехническое строительство, Ташкент, АН УзССР, 1957.
5. Егiazаров И. В. ДАН АрмССР, т. XI, 1950, № 4.
6. Егiazаров И. В. ДАН АрмССР, т. XI, 1950, № 1.
7. Алтунин С. Т. Регулирование русел рек при водозаборе, Сельхозгиз, 1950.

Х. А. ИРМУХАМЕДОВ

О ПРОЦЕССЕ ВОВЛЕЧЕНИЯ НАНОСОВ В ТУРБИННЫЕ ВОДОВОДЫ СРЕДНЕНАПОРНОЙ ГЭС С ПОСЛОЙНОЙ СХЕМОЙ ВОДОЗАБОРА

В связи с возведением на предгорных и горных участках рек русловых ГЭС, совмещенных с донными сбросными отверстиями, в русловых потоках возникают процессы, требующие исследования.

Мы поставили задачу изучить в лабораторных условиях кинематическую структуру потока на подходе к гидроузлу, позволяющую установить физическую сущность явления. Для этого необходимо было рассмотреть полупространственную задачу на модели одного блока ГЭС с различным напором, отвечающим условиям средненапорных гидроузлов (10—30 м).

Ранее давались лишь некоторые качественные оценки деления потока и распределения продольных скоростей [2, 4—6]. Кроме того, во многих исследованиях при решении поставленной задачи довольствовались только оценкой изменения осредненной продольной скорости, а мгновенные и пульсационные составляющие скорости, в том числе и вертикальные составляющие, не измерялись. Поэтому причину вовлечения наносов в водоприемник приписывали различным видам возмущений, образующихся непосредственно на подходе к гидроузлу. Основные определяющие факторы, действующие на частицы наносов, вовлекаемых в водоприемники, не устанавливались [1, 4—6].

Для выяснения закономерности растекания потока на подходе к гидроузлу и характера воздействия потока на отдельные частицы наносов, вовлекаемых в турбины, в русловой лаборатории кафедры инженерной гидрологии Ленинградского политехнического института им. М. И. Калинина проводились специальные исследования под руководством И. И. Леви. Всего выполнено три модели блока ГЭС, отличающиеся высотой и представляющие собой один агрегат средненапорной ГЭС, совмещенный с донными сбросными отверстиями в одной вертикальной плоскости (рис. 1). Модель одного блока ГЭС, установленного в плоском остекленном лотке длиной 6,5 м, шириной 0,40 м и высотой 0,65 м, пропускала расход до 25 л/сек.

Соотношение расходов между турбинным водоводом q_t и донными сбросными отверстиями q_c изменялось в пределах

$$\frac{q_t}{q_c} = 1 \div \frac{1}{4}$$

при постоянном водозаборе $q_r = 5$ л/сек.

Перед фронтом гидроузла поддерживали постоянную отметку горизонта воды при глубине воды $T_0 = 57,40$ и 25 см.

На первом этапе исследования изучали процессы вовлечения наносов в турбинный водовод с воспроизведенной на модели призмой отложений, образующихся перед гидроузлом. В качестве наносов, слагающих отложения, применили песчаный материал различной крупности ($d_{\text{ср}} = 0,3 \div 1,5$ мм).

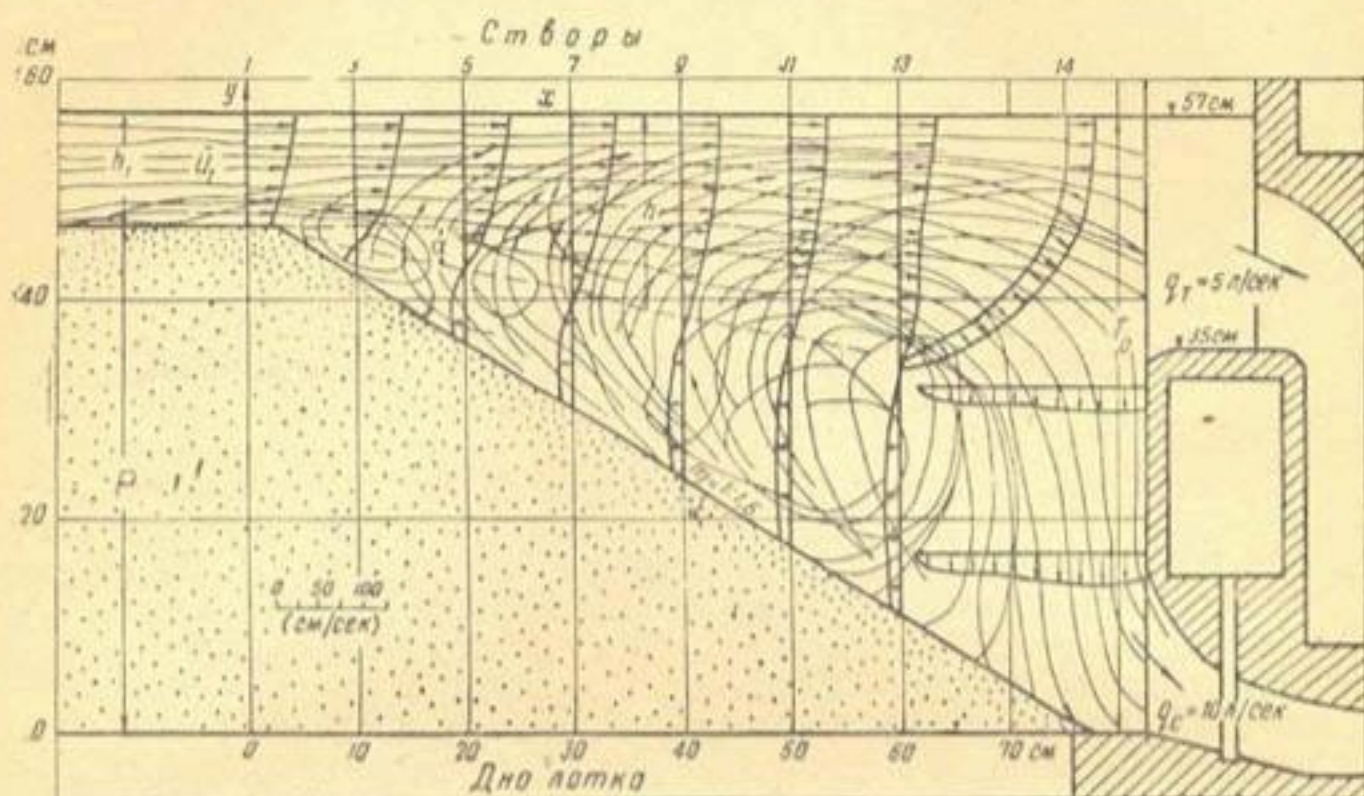


Рис. 1. Образование отложений и растекание потока перед гидроузлом.

Размеры призмы отложений определяли промывкой верхнего бьефа при различных соотношениях расходов между турбинным водоводом и донными сбросными отверстиями. Проведенные опыты показали, что при одновременном пропуске расхода воды через турбинный водовод и донные сбросные отверстия, а также постоянном горизонте воды в верхнем бьефе можно промыть лишь небольшой участок, размещающийся непосредственно у порога донных сбросных отверстий. Откосы призмы отложений $m = 1:1,5 \div 1:1,7$ и зависят от крупности наносов.

Образование отложений в опыте с песчаной смесью ($d_{\text{ср}} = 0,35$ мм) изображено на рис. 1, из которого видно, что промывкой верхнего бьефа расходом $q = 15$ л/сек гребень донных отложений можно отодвинуть от входа в турбинный водовод на расстояние $L = 80$ см при отметке гребня донных отложений $P = 46,5$ см.

Отношения глубины потока над гребнем отложений h_1 к полной глубине перед гидроузлом T_0 изменялись так:

$$\frac{h_1}{T_0} = \frac{1}{2} \div \frac{1}{10}.$$

Процесс вовлечения наносов в турбинный водовод изучали с помощью воспроизведенной на модели призмы отложений, выполненной по результатам образования ее в опытах с промывкой. После предварительного формирования верхнего бьефа наносы подавали в поток. Количества этих наносов приведены в табл. 1.

В опытах на первой модели мы использовали пять фракций песчаной смеси ($d_{\text{ср}} = 0,27; 0,30; 0,35; 0,75$ и $1,5$ мм), на второй и третьей — две фракции ($d_{\text{ср}} = 0,30$ и $0,35$ мм). Всего на трех моделях провели

160 опытов с песчаным материалом. Для уточнения величины максимального размера фракций, а также установления картины вовлечения таких частиц в турбинный водовод использовали индикаторы (белые шарики, приготовленные из парафина с добавлением сульфата бария, гидравлической крупностью $\varpi = 1 \div 10$ см/сек). Гидравлические условия протекания потока остались прежними. Подводящее русло и откос призмы отложений выполнены жесткими с соблюдением подобия относительной шероховатости русла.

Таблица 1

Расход воды, л/сек	Насыщение потока, %				Количество наносов, кг/час			
	μ_1	μ_2	μ_3	μ_4	g_1	g_2	g_3	g_4
10	0,003	0,006	0,009	0,011	1	2	3	4
15	0,008	0,009	0,011	0,013	4	5	6	7
20	0,008	0,011	0,014	0,017	6	8	10	12
25	0,011	0,014	0,018	0,021	10	13	16	19

Индикаторы помещали в бак с водой и с помощью резинового шланга равномерно вводили в поток. Движение индикаторов перед гидроузлом фотографировали.

На рис. 2 виден момент вовлечения индикаторов в турбинный водовод (расход $q = 10$ л/сек, экспозиция 1 сек.). Всего с индикаторами провели 120 опытов. Опыты с песчаным материалом показали, что в каж-

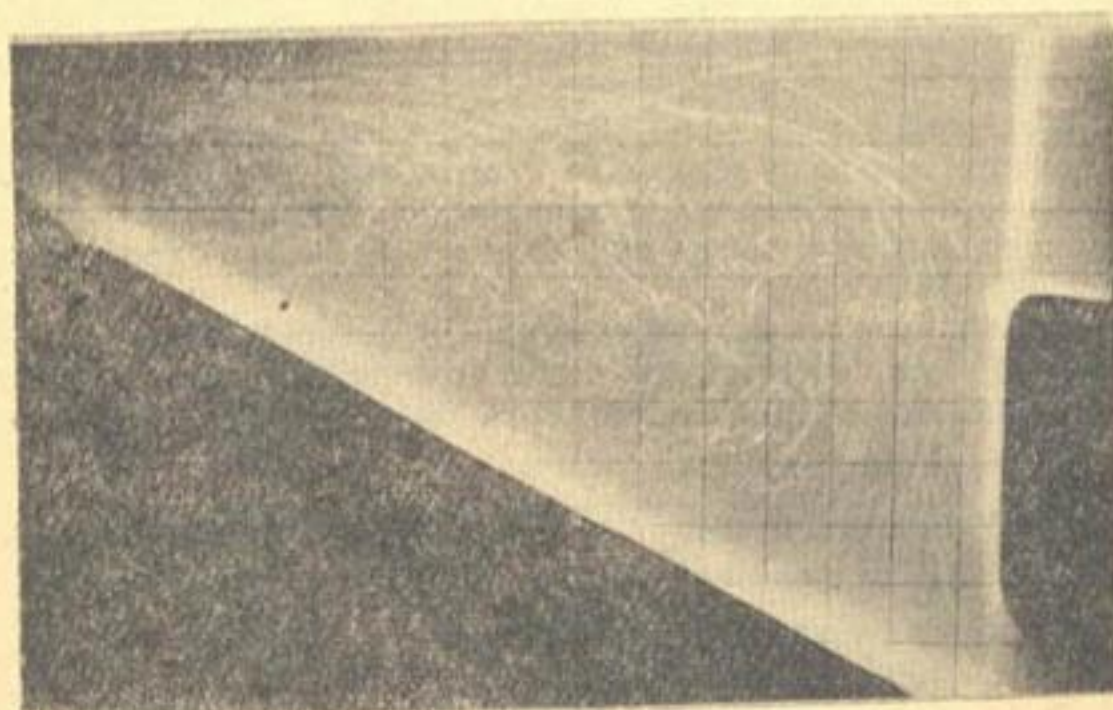


Рис. 2. Движение индикаторов перед гидроузлом (экспозиция 1 сек.).

дом конкретном случае зона промыва имеет некоторый предельный установившийся размер, т. е. при заданном расходе приобретает определенное стабильное положение.

В естественных условиях поток создает русло, наилучшим образом соответствующее динамическому действию струи. В данном случае образование пространства, свободного от отложений донных наносов,

имеющего вид призмы с треугольным основанием (стороны призмы — откос отложений, напорная грань гидроузла и горизонт воды в верхнем бьефе), можно объяснить формированием русла в результате взаимодействия потока со стенками и гравиепесчаными отложениями.

Как показали опыты, размеры призмы отложений зависят от величины расхода, глубины потока перед гидроузлом и крупности наносов, слагающих отложения. Откосы призмы отложений примерно равны естественным откосам наносов.

Геометрические формы призмы отложений представляют собой фигуры одинакового типа; они мало отличаются друг от друга, если крупность наносов примерно одинакова. Следовательно, высота гребня отложений P и удаленность его от порога турбинного водовода L зависят от крупности наносов, слагающих отложения. Высокое расположение и близость гребня донных отложений, а также откоса призмы к порогу турбинного водовода значительно способствуют вовлечению в турбинный водовод части наносов, находящихся в потоке во взвешенном состоянии (рис. 1). Кроме того, в подводящем русле и на гребне отложений в зависимости от крупности наносов образовались гряды различного очертания, влияющие на интенсивность отрыва и вовлечения в толщу потока отдельных частиц, которые во взвешенном состоянии проходили значительное расстояние и подхваченные восходящими токами переносились в верхние слои потока. Часть таких частиц вовлекалась в турбинный водовод.

Из рис. 2 видно, как отдельные индикаторы восходящими токами переносятся в верхние слои потока и движутся к турбинному водоводу.

Часть потока, направленная к донным отверстиям, ударяясь о поперечную перегородку, размывала конец откоса отложений и взмучивала наносы. Более мелкие фракции наносов под действием обратного течения поднимались вверх и попадали в зону транзитного потока.

Обычно частицы перекачивались по откосу отложений, отрывались с поверхности откоса и вовлекались в поток в том месте, где образовывались восходящие токи (рис. 1). Часть частиц, вовлеченных восходящими токами, попадала в верхние слои потока и турбинный водовод. Опыты с песчаным материалом и индикаторами позволили установить картину вовлечения, а также количества и составы наносов, вовлекаемых в турбинный водовод.

Процент вовлекаемых наносов зависит от коэффициента водозабора, насыщения потока наносами и геометрической формы призмы отложений перед гидроузлом, характеризующей относительную высоту гребня донных отложений $\frac{P}{T_0}$.

Количества наносов (μ_r), поступающих в турбинный водовод, в зависимости от величины $\frac{P}{T_0}$ при различном насыщении потока наносами (μ) можно установить по следующему выражению:

$$\frac{\mu_r}{\mu} = (0,155 - 6,6 \mu) \frac{P}{T_0}, \quad (1)$$

где $\mu_r = \frac{g_r}{q_r}$ — насыщение потока, поступающего в турбинный водовод, донными наносами;

$\mu = \frac{g}{q}$ общее насыщение потока наносами.

Таким образом, относительное насыщение потока, поступающего в турбинный водовод, зависит от отношения $\frac{P}{T_0}$.

При изменении значения $\frac{P}{T_0}$ от 0,5 до 0,85 величина $\frac{\mu_T}{\mu}$ повышается примерно в 1,7 раза ($\mu = \text{const}$).

Установлено, что крупность наносов, вовлекаемых в турбинный водовод, не зависит от величин твердого расхода и расхода воды.

Величины изменения максимальной и средней гидравлической крупности частиц индикаторов w_{max} , $w_{\text{ср}}$, а также средний диаметр песка $d_{\text{ср}}$, вовлекаемого в турбинный водовод при различных расходах воды, приведены в табл. 2, из которой видно, что значительного изменения крупности наносов в зависимости от расхода воды не происходит.

Таблица 2

Номер модели	Расход воды q , л/сек	T_0 , см	h_1 , см	P , см	$\frac{P}{T_0}$	L , см	$\bar{u}$, см/сек	Гидравлическая крупность, см/сек				Диаметр песка $d_{\text{ср}}$ мм	Диаметр частиц для натурн, мм	
								для модели		для натурн			d_{max}	$d_{\text{ср}}$
								w_{max}	$w_{\text{ср}}$	w_{max}	$w_{\text{ср}}$			
I	10	57	8,5	48,5	0,85	82	32	8,5	2,5	66	19,5	0,22	24	2,2
	15	57	10,5	46,5	0,82	80	38	8,8	2,95	68	23,0	0,24	26	3,0
	20	57	12,5	44,5	0,78	78	41	8,8	2,75	68	21,3	0,23	26	2,5
	25	57	14,5	42,5	0,75	76	44	9,0	2,9	70	23,0	0,25	27	3,0
II	10	40	8,5	31,5	0,79	52	31	8,2	2,5	63,5	19,5	0,22	22,5	2,2
	15	40	10,5	29,5	0,74	50	37	8,3	2,4	64,5	18,5	0,21	23,0	2,0
	20	40	12,5	27,5	0,69	49	40	7,8	2,35	60,5	18,2	0,20	20,0	2,0
	25	40	14,5	25,5	0,64	48	43	8,2	2,3	63,5	17,8	0,20	22,5	1,8
III	10	25	8,5	16,5	0,66	32	32	7,0	2,3	54,2	17,8	0,19	16,0	1,75
	15	25	10,5	14,5	0,58	30	38	7,0	2,3	54,2	17,8	0,18	16,0	1,75
	20	25	12,5	12,5	0,50	28	42	7,0	2,3	54,2	17,8	0,18	16,0	1,75

Изменение крупности наносов, вовлеченных в турбинный водовод, более всего зависит от величины $\frac{P}{T_0}$; с ее уменьшением максимальная и средняя крупность частиц уменьшаются. В опытах с индикаторами мы установили, что наиболее крупные частицы $w > 6$ см/сек попадают в турбинный водовод из транзитного потока, а от поверхности откоса отложений и зоны обратного течения потока вдоль откоса вовлекаются частицы $w < 6,0$ см/сек.

Крупных частиц $d > 0,5$ мм ($w > 6$ см/сек) мало — около 4% от общей величины наносов, прошедших через турбинный водовод. После занесения верхнего бьефа донными наносами в турбинный водовод поступают в большом количестве довольно значительные по размерам фракций донные наносы.

Для выяснения характера воздействия потока на отдельные частицы наносов, вовлекаемых в турбинный водовод, а также разработки мероприятий, защищающих турбины ГЭС от попадания донных наносов, мы изучили кинематическую структуру потока на подходе к гидроузлу.

Во второй серии опытов исследовали с помощью скоростной кино-съемки закономерности растекания потока перед гидроузлом при образовании отложений. В качестве неразмываемой эмульсии использовали смесь вазелинового масла с белилами.

Скорость съемки, производившейся киноаппаратом Мовикон-16, равнялась 48 и 64 кадрам в секунду. Всего сняли восемь опытов на 35 пленках. Обработка полученных результатов позволила установить полную картину растекания потока перед гидроузлом. На рис. 1 изображена картина растекания потока перед фронтом гидроузла при $q = 15$ м/сек (тонкими линиями показана часть траектории шариков эмульсии). Там же нанесены эпюры распределения скоростей в определенных сечениях потока.

Такое растекание потока от гребня отложений до поворота его в донные отверстия происходит аналогично растеканию турбулентных затопленных струй в ограниченном пространстве. Поэтому, а также ввиду повышенной турбулизации потока в начальном сечении в зоне расширения потока расчетные зависимости получаются иного вида, чем для затопленных струй в безграничном пространстве. При обработке данных, установленных методом киносъемки, мы искали зависимость основных кинематических характеристик струи от относительного расстояния $\frac{x}{h_1}$ по теории турбулентных затопленных струй (x — текущая координата вдоль оси струи; h_1 — ширина струи во входном сечении). Ширина струи на расстоянии x от входного сечения —

$$h = h_1 + 0,215 x. \quad (2)$$

Угол расширения струи (линия нулевых скоростей) $\alpha = 12^\circ$. Осевая осредненная скорость струи $\bar{u}_m$ на основном участке изменяется по выражению

$$\bar{u}_m = \frac{u_1}{0,95 + 0,07 \frac{x}{h_1}}, \quad (3)$$

где u_1 — осевая скорость струи во входном сечении.
Длина начального участка у исследуемой струи

$$x_0 = 0,7 h_1. \quad (4)$$

Изменение средней скорости вдоль струи на основном участке выражается зависимостью

$$\frac{\bar{u}_1}{\bar{u}_{cp}} = 1,15 + 0,085 \frac{x}{h_1}. \quad (5)$$

Полный удельный расход в сечении на основном участке определяется соотношением

$$\frac{q}{q_1} = 1 + 0,06 \frac{x}{h_1}. \quad (6)$$

Приведенные выше формулы получены на основании изучения распределения осредненной продольной скорости в отдельных сечениях потока.

Обработка материалов киносъемки позволила установить максимальные актуальные значения скоростей u_{max} , v_{max} и пульсационных составляющих скоростей u'_{max} , v'_{max} . Анализ процесса вовлечения на-

носов в турбинный водовод показал, что существенное значение имеют мгновенные скорости и интенсивность турбулентности.

Максимальные актуальные продольные скорости $u_{\max}$ распределяются равномерно по вертикали. В верхних слоях потока находятся наибольшие значения; они равномерно уменьшаются от начального сечения к конечному, т. е. от $\frac{u_{\max}}{u_1} = 1,6$ до $\frac{u_{\max}}{u_2} = 1,2$. Это подтверждает падение осевой скорости струи по мере растекания потока.

В пределах исследуемого участка относительная величина максимальной актуальной вертикальной скорости $v_{\max}/\bar{u}_1$ сильно меняется по длине и глубине потока. Установлено, что ее максимальные значения в каждом створе зависят от относительного вертикального расширения потока, т. е. от $\frac{P}{T_0}$. На основании опытных значений $\frac{v_{\max}}{\bar{u}_1}$ (по сечениям) получена зависимость, характеризующая изменения $\frac{v_{\max}}{\bar{u}_1}$

вдоль потока $\frac{x}{L}$ под влиянием $\frac{P}{T_0}$, имеющая вид

$$\frac{v_{\max}}{\bar{u}_1} = 1,2 \frac{P}{T_0} - 0,38 + \left(0,38 \frac{P}{T_0} - 0,07 \right) \sin \cdot 2\pi \left(\frac{x}{L} - 0,24 \right) + 0,1 \left(\frac{x}{L} \right)^3. \quad (7)$$

Наибольшие значения $\frac{v_{\max}}{\bar{u}_1}$ находятся примерно на расстоянии $0,5 L$.

С увеличением $\frac{P}{T_0}$ от 0,5 до 0,85 $\frac{v_{\max}}{\bar{u}_1}$ изменяется от 0,5 до 0,9.

Распределение максимального значения продольной $M_x = \frac{u'_{\max}}{\bar{u}_1}$

и вертикальной $M_y = \frac{v'_{\max}}{\bar{u}_1}$ составляющих пульсации скоростей по длине и глубине потока неоднородно. От начального сечения эти величины постепенно увеличиваются, достигая максимума на расстоянии $\frac{x}{L} = 0,5$, а затем убывают. В первом приближении получена формула (рис. 3), характеризующая изменения максимальной интенсивности турбулентности в сечении

$$\frac{x}{L} = 0,5 \left(M_{px} = \frac{u'_{2\max}}{\bar{u}_2} \text{ и } M_{py} = \frac{v'_{2\max}}{\bar{u}_2} \right)$$

в зависимости от $\frac{P}{T_0}$ и величины начальной интенсивности турбулентности $\left(M_{x_1} = \frac{u'_{1\max}}{\bar{u}_1} \text{ и } M_{y_1} = \frac{v'_{1\max}}{\bar{u}_1} \right)$:

$$M_{px} = \left(3,2 + 0,7 \frac{P}{T_0} \right) M_{x_1} - 0,45 - \quad (8)$$

— для продольной пульсации;

$$M_{py} = \left(3,2 + 0,55 \frac{P}{T_0} \right) M_{y_1} \quad (9)$$

— для вертикальной.

Установлено, что в сечении $\frac{x}{L} = 0,5$ величина M_{py} примерно в 1,5 раза больше, чем M_{px} .

Среднеквадратичное значение продольной пульсационной составляющей скорости σ_u в начальном сечении составляет $10 \div 13\%$ от $\bar{u}_1$ и постепенно увеличивается, достигая в сечении

$$\frac{x}{L} = 0,5 \text{ величины } 15 \div 20\% \text{ от } \bar{u}_1.$$

В начальном сечении σ_v равняется $8 \div 12\%$ от $\bar{u}_1$, а в сечении $\frac{x}{L} = 0,5$ достигает $15 \div 23\%$ от $\bar{u}_1$. На основании опытных данных получены равенства, характеризующие интенсивность турбулентности в сечении $\frac{x}{L} = 0,5$ в зависимости от $\frac{P}{T_0}$ и $\frac{\sigma_{u_1}}{\bar{u}_1}$, $\frac{\sigma_{v_1}}{\bar{u}_1}$ в начальном сечении, в виде

$$\frac{\sigma_{u_2}}{\bar{u}_2} = \left(2,8 + 0,3 \frac{P}{T_0} \right) \frac{\sigma_{u_1}}{\bar{u}_1} - 0,08 \quad (10)$$

— для продольной;

$$\frac{\sigma_{v_2}}{\bar{u}_2} = \left(3,6 + 0,3 \frac{P}{T_0} \right) \frac{\sigma_{v_1}}{\bar{u}_1} - 0,15 \quad (11)$$

— для вертикальной пульсации.

Вертикальная пульсация больше продольной, что хорошо согласуется с максимальной ($M_{py} > M_{px}$).

Обратные продольные скорости $\bar{u}_0$ вдоль откоса призмы отложений в среднем составляют $(0,15 \div 0,4) \bar{u}_1$, максимальные значения $u_{0\max} (0,25 \div 0,65) \bar{u}_1$, максимальное значение вертикальной составляющей скорости $v_{0\max} = (0,3 \div 0,75) \bar{u}$.

Мы определили также изменения осредненных вертикальных скоростей v_{cp} , направленных вверх. В начальном сечении v_{cp} равняется $(0,1 \div 0,18) \bar{u}_1$ и, постепенно увеличиваясь в сечении $\frac{x}{L} = 0,5$, достигает $(0,15 \div 0,25) \bar{u}_1$. При этом верхние пределы соответствуют опытным данным, когда отношение $\frac{P}{T_0}$ приближалось к максимуму. Основным вывод заключается в том, что все скоростные характеристики потока зависят главным образом от степени относительного вертикального расширения потока, т. е. от $\frac{P}{T_0}$, изменение которого ведет к существенному изменению величин максимальных и пульсационных скоростей, особенно вертикальных составляющих, что хорошо согласуется с результатами Б. А. Фидмана [7].

Изучив кинематическую структуру потока, мы получили возможность оценить распределения средних и максимальных актуальных значений и пульсационных составляющих скорости потока на гребне донных отложений в зоне расширения потока, а также величин скоростей обратного течения вдоль откоса отложений. Как известно [9, 10], турбулентный русловой поток характеризуется крупномасштабными пульсациями, размерами вихрей порядка глубины.

Взвешивание и перенос частиц наносов потоком вызывается главным образом наличием в нем крупномасштабных пульсаций. Поэтому, рассматривая процесс взвешивания и переноса частиц определенной крупности, надо полагать, что происходящие процессы должны зависеть от степени турбулентности потока, под действием которой наносы движутся в его толщу.

Рассматривая явление с точки зрения оценки возможности отрыва, взвешивания и переноса частиц наносов в верхние слои потока, следует обратить особое внимание на максимальные значения скоростей и повышенные пульсации, особенно вертикальной составляющей скорости, имеющей место вблизи дна над гребнем отложений в зоне расширения потока и в области восходящих токов между створами 5—10 (рис. 1).

Можно полагать, что ввиду значительной величины мгновенных скоростей мощность этих пульсаций, подъем и перемещение частиц наносов, а также последовательные их вовлечения в турбинные водоводы возможны при сравнительно малых скоростях осредненного течения и в значительной мере под действием турбулентных движений жидкости.

Изучение кинематической структуры потока на подходе к сооружению дало возможность детально осветить картину движения наносов, строить траектории частиц наносов, попадающих в зону транзитного потока и донного водоворота, определить механизм вовлечения крупных частиц наносов в турбинный водовод [13].

Основной определяющий фактор вовлечения крупных частиц — превышение максимальной вертикальной составляющей скорости $v_{\max}$ гидравлической крупности частиц $w_{\max}$ и величины интенсивности турбулентного перемешивания M_{py} (рис. 3).

На основании опытных данных установлена связь между $\frac{v_{\max}}{w_{\max}}$ и отношением $\frac{P}{T_0}$ (рис. 4). При изменении отношения $\frac{P}{T_0}$ от 0,57 до 0,85 величина $\frac{v_{\max}}{w_{\max}}$ повышается в 1,5 раза.

Следовательно, с уменьшением высоты гребня отложений $\frac{P}{T_0}$ уменьшается число импульсов, воздействующих на отдельные частицы наносов. Этим можно объяснить уменьшение максимальной крупности частиц, вовлеченных в турбинный водовод (табл. 2).

Итак, мы констатируем, что количество и состав наносов, вовлекаемых в турбинный водовод, а также все скоростные характеристики потока на подходе к гидроузлу зависят от геометрической формы призмы отложений, т. е. от $\frac{P}{T_0}$. При более крупном составе наносов откос призмы отложений более крутой, откос и гребень донных отложений располагаются выше и ближе к порогу турбинного водовода, глубина потока на подходе к гребню отложений умень-

шается, что ведет к увеличению подходной скорости потока перед гидроузлом. Как показали опыты, чем выше степень вертикального расширения потока, тем больше величины максимальных актуальных скоростей, интенсивность турбулентного перемешивания; особенно

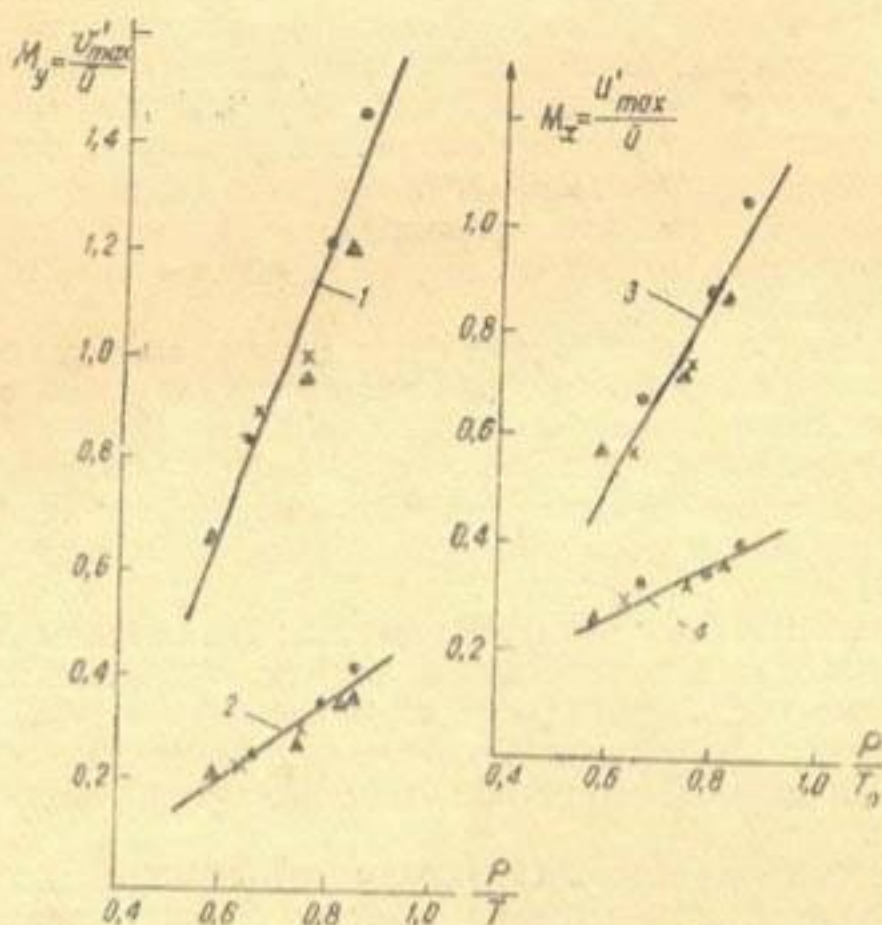


Рис. 3. Графики зависимостей

$$M_{yx} = f\left(M_{x_1}, \frac{P}{T_0}\right) \text{ и } M_{yx} = f\left(M_{y_1}, \frac{P}{T_0}\right);$$

$$\left. \begin{aligned} 1 - M_{yx} &= \frac{v_{2 \max}}{u_2} \\ 3 - M_{yx} &= \frac{u_{2 \max}}{u_2} \end{aligned} \right\} \text{ в створе } \frac{x}{L} = 0,5;$$

$$\left. \begin{aligned} 2 - M_{y_1} &= \frac{v_{1 \max}}{u_1} \\ 4 - M_{x_1} &= \frac{u_{1 \max}}{u_1} \end{aligned} \right\} \text{ в начальном створе.}$$

увеличиваются вертикальные составляющие скорости, способствующие вовлечению более крупных частиц наносов. При этом количество наносов, вовлекаемых в турбинный водовод, повышается.

Следовательно, более крупный состав наносов, слагающих отложения, создает реальные условия для вовлечения более крупных частиц, а также большого количества наносов в турбинный водовод. Этим объясняются данные (табл. 3) увеличения количества и состава наносов, вовлекаемых в турбинный водовод при одинаковых гидравлических условиях, полученные другими авторами [1, 3]. В их опы-

тах был использован более крупный состав песчаного материала ($d_{\max} = 6 \div 8$ мм).

В наших опытах одна модель соответствует одному блоку Учкурганской ГЭС (масштаб 1:60). Максимальная гидравлическая крупность наносов, вовлеченных в турбинный водовод, $w_{\max} = 9$ см/сек. При пересчете на натурные условия по гидравлической крупности получим

$$w_n = w_m \sqrt{\alpha} = 9 \sqrt{60} = 70 \text{ см/сек}$$

(диаметр частиц наносов $d_{\max} = 27$ мм (табл. 2).

Основная причина вовлечения крупных частиц и большого количества донных наносов в турбинный водовод — близкое расположение откоса и гребня донных отложений к порогу турбинного водовода. Вовлечение наносов обусловлено также кинематической характеристикой потока.

В результате отрыва потока от гребня отложений, последующего постепенного расширения его возникает обратное течение вдоль откоса отложений. Транзитный поток взаимодействует с обратным течением главным образом в зоне восходящих токов, характеризующихся значительными вертикальными составляющими скорости и повышенной турбулентностью. Именно из этой области происходит наибольшее вовлечение наносов в турбинный водовод.

Следовательно, для борьбы с наносами необходимо удалить откос и гребень донных отложений от фронта гидроузла. При этом, чем длиннее (вдоль по течению) промытая призма отложений, т. е. чем дальше от фронта гидроузла размещен гребень и откос донных отложений, тем более интенсивно осаждаются донные наносы и тем меньше опасность взвешивания и вовлечения их в турбинные водоводы.

Необходимые условия можно создать двумя способами:

1) специальные промывные устройства на подходе к гидроузлу участка верхнего бьефа (отстойники или песколовки), позволяющие промывать наносы без снижения горизонта воды;

2) периодическая промывка верхнего бьефа при снижении в нем горизонта воды.

В условиях рассматриваемого варианта компоновки (по типу Учкурганской и Головной ГЭС) эти способы способствовали бы увеличению расстояния от гребня донных отложений до сооружения.

Опыты, проведенные с различными типами противонаносных усовершенствованных конструкций входной части донных отверстий [4, 5],

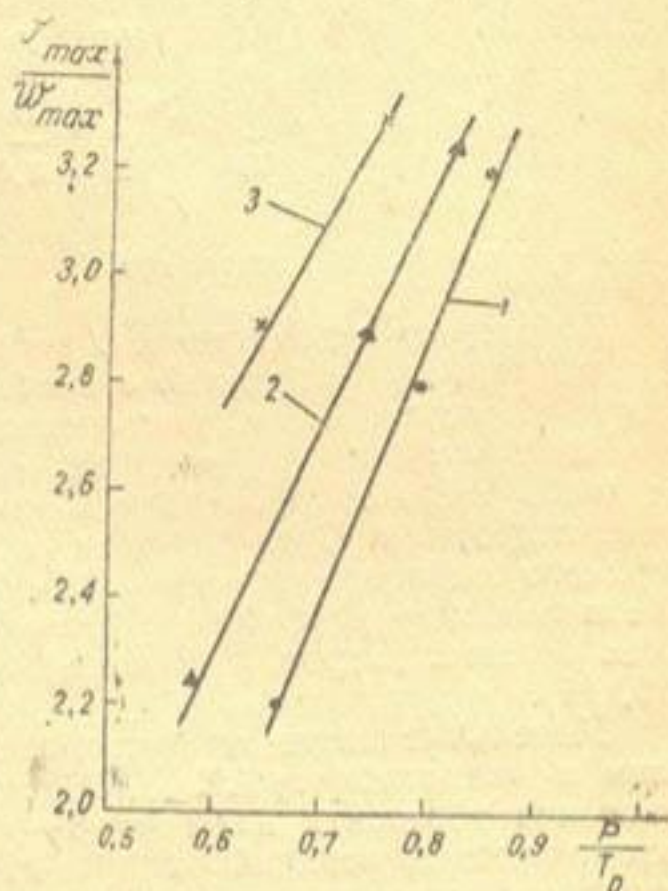


Рис. 4. График зависимости $\frac{v_{\max}}{w_{\max}} = f\left(\frac{P}{T_0}, q\right)$: 1— $q=10$ л/сек; 2— $q=15$ л/сек; 3— $q=25$ л/сек.

а также наши опыты с промывной трубой — песколовкой и выносной плитой, показали, что все указанные сооружения не приводят к значительному уменьшению количества наносов, вовлекаемых в турбинный водовод.

Таблица 3

Масштаб модели	Крупность наносов в натурных условиях				Процент во- влеченных наносов при $\alpha_n = 20-33\%$	Фамилия автора
	$w_{\max}$	$w_{\text{ср}}$	$d_{\max}$	$d_{\text{ср}}$		
1:100	113	35,5	105	10	—	М. Б. Селяметов
1:50	100	39	83	14	—	
1:100	—	—	>100	36	4—10,6	Ф. Ш. Мухамеджанов
1:56	101,5	—	58	—	6—11,0	Е. Г. Филиппов
1:60	70	23	27	3,0	0,7—4,0	Х. Ирмухамедов

Здесь α_n — коэффициент водозабора.

В условиях рассматриваемых гидроузлов при большом количестве донных сбросных отверстий и значительной разности горизонтов воды одним из наиболее рациональных средств борьбы с наносами, попадающими в турбинный водовод, являются периодические промывы верхнего бьефа со снижением в нем горизонта воды. Проводимые на ряде гидроузлов Средней Азии и Кавказа периодические промывы верхнего бьефа при снижении горизонта воды показали, что это основное и наиболее эффективное средство борьбы с заилением и занесением верхних бьефов, а также вовлечением наносов в водоприемники [10, 11].

Модельные исследования, проведенные в Институте водных проблем и гидротехники АН УзССР, свидетельствуют о том, что при снижении горизонта воды на 8—9 м и расходе 1600—2500 м³/сек можно промыть верхний бьеф на длину около 800 м. При этом объем смыва достигает примерно 340—470 тыс. м³. Так как основное количество взвешенных (90% от годового стока) и донных наносов (среднегодовой сток донных наносов — около 450—550 тыс. м³) проходит во время паводка, то целесообразно для аккумуляции донных наносов в верхнем бьефе до начала паводка создать свободный от наносов объем.

Проведенные нами расчеты по методу И. И. Леви [10] показали, что создание такого объема возможно лишь при промыве верхнего бьефа со снижением в нем горизонта воды на 8 м и промывным расходом $Q = 1200$ м³/сек в течение 10—12 час. Тогда длина промывной зоны распространится на расстояние примерно 1000 м и создаст объем, свободный от наносов, около 520 тыс. м³. Промыв отложений из верхнего бьефа при сниженных горизонтах воды может оказаться достаточно эффективным средством защиты турбин от попадания в них донных наносов.

Строительство в этих районах нескольких ГЭС с их кольцеванием, очевидно, позволит останавливать ГЭС и проводить промывы при существенном снижении горизонта верхнего бьефа. До этого целесообразно промывать верхний бьеф с частичным снижением горизонта воды (до 8 м) в течение 10—12 час. при расходах реки 1000 м³/сек и равномерном открытии всех щитов донных водосбросов для того, чтобы охватить всю ширину фронта гидроузла.

Выполняя мероприятия по промыву верхнего бьефа, можно достичь сохранения устойчивого подходного участка к гидроузлу, предотвратить попадание наносов в турбинные водоводы и тем самым создать благоприятные условия для эксплуатации гидроузла.

ЛИТЕРАТУРА

1. Селяметов М. Б. Некоторые результаты модельных гидравлических исследований ГЭС, Труды САНИИРИ, вып. 97, 1957.
 2. Филиппов Е. Г. Исследования структуры потока перед средненапорными гидроузлами с послойной схемой водозабора, Труды САНИИРИ, вып. 100, 1960.
 3. Филиппов Е. Г. Моделирование донных наносов при исследованиях работы гидроузлов, Труды САНИИРИ, вып. 110, 1960.
 4. Зиновьев С. И. Изв. АН УзССР*, № 2, 1952.
 5. Цветкова Н. А. Гидротехника и мелиорация*, 1951, № 5.
 6. Дин Лянь-чжен. Промыв наносов в сооружениях гидроэлектростанций, Автореферат канд. дисс., М., 1956.
 7. Фидман Б. А. Изв. АН СССР*, ОТН, 1953, № 11.
 8. Левин И. И. Динамика русловых потоков, Госэнергоиздат, 1957.
 9. Великанов М. А. Русловой процесс, М., 1958.
 10. Левин И. И. Исследование процесса промыва подпертых бьефов гидроузлов и каналов, Труды ЛПИ им. М. И. Калинина, ГЭИ, № 2, 1950.
 11. Мухамедов А. М. Теория и опыт промыва наносов у водозаборных узлов рек Средней Азии, В сб.: Русловые процессы и гидротехническое строительство*, АН УзССР, 1957.
 12. Гвелесиани Л. Г., Шмальцель Н. П. Исследование заиления и занесения горных водохранилищ ГЭС, Изв. ТНИСГЭИ, т. 10 (44), 1958.
 13. Ирмухамедов Х. Изв. АН УзССР*, сер. техн. наук, № 2, 1962.
-

В. А. СКРЫЛЬНИКОВ

О НЕКОТОРЫХ УПРОЩЕННЫХ МЕТОДАХ РАСЧЕТА ЗАИЛЕНИЯ ПОДПЕРТЫХ БЬЕФОВ ГИДРОУЗЛОВ

Во время прогноза заиления подпертых бьефов гидроузлов проектировщики обычно сталкиваются с отсутствием достаточно точных гидрологических и гидравлических данных для расчетов.

Применение сложных методов расчета с использованием имеющегося неполного материала не отражает действительной картины заиления. Поэтому на практике можно применять упрощенные методы расчета, к которым относятся методы Г. И. Шамова, С. Т. Алтунина, В. С. Лапшенкова [1—5].

По результатам полевых и лабораторных исследований заиления подпертых бьефов гидроузлов мы внесли некоторые дополнения, уточняющие расчет сроков и объемов заиления.

В настоящей работе приведены результаты сопоставления расчетных данных по указанным методам с натурными исследованиями, а также наши дополнения.

РЕЗУЛЬТАТЫ ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЗАИЛЕНИЯ ПОДПЕРТОГО БЬЕФА ФАРХАДСКОГО ГИДРОУЗЛА

Фархадский гидроузел вступил в эксплуатацию в 1946 г. С 1947 г. лаборатория русел рек Института водных проблем и гидротехники АН УзССР проводила полевые исследования динамики заиления подпертого бьефа этого гидроузла.

Первоначальная емкость бьефа — 265 млн. м³. Наполнение перед плотиной $H_n = 23$ м. Средний бытовой уклон водной поверхности на участке бьефа $I = 0,0067$. Начальная длина кривой подпора $L_n = 28$ км при нормальном подпертом горизонте — 319,0. По полевым данным средняя степень осветления в первый год работы бьефа $\varepsilon = 0,95—0,97$.

По проекту Фархадский бьеф должен был заилиться через 17 лет. За период с 1946 по 1955 г. объем отложений составил 80% начальной емкости.

Суммарный объем отложений — 216,36 млн. м³. Таким образом, заиление произошло примерно в два раза быстрее, чем по расчету. Несоответствие объясняется тем, что в проекте Фархадского гидроузла за расчетный сток наносов принимался средний многолетний.

В действительности значительное заиление верхнего бьефа произошло за многоводные 1952—1955 гг., давшие почти двойную норму стока.

Данные объема отложений за 1946—1955 гг., а также стока наносов за этот же период приведены ниже.

Год	Объем отложений, $\text{м}^3 \cdot 10^6$	Сток наносов, $\text{м}^3 \cdot 10^6$
1945	6,52	32,40
1946	16,65	20,40
1947	7,03	7,85
1948	13,05	13,50
1949	25,70	27,00
1950	16,65	17,10
1951	18,85	21,00
1952	41,80	51,50
1953	33,59	47,00
1954	26,60	57,00
1955	10,60	32,70

Плановое изменение подпертого бьефа Фархадского гидроузла, составленное по данным промеров русла по створам в 1948—1955 гг., показано на рис. 1, из которого видно, что при заилении в подпертом бьефе формируется русло (одно или несколько), приближающееся к плотине. В пределах бьефа, где сформировалось русло, заиление произошло на всю ширину. На остальной части ширина бьефа прежняя. Так, в 1952—1953 гг. формирование русла распространилось до створа 7. От створа 7 и до плотины подпертый бьеф сохранил первоначальную ширину. По мере заиления на всем протяжении подпертого бьефа образуются острова.

СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЗАИЛЕНИЯ ПОДПЕРТЫХ БЬЕФОВ ГИДРОУЗЛОВ

Метод Г. И. Шамова. Объем бьефа W_t , оставшийся свободным от заиления по истечении времени t от начала работы узла, Г. И. Шамов рекомендует определять по формуле

$$W_t = W_0 \cdot a^t, \quad (1)$$

где a — параметр бьефа, меняющийся от 0 до 1;
 W_0 — предельнозаиляемый объем.

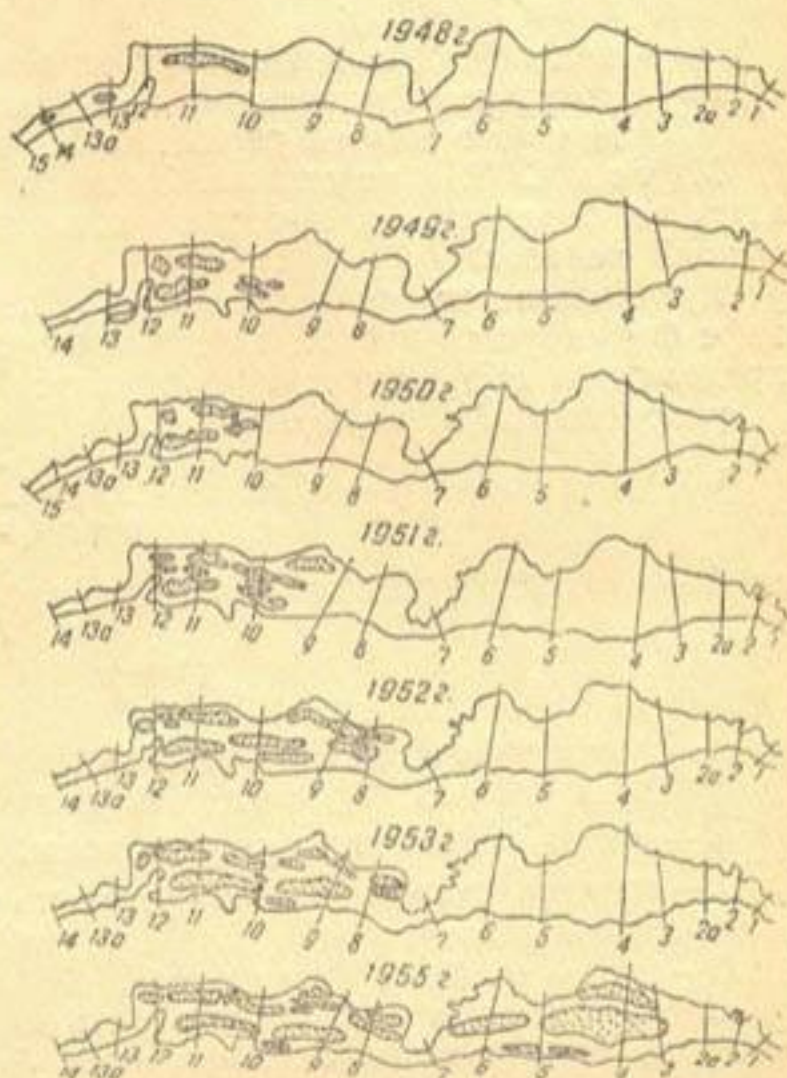


Рис. 1. Плановое изменение подпертого бьефа Фархадского гидроузла по годам заиления.

Параметр a находится из зависимости

$$a = 1 - \frac{R_0}{W_0}; \quad (2)$$

здесь R_0 — объем отложений первого года заиления.

R_0 и W_0 можно определить следующим образом:

$$R_0 = R \left[1 - \left(\frac{\omega_p}{\omega_n} \right)^n \right], \quad (3)$$

$$W_0 = W \left[1 - \left(\frac{\omega_p}{\omega_n} \right)^{1.7} \right], \quad (4)$$

где R — расчетный годовой сток наносов;

W — полный объем подпертого бьефа;

ω_p — поперечное сечение реки в бытовых условиях при расходе воды $3/4 Q_{\max}$;

ω_n — поперечное сечение бьефа на ближайшем к плотине участке;

n — показатель, меняющийся от 1 до $1/3$ в зависимости от продольного уклона реки.

Метод С. Т. Алтунина. Заиление по этому методу рассчитывается по периодам, количество которых устанавливается числом фракций наносов.

Предполагается, что для каждого периода заиления в верхнем бьефе формируется русло. Гидравлические элементы нового русла определяются по следующим формулам:

уклон водной поверхности —

$$I_x = \left(\frac{A}{n} \right)^{0.213} \frac{1}{Q^{0.107}} \left(\frac{\bar{p}u}{\Gamma} \right)^{0.71}, \quad (5)$$

где A — параметр устойчивой ширины русла, равный

$$\frac{1}{V \sqrt{v_{\phi}}}; \quad (6)$$

n — коэффициент шероховатости;

Q — среднепаводковый расход воды за расчетный год, м^3 ;

$\bar{p}$ — среднепаводковая мутность воды, $\text{кг}/\text{м}^3$;

u — средняя гидравлическая крупность состава взвешенных наносов за паводок;

Γ — параметр А. Н. Гостунского.

Средняя гидравлическая крупность взвешенных наносов рассчитывается по зависимостям, предложенным А. Н. Гостунским:

$$u_i = \frac{u_n + 3u_{n+1}}{4}, \quad (7)$$

$$\bar{u} = \frac{\sum u_i P_i}{100}; \quad (8)$$

средняя глубина потока —

$$H_x = \left(\frac{\bar{p}u}{\Gamma} \right)^2 \frac{1}{I_x^3} \quad (9)$$

(I_x — уклон по выражению (5));

ширина русла —

$$B_x = A \frac{Q^{0.5}}{I^{0.2}}; \quad (10)$$

длина кривой подпора —

$$L = \frac{\Delta H}{I_0 - I_x} \quad (11)$$

(I_0 — бытовой уклон водной поверхности);

объем заиления (разность общего объема подпертого бьефа и объема русла) —

$$W_z = W - H \cdot B \cdot L; \quad (12)$$

среднегодовое отложение наносов в пределах бьефа —

$$G = 31,57 \cdot Q \frac{2\rho_{\text{вх}} - \rho_{\text{вых}}}{2}, \quad (13)$$

где Q — среднегодовой расход воды за расчетный год;

$\rho_{\text{вх}}$ — среднегодовая мутность за расчетный год;

продолжительность периода заиления —

$$t = \gamma_n \frac{W_z}{G}. \quad (14)$$

Метод В. С. Лапшен^Кова. Объем отложений по годам заиления В. С. Лапшенков рекомендует устанавливать из выражения

$$V_z = V_n \left(1 - e^{-\frac{t}{E}}\right), \quad (15)$$

где V_n — предельнозаиляемый объем;

e — основание натуральных логарифмов;

E — характеристика заиляемости подпертого бьефа.

Эту характеристику можно найти по формуле

$$E = \frac{V_n}{\epsilon' G}; \quad (16)$$

здесь ϵ' — доля наносов, задерживаемых бьефом в начале его эксплуатации;

G — годовой сток наносов;

$\epsilon' G$ — часть стока, остающаяся в подпертом бьефе в начале его работы.

Мутность воды, выходящей в нижний бьеф по мере заиления,

$$\rho_{\text{вых}} = \rho' + \frac{V_z \cdot \gamma_n \cdot 1000}{Q \cdot E \cdot N}, \quad (17)$$

где ρ' — мутность воды, сбрасываемой из подпертого бьефа в первоначальный момент эксплуатации, кг/м^3 ;

Q — расход воды, $\text{м}^3/\text{сек}$;

N — число секунд в расчетной единице времени (час, месяц, год и т. д.)

Дополнения по расчету заиления подпертых бьефов гидроузлов. Мы предлагаем рассчитывать заиление не

на средний многолетний сток наносов, а с учетом цикличности колебаний стока.

Существующие методы не используют этой цикличности, а между тем она оказывает большое влияние на сроки и объемы заиления.

За расчетный цикл рекомендуем принимать средний из наблюдаемых, включающий в себя маловодные, средние и многоводные годы. Расчетный цикл необходимо разбить по величинам стока на периоды. Расчетный сток — для каждого периода средний.

Заиление рассчитывается для стока первого периода, после чего определяется оставшаяся от заиления емкость бьефа, которая затем рассчитывается на сток второго периода и т. д.

Подробно этот метод излагается в работе [6].

Объем отложений по годам заиления и параметр бьефа a устанавливаются по видоизмененной и преобразованной формулам Г. И. Шамова соответственно:

$$W_3 = W_0 (1 - a^t), \quad (18)$$

$$a = 1 - \frac{eG}{W_0}, \quad (19)$$

где e — степень осветления бьефа в первый год работы узла;

G — годовой сток наносов за расчетный год, млн. m^3 ;

eG — объем отложений первого года работы узла.

Степень осветления в первый год работы бьефа находится по графику в зависимости от отношения объема русла, транспортирующего все фракции взвешенных наносов в пределах начальной длины кривой подпора, к начальному объему подпертого бьефа, полученному нами по натурным и проектным (расчет по А. Н. Гостунскому) данным. Упомянутый график позволяет по-новому подойти к выбору расчетного стока наносов [6].

РАСЧЕТ ЗАИЛЕНИЯ ПОДПЕРТОГО БЬЕФА ФАРХАДСКОГО ГИДРОУЗЛА

Метод Г. И. Шамова. Первоначальный объем бьефа при нормальном подпертом горизонте 319,0 составляет 265 млн. m^3 , средне-многолетний годовой сток наносов $G = 32,4$ млн. m , или 27 млн. m^3 . Поперечное сечение реки в бытовых условиях $\omega_p = 540 m^2$, в верхнем бьефе перед плотиной $\omega_n = 3800 m^2$; бытовой уклон водной поверхности $I_6 = 0,00067$, показатель степени $n = 0,65$.

Объем отложений в первый год работы узла устанавливается по формуле (3):

$$R_0 = 27 \left[1 - \left(\frac{540}{3800} \right)^{0,65} \right] = 19,4 \text{ млн. } m^3;$$

предельнозаняемый объем подпертого бьефа — по формуле (4);

$$W_0 = 265 \left[1 - \left(\frac{540}{3800} \right)^{1,7} \right] = 253 \text{ млн. } m^3;$$

параметр бьефа a — по формуле (2):

$$a = 1 - \frac{19,4}{253} = 0,923.$$

Задаваясь продолжительностью времени заиления t , из выражения (1) находим объем бьефа, оставшийся свободным от отложений наносов по истечении этого времени.

Результаты расчета приводим в табл. 1.

Таблица 1

t , лет	Натурные годы	a^t	$W_0 a^t$	W_2 , млн. м ³	Заиление от W_0 , %
1	1946	0,923	233,6	19,4	7,7
2	1947	0,851	215,3	37,70	14,9
3	1948	0,786	198,8	54,20	21,40
4	1949	0,725	183,40	69,60	27,5
5	1950	0,669	169,2	83,80	33,10
6	1951	0,618	156,4	96,60	38,2
7	1952	0,57	144,5	108,5	43,0
8	1953	0,525	133,0	120,0	47,5
9	1954	0,485	123,0	130,0	51,5
10	1955	0,448	113,5	139,5	55,2
11	1956	0,413	105,0	148,0	58,7
12	1957	0,381	97,0	156,0	61,9
13	1958	0,324	89,10	163,0	64,80
14	1959	0,300	82,0	171,0	67,6
15	1960	0,277	76,0	177,0	70,0
16	1961	0,255	70,5	182,5	72,3
17	1962		65	188	74,5

Метод С. Т. Алтунина. Среднепаводковый расход воды за расчетный год равен 1080 м³/сек; среднепаводковая мутность $\rho = 2,7$ кг/м³; $A = 1,2$; $n = 0,022$; $\Gamma = 2200$.

Ниже приводим значения средней гидравлической крупности составов взвешенных наносов.

Фракция	Содержание фракций, %	Средняя гидрав- лическая круп- ность, мм/сек	Мутность, кг/м ³	Период
I+II+III+IV	100	2,40	2,70	IV
II+III+IV	99,09	2,17	2,68	III
III+IV	74,19	0,28	0,02	II
IV	38,08	0,07	1,05	I

Число периодов заиления определяется количеством фракций. В нашем случае их четыре.

Установим гидравлические элементы русла для четвертого периода заиления, т. е. для условий транспортирования всех фракций взвешенных наносов (I+II+III+IV). Уклон водной поверхности в русле по формуле (5)

$$I_a = \left(\frac{1,2}{0,002} \right)^{0,213} \frac{1}{1080^{0,107}} \left(\frac{2,7 \cdot 0,0024}{2200} \right)^{0,71} = 0,00013;$$

средняя глубина потока по формуле (9) —

$$H_a = \left(\frac{2,7 \cdot 0,0024}{220} \right)^2 \frac{1}{0,00013^2} = 4 \text{ м};$$

ширина русла по формуле (10) —

$$B_a = 1,2 \frac{1080^{0,5}}{0,00013^{0,2}} \cong 240 \text{ м};$$

среднегодовое отложение наносов по формуле (13) —

$$G = 31,57 \cdot 670 \cdot \frac{2 \cdot 2,36 - 2,7}{2} \cong 20 \text{ млн. } m.$$

длина кривой подпора по формуле (11) —

$$L = \frac{19}{0,00067 - 0,00013} = 35 \text{ км};$$

объем русла

$$W_p = 35000 \cdot 4 \cdot 240 = 33 \text{ млн. } m^3;$$

объем заиления

$$W_z = 265 - 33 = 232 \text{ млн. } m^3;$$

срок заиления

$$t = 1,28 \frac{232}{20} = 14,8 \approx 15 \text{ лет.}$$

Результаты расчета для периодов заиления даем ниже.

Периоды заиления	I	II	IV
	0,000064	0,000080	0,00013
H, m	4,2	4,10	4,0
B, m	330	260	240
$G, \text{ млн. } m$	37	28	20
$L, \text{ км}$	31	34,6	35
$W_p, \text{ млн. } m^3$	43	37	33
$W_z, \text{ млн. } m^3$	222	228	232
$t, \text{ лет}$	8	10	15

Метод В. С. Лапшенкова. Исходные данные те же, что и при расчете по методу С. Т. Алтунина.

Предельнозаиляемый объем

$$V_n = 265 - 33 = 232 \text{ млн. } m^3;$$

характеристика заиляемости подпертого бьефа по формуле (16)

$$E = \frac{232}{0,97 \cdot 27} = 8,85;$$

объем заиления по зависимости (15) при $t=1$ г.

$$V_z = 232 \cdot \left(1 - e^{-\frac{1}{8,85}}\right) = 232 \cdot 0,106 = 24,6 \text{ млн. } m^3.$$

Для других лет заиления расчет отложений приводим в табл. 2. Наши дополнения. Параметр подпертого бьефа по формуле (19)

$$a = 1 - \frac{0,97 \cdot 27}{232} = 0,887;$$

объем отложений по годам заиления по формуле (18) при $t=1$ г.

$$W_3 = 232 (1 - 0,887) = 26,2 \text{ млн. м}^3.$$

Результаты расчета объема отложений для других лет показаны в табл. 3.

По данным таблиц построен график (рис. 2), из которого видно, что расчет заиления по среднегодовым характеристикам стока по всем указанным методам не совпадает с натурным заилением.

Таблица 2

t , лет	Натурные годы	$\frac{t}{E}$	$\frac{t}{e^E}$	$e^{-\frac{t}{E}}$	$1 - e^{-\frac{t}{E}}$	V_3
1	1946	0,113	1,12	0,894	0,106	24,6
2	1947	0,226	1,25	0,80	0,20	46,5
3	1948	0,339	1,40	0,715	0,285	66,1
4	1949	0,452	1,56	0,641	0,359	83,3
5	1950	0,565	1,75	0,572	0,428	99,3
6	1951	0,678	1,96	0,510	0,490	113,5
7	1952	0,791	2,19	0,457	0,543	126,0
8	1953	0,904	2,44	0,410	0,590	137,0
9	1954	1,015	2,80	0,358	0,642	149,0
10	1955	1,13	3,05	0,328	0,672	156,0
11	1956	1,24	3,40	0,294	0,706	164,0
12	1957	1,36	3,76	0,266	0,734	170,0
13	1958	1,47	4,29	0,234	0,766	178,0
14	1959	1,58	4,80	0,209	0,791	183,5
15	1960	1,70	5,37	0,186	0,814	188,5
16	1961	1,81	6,0	0,167	0,833	193,0
17	1962	1,92	6,67	0,150	0,850	197,0

На рис. 3 приведены результаты расчета подпертого бьефа Фархадского гидроузла с учетом цикличности колебаний стока, хорошо согласующиеся с натурным заилением.

Таблица 3

t , лет	Натурные годы	a^t	$1 - a^t$	W_{3t} млн. м ³
1	1946	0,887	0,113	26,2
2	1947	0,786	0,214	49,70
3	1948	0,697	0,303	70,30
4	1949	0,619	0,381	88,40
5	1950	0,549	0,451	104,50
6	1951	0,486	0,514	119,0
7	1952	0,431	0,569	131,80
8	1953	0,382	0,618	143,0
9	1954	0,339	0,661	153,0
10	1955	0,301	0,699	162,0
11	1956	0,266	0,734	170,0
12	1957	0,236	0,764	177,0
13	1958	0,209	0,791	183,5
14	1959	0,186	0,814	188,5
15	1960	0,165	0,835	193,5
16	1961	0,146	0,854	198,0
17	1962	0,129	0,871	202,0

НЕКОТОРЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

При определении величины ω_n , входящей в формулы (3, 4), Г. И. Шамов рекомендует брать поперечное сечение бьефа на ближайшем к плотине участке, что не отражает точного месторасположения створа. Так, на расстоянии 40—50 м от плотины бьеф может иметь поперечное сечение, равное 400—500 м², на расстоянии же 100—150 м — порядка 4000 м². В зависимости от величины ω_n , принимаемой в расчет, будут получаться разные значения R_0 и W_0 , следовательно, изменится параметр a , определяемый по формуле (2), и свободный объем — по формуле (1). В первый год работы узла объем отложений по формуле Г. И. Шамова составляет 19,4 млн. м³ при годовом стоке наносов 27 млн. м³. Отсюда степень осветления $\varepsilon = \frac{G_{отл}}{G_{сток}} = 0,72$; факти-

ческое осветление $\varepsilon = 0,97$. Отклонение расчетной величины от фактической — 25%. Этим объясняется наименьшее положение кривой заиления по методу Г. И. Шамова на рис. 3.

С. Т. Алтуни исходит из предположения, что за пределами действующего русла произошло заиление. Как показали полевые исследования Фархадского гидроузла, эта схема не соответствует действительности. Мутный поток проходит по бьефу полосой определенной ширины, за пределами которой (действующего русла) заиление не происходит (рис. 1).

Таким образом, метод С. Т. Алтунина дает завышенный расчетный объем заиления. Например, в первом периоде заиления, т. е. транспортирования в нижний бьеф фракций $d < 0,01$ мм, объем заиления равен 222 млн. м³, во второй период (транспортируются в нижний бьеф фракции $d < 0,05$ мм) — 228 млн. м³, в конце заиления — 232 млн. м³.

По С. Т. Алтунину, во все периоды заиления объем отложений изменяется незначительно при различных сроках заиления. Поэтому невозможно построить кривую изменения объемов отложений по периодам заиления. Метод С. Т. Алтунина можно использовать для подсчета общего срока заиления бьефа.

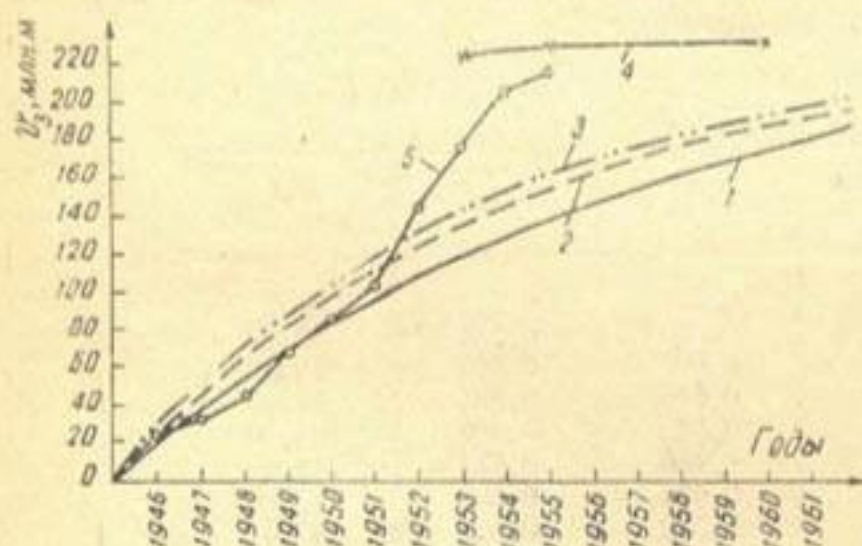


Рис. 2. Увеличение объема отложений в подпертом бьефе Фархадского гидроузла, рассчитанного по:

1 — методу Г. И. Шамова; 2 — методу В. С. Лапшенкова; 3 — формуле (18); 4 — методу С. Т. Алтунина; 5 — натурным данным.

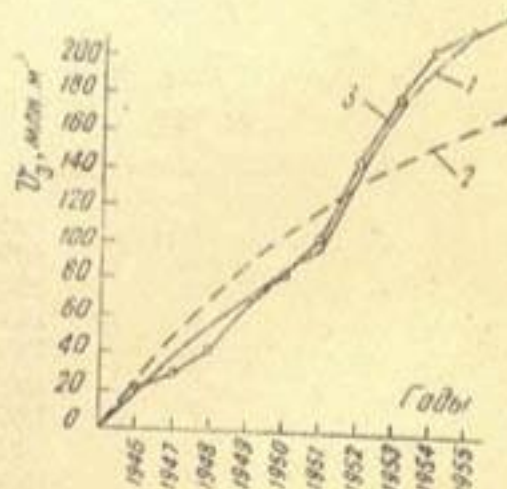


Рис. 3. Изменение объемов в подпертом бьефе Фархадского гидроузла по годам заиления:

1 — по расчету с учетом цикличности колебаний стока; 2 — по расчету на сток среднего по водности года; 3 — натурные данные.

При определении характеристики заиляемости подпертого бьефа по формуле В. С. Лапшенкова (16) первоначальная степень осветления проектируемого бьефа неизвестна. Он рекомендует пользоваться

любым способом, позволяющим определить ее величину, что делает расчет несколько громоздким.

На рис. 3 кривая заиления по уравнению В. С. Лапшенкова расположена несколько ниже кривой, определяемой выражением (18). Это расхождение объясняется тем, что при расчетах объемов отложений мы подставляли в формулу (16) среднегодовую степень осветления вместо рекомендуемой автором в начальный период эксплуатации.

ВЫВОДЫ

1. Выражение (1), предложенное Г. И. Шамовым для расчета объема бьефа, оставшегося свободным от отложений наносов по истечении времени t от начала работы узла, получено обработкой результатов полевых исследований заиления подпертых бьефов гидроузлов. Если в уравнение (1) подставить установленные по формулам (3,4) значения R_0 и W_0 , значительно расходящиеся с натурными данными, то полученные расчетные величины заиления не будут соответствовать фактическому заилению. Так, величина R_0 , вычисленная по формуле (3), равна 19,4 млн. m^3 . По первоначальному осветлению бьефа R_0 составляет 26,2 млн. m^3 ; расхождение — 25%.

2. С. Т. Алтунин допускает, что в верхнем бьефе по всей длине для каждого периода заиления формируется русло, за пределами которого происходит заиление. Однако, как показали полевые исследования, русло формируется не на всей длине бьефа, а только в верхней его части, с заилением бьефа постепенно приближаясь к плотине. Указанное допущение завышает расчетный объем отложений всех периодов заиления, кроме последнего, т. е. для условия транспортирования всех фракций взвешенных наносов. Например, в первый период заиления, т. е. транспортирования в нижний бьеф фракций $d < 0,01$ мм, объем заиления — 222 млн. m^3 ; во второй период (транспортируются в нижний бьеф фракции $d < 0,05$ мм) — 228 млн. m^3 ; в конце заиления — 232 млн. m^3 .

Объем отложений по С. Т. Алтунину изменяется незначительно при различных сроках заиления бьефа. Этим методом можно пользоваться для подсчетов общего срока заиления бьефа.

3. При определении характеристики заиляемости подпертого бьефа по формуле В. С. Лапшенкова (16) первоначальная степень осветления проектируемого бьефа неизвестна. Он рекомендует пользоваться любым способом, позволяющим определять ее величину, что делает расчет несколько громоздким.

4. Результаты расчета объемов отложений по уравнению (18) значительно улучшаются, если величина α устанавливается по преобразованной формуле Г. И. Шамова (19) с использованием графика [6].

5. Рекомендуемый нами для определения степени осветления в первый год работы бьефа график позволяет учитывать цикличность колебания стока при расчетах заиления.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шамов Г. И. Речные наносы, Л., 1954.
2. Алтунин С. Т. Заиление водохранилищ и размыв русла в нижнем бьефе плотины. Русловые процессы, Сборник статей, М., 1958.
3. Лапшенков В. С. Вопросы прогноза аккумуляции наносов в подпертых бьефах гидроузлов, Автореферат канд. дисс., Ташкент, 1960.
4. Лапшенков В. С. „Гидротехническое строительство“, 1957, № 3.
5. Лапшенков В. С. Некоторые результаты обработки данных по заилению и занесению подпертых бьефов гидроузлов, построенных на реках Узбекистана, В сб.: „Вопросы гидротехники“, 1961, № 2.
6. Скрыльников В. А. Расчет заиления подпертых бьефов гидроузлов, Учет цикличности колебаний стока при расчетах заиления бьефов, В сб.: „Вопросы энергетики, гидротехники и горного дела“, Ташкент, 1961.
7. Шульц В. Л. Реки Средней Азии, М., 1949.

Э. М. ПИЛОСОВ, Г. А. ЦОЯ

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЗАИЛЕНИЯ КАЙРАККУМСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА И ОБЩЕГО РАЗМЫВА РУСЛА В НИЖНЕМ БЬЕФЕ ПЛОТИНЫ

С 1958 по 1960 г. отдел русел Института водных проблем и гидротехники АН УзССР, экспедиции ГГИ, САОГИДЭПа и Обсерватории УГМС проводили полевые исследования по изучению динамики заиления Кайраккумского водохранилища, переработки берегов, устойчивости откосов и размыва русла Сыр-Дарьи в нижнем бьефе плотины. Координацию работ между указанными организациями осуществляла Академия наук Таджикской ССР.

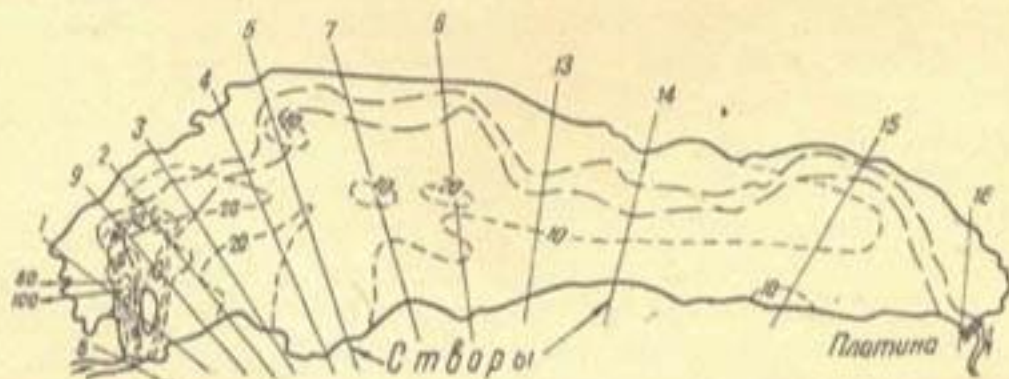


Рис. 1. Картограмма распределения мутности в Кайраккумском водохранилище (13–23.IX 1959 г.). Изолинии мутности проведены через 10 г/м^3 ($\rho < 40 \text{ г/м}^3$), через 20 г/м^3 ($40 \text{ г/м}^3 < \rho < 100 \text{ г/м}^3$), через 100 г/м^3 ($\rho > 100 \text{ г/м}^3$).

Основная задача исследований заключалась в изучении характера и интенсивности заиления и в установлении необходимых мероприятий по регулированию и удлинению срока заиления водохранилища. Кроме того, необходимо было выявить объемы и площади смыва в результате разрушения берегов от действия воли и интенсивность размыва русла Сыр-Дарьи в нижнем бьефе плотины.

Топографические условия долины определяют резко выраженную асимметричность чаши Кайраккумского водохранилища. Основная его часть расположена справа от бытового русла реки (рис. 1). Ширина долины в средней части водохранилища составляет около 20 км, ближе к Коктюрюлюкской петле она сужается до 8,9 км.

Чаша Кайраккумского водохранилища неблагоприятна для заиления, так как кривая зависимости изменения площади зеркала от горизонта воды перед плотиной в рабочей части имеет очень поло-

тое очертание при сравнительно крутом положении кривой объемов (рис. 2). Наименьший наклон кривой площадей зеркала водохранилища находится между отметками 342,50 и 347,50, как раз в пределах сработки водохранилища. Это обуславливает образование значительных по площади мелководий в восточной, юго-восточной и северо-восточных частях водохранилища, где берега особенно пологи. Во время наполнения и сработки водохранилища площади периодических затоплений и обнажений достигают значительных размеров.

Вторая особенность чаши Кайрак-кумского водохранилища — неравномерное распределение объемов по длине. Если отметка подпора у плотины 347,50, то основная часть регулирующей емкости располагается на верхнем участке водохранилища. Только при отметке подпора 345,00 полезный объем распределяется более или менее равномерно по всей длине водохранилища. Мелководная часть водохранилища с глубиной до 2,5 м занимает значительную площадь — около 200 км² объемом порядка 0,5 км³, что составляет 24% полезного объема.

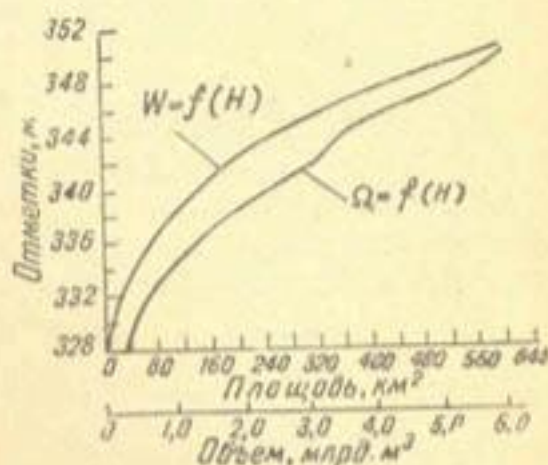


Рис. 2. Кривые объемов и площадей зеркал Кайраккумского водохранилища.

Большая часть мелководья (120 км²) расположена ниже места выклинивания кривой подпора на правом берегу, а остальная (80 км²) — на левом. В целях защиты от заиления мелководной части и сохранения полезной емкости водохранилища проектом предусматривалось устройство оградительной дамбы между главным руслом и котловиной, сообщаемой с низовой стороны водохранилища соединительными траншеями. Однако эти важные мероприятия не были осуществлены. При сработке водохранилища на 6 м мелководье полностью обнажается на все весенние месяцы (март — июнь).

В этой зоне на глубине воды до 2 м произрастает влаголюбивая растительность.

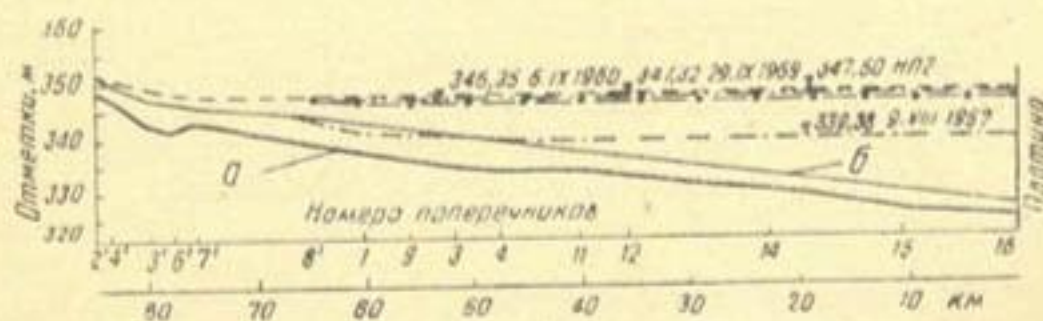


Рис. 3. Продольный профиль Кайраккумского водохранилища:
а — бытовое дно, б — бытовой горизонт.

В настоящее время в водохранилище развивается растительность между правобережным мелководьем и главным руслом на полосе шириной 50—100 м и протяженностью 15 км. В начале этого участка на длине 7 км глубина воды при нормальном подпертом горизонте, равном 347,50, меняется от 0,5 до 1,0 м, а затем увеличивается до 2 м.

Наполнение водохранилища началось в августе 1956 г. К маю 1957 г. (маловодный год) уровень воды поднялся только до отметки

336 м, а к сентябрю 1957 г. — до отметки 341 м, при которой кривая подпора распространилась на 55 км от плотины.

К июлю 1958 г. горизонт воды в водохранилище изменился до отметки 347,00 м, а кривая подпора в межень распространилась на 85 км.

В сентябре 1959 г. горизонт воды в верхнем бьефе у плотины достиг отметки 347,32 м, а кривая подпора при этом распространилась на 87 км от плотины (рис. 3).

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Длина водохранилища при подпертом горизонте воды у плотины на отметке 347,32 м и расходе воды $500 \text{ м}^3/\text{сек}$ в 1959 г. составила 87 км. По проекту длина водохранилища также равнялась 87 км. Наибольшая ширина водохранилища при указанной отметке подпора у плотины достигла 16—18 км.

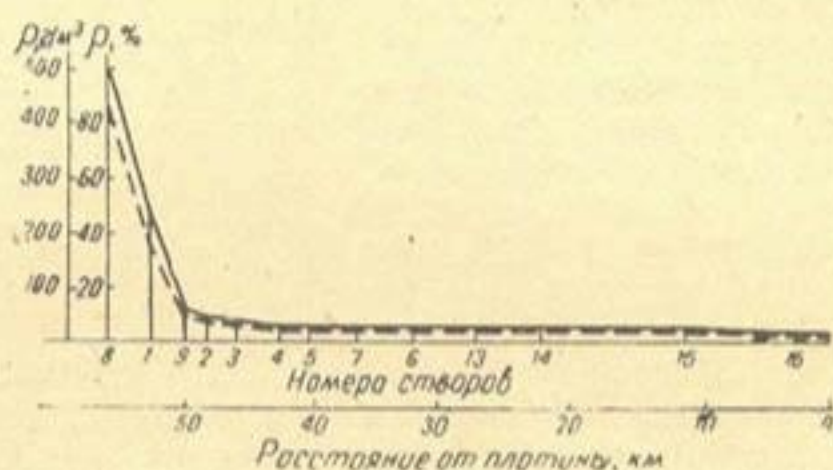


Рис. 4. Кривые изменения мутности по длине Кайраккумского водохранилища (сентябрь 1959 г.) при отметке подпора у плотины 347,27 м и $Q=517 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Большая емкость водохранилища и малые скорости течения приводят к интенсивному заилению его взвешенными наносами Сыр-Дарьи.

Заиление при отметке подпора у плотины 341, 347 и 347,32 м происходило главным образом в верхней части водохранилища в пределах полезного объема на участке длиной 25, 35, 40 км от входного створа 8 вниз по течению. Графики изменения мутности по длине водохранилища приведены на рис. 4, из которого видно, что уменьшение мутности по длине водохранилища и заиление происходят закономерно сверху вниз по течению. Так, например, по съемке в мае 1959 г. мутность в створе 8 составляла 1136 г/м^3 , а на расстоянии 12,8 км она уменьшилась до 84 г/м^3 .

Измерения, проведенные в сентябре этого же года, показали, что в створе 8 мутность равнялась 430 г/м^3 , а на расстоянии 12,8 км от него — 20 г/м^3 .

Из картограммы распределения мутности (рис. 1), составленной по данным сентябрьской съемки, видно, что наибольшая мутность сосредоточивается на ширине $450 \div 1000 \text{ м}$, особенно в верхней части водохранилища.

Промерами, произведенными в течение трех лет, установлено, что закономерного уменьшения крупности донных отложений по длине водохранилища не наблюдается (рис. 5). Это обусловлено усиленной переработкой волнами многочисленных барханных островов, расположенных в водохранилище, а также перемещением вверх и вниз по те-

чению места выклинивания кривой подпора, происходящего от колебания расходов воды, а также сработки и наполнения водохранилища.

Характеристика наносов, отложившихся в водохранилище, приводится на рис. 5, из которого видно, что преобладающие фракции наносов $d = 0,2 \div 0,1$ мм, $d = 0,1 \div 0,05$ мм, $d = 0,01 \div 0,005$ мм.

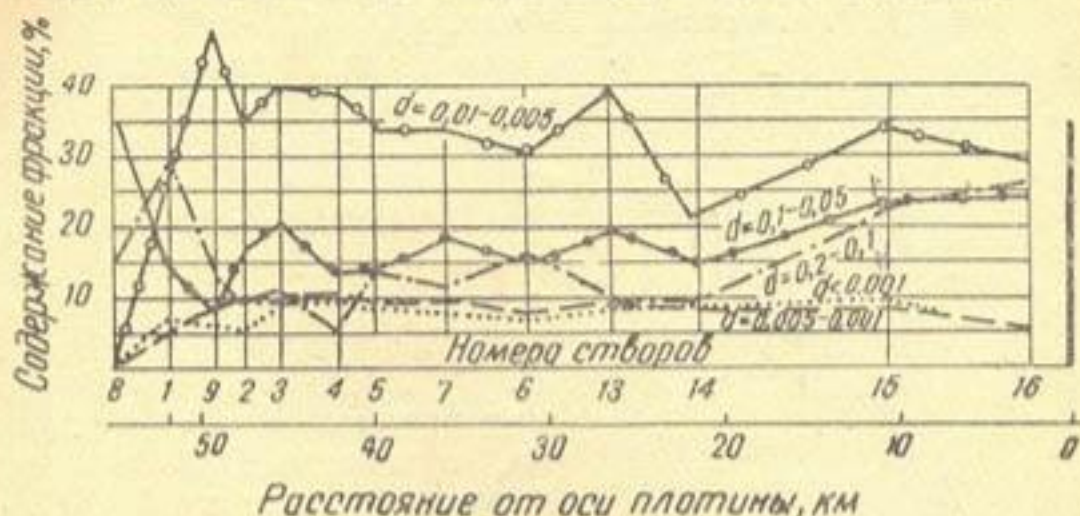


Рис. 5. График изменения фракционного состава донных отложений наносов по длине Кайраккумского водохранилища (13—23.IX 1959 г.).

Ширина полосы заиления составляет 450 м в начале водохранилища (рис. 6), и 4500 м в средней его части при общей ширине 10—15 км. По сторонам активной полосы образовались застойные зоны, которые не заилялись речными наносами.

Объем отложений в водохранилище за 1956—1959 гг., подсчитанный по величинам мутности и расходу воды в створе Акджар, расположенном на 44 км выше входного створа 8, составляет:

Годы	Объем отложений, млн. т
VIII—XII 1956	4
1957	18
1958	52
1959	40
1960	46
Итого	160

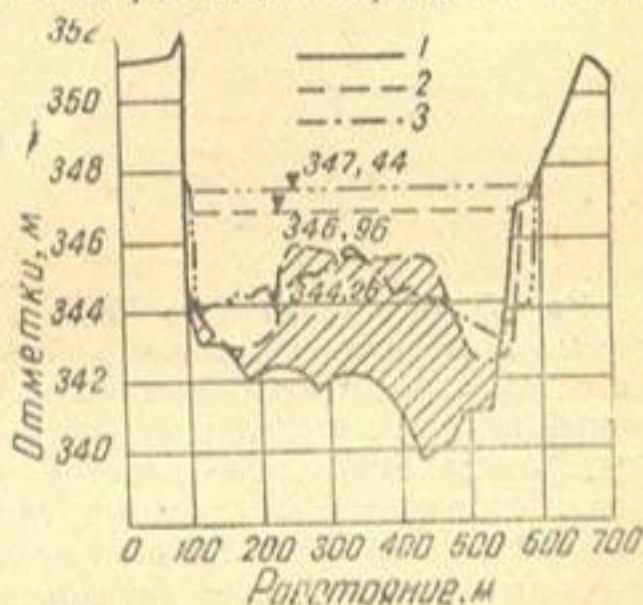


Рис. 6. Совмещенный поперечный профиль Кайраккумского водохранилища по створу 8:

1 — 1955; 2 — 1958; 3 — 1960 г.

По данным обработки 300 проб донных отложений, взятых нами при промерах водохранилища, объемный вес наносов составляет $1,12 \text{ т/м}^3$. Объем отложений равен примерно 143 млн. м^3 , или 7% полезного объема водохранилища.

При переходе потока из русла в водохранилище скорость течения резко уменьшается. Например, в начале водохранилища во входном створе 8 средняя скорость — 0,5 м/сек, а на 3,2 км ниже скорость падает до 0,1 м/сек. На всем остальном участке водохранилища (65 км) скорости составляют 0,05—0,1 м/сек.

Сильные ветры, постоянно действующие в этом районе, и огромное зеркало водохранилища приводят к большим волнениям и интенсивной переработке берегов и островов, а также к значительному взмучиванию воды.

Так, с 14 июня 1958 г. по 14 июня 1959 г. максимальная наблюдаемая высота волны в средней части водохранилища и у плотины достигла 2,50 м, а у пос. Кайраккум (левобережная дамба) — 0,72 м. За указанный период максимальная ширина полосы размыва на левом берегу, на 4 км ниже створа 14, равнялась 50 м, объем береговой переработки к концу 1959 г. составил 13 млн. м^3 .

Заметно влияют на заиление пыль и песок, поступающие из пустыни в водохранилище во время действия сильных ветров. При этом

наибольшее количество пыли и песка приносится с правого берега, где водохранилище соприкасается с пустыней. Объем заиления под действием указанного фактора нами еще не установлен. По данным С. Т. Алтунина, на Фархадском водохранилище объем пыли и песка, приносимых ветром, составил 1 млн. м^3 в год. На Кайраккумском водохранилище, имеющем длину в два раза большую, чем Фархадское, этот объем может достигать 2 млн. м^3 в год.

Осаждение наносов Сыр-Дарьи в водохранилище и поступление в нижний бьеф осветленной воды приводят к общему размыву русла на большой длине от плотины до Ленинабада и ниже, а также к перестроиванию русла в верхнем бьефе Фархадского гидроузла

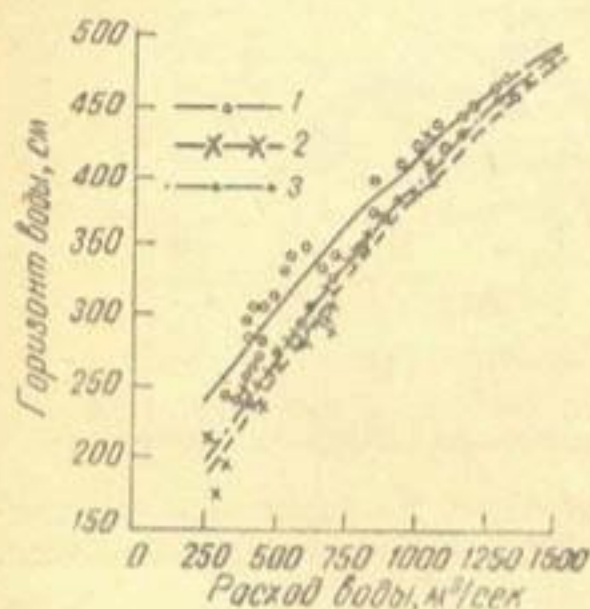


Рис. 7. Кривые зависимости $Q = f(H)$ по гидрологической станции Кызылжар на р. Сыр-Дарья (отметка нуля графика 320,14): 1—1956; 2—1959; 3—1960 г.

За 4,5 года (с 1956 по 1960) в нижнем бьефе плотины произошел размыв аллювиальных отложений и снизился горизонт воды. Например, в створе гидрологической станции Кызылжар горизонт воды за указанный период понизился на 0,4 м (рис. 7).

Промеры позволили выявить в нижнем бьефе три выступа дна русла, сложенных из плотных глин, конгломератов и песчаников. Дальнейшее значительное понижение горизонта воды в нижнем бьефе сразу за плотинной может произойти после удаления этих выступов.

По съемке в мае 1959 г. при расходе 1 000 $\text{м}^3/\text{сек}$ средняя мутность, выходящая из водохранилища, равнялась около 10 $\text{г}/\text{м}^3$, а на 8,6 км ниже плотины — 54 $\text{г}/\text{м}^3$; в створе ст. Кызылжар (на расстоянии 18 км) — 71 $\text{г}/\text{м}^3$; в 25 км от Кайраккумской плотины — 144 $\text{г}/\text{м}^3$. На остальной длине подпертого бьефа до Фархадской плотины мутность почти не изменялась. Увеличение мутности по длине свидетельствует о происходящем общем размыве русла реки ниже Кайраккумской плотины на протяжении 25 км.

В пределах подпертого бьефа Фархадской плотины, т. е. ниже ст. Кызылжар, с 1957 по 1959 г. дно размывлось на участке длиной 7 км. Объем смытых отложений составил 3,7 млн. м^3 .

ВЫВОДЫ

1. За весь период работы Кайраккумского гидроузла объем отложившихся наносов в водохранилище составил 143 млн. м^3 , или 7% полезного объема (по предварительным данным). Заиление водохра-

нилища произошло на ширине от 450 м в начале до 4500 м в средней части; наибольший слой заиления в верхней части достиг 5 м.

По сторонам этой активной полосы образовались зоны, где отложения речных наносов не произошло. В прибрежных частях водохранилища заилялось за счет переработки берегов, а также пыли и песка, принесенных ветром из пустыни. Объем отложений от пыли и песка может достигать, как указывалось выше, 2 млн. м³.

2. По проекту мертвый объем должен заилиться в течение 50 лет. Однако при этом не учитывалось заиление водохранилища от переработки берегов и барханных островов при волнении и сработке бьефа и поступления пыли и песка, приносимых ветром, а также зарастание мелководной части площадью около 200 км², или 39% всей площади водохранилища. Емкость этой части составляет 24% полезного объема водохранилища. По визуальной съемке, проведенной в конце 1960 г., площадь зарастания за три года была равна 700 га, т. е. 230 га в год. Но учитывая быстрый рост темпов зарастания, можно предположить, что вся мелководная часть Кайраккумского водохранилища зарастет в течение 10—12 лет. Затем следует ожидать образования озер в зоне застоя, т. е. за пределами активной полосы заиления. Площадь изолированных озер составит приблизительно 20% площади водохранилища. Так как 24% полезной емкости Кайраккумского водохранилища сосредоточено в мелководной части, а предусмотренные проектом мероприятия по ограждению ее дамбами не были выполнены, можно полагать, что водохранилище заилится не за 50 лет, а за 30—35.

3. Для сохранения полезной емкости водохранилища на длительный период необходимо произвести проектную проработку двух вопросов:

а) возможность повышения в ближайшее время до зарастания отметки подпора водохранилища до 348,35 м, т. е. на 0,85 м против нормального подпёртого горизонта, что увеличит глубины мелководья, и, следовательно, уменьшит зарастание водохранилища;

б) ограждение мелководной части дамбами со стороны реки в целях защиты ее от наносов и пропуска осветленной воды обратным ходом с низовой части водохранилища.

4. Срезка выступов дна на Сыр-Дарье в нижнем бьефе плотины позволит снизить горизонт воды на 1,5 м и таким образом увеличит мощность ГЭС на 7,5%.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алтуни С. Т. Заиление водохранилища и размыв русла в нижнем бьефе плотины. В сб.: «Русловые процессы», М., АН СССР, 1958.
2. Шамов Г. И. Речные наносы, Л., 1954 г.

Н. Н. СУРОВА

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛИ УЧАСТКА РУСЛА АМУ-ДАРЬИ В РАЙОНЕ ПРОЕКТИРУЕМОГО ТАХИАТАШСКОГО ВОДОЗАБОРНОГО ГИДРОУЗЛА

Развитие орошения в долине р. Аму-Дарья, вызванное увеличением посевов хлопчатника и риса в низовьях и дельте, требует увеличения забора воды из реки и подачи ее на левый и особенно на правый берега.

В створе тахиаташской плотины забор воды в ближайшее время намечается увеличить примерно в два раза. Для обеспечения этого институтом «Средазгипроводхлопок» проектируется плотинный гидроузел. Различные схемы компоновок гидроузла изучались в лаборатории водозаборов Института водных проблем и гидротехники АН УзССР. Перед началом исследований были проведены методические проработки, которые излагаются в данной статье.

Если в настоящее время методику моделирования размываемых русел рек для горных и предгорных условий можно считать достаточно обоснованной [1], то для таких, как Аму-Дарья и Сыр-Дарья [2], несущих огромное количество взвешенных и мелких донных наносов и ложе которых сложено мелкозернистыми песками, этот вопрос до сих пор недостаточно изучен. Окончательно разработанные и общепризнанные принципы и способы моделирования руслового процесса в низовьях рек пока отсутствуют. Каждая лаборатория, занимающаяся подобными исследованиями, пользуется своими приемами.

В гидротехнической лаборатории САНИИРИ И. Я. Орлов и в отделе русел Института водных проблем и гидротехники С. Т. Алтуниин на протяжении многих лет прорабатывали вопросы методики моделирования руслового процесса.

В результате ими дан целый ряд указаний по методике моделирования формы русла, наносов и насыщения ими лабораторного потока.

В 1960 г. исследования по разработке этой методики были продолжены, при этом мы исходили из положения, что в лаборатории создается модель участка реки, а не естественная маленькая река.

Основное требование, которому должна удовлетворять модель участка реки, это подобие формы русла модели и натуры, predetermined прежде всего плановым очертанием русла и соотношением между его шириной и глубиной. Используя морфометрическую зависимость вида $B^m = kH$ между глубиной и шириной потока, установленную для рек Средней Азии С. Т. Алтуниным для моделирования, получаем связь между масштабами ширины и глубины: $\alpha_b^m = \alpha_h$.

Показатель степени m по рекомендации С. Т. Алтунина, определяется по натурным данным для прототипа модели¹.

Таким образом, при необходимости моделирования какого-либо конкретного объекта (участка естественного русла) на модели выполняются плановые очертания его в принятом горизонтальном масштабе ($\alpha_b = \alpha_l$).

Горизонтальный масштаб модели выбирается из удобства ее размещения или по другим соображениям. По зависимости $\alpha_h = \alpha_b^m$ подсчитывается вертикальный масштаб.

Далее полагаем, что к создаваемой в лаборатории модели реки можно применить уравнение Шези $V = C \sqrt{HI}$, т. е. она должна удовлетворять условиям, когда это уравнение справедливо, а именно: установившееся движение воды ($Q = \text{const}$), наличие прямых участков в русле с достаточной шириной B , при которой можно считать $R = H$.

Из уравнения Шези для масштаба скорости потока имеем

$$\alpha_v = \alpha_c \sqrt{\alpha_h \alpha_l},$$

а для масштаба площади живого сечения — известное выражение

$$\alpha_w = \alpha_b \alpha_h.$$

Тогда масштаб расхода воды²

$$\alpha_Q = \alpha_w \alpha_v = \alpha_b \alpha_h^{\frac{3}{2}} \alpha_c \alpha_l^{\frac{1}{2}}.$$

Моделирование по данным зависимостям дает возможность использовать любые размываемые материалы, подвижность которых может быть обеспечена при принятых горизонтальном и вертикальном масштабах моделей.

Масштабные множители для коэффициента Шези C и уклона I устанавливаются на основании предварительных опытов.

Насыщение модельного потока донными наносами должно быть таким, чтобы принятый масштаб уклонов α_l оставался постоянным при пропуске на модели любых расходов воды в данном цикле исследований³.

Предлагаемая методика моделирования была проверена на модели участка русла Аму-Дарьи, включающего в себя гидрометрические створы Лавак и Чатлы длиной примерно 28 км (в натуре).

Горизонтальный масштаб модели был выбран наиболее крупный, допускаемый возможностями ее размещения, а именно 1:500 натуральной величины. Остальные масштабные множители были определены по вышеприведенным зависимостям. Значения их следующие: $\alpha_h = 50$, $\alpha_l = 0,2$, $\alpha_c = 3,5$, $\alpha_v = 11,2$ и $\alpha_Q = 280\,000$.

¹ Для низовьев Аму-Дарьи, по данным С. Т. Алтунина [3], показатель степени $m = 0,5 - 0,65$ (в зависимости от формы русла).

² Подобная методика для пересчета расходов воды и скоростей потока была предложена ранее Винкелем, Абрамовым и др. [4]. В работе С. Т. Алтунина [3] произведение $\alpha_c \alpha_l^{\frac{1}{2}}$ принято равным единице, поскольку $\alpha_c = \alpha_b^{\frac{1}{2}} \alpha_h^{-\frac{1}{2}}$, а $\alpha_l = \alpha_h \alpha_b^{-1}$, т. е. $\alpha_Q = \alpha_b \alpha_h^{\frac{3}{2}}$, что справедливо только в частном случае.

³ Фракционный состав донных наносов применяется тот же, что и состав размываемого ложа модели.

В качестве размываемого материала на модели использовались кальцинированные древесные опилки. Они имели средний размер частиц около 1 мм, удельный вес 1,11 (влажность 80%), объемный 0,64 т/м³ и среднюю гидравлическую крупность 22,6 мм/сек (по данным специальных анализов).

На модели провели три опыта при параметрах, указанных в табл. 1.

Таблица 1

Опыт	Расход воды		Горизонты в створе Чатлы, * м	
	в натуре, м³/сек	на модели, л/сек	в натуре	на модели
I	4750	17	6,10	0,122
II	3360	12	5,65	0,113
III	1680	6	4,42	0,088

* Горизонты в створе Чатлы для натуре приняты по кривой $Q = f(H)$ по среднемноголетним данным.

Степень надежности опытов по принятой методике моделирования устанавливалась сравнением результатов опытов с натурными данными (верификацией) по трем створам (Лавак, Тахиаташ и Чатлы) при следующих расходах воды (м³/сек):

Лавак	5070	3450	1470
Тахиаташ ¹	—	—	1446
Чатлы	4800	3360	1340

Эти расходы наиболее близки к принятым при исследовании модели и отличаются от них величинами, не способными значительно повлиять на характер протекания потока и величину русловых деформаций.

Натура и модель по этим створам сравнивались по площади живого сечения (ω), ширине по зеркалу (B), средней глубине (h_{cp}), средней скорости (V_{cp}), уклону (I) и коэффициенту Шези (C).

Кроме этого, сопоставлялась также форма живого сечения.

На рис. 1, 2, 3 показаны поперечные профили натурных и модельных съемок по указанным выше створам. В табл. 2 приведены гидравлические элементы, определенные по указанным профилям. На основании данных таблицы подсчитаны фактические масштабные множители.

Значения фактических масштабных множителей и множителей, полученных расчетом по принятой методике моделирования, указаны в табл. 3, из которой видно, что величины масштабных множителей, принятые при моделировании, весьма близки к полученным по фактическим данным во время прохождения в естественном русле (натурном) расходов воды, близких к модельным (в пересчете на натуру).

Некоторое отклонение значения принятых масштабных множителей при пропуске на модели расхода воды 6 л/сек, или 1680 м³/сек (~1700 м³/сек) в пересчете на натуру объясняется несколько меньшими расходами, при которых проводились натурные съемки.

¹ Расходы в створе Тахиаташ приняты равными средним между расходами в створах Лавак и Чатлы.

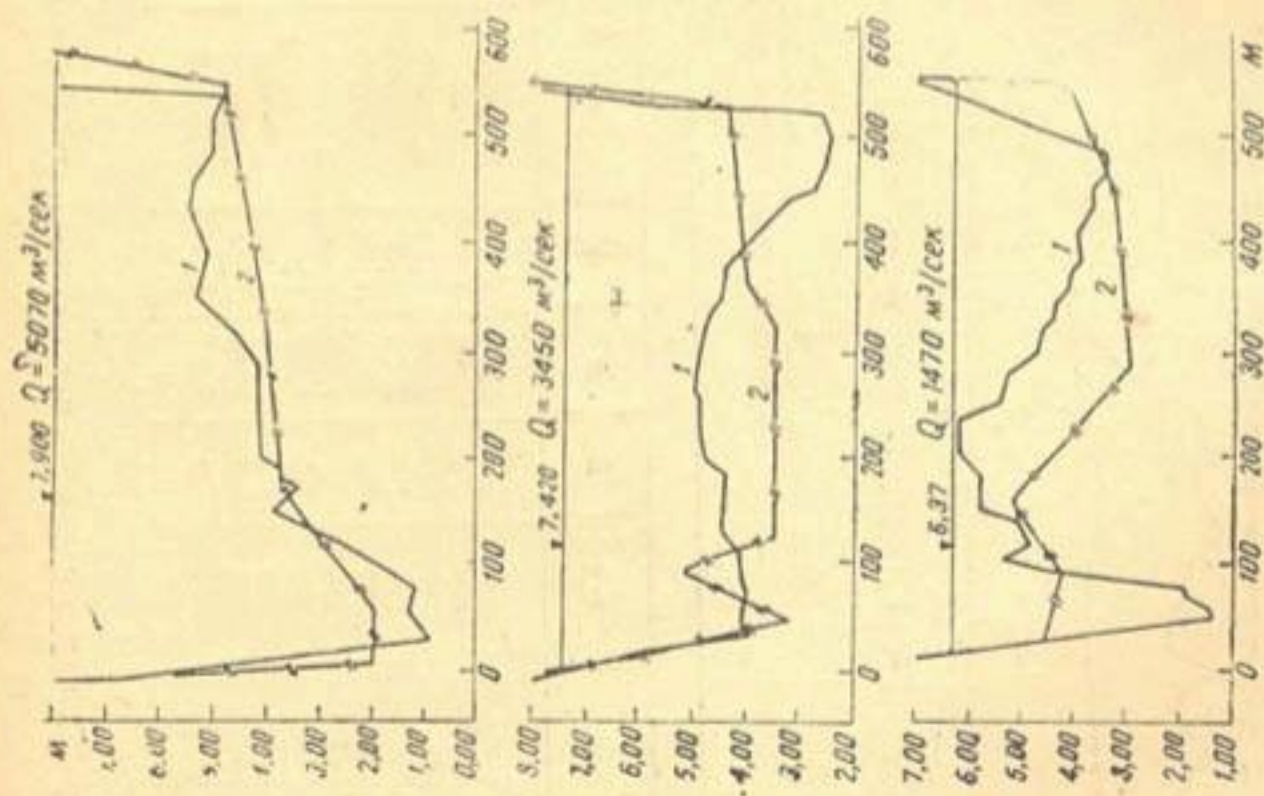


Рис. 1. Поперечные профили створа Лавак:
1 — натуре; 2 — модель (опыты).

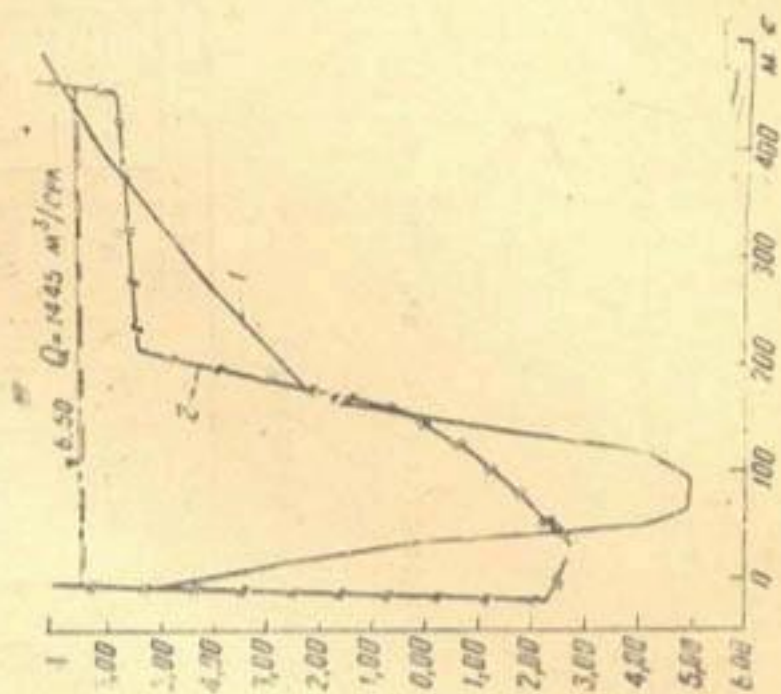


Рис. 2. Поперечные профили створа Тахна-
таш (условные обозначения те же, что
и на рис. 1).

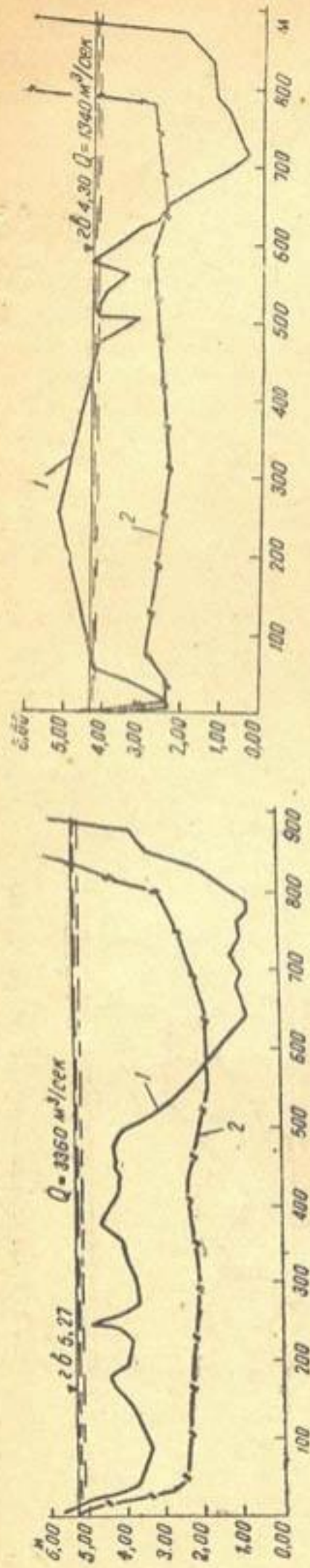


Рис. 3. Поперечные профили створа Чатлы (условные обозначения те же, что и на рис. 1).

Таблица 2

Сравнение модельных данных с натурными (верификация)

Створ	Натура							Модель						
	Q	ω	B	h	V	I	C	Q	ω	B	h*	V	I	C
Лавак	5070	2100	550	3,80	2,38	0,00012	122	0,017	0,0776	1,14	0,068	0,220	0,00060	34,3
Тахнаташ	4935	4100	460	26,50	1,20	—	—	0,017	0,1720	1,06	0,369	0,100	—	—
Чатлы	4800	2340	900	2,60	2,05	0,00012	127	0,017	0,0920	1,35	0,068	0,170	0,00060	26,4
Лавак	3450	1675	540	3,10	2,03	0,00009	122	0,012	0,0684	1,10	0,062	0,175	0,00045	32,7
Чатлы	3360	2025	860	2,45	1,65	0,00009	110	0,012	0,0844	1,64	0,051	0,142	0,00045	20,6
Лавак	1440	925	515	1,80	1,60	0,00008	133	0,006	0,0550	1,10	0,050	0,110	0,00040	22,5
Тахнаташ	1440	1300	320	9,70	1,11	—	—	0,006	0,0700	0,90	0,180	0,860	—	—
Чатлы	1340	1110	775	1,43	1,20	0,00008	113	0,006	0,0542	1,57	0,033	0,110	0,00040	29,9
Лавак	1440	1372	500	2,75	1,04	0,00008	70	0,006	0,0550	1,10	0,050	0,110	0,00004	22,5
Лавак	1440	1000	590	2,00	1,44	0,00008	115	0,006	0,0550	1,10	0,050	0,110	0,00004	22,5

* Для створа Тахнаташ приведена максимальная глубина, для других створов — средняя.

Кроме сопоставления модельного русла с бытовым по поперечным профилям, они сравнивались и по общему характеру протекания потока.

Полученные результаты вполне удовлетворительны.

Из натурных наблюдений известно, что поток с расходом воды около 5 тыс. $\text{м}^3/\text{сек}$ у мыса Тахиаташ проходит по всему сечению русла с большими погонными расходами воды у левого берега, а поток с расходом около 1400 $\text{м}^3/\text{сек}$ на этом участке разбивается на два рукава: одна часть направляется вдоль левого, а другая — вдоль правого берега, в середине же образуется отмель.

Таблица 3

Значения масштабных множителей (фактических и принятых)

Створ	Расход, $\text{м}^3/\text{сек}$		α_Q	α_{ω}	α_B	α_h	α_v	α_I	α_c
	натура	модель							
Лавак	5070	0,017	294 000	27 000	500	56	10,9	0,2	3,6
Тахиаташ	4935	0,017	289 000	23 700	430	69	12,0	—	—
Чатлы	4800	0,017	280 000	25 500	670	38	12,0	0,2	4,8
Лавак	3450	0,012	287 000	24 300	490	50	11,6	0,2	3,7
Чатлы	3360	0,012	281 000	24 100	523	48	11,6	0,2	3,7
Лавак {	1470*	0,006	245 000	16 700	468	36	14,4	10,2	5,9
	1440	0,006	240 000	25 000	450	55	9,4	0,2	3,1
	1440	0,006	240 000	18 200	450	40	13,1	0,2	5,1
Тахиаташ	1440	0,006	240 000	18 200	357	54	12,8	—	—
Чатлы	1340	0,006	223 000	20 800	490	43	10,9	0,2	3,8
Принятые			280 000	25 000	500	50	11,2	0,2	3,5

* Натурные съемки при расходе воды 1700 $\text{м}^3/\text{сек}$, что составляет на модели 6 л/сек, отсутствовали. Расходу 1440 $\text{м}^3/\text{сек}$ соответствовала бы расход модели $Q=5$ л/сек.

Картина протекания потока на моделях при пропуске по ним соответствующих расходов воды аналогична.

Для проверки сравнивали отметки горизонтов воды на посту Лавак, полученные на модели и пересчитанные в натуру, с отметками, определенными по кривой $Q=f(H)$ для этого поста.

Отметки горизонтов для каждого из расходов воды приведены в табл. 4, из которой следует, что расхождение их незначительно.

Таблица 4

Горизонты воды по посту Лавак

Расход воды		Горизонт воды, м		
на модели, л/сек	в натуре, $\text{м}^3/\text{сек}$	на модели (замерено)	в натуре (пересчитано с модели)	по кривой $Q=f(H)$
17	4750	0,166	8,30	7,80
12	3360	0,144	7,25	7,25
6	1680	0,123	6,20	6,45

ВЫВОДЫ

1. В лаборатории должна создаваться модель изучаемого участка реки. Модель подходного к водозаборному узлу речного участка должна воспроизводить этот участок по очертаниям в плане и морфометрическим связям.

2. При моделировании в разных вертикальных и горизонтальных масштабах в дополнение к разработанным рекомендациям С. Т. Алтунина, И. Я. Орлова и др. для определения расходов воды на модели следует использовать масштабный множитель

$$\alpha_Q = \alpha_b \alpha_h^{\frac{3}{2}} \alpha_c \alpha_l^{\frac{1}{2}},$$

а насыщение модельного потока донными наносами должно отвечать требованию поддержания уклона, т. е. $\alpha_i = \text{const}$ для всех расходов в каждом цикле исследований.

Моделирование по данной зависимости позволит использовать любые размываемые материалы при условиях обеспечения их подвижности в принятых масштабах.

3. Для проверки результатов моделирования необходимо максимально привлекать натурные данные как наиболее надежный критерий правильности лабораторного опыта.

Проведенные модельные исследования русла Аму-Дарьи на участке Лавак — Чатлы показали, что принятая нами методика достаточно надежна, так как она подтверждается данными натурных измерений.

4. Настоящая методика рекомендуется для использования при исследованиях других гидроузлов, в частности намечаемых к проектированию и строительству на Аму-Дарье (Тюямуюнского, Кызылаякского и др.).

ЛИТЕРАТУРА

1. Леви И. И. Моделирование гидравлических явлений, М.—Л., Госэнергоиздат, 1960.
2. Цветкова Н. А. Наносы Аму-Дарьи, В сб.: „Вопросы гидротехники“, вып. 1, АН УзССР, 1955.
3. Алтунин С. Т. Моделирование размываемых русел и речных сооружений, В сб.: „Русловые процессы“, АН СССР, 1958.
4. Зегжда А. Р. Теория и методика расчета гидротехнических моделей, М.—Л. Госстройиздат, 1938.

ОТ РЕДКОЛЛЕГИИ

Помещая настоящую статью Н. Н. Суровой, редколлегия отмечает, что одним из показателей подобия русел в аллювиальных грунтах, по данным Г. С. Чекулаева (см. его статью „О показателях устойчивости русел каналов оросительных систем“, В сб.: „Вопросы гидротехники“, вып. I, АН УзССР, 1955), может являться величина

$$S = \frac{\gamma \cdot Q \cdot i}{B},$$

где S — удельная работа сил сопротивления;
 γ — объемный вес жидкости руслового потока;
 i — уклон потока;
 B — ширина или смоченный периметр живого сечения широкого русла;
 Q — секундный расход жидкости.

В применении к рассматриваемой в статье Н. Н. Суровой задаче сравнение $S_{\text{мод}}$ с $S_{\text{нат}}$ дает величину $\alpha_s = \frac{S_{\text{мод}}}{S_{\text{нат}}} = \text{const} \approx 0,01$, как подсчитал Г. С. Чекулаев (рецензировавший данную статью и отметивший правильность разработанной Н. Н. Суровой методики с использованием части предложений С. Т. Алтунина, И. Я. Орлова и других исследователей). Это видно из составленной им и приведенной здесь таблицы.

Опыт	Q	i	B	S	α_s
I	$\frac{0,017}{5070}$	$\frac{0,00060}{0,00012}$	$\frac{1,14}{550}$	$\frac{0,0090}{1,110}$	0,0081
III	$\frac{0,017}{4800}$	$\frac{0,00060}{0,00012}$	$\frac{1,35}{900}$	$\frac{0,0076}{640}$	0,0119
IV	$\frac{0,012}{3450}$	$\frac{0,00045}{0,00009}$	$\frac{0,10}{540}$	$\frac{0,0049}{0,575}$	0,0085
V	$\frac{0,012}{3360}$	$\frac{0,00045}{0,00009}$	$\frac{1,64}{860}$	$\frac{0,0033}{0,352}$	0,0093
VI	$\frac{0,006}{2440}$	$\frac{0,00040}{0,00008}$	$\frac{1,10}{515}$	$\frac{0,00218}{0,217}$	0,0101
VIII	$\frac{0,006}{1340}$	$\frac{0,00040}{0,00008}$	$\frac{1,57}{775}$	$\frac{0,00153}{0,138}$	0,0111
IX	$\frac{0,006}{1440}$	$\frac{0,00040}{0,00008}$	$\frac{1,10}{500}$	$\frac{0,00218}{0,230}$	0,0095
X	$\frac{0,006}{1440}$	$\frac{0,00040}{0,00008}$	$\frac{1,10}{500}$	$\frac{0,00218}{0,230}$	0,0095
					$(\alpha_s)_{\text{ср}} = 0,0100$

Примечание. В числителе приведены данные для модели, в знаменателе — для натуры.

Заметим, что при моделировании широких русел с использованием на модели воды, а не другой какой-либо жидкости, т. е. при $\gamma_{\text{мод}} = \gamma_{\text{нат}}$, масштабный множитель удельной работы сил сопротивления

$$\alpha_s = \frac{\alpha_o \cdot \alpha_l}{\alpha_B} = \frac{\alpha_B \cdot \alpha_c \cdot \alpha_h^{\frac{3}{2}} \cdot \alpha_l^{\frac{3}{2}}}{\alpha_B} = \alpha_c (\alpha_h \cdot \alpha_l)^{\frac{3}{2}}.$$

Отметим, что обеспечение на модели необходимых α_c и α_l достигалось Н. Н. Суровой изменением насыщения потока наносами (в данном случае опилками). Опыты показали, что начиная с некоторой величины насыщение не увеличивает α_l .

В таких условиях может возникнуть необходимость учета чисел Фруда и Рейнольдса, что при учете S происходит до некоторой степени автоматически, так как $S = f(Fr, Re)$, на что указано М. С. Вызго.

По этому вопросу смотрите также статью И. И. Леви и Н. П. Кулеш „Транспортирующая способность потока, насыщенного мелкой взвесью“ („Известия ВНИИГ“, т. 66, 1960) и приведенную в ней литературу.

Н. Н. СУРОВА

К ВОПРОСУ ПРОГНОЗА ВЕЛИЧИНЫ МЕСТНОГО РАЗМЫВА ЗА КРУПНЫМИ ГИДРОУЗЛАМИ НА РАВНИННЫХ РЕКАХ

При прогнозировании величины местных размывов за гидротехническими сооружениями на основании лабораторных исследований необходимо правильно пересчитывать модельные данные в натуру.

Для пересчета глубины размыва, наблюдаемой на модели в принятом линейном масштабе, следует правильно смоделировать свойства натуральных грунтов. Это требование довольно легко удовлетворяется, если в натуре грунты несвязные и достаточно крупнозернистые (галечники), допускающие геометрическое уменьшение их размеров. В случае же, когда грунты природы скальные и мелкозернистые (связные и несвязные), моделирование их еще чрезвычайно сложно и вызывает применение при исследованиях различных заменителей, которыми для мелкопесчаных грунтов природы являются пластмассовые порошки, зола, древесные опилки, паровозная изгарь и другие легкоподвижные материалы.

Однако методика применения их до сих пор недостаточно полно разработана.

По существующим методам моделирования местных деформаций в нижнем бьефе гидросооружений размываемый материал рекомендуется подбирать по равенству для модели и природы критериев устойчивости и взмучивания этого материала [1] или по комплексной характеристике [2].

Комплексная характеристика размываемого материала учитывает его свойства наиболее полно, однако и она не выявляет в достаточной степени влияния связности, сцепления отдельных частиц.

В работе [2] мы показали, что, подбирая заменители грунтов по комплексной характеристике M , можно получить при моделировании геометрическое подобие глубин местного размыва, т. е.

$$t_{\text{нат}} = \alpha_l t_{\text{мод}}, \quad (1)$$

где α_l — геометрический масштаб модели;

$t_{\text{нат}}, t_{\text{мод}}$ — глубины в месте размыва в натуре и на модели.

Когда грунты в натуре представлены очень мелкозернистыми песками, моделирование их, даже по одной из указанных методик, затруднительно, поскольку не представляется возможным подобрать для таких песков подходящие заменители, особенно при исследованиях речных гидроузлов на моделях, которые не удастся делать в больших масштабах.

В этих случаях может применяться натуральный мелкозернистый песок. Одна из методик исследования и пересчета результатов опытов в натуре при применении на модели песка-прототипа предложена Н. П. Зреловым [3, 4].

При использовании на модели песка-прототипа можно рекомендовать также метод, вытекающий из анализа существующих расчетных формул, применяемых для определения глубины местного размыва несвязных материалов (песков) и имеющих вид

$$t = f(q, H, v, d, w, \delta, \gamma), \quad (2)$$

где q — расход воды;

H — напор;

v — скорость потока;

d — геометрическая крупность частиц грунта;

w — гидравлическая крупность частиц грунта;

γ, δ — объемный и удельный вес грунта.

Заменяя эти параметры масштабными множителями, приходим к зависимости общего вида

$$\alpha_t = \alpha_l^\varphi,$$

или

$$t_{\text{нат}} = t_{\text{мод}} \alpha_l^\varphi, \quad (3)$$

где $\alpha_t = \frac{t_{\text{нат}}}{t_{\text{мод}}}$ — масштаб глубины размыва;

$t_{\text{нат}}$ — глубина размыва в натуре;

$t_{\text{мод}}$ — глубина размыва на модели;

α_l — линейный масштаб модели;

φ — показатель степени.

В работе [2] нами приведена формула для определения глубины местного размыва бурным потоком за коротким горизонтальным креплением

$$t = 0,55 M \sqrt{H} \sqrt[5]{qv_{\text{н.к}}}, \quad (4)$$

где M — характеристика размываемого грунта (материала).

Использование этой формулы в целях моделирования при $M_{\text{мод}} = M_{\text{нат}}$ и замене входящих в нее величин масштабными множителями, определенными по Фрудру

$$\left(\frac{q_{\text{нат}}}{q_{\text{мод}}} = \alpha_l^5, \quad \frac{H_{\text{нат}}}{H_{\text{мод}}} = \alpha_l, \quad \frac{v_{\text{нат}}}{v_{\text{мод}}} = \alpha_l^{\frac{1}{2}} \right),$$

$$\text{дает } \alpha_t = \sqrt[5]{\alpha_l^5} \sqrt[5]{\alpha_l^{\frac{5}{2}} \alpha_l^{\frac{1}{2}}}, \text{ т. е. } \alpha_t = \alpha_l^{1,1}.$$

Следовательно, масштаб глубины равен линейному масштабу в степени $\varphi = 1,10$.

Формула Шоклича для случая размыва крутопадающей струей воды имеет вид

$$t = \frac{4,75}{d^{0,32}} q^{0,57} H^{0,2}, \quad (5)$$

где d — крупность частиц грунта, мм.

При $d_{\text{мод}} = d_{\text{нат}}$ по этой формуле

$$\alpha_i = (\alpha_i^{1.5})^{0.57} \alpha_i^{0.2} = \alpha_i^{1.055}, \text{ т. е. } \varphi = 1.055.$$

Показатель степени φ из других известных формул для расчета глубины местного размыва получается различным и находится в пределах от $\varphi = 1$ (Н. А. Патрашев¹) до $\varphi = 1.33$ (Ли Бао-жу) и даже $\varphi = 1.4$ (Франке) [5].

Когда φ и не на много больше единицы, все же α_i значительно отличается от α_i . Например, при масштабе модели $\alpha_i = 50$ масштаб глубины, по Шокличу, будет $\alpha_i = 50^{1.055} = 62.4$, т. е. примерно на 25% больше α_i . При больших φ , например, по Франке, $\alpha_i = 50^{1.4} = 240$; т. е. на 380% больше α_i , или почти в пять раз. Чем больше α_i и φ , тем больше отличие α_i от α_i .

Различные значения φ , определенные по формулам разных авторов, отличаются друг от друга, вероятно, потому, что указанные выше формулы были получены только на основе модельных исследований, а также при различных конструкциях нижних бьефов сооружений. Это следует учитывать при моделировании и расчетах.

Используя для перерасчета с модели в натуру зависимость $t_{\text{нат}} = t_{\text{мод}} \alpha_i^{\varphi}$, для каждого конкретного случая необходимо находить свой показатель степени φ , что потребует впрямь до накопления достаточных данных, которые позволят классифицировать все конструкции нижних бьефов сооружений по группам с примерно одинаковыми значениями φ .

В настоящее время, чтобы получить возможность пересчета глубин с модели в натуру по этой методике, исследования необходимо проводить на двух моделях масштаба $(\alpha_i)_1$ и $(\alpha_i)_2$. По значению глубин в месте размыва на них и соотношению их геометрических размеров определяется значение показателя степени $\varphi = \frac{\lg(\alpha_i)}{\lg(\alpha_i)}$ (модель крупного масштаба считается как бы прототипом для модели более мелкого масштаба).

По этой методике были пересчитаны с моделей в натуру результаты опытов, произведенных Н. П. Зреловым в гидравлической лаборатории ВОДГЕО и нами в лаборатории водозаборных сооружений Института водных проблем и гидротехники АН УзССР (в 1960 г.) при исследовании моделей одного из вариантов плотины Тахиаташского гидроузла². По результатам опытов определены показатели φ для трех испытанных типов сооружений (табл. 1).

По значениям полученных показателей степени φ (табл. 1) произведен пересчет модельных данных в натуру по зависимости (3).

Как видно из табл. 2, полученные указанным методом пересчета глубины в месте размыва t (от поверхности уровня воды в нижнем бьефе) и глубины местного размыва T (ниже отметки закрепленного дна) с использованием замеров на каждой модели оказались почти одинаковыми (см. рисунок) для всех испытанных конструкций (для первой — около $t_{\text{нат}} = 43.5$ м, второй — около $t_{\text{нат}} = 52$ м и третьей (по опытам автора) — около $t_{\text{нат}} = 23.6$ м).

¹ Значение $\varphi = 1$ ошибочно.

² Опыты выполнялись нами с применением натурального песка из р. Аму-Дарья (район Тахиаташа) на трех полупространственных моделях различного масштаба ($\alpha_i = 20, 40$ и 80). Каждая модель воспроизводила три пролета плотины.

Таблица 1

Линей- ный масштаб модели	Измеренная глубина в месте раз- мыва $t_{\text{мод}}$ M	Масштабные множители		Показатель степени $\varphi = \frac{\lg(a_f)}{\lg(a_I)}$
		a_I	a_f	

I Рисберма с предохранительным откосом (опыты Н. П. Зрелова)

32	0,890	$\frac{60}{32} = 1,87$	$\frac{0,890}{0,441} = 2,02$	1,105
60	0,441	$\frac{100}{32} = 3,13$	$\frac{0,890}{0,249} = 3,58$	1,120
100	0,249	$\frac{100}{60} = 1,66$	$\frac{0,441}{0,249} = 1,77$	1,134
				$\varphi_{\text{ср}} = 1,120$

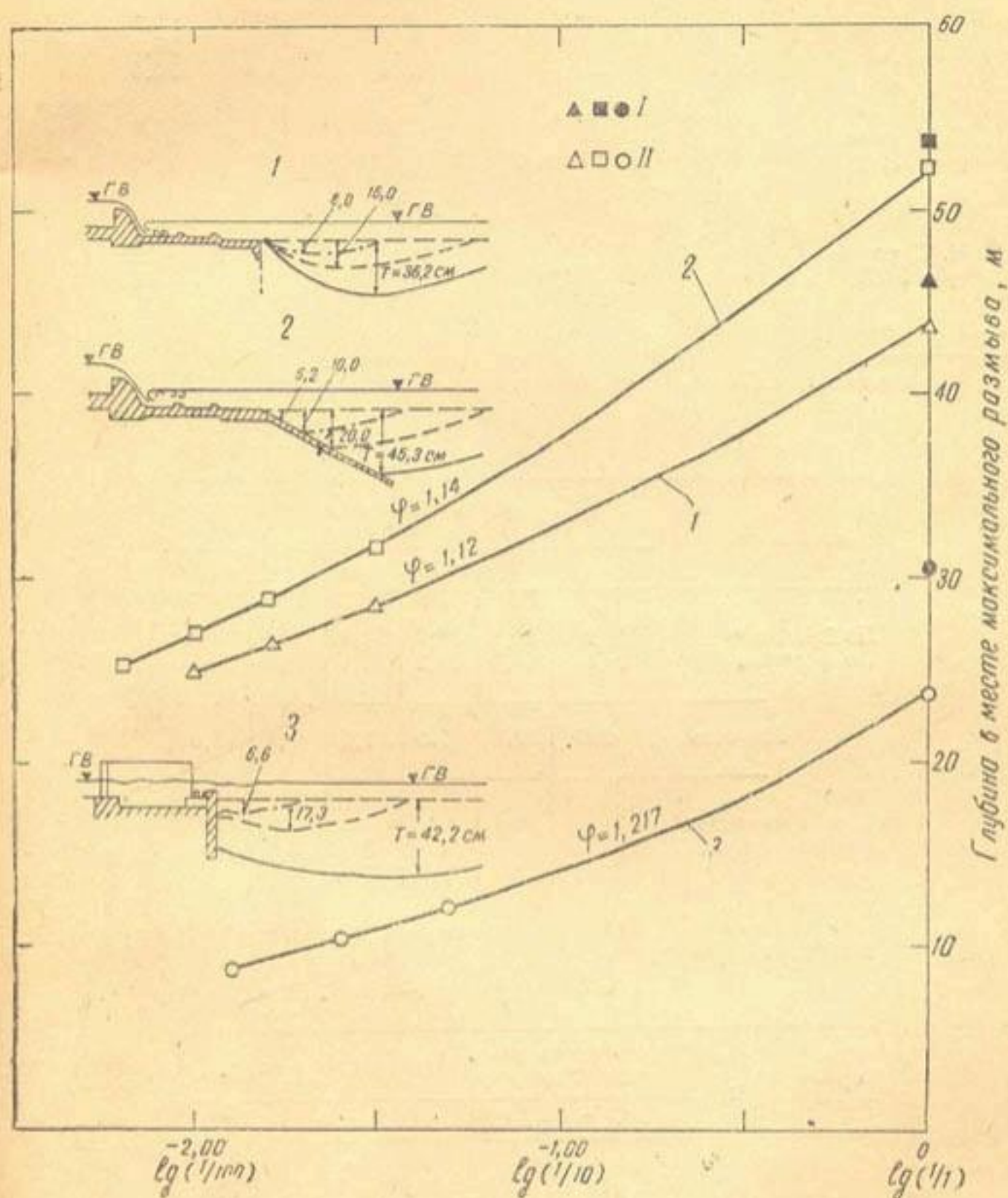
II Рисберма с предохранительным откосом (опыты Н. П. Зрелова)

32	0,981	$\frac{60}{32} = 1,87$	$\frac{0,981}{0,481} = 2,03$	1,14
60	0,481	$\frac{100}{32} = 3,13$	$\frac{0,981}{0,269} = 3,63$	1,13
100	0,269	$\frac{160}{32} = 5,00$	$\frac{0,981}{0,157} = 6,26$	1,14
160	0,157	$\frac{100}{60} = 1,66$	$\frac{0,481}{0,269} = 1,78$	1,14
		$\frac{160}{60} = 1,66$	$\frac{0,481}{0,157} = 3,07$	1,14
		$\frac{160}{100} = 1,60$	$\frac{0,269}{0,157} = 1,72$	1,15
				$\varphi_{cp} = 1,14$

III Рисберма отсутствует. Имеется водобойный колодец с криволинейной стенкой (опыты Н. Н. Суровой)

20	0,600	$\frac{40}{20} = 2$	$\frac{0,600}{0,262} = 2,28$	1,19
40	0,262	$\frac{80}{20} = 4$	$\frac{0,600}{0,100} = 5,45$	1,22
80	0,110	$\frac{80}{40} = 2$	$\frac{0,269}{0,110} = 2,37$	1,24
				$\varphi_{\text{ср}} = 1,217$

Несколько более высокие значения $t_{\text{нат}}$ получаются при использовании метода прогноза, предложенного Н. П. Зреловым, что видно из табл. 3, где даны осредненные значения глубин t и T , полученные разными способами (величины размывов указаны в метрах). Если



Прогнозирование глубины размыва в натуре на основе результатов лабораторных опытов в пересчете:

I — по методу Н. П. Зрелова, II — по формуле $t_{\text{нат}} = t_{\text{мод}} \alpha_f^{\varphi}$.

пересчитывать глубины размыва с модели в натуре, пользуясь формулой (1), без моделирования грунта по комплексной характеристике M , такой „прогноз“ даст слишком малые глубины размыва, явно ошибочные и притом тем меньшие, чем мельче масштаб модели (чем больше α_f), что видно из расчетов, сведенных в табл. 4.

Таблица 2

Опыты	α_l	α_l^{φ}	$t_{\text{нат}} = t_{\text{мод}} \alpha_l^{\varphi}$	$T_{\text{нат}} = t_{\text{нат}} - h_{\text{нат}}$
Н. П. Зрелова ($\varphi = 1,12$)	32	48,2	43,0	26,1
	60	100	44,1	27,2
	100	174	43,4	26,5
Н. П. Зрелова ($\varphi = 1,14$)	32	53,5	52,5	35,6
	60	103,5	52,6	35,7
	100	190	51,3	34,4
	160	331	52,2	35,3
Н. Н. Суровой ($\varphi = 1,217$)	20	39,0	23,4	19,8
	40	91,2	23,8	20,2
	80	214	23,6	20,0

Примечание. Типы рисберм аналогичны указанным в табл. 1.

Таблица 3

Метод пересчета	1-е сооружение		2-е сооруже- ние		3-е сооруже- ние	
	T	t	T	t	T	t
По Зрелову*	29,2	46,1	36,7	53,6	27,0	30,6
По формуле (3)	26,6	43,5	35,2	52,1	20,0	23,6
Разность	2,6	2,6	1,5	1,5	7,0	7,0
В % к вычислен- ной по формуле (3)	10	6	4	3	35	29

* Метод Н. П. Зрелова изложен в его работах [3, 4] и здесь не приводится.

Таблица 4

Со- ору- жение	α_l	Замерено на мо- дели, см			Пересчитано в натуру, м		
		T	h	t	T	h	t
1	32	36,2	52,8	89,0	11,60	16,90	28,50
	60	16,0	28,1	44,1	9,60	16,90	26,50
	100	8,0	16,9	24,9	8,00	16,90	24,90
2	32	45,3	52,8	98,1	14,50	16,90	31,40
	60	20,0	28,1	48,1	12,00	16,90	28,90
	100	10,0	18,9	26,9	10,00	16,90	26,90
	160	5,2	10,5	15,7	8,40	16,90	25,80
3	20	42,2	17,8	60,0	8,44	3,55	11,99
	40	17,3	8,9	26,2	6,92	3,55	10,47
	80	6,6	4,4	11,0	5,28	3,55	8,83

Самым надежным критерием была бы проверка прогноза на построенном и эксплуатируемом сооружении, но для проектируемой Тахиташской плотины (сооружение 3), воспользоваться им, очевидно, невозможно.

Затруднено в настоящее время сопоставление расчетных прогнозных глубин с фактическими и для других изученных в лабораториях конструкций (сооружения 1 и 2).

Однако к частичному сравнению можно привлечь некоторые фактические данные о размывах, проявившихся в первый период эксплуатации плотины Волжской ГЭС им. В. И. Ленина. Размывы за этой плотинной после кратковременного паводка 1957 г. описаны К. И. Россинским [6] и Г. А. Руссо [7]. Поскольку конструкция и другие показатели волжской плотины близки к моделировавшемуся сооружению 2, то можно провести их приближенное сравнение. Глубина в месте размыва $t_{\text{фак}}$ за плотинной после паводка 1957 г. оказалась равной примерно 36,5 м при $z \cong 15$ м и $q \cong 30 \div 35$ м³/сек на 1 пог. м фронта рисбермы. Как видно из таблиц и рисунка, для сооружения прогнозная глубина размыва $t \cong 52$ м [при расчете по формуле (3)].

Фактическая глубина хотя и меньше прогнозной, но надо иметь в виду, что на модели размывался мелкий натурный песок, а в натуре ковш был прикрыт наброской крупного камня слоем около 3 м и на модели опыт продолжался до полной стабилизации размыва, а в натуре размыв был зафиксирован после относительно кратковременного паводка.

Эти два фактора показывают, что в натуре размыв действительно должен был оказаться меньше прогнозируемого, т. е. можно полагать, что прогнозный и фактический размывы довольно удовлетворительно подтверждают друг друга.

Сопоставление пересчетов с модели в натуру по формуле (3) и методом Н. П. Зрелова, а также приближенное (даже несколько условное) сравнение их с фактическими натурными данными позволяют считать, что в настоящее время можно надежно прогнозировать вероятную глубину местного размыва за крупными гидросооружениями, применяя на модели мелкозернистые натурные пески прототипа.

Выводы

1. При исследованиях местных размывов нижних бьефов гидроузлов, возводимых на мелкопесчаных грунтах, можно с успехом применять на моделях песок прототипа (натуры).

2. Эти исследования впредь до накопления необходимых данных по величине показателя степени φ для различных конструкций сооружений необходимо проводить на двух моделях различных масштабов.

3. Пересчет глубины в месте размыва с модели в натуру рекомендуется производить по формуле

$$t_{\text{нат}} = t_{\text{мод}} \alpha_l^{\varphi},$$

где α_l — линейный (геометрический) масштаб исследуемой модели;

φ — показатель степени, определяемый из опытов, проведенных на двух различного масштаба моделях изучаемого объекта с применением натурального песка.

ЛИТЕРАТУРА

1. Леви И. И. «Изв. ВНИИГ», т. 48, М.—Л., Госэнергоиздат, 1952.
 2. Сурова Н. Н. Вопросы методики моделирования размываемых русел (учет пористости размываемого грунта), В сб.: «Русловые процессы», М., АН СССР, 1958.
 - ✓ 3. Зрелов Н. П. Метод экстраполяционного моделирования гидравлических процессов, «Тр. гидравл. лабор. ВОДГЕО», вып. 5, М., Изд-во лит. по строит. и архитектуре, 1957.
 - ✓ 4. Зрелов Н. П. Метод экстраполяционного моделирования размывов в нижнем бьефе гидросооружений, В сб.: «Русловые процессы и гидротехн. строительство», Ташкент, АН УзССР, 1957.
 5. Вызго М. С. Реферат и замечания по статьям А. Шоклича и П. Франке, В сб.: «Вопросы гидротехники», вып. 2, Ташкент, АН УзССР, 1961.
 6. Российский К. И. Местный размыв дна в нижнем бьефе водосбросных сооружений Волжской гидроэлектростанции им. В. И. Ленина, «Тр. III Всесоюзного гидрологического съезда», т. V, Л., 1960.
 7. Руссо Г. А. «Гидротехническое строительство», 1958, № 11.
-

Ю. М. НУРМУХАМЕДОВ

НЕКОТОРЫЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОГО ДВУХСТОРОННЕГО ВОДОЗАБОРА

Одна из важнейших проблем гидротехники — защита водозаборных устройств и каналов от занесения их наносами [7, 9, 12, 13].

Практика эксплуатации низконапорных плотинных узлов в Средней Азии (Первомайский на р. Зеравшан, Кугартский на р. Кугарт, Бешалышский на Бешалышсае и др.) выявила во многих случаях неудовлетворительную работу водоприемников.

Все построенные, а также строящиеся и запроектированные узлы по условиям борьбы с наносами можно отнести к трем типам.

Строительство плотин первого типа основано на использовании поперечной циркуляции потока (Кампырраватская, Сарыкурганская, Дамходжикская).

Плотины второго типа используют, кроме того, расслоение потока по высоте (Кзыл-Ординская, Куршабская).

Третий тип плотин основан на расслоении потока по высоте забора воды через бычки из верхних слоев (Тешикташкауский узел).

В гидросооружениях необходимы: бесперебойная подача воды в каналы по графику водопотребления, свободный пропуск всех расходов воды и паводков через сбросные сооружения паводков, недопущение в каналы донных и придонных наносов. Конструктивное решение узла должно быть наиболее простым.

Опыт эксплуатации существующих в Средней Азии плотинных узлов с двухсторонним водозабором (Чумышская, Первомайская, Кугартская плотины и др.) показывает сложность регулирования русла потока, а также обеспечения водозабора и борьбы с попаданием наносов на оба берега каналов.

Во всех упомянутых узлах водоприемники расположены в створе плотины. Трудность эксплуатации их заключается в следующем.

Вследствие излишней подводящей ширины русла и фронта гидросооружения поток блуждает на подходе, меняя стрежень. При этом сильно размывается один берег и заносится другой, ввиду чего на входе образуются острова и отмели и усиленно отлагаются донные наносы в один из водозаборов (например, на Первомайской плотине). Наиболее сильное блуждание потока происходит в межень. Промывки бьефа не всегда эффективны.

В 1958—1959 гг. мы проводили полевые исследования на Куйганярской и Кампырраватской плотинах, Ангренском гидроузле и особенно на Первомайской плотине, так как со дня вступления в эксплуатацию в 1930 г. она не обеспечивает водозабор в оба канала.

При избыточной ширине подводящего русла (223 м вместо расчетных 90) и двухстороннем водозаборе на подходах к плотине поток сильно блуждал и на входах в карманы образовались отмели [1]. В первые два года в верхнем бьефе оседали донные и частично взвешенные наносы. В 1932 г. в нижнем бьефе дно было размыто на 5 м ниже отметки плиты водобоя. Создалась угроза разрушения гидроузла.

Вследствие оседания отложений длина кривой подпора в верхнем бьефе увеличилась от 700 до 3750 м, а после занесения верхнего бьефа (1931—1958 гг.) наносы стали поступать в нижний, и дно русла поднялось в среднем на 0,80 м. Призма отложения распространилась на 1500 м. Блуждание потока увеличилось. Поэтому в верхнем бьефе пришлось нарастить струенаправляющую дамбу по высоте. Положение рукавов при блуждании потока часто менялось (рис. 1).

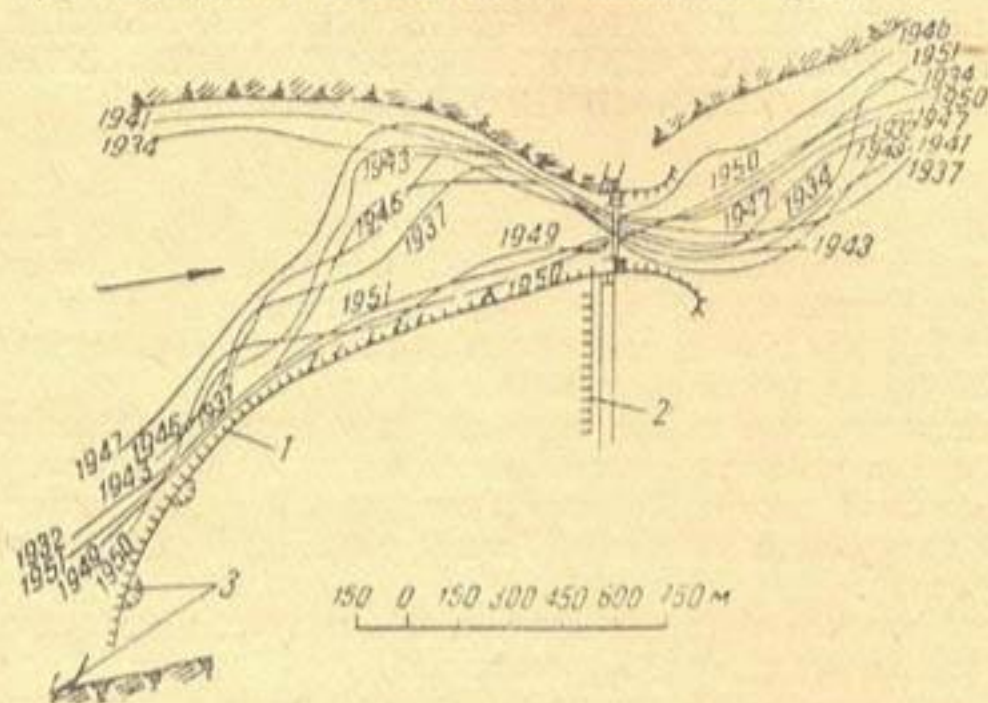


Рис. 1. Изменение главного русла по годам:
1 — струенаправляющая дамба; 2 — водоудерживающая дамба; 3 — защитные сооружения.

В отдельные годы река протекает по рукавам, перекрытым правобережной струенаправляющей дамбой, разрушает ее и угрожает прорывом перегораживающей дамбы и обходом плотины справа.

Правобережный канал в межень (30—40 дней в году) водой не обеспечивается, и в среднем недобор воды составляет 15—25% потребности в ней.

Поток проходит по левому берегу, поэтому водозабор в левобережный канал находится в лучших условиях, однако вместе с водой поступает большое количество донных наносов.

Во избежание обхода плотины и для поддержания водозабора в оба канала ежегодно проводятся значительные регулировочные и очистительные работы.

При проектировании Кугартской плотины, построенной в 1930 г. на предгорном участке реки, также не уделялось должного внимания подводящему руслу (рис. 2), вследствие чего с первых же лет работы плотины эксплуатация ее была весьма затруднена.

В 1953 г. [2, 12] произошла авария, в результате которой были подмыты водосливная плотина и водобойная часть, частично разрушилась труба в теле плотины, забились наносами головная часть правобережного канала.

К 1955 г. суммарная стоимость ремонтов сооружения (включая и регулировочные работы) превысила его строительную стоимость в полтора раза.

По нашему мнению, анализ литературных данных и исследования последних лет показали, что применение последовательного двухстороннего плотинного водозабора должно дать более удовлетворительные результаты в отношении гидравлики узла и борьбы с наносами.

Цель нашей статьи — дать рациональную схему регулирования русла при двухстороннем последовательном водозаборе с разработкой метода гидравлического расчета (на примере исследования работы Первомайского гидроузла на р. Зеравшан) (рис. 3).

По данным эксплуатации, расход воды в створе плотины с обеспеченностью 5% составляет $Q_{5\%} = 650 \text{ м}^3/\text{сек}$; средний паводковый расход $Q_{\text{ср.}} = 450 \text{ м}^3/\text{сек}$; среднегодовой меженный расход $Q_{\text{м}} = 200 \text{ м}^3/\text{сек}$.

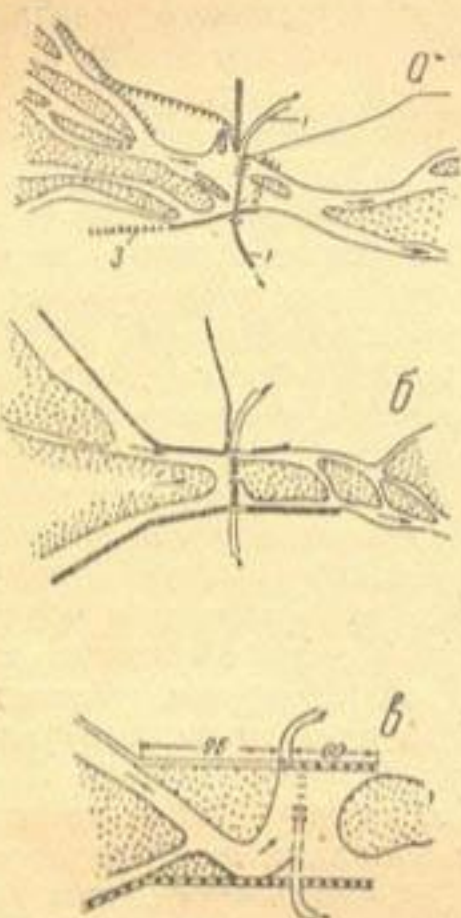


Рис. 2. Схема расположения отмелей и направление течения реки у плотины:

а — 1934, б — 1938, в — 1945 г.;
1 — канал, 2 — труба, 3 — сипан.

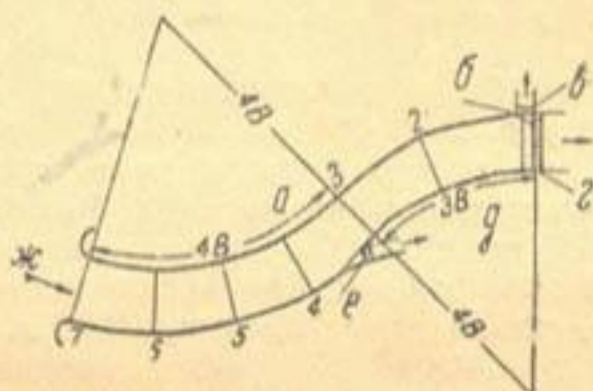


Рис. 3. План подводящего русла при последовательном двухстороннем водозаборе:

а — дамба, б — порог, в — регулятор-2,
г — плотина, д — створ 1, е — регулятор-1,
ж — течение; 2—7 — створы.

Результаты лабораторных опытов за 1958—1959 гг. следующие.

1. Регулирование русла реки связано с общей компоновкой водозаборного узла; зарегулированное подводящее русло должно иметь криволинейное очертание для обеспечения устойчивого подхода воды к водозаборным сооружениям в межень.

2. При определении длины подводящего русла следует исходить из условия обеспечения подхода главного течения к регулятору, образования поперечной циркуляции перед ним, с тем чтобы чистая вода (без наносов крупных фракций) шла в канал, а отложения значительных размеров увлекались в сторону выпуклого берега. Опыты показали, что общая длина подводящего русла при двухстороннем последовательном водозаборе должна быть не менее $7,0 B$. Расстояние между нижним левобережным и верхним правобережным регуляторами должно составлять $3, 5 B$ при радиусе кривизны выпуклого берега $R = 4B$.

3. Наиболее благоприятное положение верхнего регулятора (с устойчивым порогом) в отношении забора воды без наносов и защиты от ледохода — на вогнутых участках прибрежной линии с малыми радиу-

сами кривизны и большими глубинами воды на расстоянии $\frac{1}{3}$ ниже вершины кривой.

4. Наилучшее положение нижнего регулятора достигается боковым расположением водозабора. При этом лишняя вода сбрасывается через разборчатую щитовую плотину, находящуюся поперек реки в створе нижнего регулятора.

5. Угол отвода для верхнего регулятора следует брать в пределах $45-50^\circ$.

Вторым примером последовательного двухстороннего водозабора служит реконструированный в 1941 г. Суккурский гидроузел на р. Инд

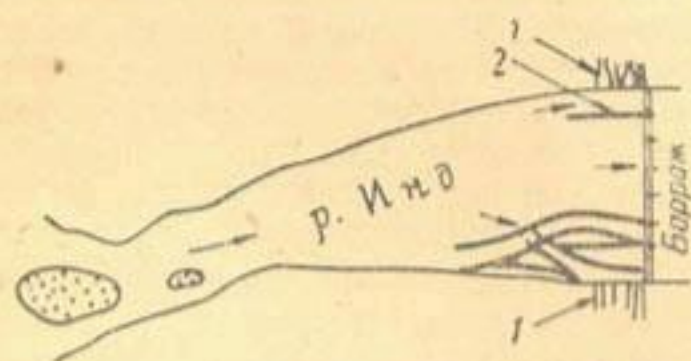


Рис. 4. Суккурский бараж на р. Инд после реконструкции в 1941 г.:

1 — каналы; 2 — разделительная стенка.

(рис. 4.). Суккурское гидро-сооружение (индийского типа) вступило в строй в 1931 г.

До реконструкции на плотине левые каналы не заносились песком, правые же, расположенные на выпуклой стороне, сильно забрасывались наносами, и за первые четыре года эксплуатации потеряли 40% пропускной способности. На этом гидроузле построили специальную струенаправляющую дамбу, позволившую создать суженное криволинейное подводящее русло. В конце дамбы на кривой вогнутой стороне сделали отверстие для забора воды в правобережный водоприемник. Благодаря принятым мерам на каналах быстро восстановили проектные уклоны 0,000083 вместо 0,00014 в заиленном русле.

В щитовой плотине 66 пролетов по 18 м в свету. Напор на пороге 5,7 м, общая длина плотины 1260 м, перед каналами имеется разделительная стенка. Расчетный расход плотины $Q_{\text{расч}} = 36$ тыс. $\text{м}^3/\text{сек}$, наблюдаемый максимальный расход в этом створе $Q = 30$ тыс. $\text{м}^3/\text{сек}$. Водозабор производится в четыре канала на левом берегу и в три — на правом. Общий расход подаваемой в каналы воды $Q_p = 1022$ $\text{м}^3/\text{сек}$.

Третий пример последовательного двухстороннего водозабора — проектируемый в настоящее время институтом Средазгипроводхлопок Тахиаташский гидроузел в нижнем течении Аму-Дарьи¹. Это сооружение (рис. 5) предусматривает забор воды в левобережный канал им. Ленина ($Q = 455$ $\text{м}^3/\text{сек}$), правобережный Кызкеткен ($Q = 400$ $\text{м}^3/\text{сек}$) и через плотину ($Q = 8400$ $\text{м}^3/\text{сек}$). Средне-многолетняя мутность в каналах 2,55 $\text{кг}/\text{м}^3$. Объемы твердого стока и очистки каналов показаны в табл. 1.

Зимой условия водозабора в каналы ухудшаются из-за шуголедо-

вых заторов. В вегетационный период нет возможности поддерживать необходимый горизонт воды в створах водозаборных сооружений.

При принятой же схеме при любых расходах воды в реке сохраняются достаточные глубины для водозабора на оба берега и обеспечиваются условия для защиты сооружений от крупных наносов.

Исследования модели этого варианта гидроузла производились в Институте водных проблем и гидротехники АН УзССР в 1960 г.² под руководством Н. Н. Суровой.

¹ Имеется в виду один из вариантов проекта.

² Исследования других вариантов продолжаются. *Редколлегия.*

Схема последовательного двухстороннего водозабора на криволинейном участке реки у мыса Тахиаташ позволяет использовать возникшую здесь перед водоприемниками поперечную циркуляцию; интенсивность циркуляции потока обуславливается скоростью течения воды и кривизной русла.

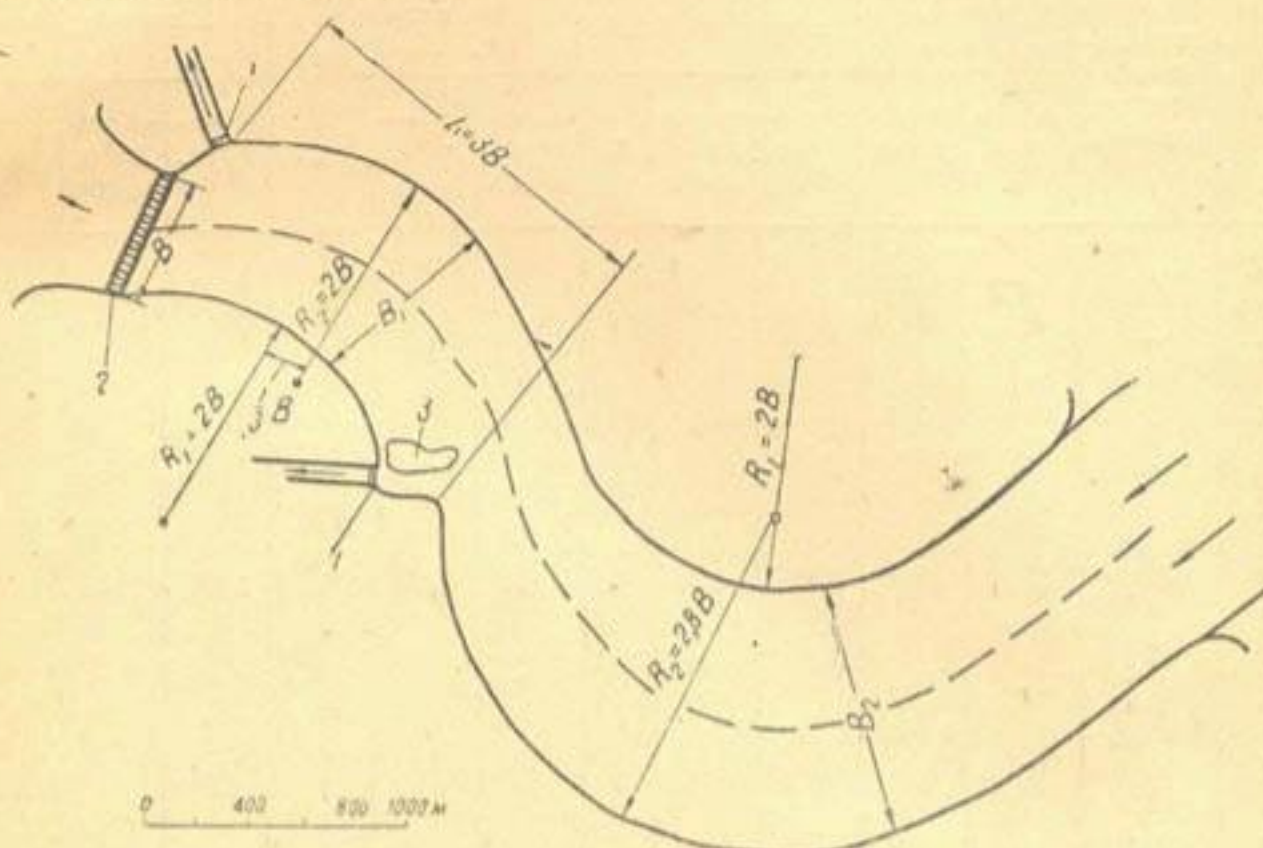


Рис. 5. Схема двухстороннего последовательного водозабора у мыса Тахиаташ: 1 — регулятор; 2 — плотина; 3 — мыс Тахиаташ.

Для создания необходимых горизонтов предусматривается щитовая плотина у нижнего водоприемника.

В результате проведенных исследований установлены:

1) оптимальное расположение регуляторов с использованием излучины реки для строительства щитовой плотины (рис. 5);

Таблица 1

Канал	Объем твердого стока поступающих в систему наносов, млн. м ³	Объем очистки		Объем очистки магистральной и внутрихозяйственной сети	
		млн. м ³	%	млн. м ³	%
Кызкеткен	5,43	4,55	83	3,07	81
Им. Ленина	3,11	2,29	79	1,62	71

2) величины размыва перед регуляторами;

3) характер протекания потока и движение донных наносов, а также их распределение по створам в связи с изменением положения струенаправляющей дамбы, принятого в проекте (табл. 2).

Для обеспечения поперечной регуляции форма сопрягающей части между каналами Кызкеткен и плотинной изменена по сравнению с предусмотренной проектом, установлена наименьшая длина струенаправляющей дамбы.

Деление расходов воды

Дата (1960 г.)	Продол- жительность опыта, час. мин.	Расход воды в каналах Кызкеткен и им. Ленина		Распределение расходов воды								
				в нижний бьеф			на канале им. Ленина			на канале Кыз- кеткен		
		в на- туре, м³/сек	на мо- дели, л/сек	в на- туре, м³/сек	на мо- дели, л/сек	%	в на- туре, м³/сек	на мо- дели, л/сек	%	в на- туре, м³/сек	на мо- дели, л/сек	%
Ок- тябрь												
12	7	3360	12,0	2505	9,6	80,0	455	1,28	10,70	400	1,12	9,30
13	6 30											
14	5											
15	5											
17	6											
18	6 15											
19	6 30											
20	5 45											
21	6 15											
22	4 15											
24	5 45											
25	5 45											
26	5 30											
27	4											
28	4											
29	2 10	4750	17,0	3895	14,60	86,0	455	1,28	7,5	400	1,12	6,5
31	3											
Ноя- брь												
1	5											
2	5											
3	5 30											
4	5											
9	5 30											
10	6											
11	6 45											
14	6 30											
15	6											
16	5	3360	12,0	2505	9,6	80,0	455	1,28	10,70	400	1,12	9,30
17	6 10											
18	6											

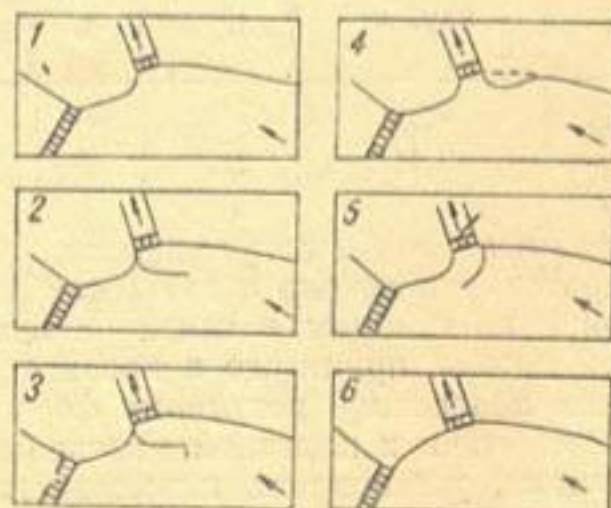


Рис. 6. Варианты компоновки входного участка водоприемника.

Таблица 2

и донных наносов по створам узла

Наносы, кг		Распределение наносов, %				Варианты компоновки входного участка (рис. 6)
пущено	уловлено	в реке	в нижний бьеф	на канале им. Ленина	на канале Кызкеткен	
340	177	52	87	3,55	8,45	1
316	332	102	92,3	0,44	7,6	
243	248,64	102	83,5	7,25	9,25	
243	232,32	95,5	94,0	0,90	5,1	2
316	114,80	36,2	94,5	0,80	4,68	
304	328,0	108	96,4	0,603	3,06	3
316	257,0	81,4	94,5	0,80	3,90	
280	244,43	87,2	94,4	0,60	5,00	4
304	290	95,4	96,6	0,66	2,58	
207	202,71	98,1	96,6	0,30	3,50	5
280	238,25	85,0	96,5	0,76	2,48	
282	308,28	108	98,5	0,70	0,81	
267	328,07	112,3	98,3	0,80	0,90	
195	209,52	107,0	98,7	0,51	0,70	
304	283,95	93,2	98,3	0,51	0,70	
216	391,55	112,4	99,0	0,545	0,88	1
403	191,35	47,5	97,4	0,94	0,371	
730	534	73,0	98,0	0,955	0,56	
730	544,25	74,5	98,0	0,92	1,05	
682	716,8	105	98,7	0,596	0,96	
365	60,91	116,7	99,2	0,47	0,596	6
66,9	31,7	15,7	83,8	6,2	0,36	
96,11	31,21	42,7	68,0	7,46	9,9	
82,1	60,32	73,6	95	1,80	31,6	
79,0	95,01	112	89,5	0,75	24,9	
72,9	72,11	99	84,2	1,00	9,77	
364	340,59	93,5	96,4	0,8	14,9	
328	411,16	112,5	98,4	0,870	2,80	
439	493,51	111,2	98,5	0,8	0,73	
					0,725	

Эти мероприятия значительно уменьшили попадание наносов в регуляторы, особенно в канал Кызкеткен (рис. 6).

Мы изучали также радиус изгиба русла перед водоприемниками для установления связи между формой изгиба потока и гидравлическими элементами русла (глубина потока, уклоны, расходы воды и скорость течения). В табл. 3 приведены эмпирические формулы этой связи, выведенные рядом авторов, и данные, полученные нами на модели. На криволинейных участках рек в зависимости от радиуса кривизны происходит перераспределение скоростей; появляются зоны повышенных скоростей, где размывается дно, и зоны пониженных скоростей, где отлагается материал, транспортируемый потоком.

Поперечное течение вызывает перемещение наносов в поперечном к основному потоку направлении, что имеет существенное значение для формирования русла [11]. Определенный, оптимальный радиус кривизны даст наибольшую устойчивость сооружения, а именно: обеспечение

подачи воды в каналы, уменьшение засорения их наносами, удлинение срока службы гидроузла при периодическом смыве отложений в верхнем бьефе, предохранение водозаборного узла от обхода рекой из-за размыва берегов выше плотины.

Таким образом, наиболее благоприятные результаты получаются при использовании схемы двухстороннего последовательного водозабора с зарегулированным руслом на подходе к водоприемникам.

Таблица 3

Радиусы изгиба русла для Тахнаташского гидроузла при различных расходах воды в реке*

Автор	Расчетная зависимость	Расчетное значение радиуса изгиба		
		$Q=1500$ м ³ /сек	$Q=6000$ м ³ /сек	$Q=8400$ м ³ /сек
А. Я. Милович	$r > 2,23 B$	1284	1900	1900
Риплей	$r = 40 \sqrt{w}$	1360	2100	2208
Н. В. Разин	$r = \frac{100 \sqrt{Q}}{v^2}$	2600	2600	2600
Н. И. Маккавеев	$r = \frac{0,004}{l} \sqrt{Q}$	1290	2580	3260
Линдбог	$R = \frac{k \sqrt{BH^2}}{v^{1,55}}$	49	39	41
С. Т. Алтуни	$r_1 > 7,5B; r_2 > 4B$	4300; 2300	6370; 3400	6370; 3400
Н. А. Ржаницы	$R = \sqrt{k_0} \frac{Q}{v_0 \sqrt{w(\pi-\theta)}}$	1360	1360	1360
Ю. М. Нурмухамедов	$r_1 = 2B; r_2 = 2,8B$	1150; 1725	1700; 2550	1700; 2550

* Сведения заимствованы из работ С. Т. Алтунина [1] и Н. А. Ржаницына [10].

ЛИТЕРАТУРА

1. Алтуни С. Т. Регулирование русел, М., Сельхозгиз, 1956.
2. Артамонов К. Ф. Регулировочные сооружения и работы на реках в предгорных районах, Фрунзе, АН КиргССР, 1957.
3. Данелия Н. Ф. Выбор места расположения водозабора на вогнутом участке реки, Тр. Груз.НИИГиМ, вып. 20, 1958.
4. Дульнев В. Б. «Гидротехника и мелиорация», 1950, № 10.
5. Замарин Е. А. Водозаборные сооружения, М., 1939.
6. Кожевников М. П. О движении воды на повороте русла, «Известия ВНИИГ», т. 40, 1949.
7. Мухамедов А. М. Компонировка узла для нижнего течения рек, Тр. Института сооружений, Ташкент, АН УзССР, вып. 8, 1956.
8. Нурмухамедов Ю. М. Исследование двухстороннего последовательного водозабора, В сб.: «Вопросы энергетики, гидротехники и горного дела», АН УзССР, 1961.
9. Пославский В. В. «Гидротехника и мелиорация», 1956, № 1.
10. Ржаницы Н. А. Морфологические и гидрогеологические закономерности строения речной сети, Л., Гидрометеониздат, 1960.
11. Розовский И. Л. Движение воды на повороте русла, Киев, АН УССР, 1957.
12. Соколов Д. Я. «Вестник ирригации», 1930, № 3.
13. Сурова Н. Н. Результаты исследований различных вариантов схем гидроузлов в низовьях рек, В сб.: «Вопросы гидротехники», вып. 1, АН УзССР, 1955.

Б. Е. МИЛЬКИС, М. С. СААТОВ

РАДИАЦИОННЫЙ БАЛАНС КАТТАКУРГАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

В 1957—1959 гг. отдел гидрологии Института водных проблем и гидротехники АН УзССР проводил актинометрические наблюдения в районе Каттакурганского водохранилища, целью которых было получение количественных данных по приходу тепла на водную поверхность водохранилища.

Такие данные необходимы как при расчетах температуры воды водоемов, так и при расчетах испарения методом теплового баланса. Кроме того, вопрос о величине радиационного баланса водоема имеет и самостоятельное значение, поскольку для условий Средней Азии он почти не изучен.

Как известно, уравнение радиационного баланса записывается в виде

$$B = S' + D + E_a - R_k - R_d - E_s = B_k + B_d, \quad (1)$$

где B — радиационный баланс деятельной поверхности;
 S' — прямая солнечная радиация на горизонтальную поверхность;
 D — рассеянная радиация;
 E_a — излучение атмосферы;
 R_k — отраженная коротковолновая радиация;
 R_d — отраженная длинноволновая радиация;
 E_s — излучение деятельной поверхности;
 B_k — баланс коротковолновой радиации;
 B_d — баланс длинноволновой радиации.

Причем

$$B_k = S' + D - R_k = (S' + D)(1 - A_k); \quad (2)$$

здесь A_k — альбедо деятельной поверхности для коротких волн;

$$A_k = \frac{R_k}{S' + D}; \quad (3)$$

$$B_d = E_s - E_a - R_d. \quad (4)$$

В период работы экспедиции поток прямой солнечной радиации S измеряли термоэлектрическим актинометром Савинова — Янишевского, подключенным к гальванометру ГСА-1. К этому же гальванометру через переключатель был присоединен пиранометр Янишевского, являющийся в настоящее время основным прибором для измерения потоков рассеянной D и суммарной $S' + D$ радиации. Оба прибора установили

на открытой площадке на южном берегу водохранилища (высота 0,5 м над поверхностью почвы). Измерения продолжали с восхода и до захода солнца, причем утром и вечером отчеты делались каждые полчаса, днем — через каждый час.

Отраженную коротковолновую радиацию измеряли альбедометром походным системы Янишевского, а радиационный баланс — термоэлектрическим балансомером, разработанным Б. А. Айзенштатом (по типу балансомера Лютерштейна — Скворцова [2]). Оба прибора находились на плоту в открытой части водохранилища. Специальной стрелой можно было выносить приборы за пределы плота. Наблюдения по альбедометру заканчивались с заходом солнца, а по балансомеру продолжались круглые сутки. Эффективную радиацию из-за отсутствия прибора не измеряли.

Осредненные результаты наблюдений ($\text{кал/см}^2 \cdot \text{мин}$) радиационного баланса, суммарной, рассеянной и отраженной радиации для ясных дней июля представлены ниже.

Час	$S' + D$	D	B	R
5	0,03	0,02	-0,08	0,01
7	0,52	0,11	0,34	0,07
9	1,04	0,15	0,83	0,07
11	1,33	0,16	1,13	0,08
12	1,38	0,17	1,16	0,09
13	1,33	0,16	1,12	0,10
15	1,04	0,16	0,80	0,10
17	0,52	0,12	0,33	0,10
19	0,04	0,02	-0,06	0,02
21	—	—	-0,10	—
23	—	—	-0,10	—
1	—	—	-0,10	—
3	—	—	-0,10	—
5	—	—	-0,08	—

По этим данным построили графики среднего суточного хода элементов, на которых полуденные значения суммарной радиации достигают $1,38 \text{ кал/см}^2 \cdot \text{мин}$, значения радиационного баланса — $1,16 \text{ кал/см}^2 \cdot \text{мин}$ (рис. 1).

Рассеянная радиация в течение дня (7—17 час.) меняется незначительно — от 0,11 до 0,17 $\text{кал/см}^2 \cdot \text{мин}$. Дневной ход рассеянной радиации аналогичен ходу суммарной радиации, однако для отраженной радиации отмечена небольшая асимметрия: послеполуденные значения радиации больше соответствующих дополуденных.

Сопоставление радиационного баланса поверхности суши с радиационным балансом воды показывает, что последний в течение дня больше. Так, полуденные значения радиационного баланса поверхности суши в районе водохранилища достигают только $0,95 \text{ кал/см}^2 \cdot \text{мин}$.

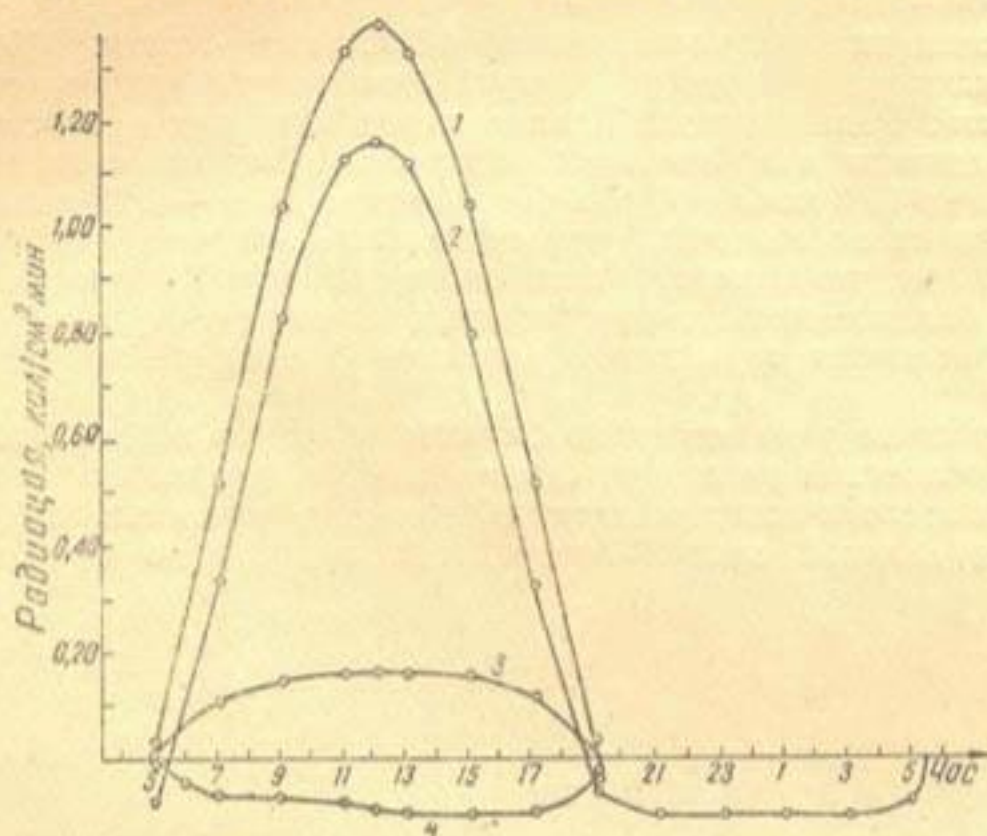
Суточные суммы тепла по отдельным составляющим радиационного баланса (кал/см^2), вычисленные графически по осредненным данным за ясные дни июля, приведены ниже.

$S' + D$	D	R	B
709	108	61	493

В пересчете на месяц имеем следующие суммы радиации: по суммарной 22,0, рассеянной 3,3, отраженной 1,9 и по радиационному балансу $15,3 \text{ ккал/см}^2$.

Отдача тепла излучением с водной поверхности в течение ночи составила 59 кал/см^2 .

Интересно сопоставить полученные величины со значением радиационного баланса и его составляющих, рассчитанных по данным метеорологических наблюдений. В этих расчетах использовали методику, предложенную М. И. Будыко, Т. Г. Берлянд и Л. И. Зубенок [1].



Суточный ход составляющих радиационного баланса:
1 — суммарная радиация; 2 — радиационный баланс; 3 — рассеянная радиация; 4 — отраженная радиация.

Суммарную радиацию рассчитали по формуле Савинова — Огст-рема:

$$(S' + D)_n = (S' + D)_0 [1 - (1 - k)n]; \quad (5)$$

здесь $(S' + D)_n$ — суммарная радиация при действительных условиях облачности;

$(S' + D)_0$ — суммарная радиация при безоблачном небе;

n — средняя облачность в долях единицы;

k — коэффициент, показывающий, какая доля солнечной радиации достигает земной поверхности при полной облачности.

В июле средняя месячная величина возможной радиации $(S' + D)_0$ для широты Каттакургана равна $23,2 \text{ ккал/см}^2$.

При коэффициенте $k = 0,33$ и $n = 0,15$ суммарная радиация по формуле (5) — $20,9 \text{ ккал/см}^2$.

Поглощенную радиацию рассчитали по формуле (2), при этом альбедо приняли равным $0,06$. В таких условиях поглощенная радиация составляет $19,6 \text{ ккал/см}^2$, а отраженная — $20,9 - 19,6 = 1,3 \text{ ккал/см}^2$.

Величину эффективного излучения установили по формуле М. Е. Берлянда:

$$I = I_0 (1 - cn^2) + 4S\sigma\theta_w^3 (\theta_w - \theta), \quad (6)$$

где I_0 — эффективное излучение при безоблачном небе;

c — коэффициент, характеризующий влияние облачности на эффективное излучение;

S — коэффициент, характеризующий отличие излучения естественных поверхностей от излучения черного тела;

σ — постоянная Стефана — Больцмана;

θ — температура воздуха;

θ_w — температура деятельной поверхности.

Эта величина оказалась равной $4,3 \text{ ккал/см}^2 \cdot \text{месяц}$.

Эффективное излучение при безоблачном небе составляет $5,6 \text{ ккал/см}^2$. Радиационный баланс вычислили как разность поглощенной радиации и эффективного излучения. Для июля радиационный баланс равен $15,3 \text{ ккал/см}^2$, при безоблачном небе — $16,2 \text{ ккал/см}^2$.

Сравнивая наблюдаемые и рассчитанные величины возможной радиации, видим, что измеренные значения суммарной радиации и радиационного баланса меньше рассчитанных по методу [1] на 5—10%; измеренная величина отраженной радиации больше рассчитанной почти на 25%.

При расчете радиационного баланса водоемов возникает вопрос о величине солнечной радиации, отраженной от поверхности воды.

В климатологических расчетах обычно пользуются альбедо, полученными для гладкой водной поверхности с помощью формулы Френеля [3]:

$$A = \frac{1}{2} \left[\frac{\sin^2(i-r)}{\sin^2(i+r)} + \frac{\text{tg}^2(i-r)}{\text{tg}^2(i+r)} \right]; \quad (7)$$

здесь i — угол падения радиации;

r — угол преломления.

Углы падения и преломления, входящие в формулу (5), связаны между собой известным законом синусов:

$$\frac{\sin i}{\sin r} = n, \quad (8)$$

где n — показатель преломления среды (для воды $n = 1,33$).

Результаты расчетов альбедо водной поверхности по формуле (7) приведены ниже.

Угол падения, градусы	Альбедо, %	Угол падения, градусы	Альбедо, %
0	2,1	46	3,0
3	2,1	49	3,4
6	2,1	60	6,2
9	2,1	63	7,5
20	2,1	66	9,6
23	2,1	69	12,4
26	2,2	80	35,0
29	2,2	83	47,6
40	2,5	86	65,0
43	2,7	89	89,6

В реальных условиях зеркально-гладкая поверхность воды бывает очень редко; большей частью на ней наблюдается волнение. Расчеты Н. Е. Тер-Маркарянца [4], выполненные им для условий моря, показывают, что при волнах величина альбедо моря может значительно измениться: при увеличении волнения радиация, отраженная от воды, уменьшается при низком солнце ($h_{\odot} = 10^\circ$) и увеличивается с ростом высоты солнца.

Наши наблюдения дают несколько иную картину (таблица).

В качестве параметра волнения мы использовали скорость ветра.

Из таблицы видно, что при малых высотах солнца волнение, как и в теоретических расчетах, уменьшает альbedo водной поверхности. При $h_{\odot} = 10^{\circ}$ альbedo водной поверхности при скорости ветра 7 м/сек составляет 18% по сравнению с 45% во время штиля. Если высоты солнца равны 30 и 50°, альbedo водной поверхности несколько увеличивается при скорости ветра порядка 2 м/сек. По-видимому, в таком случае в водоеме создаются оптимальные условия для отражения радиации водной поверхностью. При $h_{\odot} = 70^{\circ}$ разница в альbedo очень мала, однако тенденция к уменьшению альbedo с волнением все же имеется.

Альbedo водной поверхности для суммарной радиации при волнении

Скорость ветра, м/сек	Высота солнца ($h_{\odot}^{\circ}$)			
	10	30	50	70
7	0,18	0,09	0,05	0,05
6	0,22	0,12	0,06	0,05
5	0,26	0,14	0,07	0,06
4	0,30	0,16	0,08	0,06
3	0,34	0,18	0,09	0,06
2	0,38	0,19	0,10	0,07
1	0,42	0,14	0,08	0,08
0	0,45	0,10	0,06	0,08

Сопоставление результатов показывает, что вычисленные значения альbedo оказываются систематически заниженными по сравнению с наблюдаемыми. Подобного рода расхождение объясняется значительной изменчивостью альbedo водных поверхностей для рассеянной радиации.

Альbedo водной поверхности зависит от высоты солнца. Так, во время штиля альbedo водной поверхности при малых высотах солнца составляет 45% по сравнению с 8% при $h_{\odot} = 70^{\circ}$.

Интересно сопоставить величину альbedo, полученную в центре водохранилища со значением в прибрежном районе водоема и на почве (на двух участках с влажностью 60 и 4%).

Все значения даны для истинного полудня. Как видим, альbedo, измеренные в открытой части водохранилища (8,0%) и у берега (14,7%), отличаются друг от друга, так как у берега на отражательную способность воды, по-видимому, влияет дно и большая мутность. Альbedo грунта, обильно насыщенного влагой (17,6%), почти вдвое меньше альbedo сухого участка (33,0%) и приближается к альbedo воды в прибрежном районе.

ЛИТЕРАТУРА

1. Будыко М. И., Берлянд Т. Г., Зубенок Л. И. Методика климатологических расчетов составляющих теплового баланса, Тр. ГГО, вып. 48(110), Л., 1954.
2. Лютерштейн И. Г. и Скворцов А. А. Актинометр для измерения и записи баланса радиации, Геофизика, т. III, вып. 2, 1933.
3. Сивков С. И. «Метеорология и гидрология», 1951, № 3.
4. Тер-Маркьянц Н. Е. Об отражении радиации морем при наличии волнения, Тр. ГГО, вып. 68, Л., 1957.

Б. Е. МИЛЬКИС, Л. П. МОГИЛЬНИКОВ

ВЕЛИЧИНА ИСПАРЕНИЯ С ПОВЕРХНОСТИ ГРУНТА, ОБНАЖЕННОЙ В ПЕРИОД СРАБОТКИ ВОДОХРАНИЛИЩА

Для изучения и уточнения расчета испарения с водной поверхности в условиях Средней Азии отдел гидрологии Института водных проблем и гидротехники АН УзССР организовал в 1957—1959 гг. специальные исследования на Каттакурганском водохранилище, расположенном в 6 км от Каттакургана [4].

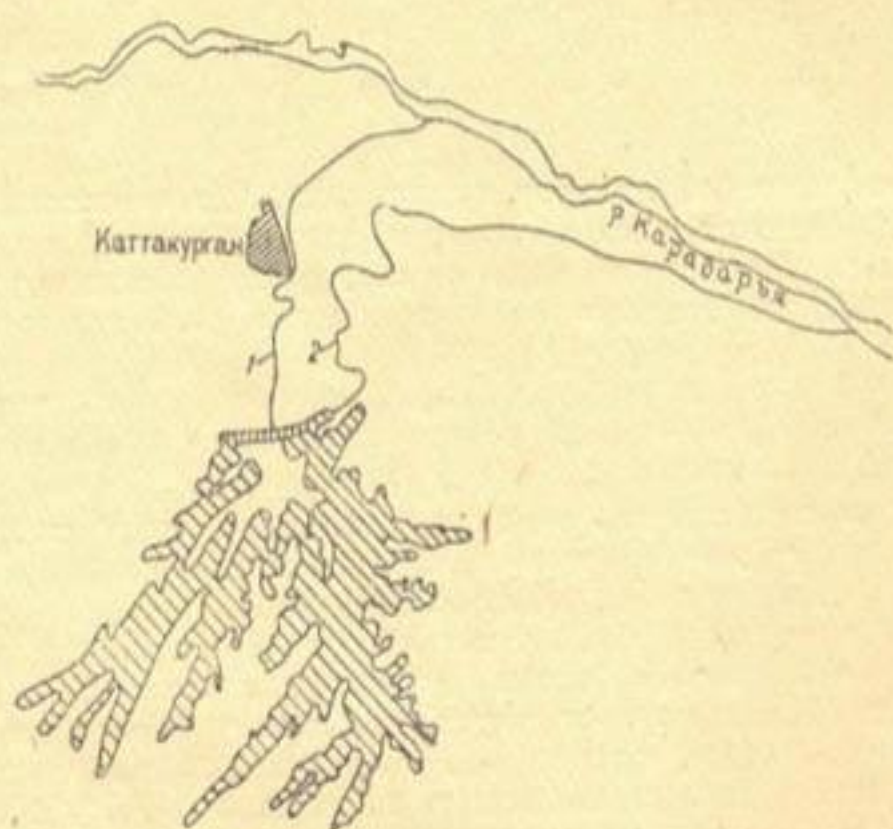


Рис. 1. Схематический план Каттакурганского водохранилища с указанием пределов изменения площади зеркала при сработке:

1 — отводящий канал; 2 — подводящий канал.

Земляная водоудерживающая плотина находится в северной части водохранилища. Южный и юго-западный берега его сильно изрезаны многочисленными заливами. Водохранилище наполняется осенью и зимой. Весной и летом, когда для орошения нижней части Зеравшанской долины в реке не хватает воды, ее берут из водохранилища.

В результате сработки Каттакурганского водохранилища обычно в мае-сентябре из-под воды освобождается обширная площадь (рис. 1).

Так, в 1959 г. она составила 54,7 км² при начальной площади зеркала 61,5 км².

Величину испарения с обнаженной поверхности измеряли, чтобы выявить ее долю в водном балансе. До сих пор эта величина не учитывалась, хотя заслуживает большого внимания.

Для определения величины испарившейся влаги с поверхности грунта мы использовали испарители малой модели с площадью 78,5 см². Малый почвенный испаритель [6] представляет собой цилиндрический сосуд со съемными крышками, который вставляется во второй сосуд со сплошным дном. Диаметр и высота первого сосуда 10 см. Наружный сосуд закапывали по края в почву на весь период наблюдений. Внутренний сосуд с монолитом периодически взвешивали.

Испарители устанавливали в двух повторностях на склонах северо-западной и юго-западной ориентации. Днем через каждые два часа в испарители помещали свежие монолиты. В ночные часы монолиты в испарителях не заменяли. Одновременно для сопоставления выставляли испарители, монолиты в которых находились в течение суток. Новые створы открывали с освобождением склонов из-под воды. Наряду с измерением испарения с поверхности почвы определяли температуру и влажность воздуха, температуру почвы на поверхности и на глубинах 5, 10, 15 и 20 см, влажность почвы до глубины 100 см, суммарную и рассеянную радиацию, альбедо подстилающей поверхности и радиационный баланс.

Для расчета количества испарившейся влаги со всей поверхности обнаженной почвы данные измерений испарения на всех створах были сведены в табл. 1 таким образом, чтобы можно было проследить за изменением испарения с поверхности каждого исследуемого участка в зависимости от времени освобождения его из-под воды. Дата измерения испарения показана в скобках. В таблице отмечены только начало и конец месяца и отдельные декады. По данным таблицы построили графики зависимости суточной величины испарения с поверхности почвы от времени освобождения почвы из-под воды (рис. 2). При этом выборку по месяцам провели так, чтобы точки, характеризующие испарение с участков в одном месяце, находились на одном графике.

Для примера рассмотрим 23-й день освобождения участков из-под воды (табл. 1). Суточные величины испарения 5,2 и 5,8 мм на первом и втором створах (по измерениям 1. VI и 12. VI) мы отнесли к рис. 2а, суточную величину испарения 7,5 мм на третьем створе (16. VII) — к рис. 2б, следующие пять величин 6,4; 5,8; 8,3; 9,3; 7,0 мм — к рис. 2в и последние две — 7,5 и 7,7 мм (1. IX и 6. IX) — к рис. 2г.

На графиках зависимости суточной величины испарения от времени освобождения поверхности почвы из-под воды (рис. 2) можно выделить три участка. Для первого участка характерен большой разброс точек, что говорит об отсутствии здесь зависимости испарения от дня освобождения, второй — резким падением величины испарения в зависимости от дня освобождения, третий — плавным уменьшением величины испарения. Такой характер связи показывает, что в процессе просыхания обнаженной почвы можно выделить три стадии.

На первой стадии вся поверхность почвы увлажнена водой; испарение зависит непосредственно от метеорологических условий. В нашем случае эта стадия продолжается от 11 до 18 дней; на рисунках она соответствует первому участку. Так как на испарение с водной поверхности влияют метеорологические условия, между величинами испарения с поверхности почвы и водной поверхности наблюдается хорошая связь (рис. 3).

Суточная величина испарения (мм) с поверхности почвы

День ос- вобожде- ния	Створы					
	I	II	III	IV	V	VI
1	—	—	11,6(24.VI)	9,6(10.VII)	10,2(20.VII)	11,9(31.VII)
2	—	—	10,9	11,1	11,8	7,9(1.VIII)
3	—	—	12,4	11,6	14,9	13,4
4	—	—	10,8	12,7	13,6	8,0
5	—	—	11,6	13,5	13,3	6,7
6	—	—	9,4	11,3	11,0	7,6
7	—	—	11,5(30.VI)	—	13,6	12,3
8	—	—	—	13,2	10,5	17,6
9	—	—	9,6(2.VII)	12,9	7,1	13,8
10	—	—	6,7	11,3	8,1	10,7
11	—	—	7,1	9,9(20.VII)	11,8	15,6(10.VIII)
12	—	—	6,9	8,5	8,1(31.VII)	11,4
13	—	—	8,0	9,3	10,3(1.VIII)	10,1
14	—	5,8(3.VI)	9,1	10,6	10,6	11,1
15	—	5,9	7,0	9,0	8,3	13,8
16	—	6,9	7,4	8,5	7,6	11,1
17	—	6,8	7,2(10.VII)	8,2	9,6	8,1
18	—	—	7,1	6,9	6,9	5,9
19	—	6,9	6,6	6,8	9,4	8,8
20	—	7,1	7,4	6,4	7,9	8,3
21	—	6,4(10.VI)	8,0	7,8	8,5	7,9(20.VIII)
22	—	6,7	7,3	4,5(31.VII)	10,1(10.VIII)	6,8
23	5,2(1.VI)	5,8	7,5	6,4(1.VIII)	5,8	8,3
24	5,2	6,4	7,8	5,7	5,8	9,6
25	5,8	5,8	6,8	4,4	5,5	6,9
26	4,8	6,0	6,5(20.VII)	3,9	4,6	9,0
27	5,3	7,0	6,1	5,1	3,9	9,0
28	6,2	7,0	5,7	5,4	5,2	7,4
29	7,7	6,0	6,1	4,9	5,5	6,8
30	7,9	6,9	5,8	4,3	4,0	5,6
31	7,6	5,8(20.VI)	4,9	3,5	3,0	6,6
32	6,9(10.VI)	5,3	6,1	3,4(10.VIII)	4,2(20.VIII)	6,1(31.VIII)
33	6,5	6,4	4,6	2,4	2,6	5,2(1.IX)
34	6,2	7,3	4,4	3,7	3,8	6,2
35	6,0	—	3,0	3,2	4,2	6,1
36	5,5	—	4,2	3,0	4,4	4,6
37	6,1	—	5,0	1,9	3,0	4,0
38	6,5	8,4(27.VI)	3,4(31.VII)	3,7	3,2	3,3
39	6,3	—	4,2(1.VIII)	2,2	2,9	4,8
40	6,7	—	3,5	2,9	—	4,7
41	6,6	—	2,7	4,3	—	4,7
42	6,2(20.VI)	—	2,7	4,8(20.VIII)	—	6,2(10.IX)
43	5,0	—	3,1	—	4,2(31.VIII)	—
44	5,4	4,8(3.VII)	3,2	—	3,2(1.IX)	—
45	7,1	—	2,6	—	2,3	—
46	8,0	4,8	2,3	—	—	—
47	8,2	2,7(6.VII)	2,4	—	—	—
48	8,2	—	2,2(10.VIII)	—	—	—
49	8,1	—	1,8	—	—	—
50	6,1	—	2,5	—	—	—
51	6,6	—	2,2	—	—	—
52	6,0(30.VI)	—	2,1	—	—	—
53	—	—	1,5	2,3(31.VIII)	—	—
54	3,7(2.VII)	—	2,5	—	—	—
55	3,4	—	1,6	—	—	—
56	2,8	—	2,0	—	—	—
57	2,3	—	2,8	—	—	—
58	—	—	3,1(20.VIII)	—	—	—

в зависимости от времени освобождения ее из-под воды

[illegible]

День освобождения	Створы					
	I	II	III	IV	V	VI
59	4,6	—	—	—	—	—
60	4,0	—	—	—	—	—
61	3,0	—	—	—	—	—
63	2,3(II.VII)	—	—	—	—	—
68	—	—	—	—	—	—
69	—	—	1,8(31.VIII)	—	—	—
75	—	—	—	—	—	2,6(13.X)
83	1,6(31.VII)	—	—	—	—	—
84	1,6(1.VIII)	—	—	—	—	—
85	1,7	—	—	—	—	—
86	—	—	—	—	1,7(13.X)	—
96	—	—	—	1,2(13.X)	—	—
114	1,3(31.VIII)	—	—	—	—	—

На второй стадии на поверхности высыхающей почвы появляются подсохшие участки, количество и размер которых все время увеличиваются. Испарение в этих условиях непрерывно замедляется, и его зависимость от метеорологических условий ослабляется. В нашем случае вторая стадия продолжается от 12—19 до 32—44 дней. На рисунках она соответствует второму участку; на третьей стадии вся поверхность почвы покрыта подсохшей корочкой. Испарение в таком случае сильно замедляется и почти не зависит от метеорологических условий. Эта стадия была прослежена до 115-го дня.

Недостаточное количество данных наблюдений в июне не позволило нам выделить на рис. 2а три участка, однако описанная выше схема, по-видимому, применима и для этого месяца.

С помощью графиков мы определили величины испарения с поверхности почвы на каждый день освобождения ее из-под воды.

Одновременно для каждого дня были подсчитаны площади обнаженных участков. Суммарные величины испарения с каждого участка за сезон приведены в табл. 2. Участки, освобожденные из-под воды на период с 23 по 30 мая, были впоследствии частично покрыты водой, поэтому в таблице на каждую указанную дату записано две площади и даны отдельно величины испарения.

Если сопоставить величины испарения с участков, освобожденных из-под воды в первых числах июня, июля, августа и сентября (табл. 3), то прежде всего можно отметить быстрое убывание величины испарения с поверхности обнаженной почвы в течение сезона. Например, если в июне участок испарял 209,0 мм влаги, то в сентябре — всего 49,6 мм.

В момент освобождения участков из-под воды они могут испарять и несколько больше, чем водная поверхность.

Суммарные величины испарения (тыс. м³) со всей обнаженной площади, подсчитанные для мая — октября, приведены ниже.

Почва	V	277	Вода	$\sum_{V-X}$	28217
	VI	861			
	VII	8757		$\sum_{I-XII}$	41076
	VIII	7687			
	IX	6016			
	X	2989			
	$\sum_{V-X}$	21587			

Створы					
VII	VIII	IX	X	XI	XII
—	—	—	—	—	—
—	—	—	2,9(13.X)	—	—
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—
—	2,8(13.X)	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—

Из полученных данных видно, что величина испарения с поверхности почвы, обнаженной в период сработки водохранилища, составляет примерно половину той влаги, которую теряет водоем с водной поверхности в течение года.

Какова же точность определения испарения с помощью малых почвенных испарителей?

Сопоставление малых почвенных испарителей с испарителями ГГИ-500 при исследованиях на Валдае (1949) и в Каменной степи (1950 г.) показало [5], что величина испарения по малым почвенным испарителям получается несколько завышенной. Однако по данным А. С. Контрощикова, результаты измерения не зависят от частоты смены монолитов в пределах 2—24 час. [7].

Наши данные показывают, что суточная величина испарения по испарителю, где образец не менялся в течение суток, примерно на 18% больше суточной величины испарения по испарителю, в котором каждые два часа устанавливаются свежие монолиты.

Смена монолита один раз в сутки	Смена монолита каждые два часа	Превышение	
		мм	%
16,6	14	2,6	18,6
14,2	12	2,2	18,3
11,9	10	1,9	19,0
9,5	8	1,5	18,7
7,0	6	1,0	16,7
4,7	4	0,7	17,5

Для установления точности измерения по малым испарителям на двух участках определялось испарение методом теплового баланса. Величину испарения (мм/час) рассчитали по формуле

$$E = \frac{(B - P) \Delta e}{\Delta e + 0,64 \Delta t}, \quad (1)$$

где E — испарение, мм/час;

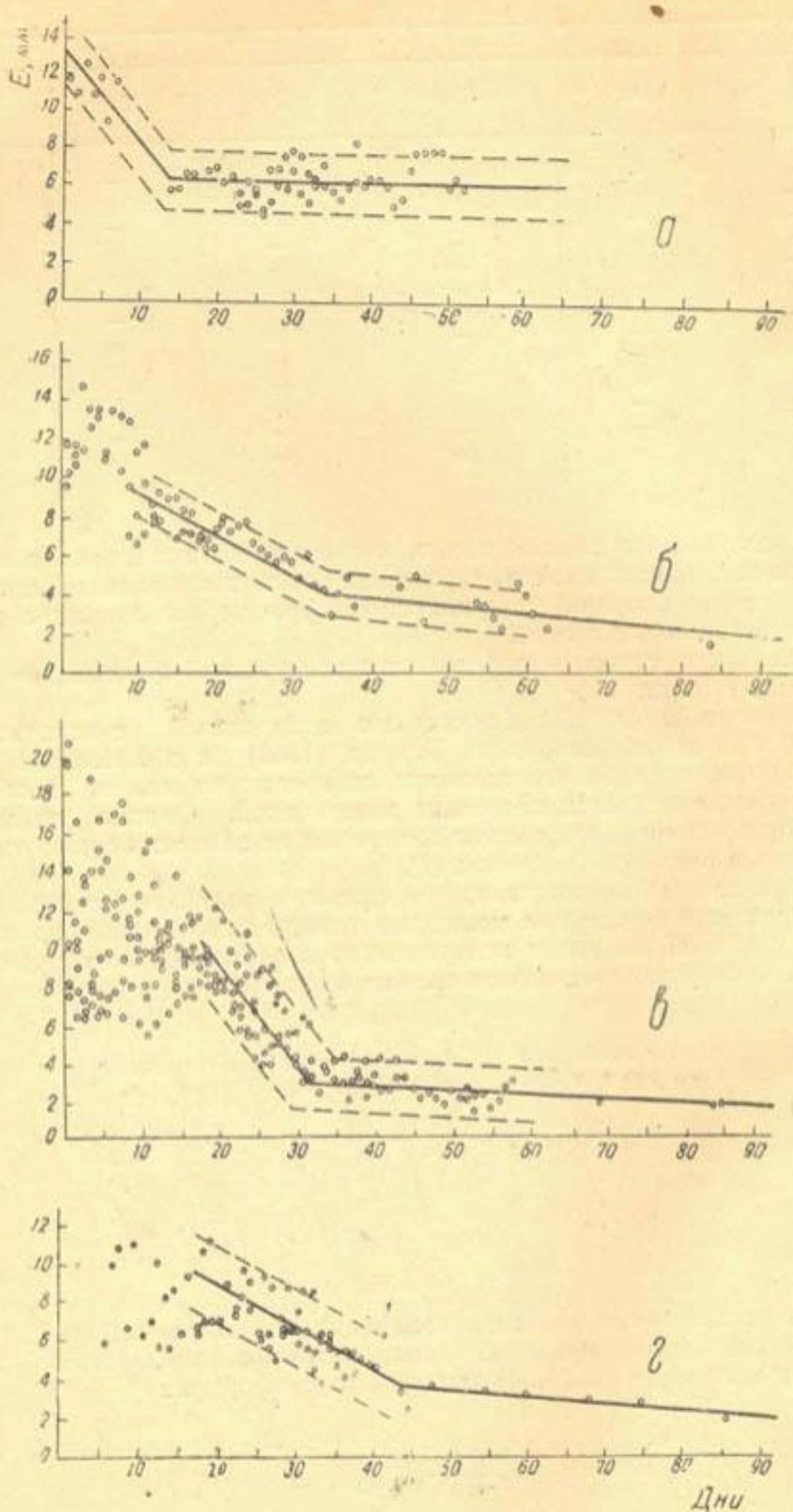


Рис. 2. Зависимость испарения с поверхности почвы от времени освобождения ее из-под воды:
 а — июнь, б — июль, в — август, г — сентябрь и октябрь.

B — радиационный баланс, $\text{кал}/\text{см}^2 \cdot \text{мин}$;

P — интенсивность тепловых потоков в почве;

$\Delta e, \Delta t$ — разность влажности и разность температур на высоте 0,5 и 2,0 м.

Радиационный баланс измерили термоэлектрическим балансомером системы Б. А. Айзенштата. Одновременно определили суммарную и рассеянную радиацию и альбедо изучаемой поверхности.

Величины тепловых потоков в почве ($\text{кал}/\text{см}^2 \cdot \text{мин}$) рассчитывали по измерениям температуры в слое до 20 см методом, предложенным Г. Х. Цейтиным [8]:

$$P = \frac{c}{\tau} \left(S_1 - \frac{a}{10} S_2 \right); \quad (2)$$

здесь c — объемная теплоемкость почвы, $\text{кал}/\text{см}^3 \cdot \text{град}$;

τ — промежуток времени (в мин.), за которое вычисляется среднее значение потока тепла в почве;

S_1 — величина, характеризующая распределение температуры почвы по глубине за определенный промежуток времени;

S_2 — величина, характеризующая изменение температуры во времени на глубине 10 и 20 см;

a — коэффициент температуропроводности, $\text{см}^2/\text{час}$.

Ниже приведены исходные данные для расчета и результаты вычисления величин испарения по формуле для четырех ясных дней августа (в числителе — данные для 7 часов, в знаменателе — для 13).

9.VIII	13.VIII	15.VIII	18.VIII
$\frac{0,26}{1,00}$	$\frac{0,22}{0,91}$	$\frac{0,25}{1,03}$	$\frac{0,20}{0,91}$
$\frac{0,08}{0,09}$	$\frac{0,07}{0,07}$	$\frac{0,03}{0,05}$	$\frac{0,09}{0,08}$
$\frac{0,18}{0,91}$	$\frac{0,15}{0,84}$	$\frac{0,22}{0,98}$	$\frac{0,11}{0,83}$
$\frac{0,50}{0,76}$	$\frac{0,22}{0,66}$	$\frac{0,34}{1,76}$	$\frac{0,013}{0,070}$
$\frac{1,93}{0,84}$	$\frac{1,17}{0,66}$	$\frac{1,10}{1,53}$	$\frac{0,12}{0,76}$
$\frac{0,26}{0,91}$	$\frac{0,19}{1,00}$	$\frac{0,31}{1,15}$	$\frac{0,11}{0,92}$

По скорости испарения в 7 и 13 час. определили количество испарившейся влаги за 6 час., которое затем сопоставили с суммарной ве-

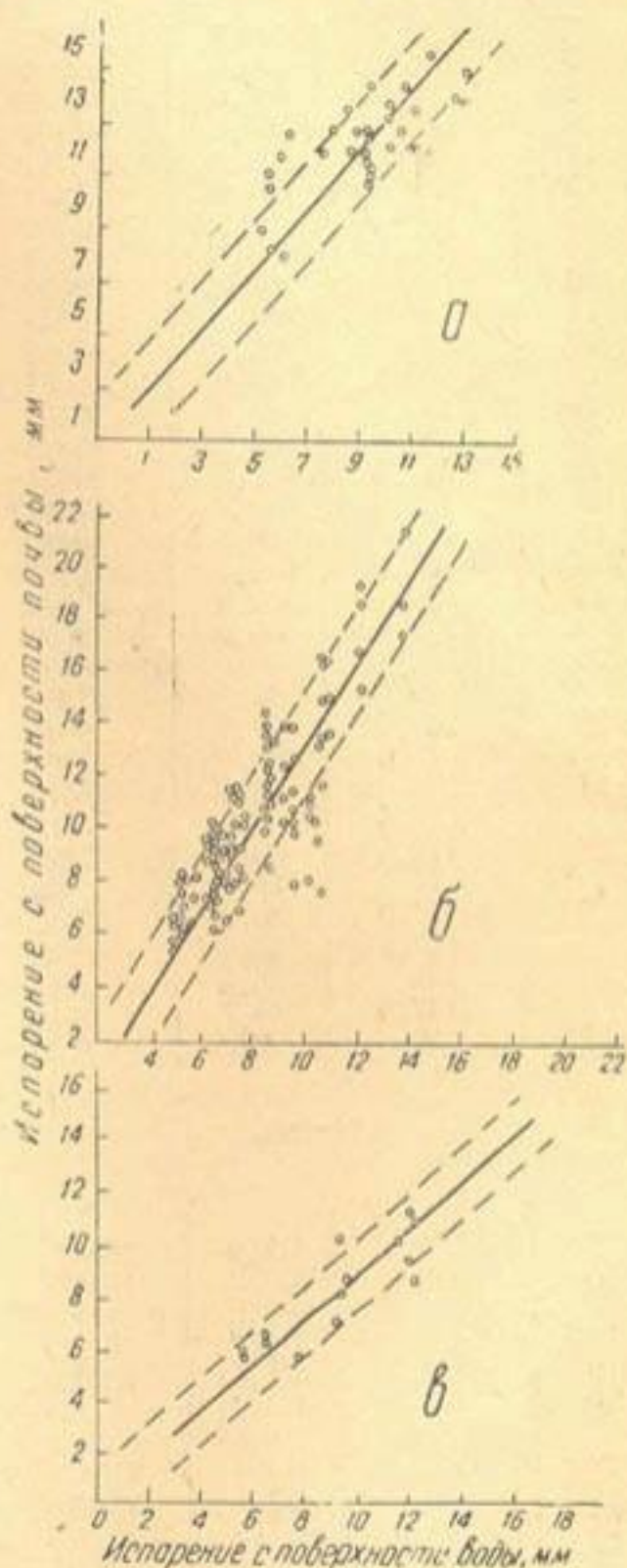


Рис. 3. Связь величин испарения с поверхности почвы и с водной поверхностью:

а — июль, б — август, в — сентябрь.

Таблица 2

Суммарная величина испарения с каждого обнаженного участка за период с мая по октябрь

Дата ос- вобожде- ния	Площадь ос- вобождения, тыс. м²	Величина испарения		Дата ос- во- бож- дения	Площадь ос- вобождения, тыс. м²	Величина испарения	
		мм	м³			мм	м³
М а й				И ю л ь			
7	29	454,7	13186	1	275	457,5	125812
8	219	456,6	99995	2	125	455,2	56900
9	215	458,6	98599	3	35	453,3	15865
10	187,5	460,8	86400	4	110	451,7	49687
11	148	464,2	68701	5	125	450,4	5630
12	114,5	467,0	53471	7	300	449,0	134700
13	75	470,7	35302	8	777,5	448,7	548864
14	141	474,6	66918	9	250	448,8	112200
15	69	478,3	33002	10	127,5	449,1	57260
16	140	483,2	67648	11	712,5	449,9	320553
17	140	487,2	68208	12	702,5	451,0	316827
18	242,5	491,0	119067	13	922,5	452,5	417431
19	162,5	495,4	80502	14	900	454,2	408780
20	187,5	500,5	93843	15	812,5	455,1	369768
21	187,5	506,3	94931	16	600	451,8	271080
22	112,5	513,2	57735	17	860	452,0	388720
23	150	120,8	18120	18	940	453,9	426666
	37,5	512,2	19545	19	762,5	459,1	360063
24	300	102,6	30780	20	830	462,4	383792
	112,5	160,0	18000	21	715	464,1	332831
25	325	90,5	20362	22	683,5	465,3	318032
	150	141,7	21255	23	759	474,9	360449
26	252,5	77,8	19644	24	837,5	476,5	399068
	75,0	122,6	9195	25	1037,5	480,5	498518
27	225	65,2	14670	26	775	486,5	377037
	37,5	103,6	3885	27	779,5	492,2	393513
28	112,5	63,1	7098	28	977,5	491,2	480148
	11	85,1	936	29	697,5	491,7	342960
29	187,5	39,8	7462	30	452,5	488,2	220910
	37,5	65,4	2452	31	712,5	488,6	348127
30	125	25,5	3187				
	137,5	44,7	6146				
31	50	27	1350				
И ю н ь				А в г у с т			
				1	780	482,6	376428
				2	647,5	483,7	313195
				3	1035	484,6	501561
				4	641,5	484,9	311063
				5	858,5	485,2	416544
				6	925	484,9	448532
15	75	477,9	35842	7	837,5	484,3	405601
16	225	477,4	107415	8	715	483,4	345631
17	450	477,2	214740	9	830	482,0	400060
18	525	477,2	250530	10	942,5	480,5	452871
19	462,5	476,8	220520	11	862,5	478,4	412620
20	487,5	476,2	232147	12	880	476,0	418880
21	682,5	476,8	325416	13	892,5	471,0	420367
22	585	473,3	276880	14	835,0	465,6	388776
23	500,5	472,1	236286	15	717,5	458,5	328973
24	769,5	471,9	362973	16	1052,5	455,0	478887
25	526,5	473,4	249245	17	750	445,9	334425
26	723,5	467,4	338163	18	850	442,4	376040
27	450	464,0	208800	19	1075	430,8	463110
28	450	457,8	206010	20	925	417,5	386187
29	487,5	456,5	222543	21	1291,5	406,9	525511
30	412,5	457,3	188636	22	1383,5	399,3	552431

Дата ос- вобожде- ния	Площадь ос- вобождения, тыс. м ²	Величина испарения		Дата ос- вобо- ждения	Площадь ос- вобождения, тыс. м ²	Величина испарения	
		мм	м ³			мм	м ³
Август				Сентябрь			
23	975	384,7	375082	1	50	300,3	15015
24	1007,5	370,8	373581	7	25	278,4	6960
25	1142,5	359,6	410843	9	25	267,2	6680
26	745	341,7	254566	11	50	255,0	12750
27	185	335,7	62104	13	25	241,8	6045
28	100	335,2	33570	14	25	234,9	5872
29	202,5	327,4	66298	15	50	227,6	11385
30	350	326,6	114310	16	50	220,4	11020
31	142,5	313,4	44659	19	25	294,9	4872
				27	62	125,9	7805

личной испарения за тот же период, полученной с помощью малых почвенных испарителей.

Таблица 3

Сопоставление величины испарения с водной поверхности и с поверхности участков, освобожденных из-под воды в июне—сентябре

Месяц	Величина испарения (мм) с участков, освобожденных из-под воды в начале				Величина испарения с водной поверхности, мм
	июня	июля	августа	сентября	
VI	209,0	—	—	—	188,8
VII	140,0	225,4	—	—	229,0
VIII	64,3	73,0	256,1	—	219,4
IX	49,6	62,3	103,8	220,0	195,5

Из табл. 4 видно, что ошибка измерения может достигать 22%. Среднее значение — 12%. Следовательно, малые почвенные испарители

Таблица 4

Сопоставление измеренных и рассчитанных величин испарения

Дата (VIII)	Величина испарения		Ошибка измерения	
	измеренная	рассчитанная	мм	%
9	3,6	3,5	0,1	2,8
13	4,4	3,6	0,8	22,2
15	4,5	4,4	0,1	2,3
18	3,8	3,1	0,7	22,6

завышают величину испарения в среднем на 12%. Поэтому выше в показания испарителей была введена эта поправка.

При определении радиационного баланса подстилающей поверхности большое значение имеют ее отражательные свойства, так как

только знание альбедо позволяет установить количество тепла, получаемое поверхностью за счет поглощения падающей на нее радиации.

Как показывают наблюдения, альбедо зависит от влажности почвы, уменьшаясь с возрастанием влажности.

Альбедо орошаемой площадки, по данным Т. В. Кирилловой [2], уменьшается на 5—8% по сравнению с альбедо сухой площадки. В. Л. Гаевский [1] показывает более значительное уменьшение альбедо при орошении оголенной поверхности почвы (с 32 до 18%). Примерно такое же значение его получается и для песка [3].

За изменением альбедо в зависимости от влажности поверхностного слоя грунта мы наблюдали на участках различной ориентации, освобожденных из-под воды в результате сработки водохранилища. Пункты наблюдений находились у самого уреза воды и на различном от него расстоянии. Одновременно с измерением альбедо на каждом пункте определяли влажность весовым методом.

Результаты наблюдений (%) на основной площадке (север-северо-западный берег водохранилища) представлены ниже.

Влажность	4	8	12	16	20	24	28	32
Альбедо	33,0	28,8	26,6	24,6	23,0	22,0	21,0	20,0
Влажность	36	40	44	48	52	56	60	68
Альбедо	19,5	19,2	19,0	18,8	18,4	18,0	17,6	17,0

Все значения приведены для истинного полудня. Сопоставим полученные данные с альбедо, измеренным в прибрежном районе (14,7) и в открытой части водохранилища (8,0).

Характерно, что альбедо прежде всего интенсивно уменьшается с увеличением влажности. Альбедо грунта, обильно насыщенного влагой, почти вдвое меньше альбедо сухих участков и приближается к альбедо воды в прибрежном районе. Альбедо, измеренные у берега и в открытой части водохранилища, отличаются друг от друга, так как у берега на отражательную способность воды, по-видимому, влияет дно и большая мутность.

Итак, величина испарения с поверхности почвы, обнаженной в период сработки водохранилища, составляет примерно половину той влаги, которую теряет водоем с водной поверхностью. В момент освобождения участков из-под воды они могут испарять и несколько больше, чем водная поверхность. Малые почвенные испарители, с помощью которых определяли испарение с поверхности почвы, завышают величину испарения в среднем на 12%. Суточная величина испарения по испарителю, в котором образец не менялся в течение суток, на 18% больше, чем суточная величина испарения по испарителю, где каждые два часа устанавливали свежие монолиты. Альбедо грунта, обильно насыщенного влагой, вдвое меньше альбедо сухих участков.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гаевский В. Л. К вопросу о роли альбедо в формировании радиационного режима поверхности, Тр. ГГО, вып. 39 (101), 1953.
2. Кириллова Т. В. О влиянии орошения на радиационные характеристики деятельной поверхности, Тр. ГГО, вып. 37 (99), 1952.
3. Лайхтман Д. Л. и Чудновский А. Ф. Физика приземного слоя атмосферы, Гостехиздат, 1949.
4. Милькис Б. Е., Могильников Л. П., Саатов М. С. «Изв. АН УзССР», сер. техн. наук, 1960, № 6.
5. Пушкарёв В. Ф. Исследование методов наблюдений над испарением с почвы, Тр. ГГИ, вып. 45, 1954.
6. Скворцов А. А. Об испарении и обмене в приземном слое атмосферы, Тр. Института энергетики, вып. 1, АН УзССР, 1947.
7. Струзер Л. Р. О применении почвенных испарителей на сельскохозяйственных полях в зоне недостаточного увлажнения, Тр. ГГИ, вып. 48 (102), 1955.
8. Цейтин Г. Х. К вопросу об определении некоторых тепловых свойств почвы, Тр. ГГО, вып. 39 (101), 1953.

М. П. МУХТАРОВ

К ВОПРОСУ ИЗУЧЕНИЯ АЭРАЦИИ ПОТОКОВ

При проектировании и строительстве водосбросных сооружений часто возникает задача определения влияния аэрации на те или иные гидравлические и гидродинамические характеристики водотоков.

Имеющиеся в литературе некоторые рекомендации для учета аэрации [1—6] относятся главным образом к быстROTOкам, условия движения потока в которых отличаются от условий движения потока в ненапорных трубах плотинных водосбросов, что не позволяет провести между ними соответствующих аналогий. Проблема учета аэрации потока при истечении из-под щитовых затворов на входе в трубчатый водовод и при движении в нем, а также количества воздуха, выносимого потоком из трубы, пока еще не разрешена.

Одна из важных задач, возникающих в процессе исследований аэрации,— это определение расхода воздуха, протекающего в различных точках поперечного сечения аэрированного потока. При решении этой проблемы может быть применен электрический метод исследования.

Э. А. Генина [8] описала прибор для изучения степени поглощения водным потоком воздуха и измерения скорости аэрированного потока. В описании прибора сообщается, что «измерение степени аэрации воды потока основано на изменении электропроводности его в зависимости от количества содержащегося в нем воздуха». Такое утверждение, по нашему мнению, не вполне обосновано. Кроме того, Э. А. Генина не учитывает, что введение прибора в поток малых размеров может заметно повлиять на изменение его структуры. Мы сделали попытку решить проблему несколько иначе.

Известно, что вода — хороший проводник электрического тока и сила тока в цепи практически мало зависит (конечно, в известных пределах) от расстояния между электродами, введенными в водную массу. При составлении схемы (рис. 1) мы исходили из положения, что электродами служат стенки лотка и игла, у которой не изолировано только острие.

При введении иглы в аэрированный поток острие ее постоянно омывается воздушными пузырьками, и, следовательно, цепь должна размыкаться. Образуется пульсирующий ток одного направления с частотой, равной частоте прохождения воздушных пузырьков, омывающих острие иглы.

Измерительный прибор, включенный последовательно в цепь, в силу своей инерционности должен давать показания меньшие, чем в условиях неаэрированного потока. Очевидно, прибор, изготовленный по

такой схеме, дает возможность определить осредненное по времени распределение концентрации водовоздушной смеси по глубине потока при известном заранее поле скоростей в аэрированном слое.

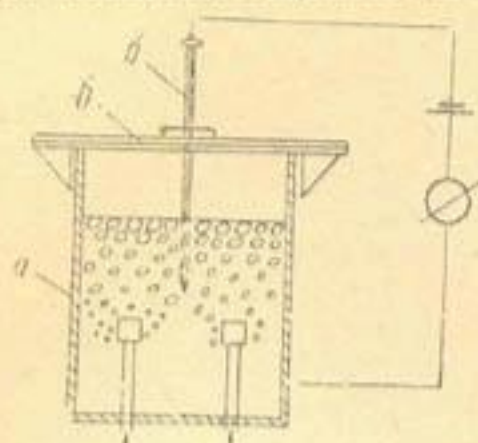


Рис. 1. Схема измерительного прибора:

а — лоток, б — координатник, в — игла, покрытая изоляционным слоем.

Прибор испытывали на специальном стенде — сосуде, в который подавался воздух через введенные в воду трубки, оканчивающиеся распылителями — кубиками из пористого материала (рис. 1).

На экспериментальной установке лаборатории гидравлики Института водных проблем и гидротехники (рис. 2) были проведены в 1961 г. опыты, имеющие целью определение степени аэрации потока, истекающего из-под щита в лоток с уклоном больше критического. Средняя скорость потока достигала 6,5 м/сек при температуре воды 15°. В начале опыта, после стабилизации заданного режима потока, прибор ставили

непосредственно у выхода потока из-под щита. При введении иглы в поток ввиду отсутствия аэрированного слоя в этом месте пока-

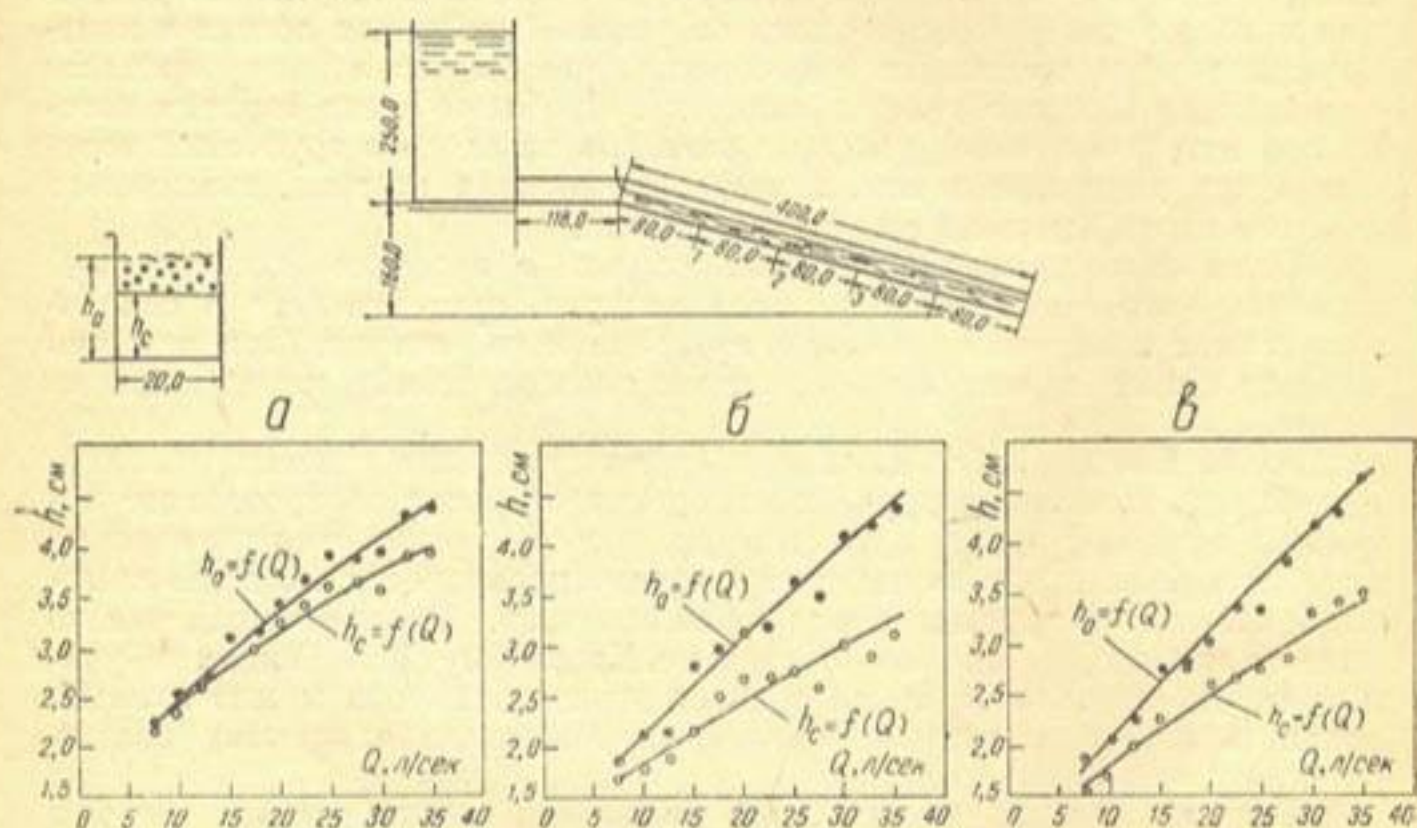


Рис. 2. Схема экспериментальной установки и результаты измерений:

а — створ 1, б — створ 3, в — створ 5.

зание прибора было максимальным. Это показание фиксировали, а затем прибор устанавливали в различных створах и производили замеры h_a и h_c . Появление тока в цепи при постепенном опускании иглы к поверхности потока фиксировали как h_a . Далее иглу вводили в поток до той глубины, при которой показание прибора было максимальным. Эта глубина фиксировалась как h_c (при дальнейшем погружении иглы, естественно, показание прибора не изменялось).

Графики h_a , $h_c = f(Q)$ для различных створов лотка свидетельствуют об увеличении аэрации по длине потока, что согласуется с су-

шествующим мнением о том, что увеличение аэрации зависит от интенсификации турбулентности потока.

Простота описанного способа измерения позволяет ожидать, что он будет широко использован в дальнейших исследованиях, в частности при испытаниях трубчатых безнапорных водосбросов водохранилищных плотин.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ничипорович А. А. Гидротехнические сооружения, под ред. Н. И. Анисимова, глава V, М.—Л., 1934.
2. Вызго М. С. «Гидротехническое строительство», 1947, № 7.
3. Войнович П. А., Шварц А. И. Равномерное движение аэрированных водных потоков, «Известия ВНИИГ», т. 31, Л., 1946.
4. Чаяншвили А. Г. Сообщения АН ГрузССР, т. XXII, вып. 6, 1959.
5. Соколов В. Г. «Гидротехническое строительство», 1952, № 10.
6. Русаков В. Е. Аэрация в нижнем бьефе на моделях водосливной плотины, В сб.: «Известия высших учебных заведений», вып. 9, Новосибирск, 1959.
7. Великанов М. А. Динамика русловых потоков, М.—Л., Гидрометеониздат, 1946.
8. Аннотации законченных в 1959 г. научно-исследовательских работ по гидротехнике, ВНИИГ, М.—Л., Госэнергоиздат, 1960.

Ю. М. КУЗЬМИНОВ

РАВНОУСТОЙЧИВОЕ ПОПЕРЕЧНОЕ СЕЧЕНИЕ РУСЛА

В настоящей статье освещаются результаты изучения¹ формы и размеров равноустойчивого на размыв сечения русла, сложенного из несвязного и полусвязного грунта.

Теоретические и экспериментальные исследования устойчивости частиц [11, 12, 13] дали возможность получить критерии устойчивости размываемого откоса в виде

$$\frac{i}{i_0} = \frac{1}{\mu} \sqrt{\frac{\mu^2 - \operatorname{tg}^2 \varphi}{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} \text{ для } d > 1,5 \text{ мм}, \quad (1)$$

$$\frac{i}{i_0} = \frac{i' - i_e}{i'_0 - i_e} = \frac{1}{\mu} \sqrt{\frac{\mu^2 - \operatorname{tg}^2 \varphi}{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} \text{ для } d < 1,5 \text{ мм}, \quad (2)$$

где i — критический продольный уклон, соответствующий начальной подвижке „несвязанных“ частиц откоса;

i_0 — то же, относящееся к горизонтальному дну;

i_e — часть полного критического продольного уклона, идущая на преодоление сил зацепления — связности у мелких частиц грунта;

i' — полный критический продольный уклон, соответствующий начальной подвижке мелких полусвязных частиц откоса;

i'_0 — то же, относящееся к горизонтальному дну;

μ — коэффициент трения грунта под водой, равный тангенсу угла естественного откоса в воде;

φ — переменный угол откоса.

Опыты показали, что в критериях (1) и (2) отношения критических пьезометрических уклонов, первоначально полученные для напорного движения, могут быть перенесены и на безнапорные (открытые) потоки.

Для открытого потока широко распространено [2, 4, 5, 7, 8, 9, 14, 15, 17] выражение устойчивости горизонтального дна профиля:

$$i'_0 = \psi \cdot \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \cdot \frac{d}{h_n}; \quad (3)$$

здесь d — диаметр частиц размываемого дна, мм;

¹ Исследования проводились под руководством А. Н. Гостунского.

h_n — средняя нормальная глубина потока, м;

ψ — коэффициент сопротивления шероховатого дна, зависящий от числа Рейнольдса, относительной шероховатости и эпюры распределения скоростей.

Работы [5, 7, 8, 10, 16 и др.] показывают, что критерий (3) может распространяться на все зоны обтекания частиц и все диаметры.

Таким образом, для $d > 1,5$ мм имеем

$$i_0 = \psi \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \cdot \frac{d}{h_n} \quad (4)$$

и соответственно для $d < 1,5$ мм —

$$i_0 = i'_0 - i_e = \psi \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \cdot \frac{d}{h_n} \quad (5)$$

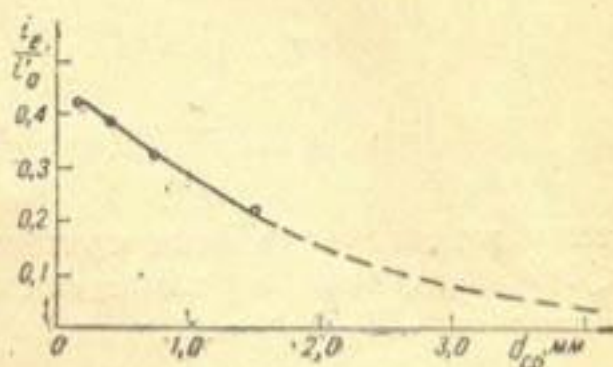


Рис. 1. График $\frac{i_e}{i'_0} = f(d_{ср})$.

Из условий (4) и (5) при заданных i'_0 , i_0 , i_e , ψ , γ_1 , γ , d получим максимальную глубину на дне;

$$h_m < \frac{k \cdot \psi \cdot \gamma' \cdot d}{i_0} \quad \text{для } d > 1,5 \text{ мм}, \quad (6)$$

$$h_m < \frac{k \cdot \psi \cdot \gamma' \cdot d}{i'_0 - i_e} \quad \text{для } d < 1,5 \text{ мм}, \quad (7)$$

где k — коэффициент перехода от средней глубины потока к максимальной, равный по полевым исследованиям Г. В. Железнякова 1,62 [15] и теоретическим опытам М. А. Мосткова [15] — 1,57;

i_e — часть критического продольного уклона, идущая на преодоление сил зацепления—связности у мелких частиц; определяется из графика $\frac{i_e}{i'_0} = f(d)$ (рис. 1); $\gamma' = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}$.

С учетом (6) и (7), а также принятой нами нормальной к откосу глубины [11] критерии (1) и (2) устойчивости размываемого откоса приводим к виду

$$i = \frac{k \cdot \psi \cdot \gamma' \cdot d \cdot \cos \varphi}{z} \cdot \frac{1}{\mu} \sqrt{\frac{\mu^2 - \operatorname{tg}^2 \varphi}{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}}$$

или

$$i = \frac{k \cdot \psi \cdot \gamma' \cdot d \cdot \sqrt{\mu^2 - \operatorname{tg}^2 \varphi}}{z \cdot \mu \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)}; \quad (8)$$

здесь $z = h_n \cdot \cos \varphi$ — переменная вертикальная глубина (ордината).

Мы принимаем заданный продольный уклон ($i = i_0 = \text{const}$) постоянным по всему поперечному сечению, что вполне допустимо, а также $d = \text{const}$. Это дает возможность вывода уравнения равноустойчивого откоса для всего сечения в целом. Выражая ординату z через относительную величину $\frac{z}{h_m} = \eta$, при $d > 1,5$ мм имеем

$$i = \text{const} = \frac{k \cdot \psi \cdot \gamma' \cdot d \cdot \sqrt{\mu^2 - \operatorname{tg}^2 \varphi}}{\eta \cdot h_m \cdot \mu \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)}.$$

Входящее в правую часть уравнения выражение $\frac{k \cdot \psi \cdot \gamma' \cdot d}{h_m}$ по критериям (6, 7) равно уклону i_0 , который из условия постоянства уклона по всему сечению равен i . Тогда

$$i = \frac{i \cdot \sqrt{\mu^2 - \operatorname{tg}^2 \varphi}}{\eta \cdot \mu \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)}$$

или

$$\mu = \frac{\sqrt{\mu^2 - \operatorname{tg}^2 \varphi}}{\eta \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)}. \quad (9)$$

К тому же виду приводим критерий устойчивости частиц откоса для $d < 1,5$ мм. Тогда значение постоянного уклона по всему сечению $i = \text{const} = i' - i_e = i'_0 - i_e$.

Решая уравнение (9) относительно $\operatorname{tg} \varphi = \frac{dz}{dx}$ (угловой коэффициент) и выражая абсциссу, подобно ординате, через относительную величину $\frac{2x}{B} = \xi$, имеем

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{dz}{dx} = \frac{h_m \cdot d\eta}{B/2 \cdot d\xi} = \sqrt{\frac{V 4\mu^2 \eta^2 (1 + \mu^2) + 1 - 2\mu^2 \eta^2 - 1}{2\mu^2 \eta^2}}$$

или, обозначая $\sqrt{2} \cdot \mu = M$, $2\mu^2 = M^2$, $4\mu^2 (1 + \mu^2) = K$, находим

$$\frac{2 \cdot h_m \cdot d\eta}{B \cdot d\xi} = \sqrt{\frac{V K \cdot \eta^2 + 1 - M^2 \eta^2 - 1}{M^2 \eta^2}}. \quad (10)$$

Вводя новые переменные $K\eta^2 + 1 = u^2$, $K\eta d\eta = u du$ и интегрируя (10), получим

$$\frac{K \cdot B}{2 \cdot M \cdot h_m} \int_0^\xi d\xi = \int_1^u \frac{u du}{V u - \frac{M^2}{K} \cdot (u^2 - 1) - 1}. \quad (11)$$

После интегрирования и подстановки первоначальных переменных уравнение (11) примет вид:

$$\begin{aligned} \frac{B}{2 \cdot h_m} \cdot \xi = & \frac{V 1 + \mu^2}{2\mu} \operatorname{arccos} \frac{1 + \mu^2 - V 4\mu^2 (1 + \mu^2) \eta^2 + 1}{\mu^2} - \\ & - \frac{V 2}{2\mu} V \sqrt{V 4\mu^2 (1 + \mu^2) \eta^2 + 1 - 2\mu^2 \eta^2 - 1}. \end{aligned} \quad (12)$$

Выражение (12) и есть уравнение формы полусечения русла.

Оно уже было получено нами [11], но не в относительных величинах, для формы равноустойчивого откоса. При подстановке $\eta = 1$ и $\xi = 1$ может быть определена ширина русла по верху:

$$B = \frac{\pi \cdot V 1 + \mu^2 \cdot h_m}{\mu}, \quad (13)$$

где $h_m = \frac{k \cdot \psi \cdot \gamma' \cdot d}{i_0}$ для $d > 1,5$ мм и $h_m = \frac{k \cdot \psi \cdot \gamma' \cdot d}{i_0 - i_e}$ для $d < 1,5$ мм.

Выражение (13) показывает, что ширина равноустойчивого сечения русла зависит от коэффициента трения грунта или тангенса угла его естественного откоса в воде μ , являющегося функцией диаметра и формы частиц.

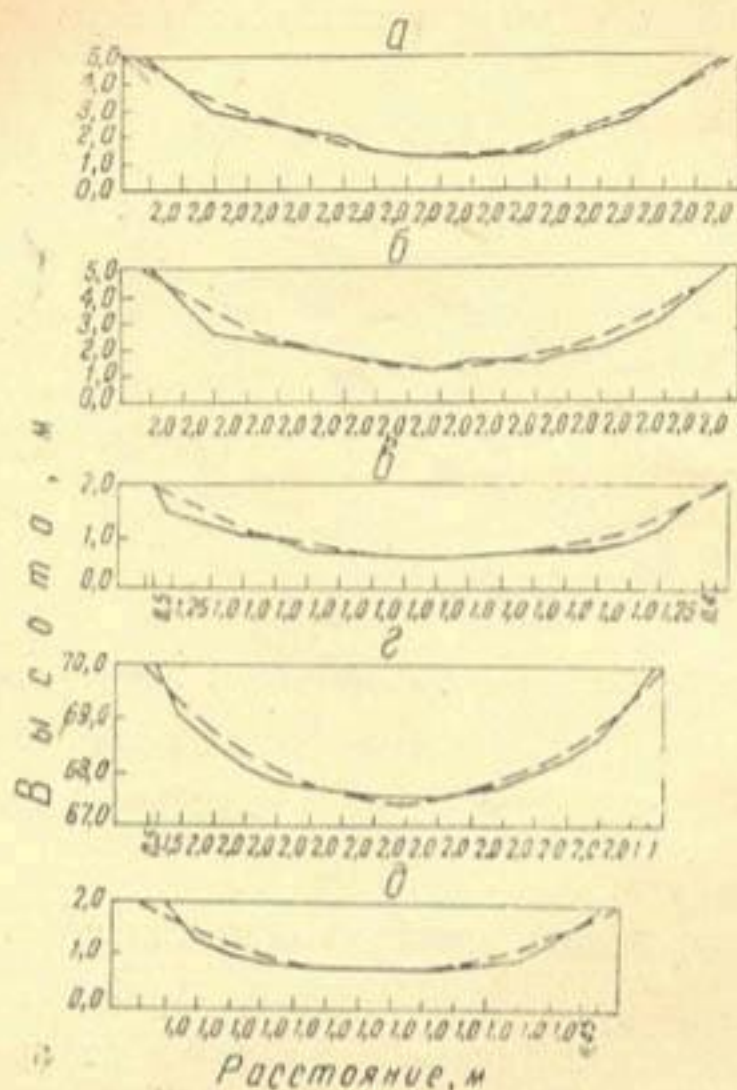


Рис. 2. Сопоставление натуральных поперечников с теоретическими на каналах:

а — Каракумский, створ 28; б — Каракумский, створ 31;
в — Кегейлинский, пк 5+68; г — Кегейлинский, пк 190+00;
д — Ленинабадский, пк 7 по п. б.

Ширина русла зависит также от максимальной глубины h_m , которая связана с уклоном, учитывающим ($d < 1,5$ мм) и не учитывающим ($d > 1,5$ мм) связность грунта, с диаметром и с объемным весом частиц в воде, а также с коэффициентом сопротивления шероховатого дна ψ .

При $d < 1,5$ мм полученное уравнение (12) формы равноустойчивого сечения для практических расчетов может быть упрощено. Действительно, при этих условиях второй член уравнения составляет менее 4—5% от первого.

Поэтому можно принять

$$\frac{B}{2 \cdot h_m} \xi = \frac{\sqrt{1 + \mu^2}}{2 \cdot \mu} \arccos \frac{1 + \mu^2 - \sqrt{4\mu^2(1 + \mu^2)\eta^2 + 1}}{\mu^2}, \quad (14)$$

Уравнение формы равноустойчивого сечения (12) и морфометрическая зависимость (13) должны быть сопоставлены с натурными данными, отвечающими условиям самоформирующихся русел, которые

проходят в подвижном грунте, образованном из наносов, транспортируемых потоком.

Подобные условия для каналов обычно имеются в низовьях рек, протекающих в собственных отложениях (Аму-Дарья), а также руслах, сформированных в галечниковых свежесформированных выносах.

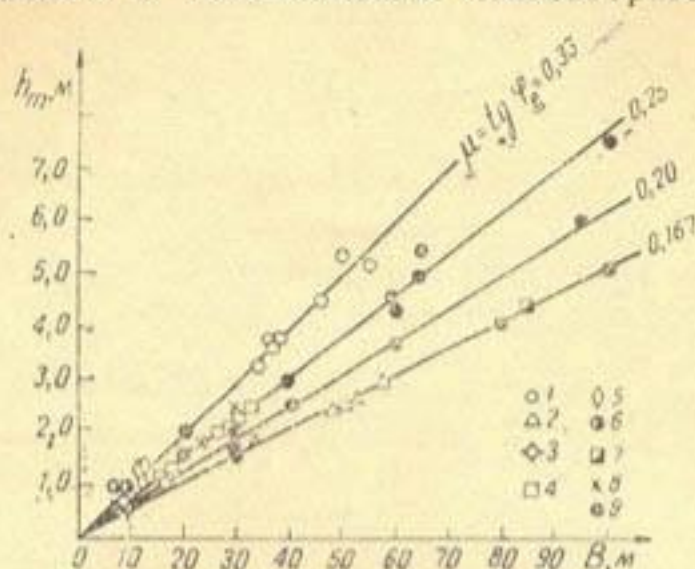


Рис. 3. Сопоставление полученной зависимости $B = -\frac{\pi \sqrt{1+\mu^2} \cdot h_m C}{\mu}$ с натурными данными на каналах:

1 — Каракумский; 2 — Кызакткен; 3 — Октябрь-Ариа; 4 — Кегейли;
5 — Ленганабад; 6 — Октябрь-абад; 7 — Ташсака; 8 — Шават;
9 — р. Аму-Дарья.

К самоформирующимся руслам можно отнести также Каракумский канал, берега и дно которого сложены из одного тонкозернистого песка (с примесью супеси).

Для сопоставления выбирали поперечники на прямолинейных в плане участках русел, находящихся при пропуске данного расхода воды в предельно устойчивом равновесии между размывом и заилением.

На рис. 2 сопоставлены натурные поперечники (сплошная линия) с теоретическими (пунктирная линия), построенными по уравнениям (12) и (13) при взятых с натуры h_m и вычисленных μ для данного грунта.

Из рис. 2 видно, что уравнения (12) и (13) дают близкие к практике результаты.

На рис. 3 сравнивается зависимость $B = \frac{\pi \cdot \sqrt{1+\mu^2} \cdot h_m C}{\mu}$ при различных значениях h_m и диапазона $\mu = 0,167 \div 0,33$, отвечающего грунтам ложа натуральных сечений.

Сопоставление показывает, что натурные точки хорошо располагаются в пределах, даваемых формулой.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алтунин С. Т. Регулирование русел, М., 1956.
2. Гончаров В. Н. Основы динамики русловых потоков, Л., 1954.
3. Гостунский А. Н. Устойчивое русло, В сб.: „Вопросы гидротехники“, вып. 1, АН УзССР, 1955.
4. Гришин М. М. Курс гидротехнических сооружений, М., 1957.
5. Егiazаров И. В. „Изв. АН АрмССР“, 1949, № 5.
6. Егiazаров И. В. „Изв. АН АрмССР“, 1950, № 1.
7. Егiazаров И. В. Моделирование русловых процессов, В сб.: „Русловые процессы“, М., АН СССР, 1958.

8. Егизаров И. В. Наука о движении наносов, сопредельные науки и возможности экспериментирования, В сб.: „Исследование и комплексное использование водных ресурсов“, М., АН СССР, 1960.
 9. Замарин Е. А., Фандеев И. В. Курс гидротехнических сооружений, М. Сельхозгиз, 1959.
 10. Кнороз В. С. „Гидротехническое строительство“, 1953, № 8.
 11. Кузьминов Ю. М. О форме равноустойчивого откоса, Тр. САНИИРИ, вып. 100, 1960.
 12. Кузьминов Ю. М. Экспериментальная установка для исследования размываемых откосов русел, Тр. САНИИРИ, вып. 100, 1960.
 13. Кузьминов Ю. М. О критерии устойчивости частиц на русловом откосе из несвязных грунтов, В сб.: „Вопросы гидротехники“, вып. 3, АН УзССР, 1961.
 14. Леви И. И. Динамика русловых потоков, М.—Л., 1957.
 15. Мостков М. А. Очерк теории руслового потока, М., АН СССР, 1959.
 16. Никитин И. К. Борьба с наносами на гидроузле с помощью криволинейной песколовки, В сб.: „Вопросы гидротехники“, вып. 1, АН УзССР, 1955.
 17. Фидман Б. А. „Изв. АН СССР“, 1954, № 2.
-

А. М. МУХАМЕДОВ, А. Ю. УМАРОВ

К ИССЛЕДОВАНИЮ РЕЖИМА ПОТОКА И ДВИЖЕНИЯ НАНОСОВ НА ГОРНЫХ УЧАСТКАХ РЕК

Изучение бурного потока и движения донных наносов горных рек представляет значительный практический и теоретический интерес.

Строительство водозаборных сооружений тесно связано с формированием реки, изменением ее русловых параметров и элементов потока. Большинство малых горных рек Средней Азии с максимальными паводковыми расходами, редко превышающими $50 \text{ м}^3/\text{сек}$, служат источниками питания предгорных оросительных систем. В потоке вместе с водой передвигается большое количество наносов крупной фракции, вплоть до валунов, которые чрезвычайно затрудняют эксплуатацию водозаборных сооружений, забивая их входные отверстия и заноса головные участки оросительных систем, что вызывает значительные затраты по очистке их от наносов.

Обычные методы гидравлики недостаточно учитывают такие явления при устройстве водозаборных сооружений.

Особенно трудно изучить структуру бурного потока, движение донных наносов и установить связь жидкого и твердого стоков горных рек.

Исследования горных рек бассейна Чирчика показали, что по характеру геологического строения, наличию растительности, форме и строению бассейнов в плане, по высотному расположению и уклонам все они идентичны. Это позволяет в известной мере уподобить их наносные режимы.

Установление режимов стока наносов в реках Каранкуль, Акташ, Угам и Мазарсай поможет выяснить особенности движения наносов и оценить их расход.

Р. Каранкуль, снегового и дождевого питания. Площадь водосбора — $16,7 \text{ км}^2$. Паводки проходят обычно в конце марта, апреля и мая. Максимальные расходы при очень сильных ливнях достигают $26 \text{ м}^3/\text{сек}$ (1954 г.). Среднегодовые расходы — $0,4—0,5 \text{ м}^3/\text{сек}$. Уклоны водной поверхности колеблются от 0,02 в межень до 0,05 в паводок. Ширина русла в значительной мере устойчива, так как река проходит в глубоком ущелье, имеющем скальные борта и галечниковое ложе.

В двух километрах выше устья реки находится гидрометрический пост. Вся длина реки составляет приблизительно 8 км. Ниже поста на расстоянии 0,5 и 1,0 км от него берут начало два ирригационных канала, забирающих в вегетационный период всю воду из реки для орошения колхозных полей. В 5—6 км выше поста русло разделяется

на три рукава, каждый из которых проходит в глубоком ущелье. Весь бассейн водосбора озеленен. Террасирование склонов и агролесомелиорация способствуют уменьшению стока твердых частиц. Поэтому при дождях обычной интенсивности твердые частицы не смываются. С левой стороны реки, примерно в 4 км от водомерного поста, расположена возвышенность, где разрушается лессовидный суглинистый грунт. При сильных ливнях там смывается грунт и частично попадает с ливневым стоком в реку, что способствует увеличению взвешенных наносов; вода становится желтой.

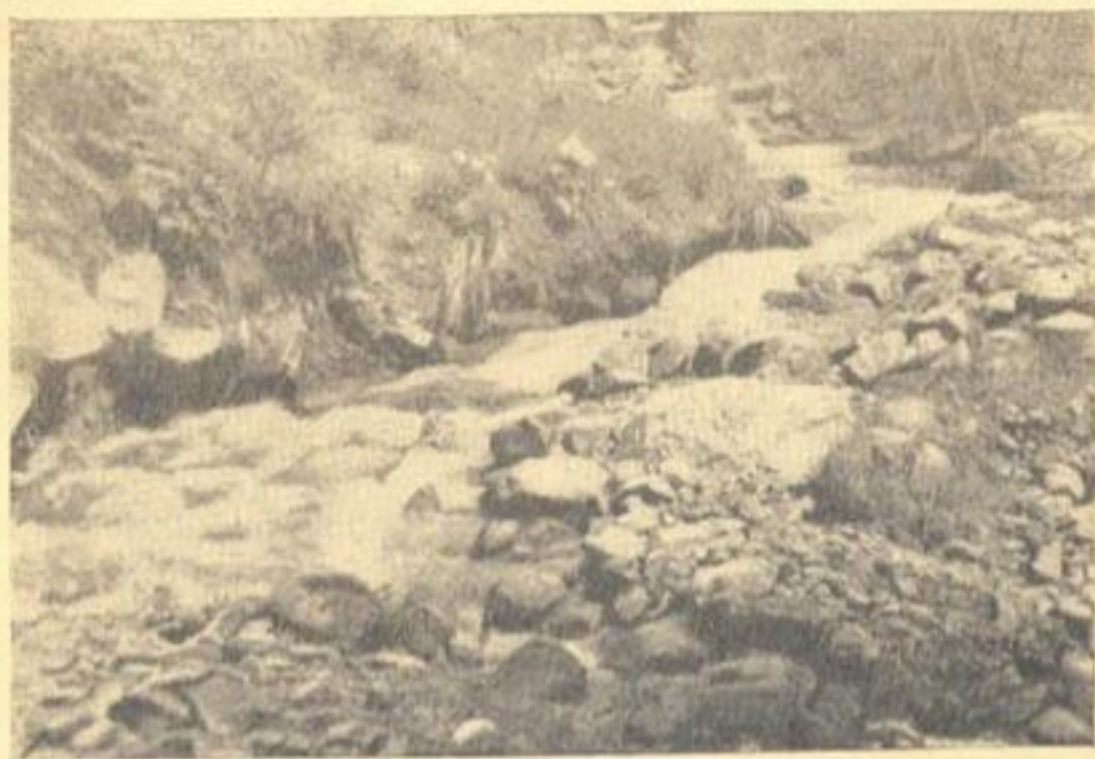


Рис. 1. Верхний участок р. Каранкуль.

На верхнем горном участке река образуется из притоков и протекает в узком и глубоком ущелье. Русло этой части реки сложено из обломков скал, крупного булыжника и валунов. Участки с относительно спокойным течением чередуются с порогами и водопадами высотой до 1—2 м. Продольные уклоны колеблются от 0,04 до 0,1. В конце ущелья русло реки расширяется, склоны делаются более пологими, поток из узкого ущелья проходит в более широкое, и ширина реки увеличивается (рис. 1). Она выходит в свой конус выноса и впадает в Чирчик. Средние уклоны этих участков колеблются от 0,02 до 0,03. Жидкий сток реки формируется в основном в горной зоне бассейна за счет талых вод, снегов и ливней; небольшое значение имеет грунтовое питание. В некоторых местах встречаются родники. Если у реки более низкое расположение водосбора, то питается она сезонными водами и характеризуется более ранними паводками.

Гидрограф расхода воды такой реки изображен на рис. 2, из которого видно, что весной появляется большое количество местных пиков, создаваемых ливневыми дождями. Нередко теплые ливневые дожди значительно ускоряют процесс таяния снегов и образуют сильные паводки, пики которых часто значительно превышают пики обычных паводков.

Суточное колебание расходов воды в межень незначительное (рис. 3, 1). Наибольшая амплитуда колебаний отмечена в марте — мае. На рис. 3, 2 показаны колебания расходов за одни сутки по

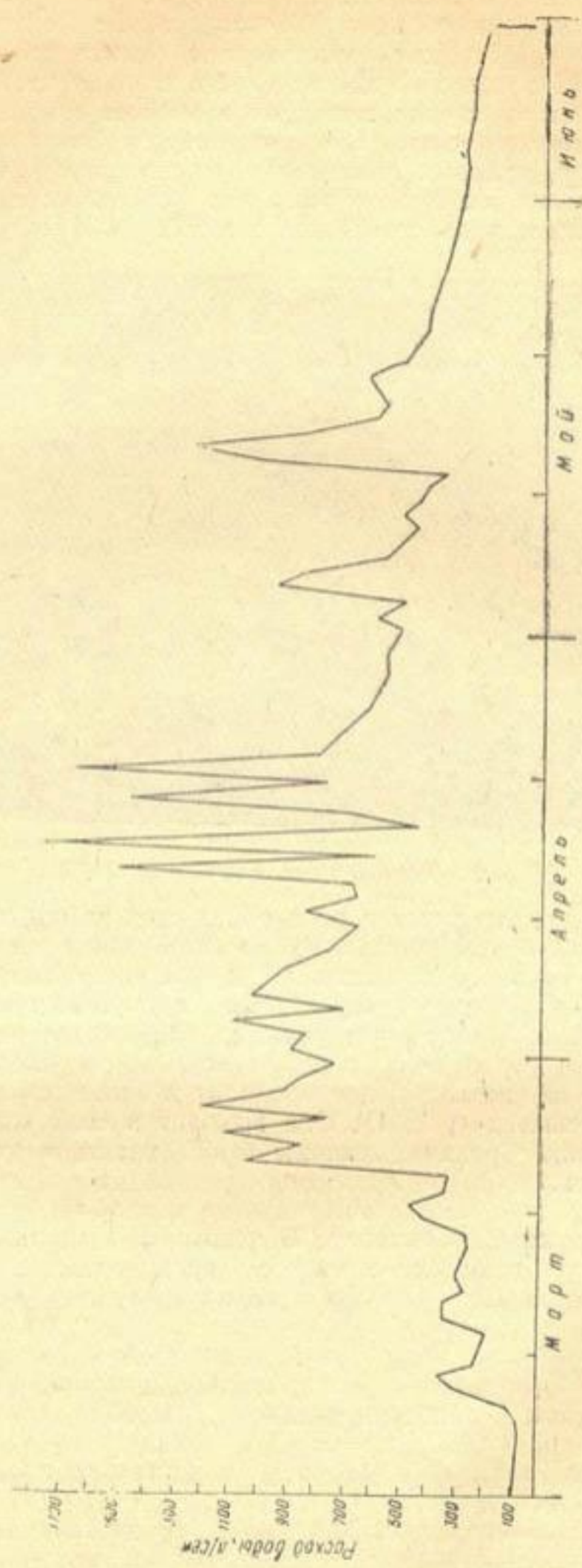


Рис. 2. Гидрограф среднесуточных расходов р. Каранкуль.

часам, причем максимальные колебания расходов наблюдаются с 13 до 22 час. При весенних дождях часто берега из лессовидного суглинка размываются. Как и в других горных реках, здесь бывают кратковременные селевые паводки, несущие огромное количество твердого материала. В селевом паводке 1954 г. с максимальным расходом около $26 \text{ м}^3/\text{сек}$ встречались валуны размером до 3 м.

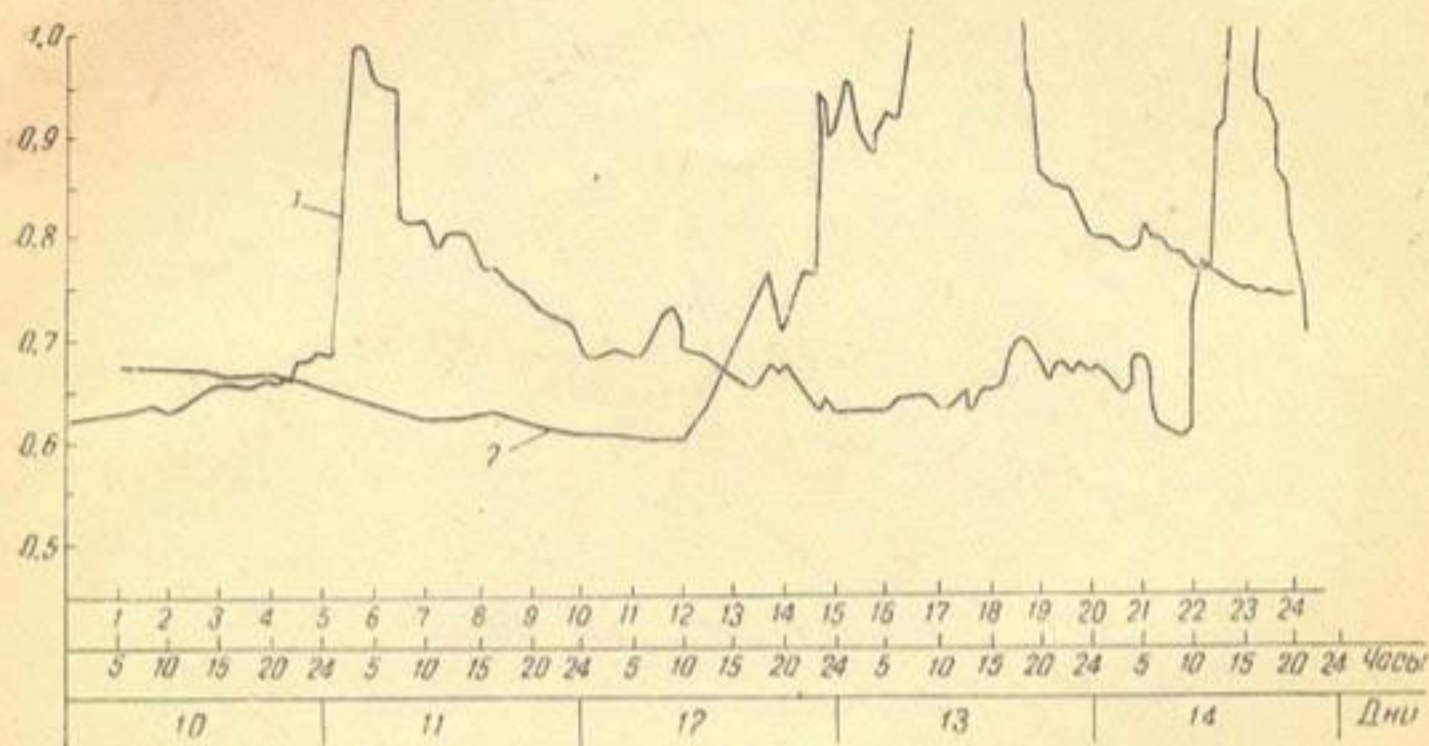


Рис. 3. График колебания расходов р. Каракуль:
1 — среднесуточные колебания в апреле 1958 г.; 2 — среднечасовые за 14.IV 1958 г.

В осенне-зимний период, когда расходы воды и скорости течения по сравнению с летним значительно сокращаются, воды очищаются от взвешенных наносов. Влекомых по дну наносов не наблюдается. Очень часто эрозионная деятельность реки отмечена и в зимний период, во время прохождения по реке так называемых зимних паводков (при ливневых дождях), когда отрывающиеся от ложа реки донный лед и забереги вместе с водой увлекают наносы различной крупности. Количество и фракционный состав наносов существенно отличаются по участкам реки.

На верхнем участке, где течение бурное, часты перепады и пороги, имеется большое количество наносов, крупность которых достигает 1,5 м. На нижних участках наблюдаются более мелкие фракции, в составе которых встречаются отложения валунов размером до 0,8—1,0 м, транспортируемых потоком при селевых паводках. Величины, характеризующие сток донных наносов, уловленных в бассейне площадью 55 м^2 за 1957 г., приведены в табл. 1. Всего за 117 дней уловлено $201,4 \text{ м}^3$ отложений наносов; год был маловодным. Бассейн очищали от наносов промывкой через трубу диаметром 0,65 м, находящуюся с правой стороны бассейна (рис. 4). Там же с левой стороны виден холостой сброс для отвода воды в период измерения наносов.

Бассейн для улавливания наносов работает нормально, а количество наносов, поступающих в бассейн, учитывается объемным способом через определенные промежутки времени в зависимости от интенсивности расходов воды.

Р. Акташ, снегового и дождевого питания. Площадь водосбора — 20 км². Паводки проходят в марте, апреле и мае. На расстоянии 8,2 км от устья к Акташу присоединяется Аюксай. В 50 м ниже этого места находится гидрометрический пост УГМС.



Рис. 4. Вид с нижнего бьефа на бассейн по измерению воды и наносов.

В 3—4 км выше от поста русло Акташа разделяется на рукава, проходящие в глубоком скалистом ущелье.

На верхнем участке русло реки сложено из неокатанных рыхло-обломочных камней и валунов. Имеются частые пороги и перепады размером до 2 м. Наблюдается огромное количество отложений камней и валунов по всей длине русла от устья реки до верхнего участка.

Таблица 1

Период	Средняя толщина слоя отложений, м	Объем отложений, м ³
4.I—8.II	0,05	2,75
8—12.II	0,09	4,95
12.II—3.III	0,12	6,60
3—18.III	0,32	16,60
18—25.III	0,70	88,50
25.III—11.IV	1,20	66,00
11—26.IV	1,20	66,00

Уклоны реки на верхних участках достигают 0,74—0,06, на нижних—0,02—0,03.

По данным гидропоста, максимальный расход данной реки $Q_{\max} = 20 \text{ м}^3/\text{сек}$, среднегодовые расходы $Q_{\text{ср}} = 0,5—0,7 \text{ м}^3/\text{сек}$, меженные расходы $Q = 0,10—0,15 \text{ м}^3/\text{сек}$. Средние скорости потока колеблются от 1,5 до 2,35 м/сек ($Q = 8,2 \text{ м}^3/\text{сек}$).

Максимальная стрежневая скорость 3 м/сек. Глубина воды изменяется от 0,1 до 1,0 м, уклоны водной поверхности — от 0,02 до 0,05.

Гидрограф расхода воды в реке показан на рис. 5, 1.

Р. Мазарсай, ледниково-снегового питания. Площадь водосбора — 26 км². Паводки проходят в апреле — мае. Река берет начало в Чимганских горах и на верхнем участке протекает по узкому ущелью; на средних и низких участках русло реки более широкое; там она впадает в Чаткал. В 3—4 км выше устья, в сел. Янгикурбан, на выходе реки из скалистого глубокого ущелья находится гидро-

метрический пост. В 50 м ниже поста в реку впадает Куйлюксай. В 150 м выше поста из реки выведен ирригационный канал с максимальным забором воды $0,2 \text{ м}^3/\text{сек}$. По данным поста, максимальный паводковый расход $Q_m = 10 \text{ м}^3/\text{сек}$, среднегодовые расходы $Q_{\text{ср}} = 0,3 - 0,5 \text{ м}^3/\text{сек}$, меженные расходы $Q = 0,9 - 0,10 \text{ м}^3/\text{сек}$. Средние скорости потока $v_{\text{ср}} = 0,2 - 2,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ и соответствующие им максимальные достигают $3 \text{ м}^3/\text{сек}$. Средняя глубина воды $H_{\text{ср}} = 0,1 - 0,4 \text{ м}$, максимальная — $H_m = 0,6 \text{ м}$. Уклоны реки меняются от 0,03 до 0,045. Наибольшая ширина реки в паводок — 10—15 м. На всем своем протяжении она имеет очень частые пороги и перепады (рис. 6).

В русле встречаются крупные окатанные камни и валуны определенной формы. Жидкий сток реки формируется в основном в горной зоне бассейна за счет талых вод снегов и ледников.

В нижней зоне происходит вторичное подпитывание реки грунтовыми водами и родниками. Так как водосбор расположен в высокогорном районе, река питается от таяния вечного снега и ледников, поэтому гидрограф реки имеет плавный характер (рис. 5, 2). Лишь при сильных ливнях наблюдаются отдельные пики. Река в межень питается подземными водами, поэтому гидрограф зимнего периода носит сравнительно спокойный характер.

Твердый сток формируется в основном на горном участке реки. На среднем участке из-за уменьшения скоростей потока интенсивно отлагаются наносы, приносимые потоком с верхнего участка.

Кроме того, значительная часть воды, как было указано выше, забирается ирригационными каналами, что также способствует интенсивному отложению наносов. Протекая в каменных отложениях, состоящих из более мелких, чем на горном участке наносов, река частично теряет устойчивость и образует рукава. Наносы в этом случае отлагаются на поворотах. В период больших расходов они транспортируются вниз по течению.

В некоторые годы для реки характерны кратковременные селевые паводки, несущие огромное количество твердого материала.



Рис. 5. Гидрографы рек Акташ (1), Мазарсай (2).

При меженных расходах происходит осветление воды от взвешенных наносов.

Расходы твердого стока не измеряются; поэтому данные о количестве наносов и их фракционном составе неизвестны. В процентном отношении крупных наносов больше, чем мелких.



Рис. 6. Р. Мазарсай.

Кроме указанных рек, мы обследовали горные реки Паркентсай, Алтынбейсай, Коксу, Угам и др., а также их притоки. Паркентсай отличается от других рек большим количеством наносов, в которых много крупных камней и валунов, что свидетельствует о явно селевом характере притоков. На нижних участках река блуждает, пойма ее в некоторых местах достигает 50 м.

У р. Алтынбейсай русло более устойчивое, отложения крупных камней и валунов незначительны.

Коксу протекает в глубинном скалистом ущелье, ширина ее постоянная. Крупное нагромождение камней и валунов отсутствует. Река впадает в Чаткал у Бричмуллы.

Угам на верхнем участке протекает в узком ущелье, значительно расширяясь внизу. В местах слияния притоков реки отмечены отложения крупных камней и валунов.

МЕТОДИКА ИЗМЕРЕНИЯ РАСХОДОВ ВОДЫ И НАНОСОВ

Гидравлические элементы бурного потока и наносные режимы мы изучали на реках Каранкуль (рис. 7) и Акташ в растворах гидрометрических постов. Там построены бассейны для улавливания донных наносов и с целью определения их количества объемным способом через известные промежутки времени и установлены водосливы для точного измерения расхода воды. Бассейны имеют длину 10 м, ширину по дну 5,5 м, откос 1 : 0,25 и глубину 1,5 м.

В зависимости от интенсивности влекомых донных наносов величину расхода воды в реке находили различными методами. Так, расход в $0,90 \text{ м}^3/\text{сек}$ определили с помощью водослива ($b = 1; 5 \text{ м}$), а для расходов $0,10 \text{ м}^3/\text{сек}$ специально устанавливали треугольный водослив внутри трапецеидального. Общий вид опытного бассейна-отстойника показан на рис. 4.

Расходы более $1,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ при помощи водослива измерять трудно, вследствие образования больших скоростей, поэтому в таких случаях обычно пользуются вертушкой. Однако во время паводка поток несет очень много крупных донных и придонных наносов. Скачкообразный характер их движения может вызвать поломку лопастей вертушки при ударе о движущиеся камни. Поэтому расходы в $1,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ необходимо измерять электроизмерительным гидрологическим прибором ИРВ-52, разработанным ГГИ для горных рек с бурным течением в русле, загроможденном камнями.

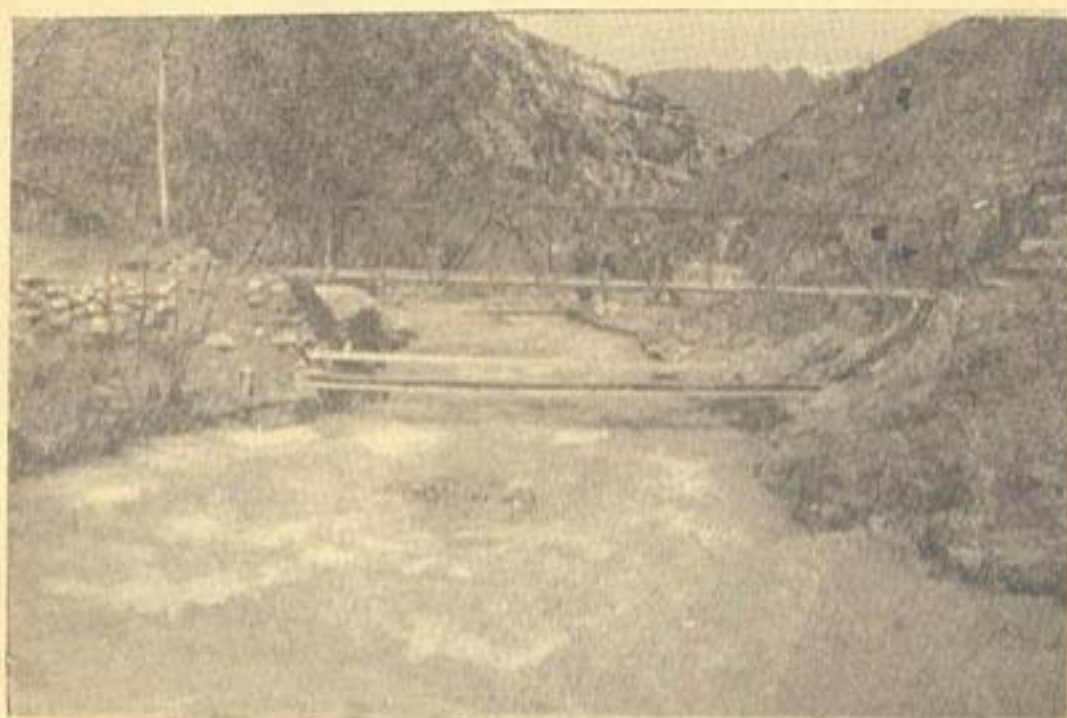


Рис. 7. Опорный пост на р. Каранкуль.

Принцип действия прибора основан на определении степени разжижения раствора поваренной соли, вводимого в измеряемый поток (способ смешения).

Оценка концентрации ионов соли производится по электропроводности непосредственно в потоке без отбора проб воды. На каждый кубический метр воды расходуется около $1,6 \div 2,0 \text{ кг}$ соли. Точность прибора — $\pm 5\%$. Сопоставление измерений, полученных указанным прибором и водосливом, дает незначительное, практически допустимое расхождение в величинах расхода.

В полевых условиях мы измеряли:

- 1) количество транспортируемых потоком влекомых по дну наносов и их фракционный состав;
- 2) скорости потока в нескольких створах по вертикали через 10 см , используя трубки Пито;
- 3) поперечные и продольные профили дна с помощью профилографа, причем его стержни снимали отметки дна через каждые $1-2 \text{ см}$ для определения размеров выступов шероховатости;
- 4) гидравлические элементы потока — ширину (B), глубину ($H_{\text{ср}}$), среднюю и максимальную скорости (v) и уклон водной поверхности (i).

При изучении режима естественных потоков выбирали такие участки, где в русле наблюдалось установившееся движение потока. Так, в 1957 г. на Каранкуле это был прямолинейный участок длиной около 20 м , который разбили на восемь поперечников.

Режим наносов Каранкуля в 1958 г. мы исследовали на двух створах. Один из них — створ УГМС, на 50 м выше него был расположен второй створ.

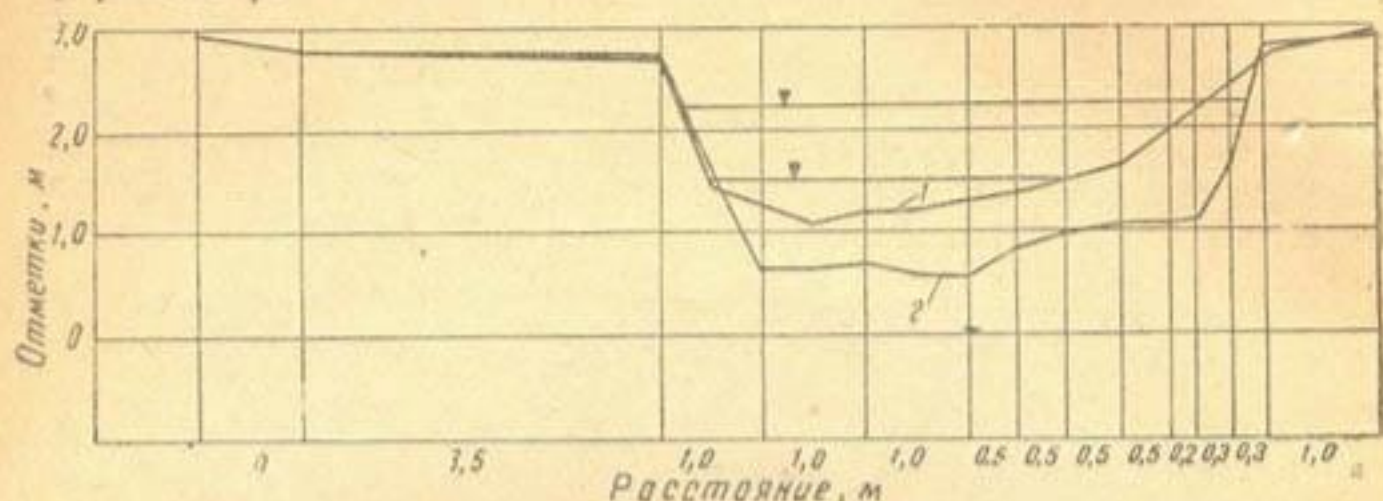


Рис. 8. Совмещенный поперечный профиль опорного поста р. Каранкуль до и после паводка, $Q_{\max} = 23,7 \text{ м}^3/\text{сек.}$



Рис. 9. Характер протекания паводка на исследуемом участке.

Участок русла дооборудовали еще тремя водомерными рейками. Одна установлена у второго створа, вторая — между вторым и первым, третья — в 16 м ниже первого створа.

В селевой паводок в 1959 г. сильно деформировалось русло и разрушился бассейн. При этом расход воды $Q = 23,7 \text{ м}^3/\text{сек.}$, $W = 7,02 \text{ м}^2$, $v = 3,38 \text{ м/сек.}$ Деформация русла показана на совмещенных поперечных профилях (рис. 8), а на рис. 9—10 отражено состояние бассейна в момент прохождения паводка и его разрушение в паводок.

В р. Акташ выше створа УГМС, ниже впадения р. Аюксай, были установлены три створа, как и на Мазарсае. Кроме этого, в каждой реке проводились измерения и на створах УГМС.

Расход наносов определяли объемным способом в бассейне следующим образом.

Во время паводков при расходе воды $0,95 \div 1,5 \text{ м}^3/\text{сек}$ бассейн полностью наполняется наносами за 30—50 мин.

Величину расхода воды устанавливали прибором ИРВ-52, и на опорных постах измеряли гидравлические элементы потока.



Рис. 10. Опытный участок русла после паводка.

Среднюю толщину паводковых отложений определяли в бассейне тщательной нивелировкой по десяти поперечникам. Средняя площадь слоя наносов известна, так как заданы размеры бассейна-отстойника.

Находим объем отложившихся наносов (м^3) за время t :

$$w_g = w_{\text{ср}} \cdot h_{\text{ср}} \quad (1)$$

Расход наносов (г/сек) —

$$g_g = 11,58 \gamma_H \frac{w_g}{t} \text{ при } Q \leq 1,0 \text{ м}^3/\text{сек} \quad (2)$$

и

$$g_g = 16666 \gamma_H \frac{w_g}{t} \text{ при } Q \geq 1,0 \text{ м}^3/\text{сек}, \quad (2^1)$$

где t — время поступления наносов в бассейн, сутки;

t' — время наполнения бассейна, мин.;

$w_{\text{ср}}$ — средняя площадь занесенного бассейна;

$h_{\text{ср}}$ — средняя толщина отложений.

Удельное содержание влекомых наносов (г/м^3) устанавливали по отношению

$$\rho_g = \frac{g_g}{Q} \quad (3)$$

Наибольший расход воды, при котором определили количество наносов, составляет $2,4 \text{ м}^3/\text{сек}$, что значительно меньше замеренного паводкового расхода Каранкуля ($4 \text{ м}^3/\text{сек}$).

Объемный вес наносов (m/m^3) в полевых условиях

$$\gamma_n = \frac{g_g}{w_g} \cong 1,8. \quad (4)$$

Кривая зависимости донных наносов от расходов воды приведена на рис. 11.

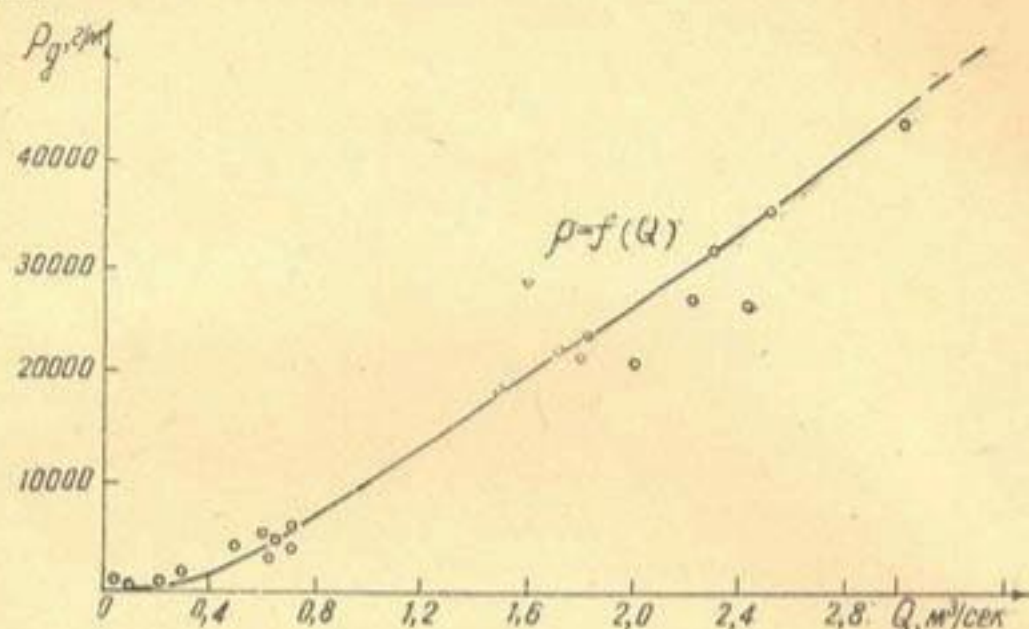


Рис. 11. Кривая зависимости донных наносов от расходов воды.

Для характеристики средней крупности смеси наносов средний диаметр частиц вычислили по формуле

$$d_{cp} = \sum \frac{\Pi_i d_i}{100}, \quad (5)$$

где Π_i — процентное содержание (по весу) фракции;
 d_i — средняя арифметическая крупность фракции.

По взятым пробам для соответствующих расходов воды и наносов (табл. 2) строили кривые гранулометрического состава наносов (рис. 12).

Таблица 2

Номер кривой	Дата	Q, м ³ /сек	G, г/сек	l	Диаметр, мм	
					d_{cp}	d_{max}
1	24.III	1,80	41600	0,035	48,0	315,0
2	28.III	1,10	26100	0,036	41,0	200,0
3	14.IV	1,47	28600	0,029/0,03	37,0	300,0
4	16.IV	2,30	74510	0,040	48,0	350,0
5	19.IV	1,70	37400	0,035	46,0	300,0
6	21.IV	1,56	45000	0,023	45,0	220,0
7	24.IV	2,75	—	0,041	55,0	450,0
8	2.V	2,40	56400	0,039	50,0	400,0
9	4.V	1,800	39500	—	42,0	300,0
10	13.V	2,070	41100	0,028	50,0	320

Точка пересечения прямой с кривой гранулометрического состава дает величину среднего диаметра, которая по формуле (5) и графику имеет сходное значение, соответствующее 60—70-процентному содержанию состава наносов.

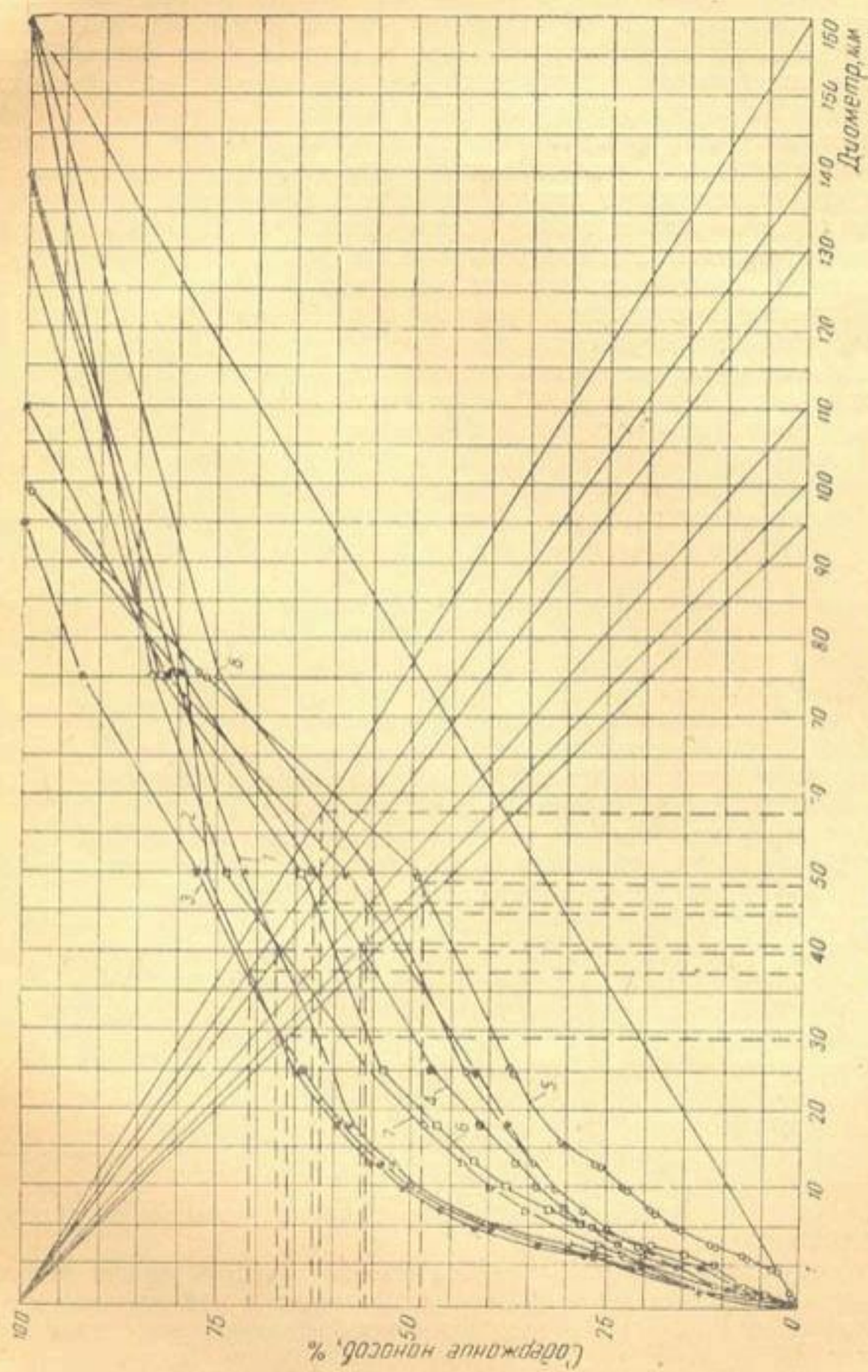


Рис. 12. Кривые механических составов проб наносов.

НАНОСНЫЙ РЕЖИМ

Твердый сток на горном участке формируется под действием метеорологических, рельефных, почвенно-геологических и других факторов. Каждый из них в различное время и для разных речных бассейнов играет решающую роль в образовании твердого стока (его величины).

Сложность местности создает чрезвычайно большое разнообразие в режиме твердого стока и трудность в установлении связей между твердым стоком и его формирующими факторами.

Анализ натуральных материалов показывает неодинаковое процентное соотношение донных и взвешенных наносов от общего стока наносов и воды, что подтверждает многообразие режимов твердых стоков для различных рек в разных геоморфологических условиях и изменение режимов по участкам. Несмотря на большие уклоны и огромную транспортирующую способность горных рек Средней Азии, фактическая мутность потока и количество проносимых рекой донных наносов невелики. Это объясняется устойчивостью горных участков рек против размыва, так как русла их крепко сложены из крупных обломочных материалов и поступление в реки наносов извне ограничено особенностями геоморфологического строения бассейнов рек.

Как показали наблюдения, сток наносов горных рек Каранкуль и Акташ в течение года распределяется весьма неравномерно: основная масса наносов транспортируется весной (март, апрель, май). За этот период количество наносов составляет примерно 85% годового стока (рис. 15).

Среднесуточный график расхода наносов в зависимости от величины расхода воды для Каранкуля приведен на рис. 13, из которого видно, что движению донных наносов соответствует расход воды примерно 180—200 л/сек.

На рис. 14. показаны гидрографы изменения расходов воды и наносов за 1958 г. Обращает на себя внимание их одинаковый характер, а также одновременное наступление максимальных величин.

Среднемесячная насыщенность за осенне-зимний период составляет 40 г/м³; во время паводка она увеличивается до 32500 г/м³.

Такой резкий характер изменения удельного содержания, а следовательно, мутности обуславливается тем, что в холодный период продукты выветривания с поверхности водосбора в русло почти не поступают вследствие отсутствия поверхностного стока. Характерно, что мутность воды в Каранкуле в марте, апреле и мае возрастает соответственно увеличению жидкого расхода. После прохождения пика паводка уменьшение расхода воды сопровождается быстрым осветлением воды, в результате чего при одинаковых расходах мутность воды в период подъема уровней больше, чем в период спада.

В дни выпадения осадков мутность воды в реке превышает мутность в погожие дни в несколько раз, хотя расходы воды близки. Это происходит потому, что в условиях горных рек основной источник пополнения стока наносов — продукты выветривания, смытые со склонов бассейна поверхностным стоком.

При отсутствии сведений о стоке влекомых наносов можно использовать кривую среднемесячного гидрографа воды и наносов для предварительного определения расхода донных наносов рек, сходных с р. Каранкуль.

Необходимо обратить внимание на то, что содержание наносов в воде меняется непропорционально изменению расхода воды в реке. Поэтому при вычислении расхода наносов и построении графика использование данных среднедекадных и среднесуточных расходов

приводит к ошибкам. Величины расхода наносов можно вычислять лишь на основе разовых наблюдений за расходами воды в реке. Однако наиболее удовлетворительные результаты получаются при использовании связи между удельным содержанием донных наносов и расходом воды.

$$p_g = 10,82 \cdot Q^{1,3}. \quad (6)$$

Эти числовые данные постоянны для р. Каранкуль.

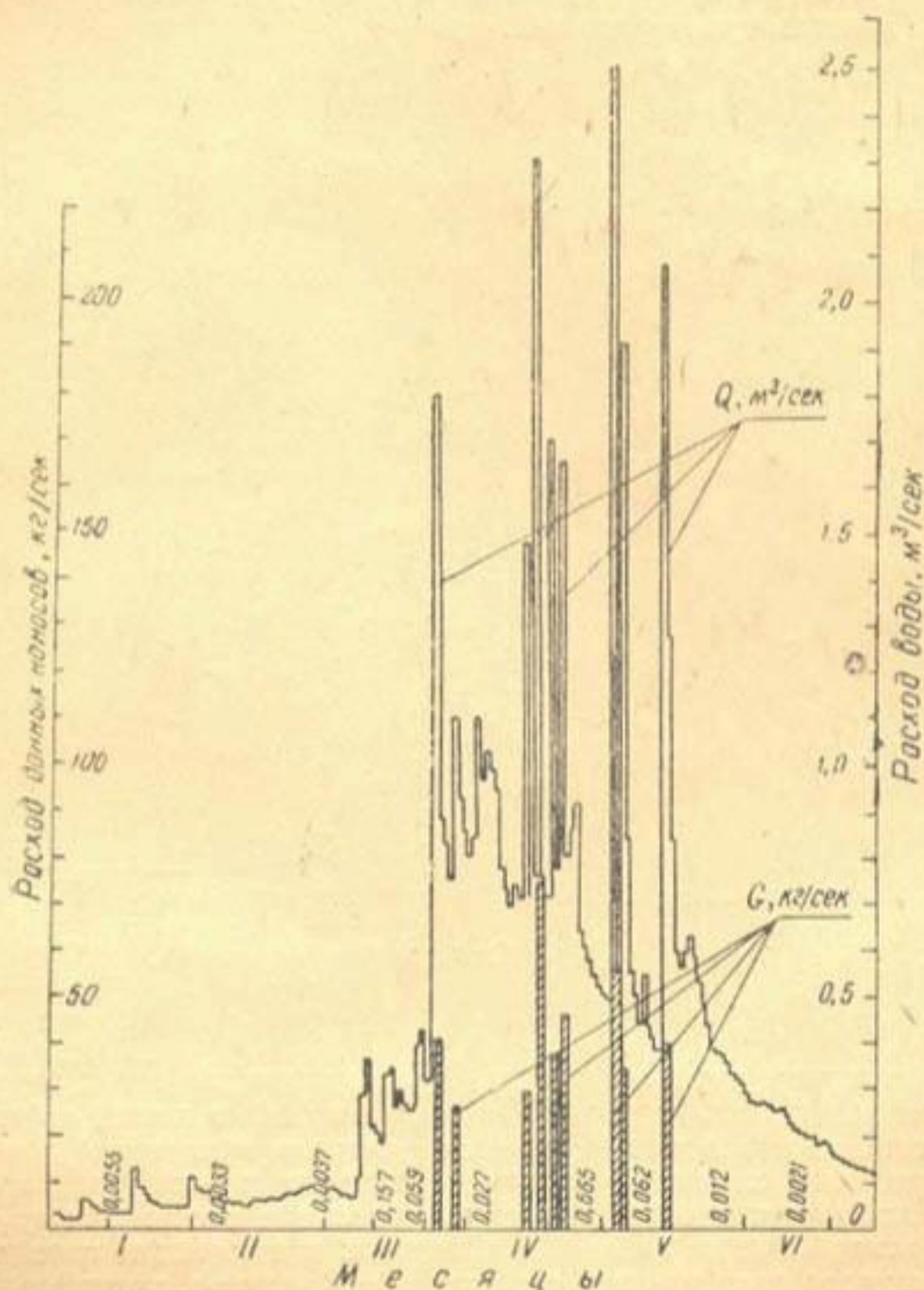


Рис. 13. Среднесуточный график расхода воды и донных наносов.

На предгорном участке из-за уменьшения уклонов и, следовательно, скоростей потока отлагаются более крупные фракции донных наносов, проносимые потоком с верхних участков. Интенсивный характер отложений наносов объясняется также тем, что в период вегетации, когда в связи с паводком отмечены особенно обильные наносы, вода часто забирается для ирригационных целей.

Во многих случаях предельное насыщение потока наносами не соответствует транспортирующей способности потока рассматриваемых участков рек.

Разнообразие условий формирования и режима твердого стока рек не позволяет составить обобщающую связь между твердым стоком и гидравлическими элементами потока, а полученные формулы подсчета расхода наносов годны только для каждой отдельной реки. Получение надежной зависимости расхода наносов горных рек еще сложнее. Расчетные формулы для наносов, полученные на основе лабораторных экспериментов, не отражают обетановку натуры, поэтому они и неприемлемы в инженерных расчетах.

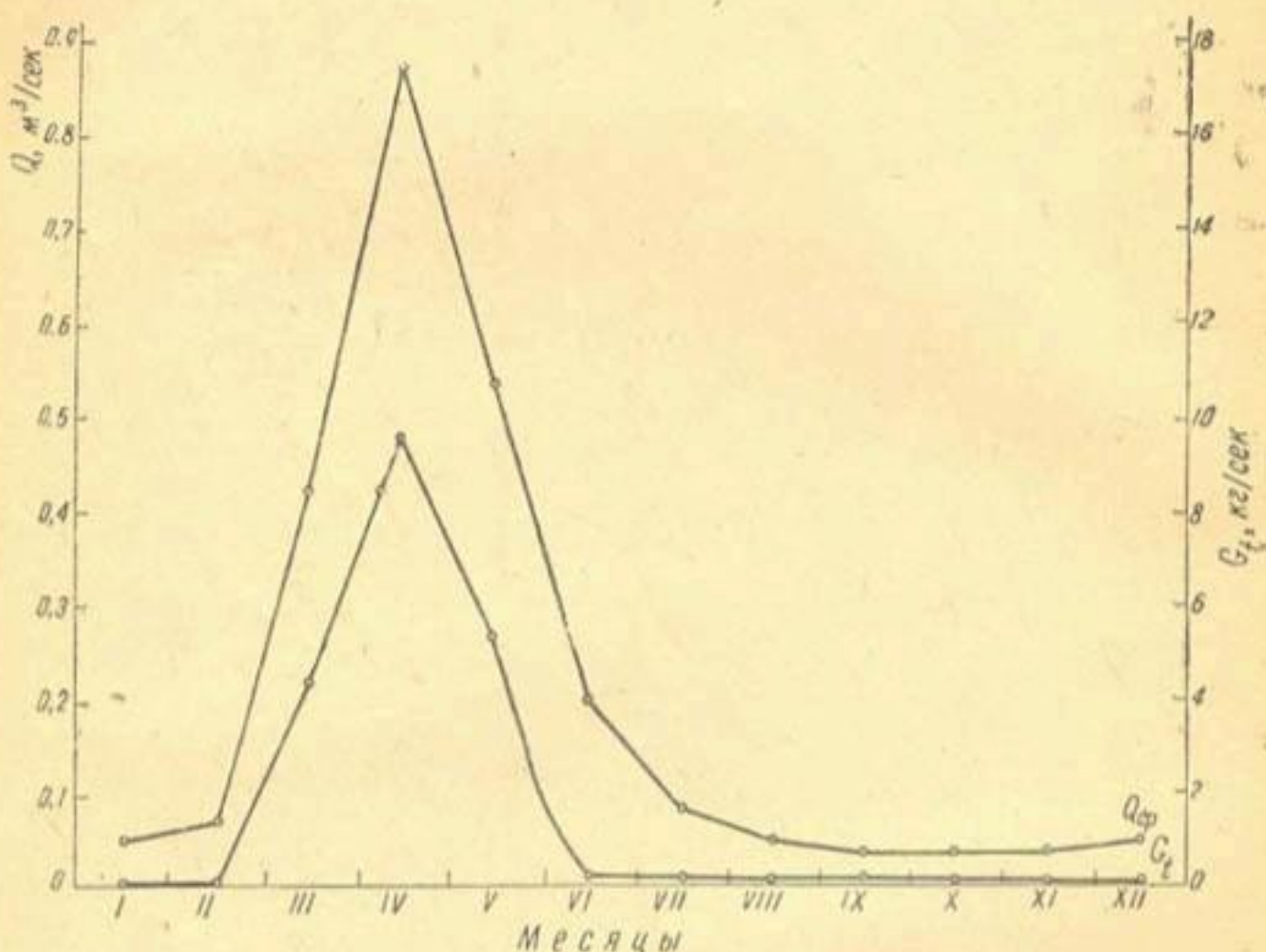


Рис. 14. График среднемесячного расхода воды и донных наносов.

На верхних участках рек с бурным течением поток взвешивает большое количество крупных наносов; некоторые камни выскакивают выше поверхности воды. Вследствие резкого изменения мгновенных пульсационных скоростей отдельные твердые частицы захватываются со дна потоком и переносятся на значительные расстояния по течению на небольшой высоте от дна, а в паводок в придонном слое и по дну перемещаются крупные наносы вплоть до валунов значительных размеров, которые, как показали наблюдения, передвигаются скачкообразно. Влекомые наносы, отделившись от дна, через определенное расстояние снова падают до следующей благоприятной кинематической обстановки для их подъема. Более тяжелые частицы совершают короткие и невысокие скачки, а более мелкие поднимаются в самую толщу потока.

Во время паводка резко возрастает скорость потока. Характерно, что в начале паводка движутся более мелкие наносы ($d=1-10$ мм);

с возрастанием расхода воды увеличивается скорость потока, усиливается его транспортирующая способность и потоком переносятся крупные наносы диаметром до 0,50 м.

ВОДНЫЙ РЕЖИМ

В паводок гидравлические элементы бурного потока имеют определенные значения, тогда как в межень из-за невозможности правильного измерения размеров потока трудно получить величину средних гидравлических элементов его.

Таблица 3

Дата	Q , м ³ /сек	w , м ²	$v_{ср}$, м ³ /сек	v_{max} , м ³ /сек	B , м	$h_{ср}$, м	h_{max} , м	I	$F_{гср}$	$F_{гmax}$
Джебоглысу, 1947 г.										
21.IV	4,35	3,08	1,41	2,26	9,5	0,32	0,46	0,034	0,634	1,130
15.V	5,38	3,29	1,64	2,45	9,5	0,35	0,46	0,036	0,780	1,333
16.V	10,7	4,77	2,24	2,81	9,5	0,50	0,56	0,034	1,020	1,440
20.VII	5,35	3,48	1,54	2,57	9,5	0,37	0,52	0,037	0,653	1,290
Джебоглысу, 1953 г.										
10.V	8,50	4,38	1,94	3,16	8,9	0,50	0,58	—	0,767	1,69
3.VI	7,82	4,43	1,77	3,33	8,8	0,50	0,65	0,020	0,637	1,584
Акташ, 1953 г.										
4.III	3,38	2,07	1,63	2,10	4,5	0,46	0,53	0,026	0,590	0,848
4.III	6,60	2,93	2,25	2,74	4,7	0,62	0,75	0,038	0,830	1,02
22.III	7,11	3,03	2,35	2,97	4,7	0,67	0,85	0,046	0,880	1,05
Паркентсай, 1953 г.										
5.V	17,0	6,4	2,66	4,00	14,5	0,44	1,04	—	1,75	1,73
	14,7	6,04	2,43	3,33	14,4	0,42	1,01	—	1,44	1,19
	12,9	5,08	2,54	4,00	14,4	0,35	0,94	—	1,59	1,92
	10,20	4,45	2,29	3,33	14,3	0,31	0,88	—	1,81	1,43
Мазарсай, 1953 г.										
5.V	2,62	1,37	1,91	2,94	3,5	0,39	0,50	0,035	1,005	1,93
6.V	2,14	1,14	1,88	2,88	3,5	0,33	0,44	0,035	1,21	2,11
15.V	1,72	1,15	1,50	2,17	3,5	6,33	0,49	0,037	0,77	1,075
Каранкуль, 1958 г.										
10.V	0,45	0,425	1,06	1,90	2,68	0,159	0,275	0,037	0,714	1,339
19.IV	0,550	0,490	1,13	2,10	2,90	0,169	0,290	0,039	0,707	1,413
18.V	0,635	0,560	1,13	2,60	3,50	0,160	0,250	0,037	0,815	2,750
22.IV	0,840	0,620	1,36	2,20	2,55	0,243	0,410	0,038	0,776	1,206
15.IV	0,960	0,635	1,51	2,60	2,45	0,259	0,380	0,038	0,897	1,820

При анализе материалов УГМС мы дополнительно изучили прилегающие к существующим гидрометрическим створам участки русла. Для оценки гидравлического режима рек подсчитали число Фруда, характеризующее кинетичность потока на горных участках в паводок. Эта величина для средней глубины по сечению и стрежневой глубины имеет равное значение (табл. 3):

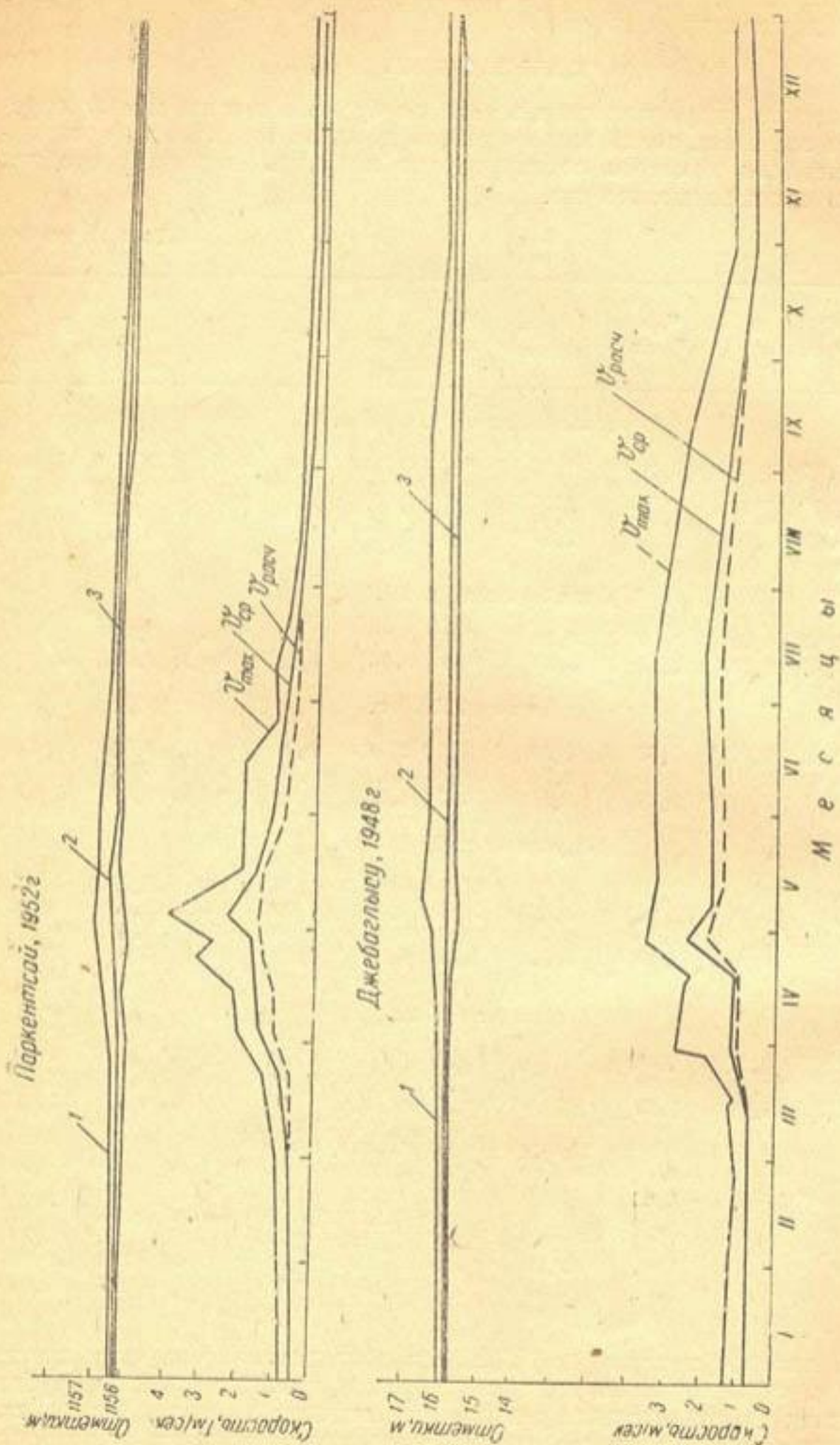


Рис. 15. Графики изменения средней, максимальной и расчетной скоростей потока, а также степень деформации для с увеличением расходов воды.

$$Fr_{cp} = \frac{v_{cp}^2}{v \cdot h_{cp}}; \quad Fr_{max} = \frac{v_{max}^2}{gh_{max}} \text{ и выше,}$$

что объясняется значительно меньшей шероховатостью в стрежневой части потока за счет движения наносов, так как более мелкие фракции наносов со стрежневой части заполняют и выглаживают промежутки между крупными наносами (каменьями).

Все это увеличивает скорости потока в русле. Спад паводка сопровождается вымыванием, увлечением потоком мелких донных наносов и усилением относительной шероховатости дна.

Описанное явление отражено на рис. 15, где для различных рек показано изменение средней и максимальной скоростей потока во времени, а также средняя скорость, подсчитанная по обычной формуле гидравлики при заданной величине n по шкале шероховатости.

На тех же графиках показана степень деформации дна с увеличением расходов.

Анализ проведенных кривых показывает, что при нарастании паводка до определенной величины дно не размывается и уровень воды поднимается вверх. В это время река несет такое количество наносов, которое отвечает транспортирующей способности потока. Дальнейшее нарастание расхода размывает русло. Ход нарастания паводка опережает ход мутности, так как поток, имея избыток энергии, размывает дно для полного использования своей транспортирующей способности.

При спаде паводка с уменьшением транспортирующей способности потока дно нарастает.

На горных реках сильной деформации не наблюдается из-за устойчивости ложа реки, обычно сложенного крупными обломочными материалами и камнями.

Как показали наблюдения 1959 г. (рис. 8—10), такое русло деформируется только при больших внезапных паводках, избытке влекущей силы потока, которая могла бы перемещать камни и валуны, слагающие дно горной реки. В этом случае особо важное значение имеет правильное установление величины и размеров руслоформирующего расхода и объема наносов.

В заключение отметим, что коэффициент Шези C (или шероховатости n), иначе говоря сопротивление русла при движении потока в зависимости от гидрографа реки, изменяется в значительных пределах, которые должны быть учтены в инженерных расчетах по деформации русел рек.

ЛИТЕРАТУРА

1. Великанов М. А. Движение наносов, М., Речиздат, 1948.
2. Умаров А. Ю. Наносный режим р. Каракуль, В сб.: «Вопросы энергетики, гидротехники и горного дела», АН УзССР, 1961.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	5
А. З. Захидов. Об энергетической эффективности Чарвакской ГЭС	6
Р. Р. Абдураупов. К вопросу расчета прорывной волны по сухому руслу	9
В. Е. Тузов. Некоторые результаты полевых исследований деформации русла приустьевых участков р. Вахш	15
А. М. Мухамедов, А. В. Бочарин. О плотных потоках в условиях Нурекского водохранилища	21
М. Б. Селяметов, Б. Г. Маллаев. Результаты модельных исследований промывов отложений верхнего бьефа средненапорного гидроузла	25
Х. А. Ирмухамедов. О процессе вовлечения наносов в турбинные водоводы средненапорной ГЭС с послонной схемой водозабора	45
В. А. Скрыльников. О некоторых упрощенных методах расчета заиления подпертых бьефов гидроузлов	58
Э. М. Пилосов, Г. А. Цой. Некоторые результаты полевых исследований заиления Кайраккумского водохранилища и общего размыва русла в нижнем бьефе плотины	68
Н. Н. Сурова. Методика исследования модели участка русла Аму-Дарьи в районе проектируемого Тахнаташского водозабора гидроузла	74
Н. Н. Сурова. К вопросу прогноза величины местного размыва за крупными гидроузлами на равнинных реках	83
Ю. М. Нурмухамедов. Некоторые предварительные результаты лабораторных исследований последовательного двухстороннего водозабора	91
Б. Е. Милькис, М. С. Саатов. Радиационный баланс Каттакурганского водохранилища	99
Б. Е. Милькис, Л. П. Могильников. Величина испарения с поверхности грунта, обнаженной в период сработки водохранилища	104
М. П. Мухтаров. К вопросу изучения аэрации потоков	115
Ю. М. Кузьминов. Равноустойчивое поперечное сечение русла	118
А. М. Мухамедов, А. Ю. Умаров. К исследованию режима потока и движения наносов на горных участках рек	124