ISSN 0131—1905

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

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

РАЗВИТИЕ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ РУСЛОВОЙ ГИДРОТЕХНИКИ В СРЕДНЕЙ АЗИИ

Сборник научных трудов

Ташкент — 1984

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

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

РАЗВИТИЕ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ РУСЛОВОЙ ГИДРОТЕХНИКИ В СРЕДНЕЙ АЗИИ

(посвящается 80-летию С. Т. Алтунина)

Сборник научных трудов

Ташкент — 1984

УДК 626/627+532

Развитие исследований в области гидротехники в Средней Азии

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1984, 210 с.

В сборнике на основе научных и опытно-производственных работ рассматривается развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии

Редакционная коллегия:

Духовный (гл.редактор), Кадыров А.А. (зам.редактора), Ирмухамедов Х.А.Абдураупов Р.Р., Мухамедов А.М., Пулатов А.Г., Шапошникова Т.М.

(С) Среднеазиатский научно-исследовательский институт ирригации им. Б.Д.Журина (САНИИРИ), 1984

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

ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ И СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО РУСЛОВОЙ ГИДРОТЕХНИКЕ В СРЕДНЕЙ АЗИИ

(К 80-летию со дня рождения С.Т.Алтунина)

Степан Титович Алтунин (1904-1959 гг.) внес значительный вклад в развитие теории и практики русловой гидротехники в Средней Азии по подготовке научных и инженерных кадров в Узбекистане.

Его жизненный путь был тесно связан с производством, с деятельностью проектных, эксплуатационных и водохозяйственных организаций. Научные труды С.Т.Алтунина служили и служат методическими пособиями по проектированию берегозащитных и руслорегулировочных сооружений, а также при компоновке водозаборных гидроузлов на реках.

Степан Титович Алтунин родился в 1904 г. в семье крестьянина в деревне Алтунино, Шенталинской волости, Самарской губернии. Окончив рабочий факультет в г.Самаре (ныне Куйбышев), С.Т.Алтунин в 1927г. поступил в Московский институт инженеров водного хозяйства. После окончания института в 1931 г. Степан Титович как отличник учебы был оставлен для подготовки к научной работе в аспирантуре при ВНИИГиМе. Учебу в аспирантуре Степан Титович умело сочетал с производственной деятельностью: работал прорабом на строительстве Гизельдонской ГЭС.

В 1933 г. С.Т.Алтунин защитил кандидатскую диссертацию на тему "Струенаправляющие дамбы мостовых переходов". С 1934 по 1942 год он работал в Среднеазиатском научно-исследовательском институте ирригации старшим научным сотрудником, руководителем группы регулирования рек и заместителем заведующего гидротехнической лабораторией. В САНИИРИ С.Т.Алтуниным были проведены крупные исследования по режиму донных наносов и борьбе с ними методом поперечной циркуляции, а также по борьбе с разрушительным действием паводков.

К первым систематическим и комплексным исследованиям по деформации русла относятся работы, начатые, примерно, в середи-

не 30-х годов. В это время группа ученых во главе с профессором М.В.Потаповым - учителем и наставником С.Т.Алтунина - приступила к широкому изучению явления поперечной циркуляции как метода регулирования водного потока и к разработке рациональных типов и размеров берегозащитных и регулировочных сооружений для рек с легкоподвижным руслом. Активное участие в этих разработках принимал С.Т.Алтунин.

Были проведены лабораторные и производственные исследования берегозащитных сооружений, в том числе изучались плавучие сетчатые заилители С.Т.Алтунина, сквозные и сплошные конструкции, струенаправляющие щиты М.В.Потапова и другие; разработана методика их расчета и проектирования.

В 1937-1941 гг. проводились грандиозные работы по борьбе с дейгишем, угрожавшим городу Турткуль (ККАССР), расположенному на правом берегу Амударьи, а также берегозащитные работы на реках Сырдарья, Сурхандарья и Карадарья.

Обобщением полученных материалов явились две монографии С.Т.Алтунина: "Защита берегов от размыва" (1939 г.) и "Выправительные, защитные регулировочные сооружения на реках" (1947 г.). В работах приведены плановая компоновка берегозащитных и руслорегулировочных сооружений.

Одним из основных вопросов при проектировании берегозащитных сооружений является определение глубины местного размыва. Исследованиями впервые было установлено, что глубину местного размыва у берегозащитных сооружений можно определить по формуле

$$H_p = CH_o \quad , \qquad (1)$$

где H_o - глубина воды до размыва;

C - коэффициент размыва.

Для определения значений C составлены таблицы, учитывающие длину шпоры, заложение напорного откоса, угол атаки потоком и др.

В 1939-1940 гг. С.Т.Алтунин принимал активное участие в строительстве Большого Ферганского и Ташкентского каналов.

С 1944 г. Степан Титович работает в Институте энергетики Академии наук Узбекистана старшим научным сотрудником, а затем руководителем гидротехнического сектора. После реорганизации

этого института в Институт сооружений, а затем в Институт водных проблем и гидротехники Степан Титович до последних дней своей жизни (декабрь 1959 г.) руководит в нем лабораторией регулирования русел рек.

Последующая деятельность С.Т.Алтунина по изучению русловых процессов и разработке методов их прогнозирования, а также по расчету элементов русел рек относится к послевоенному периоду. В 1947 г. ему присвоено почетное звание "Заслуженный ирригатор УзССР".

В 1948 г. С.Т.Алтунин защитил докторскую диссертацию и в 1949 г. ему присвоено ученое звание профессора.

Изучая поперечную циркуляцию в изогнутых руслах, С.Т.Алтунин на основе натурных и модельных исследований предложил формулы для построения устойчивой излучины (меандры) и определения средней и максимальной глубины на кривой.

Развивая идеи Дж.Ласея и В.Г.Глушкова, путем обработки данных гидрометрических створов он получил две формулы для определения ширины устойчивого русла:

$$B = A\,\frac{Q_p^{0.5}}{J^{0.2}}\,, \qquad (2)$$

$$B^m = KH\,, \qquad (3)$$

где Q_p – расчетный руслоформирующий расход (расход паводка с 3–10 ной обеспеченностью);

J – уклон русла;

H – средняя глубина русла.

Значения параметров A, K и m, полученные С.Т.Алтуниным, осреднены для горных, предгорных и равнинных участков нижнего течения рек (согласно предложенной им гидротехнической классификации участков рек).

Формулы С.Т.Алтунина явились важным вкладом в развитие теории устойчивости речных русел. Ширина формирующегося русла определяется расходом воды, но не должна превышать устанавливаемую формулой (1); в противном случае поток разделяется на рукава.

Уклон, обеспечивающий протекание заданного расхода воды при заданных условиях перемещения наносов без разделения на ру-

кава, назван автором уклоном устойчивого протекания. Как показывают полученные им формулы, он уменьшается с увеличением расхода воды и увеличивается с повышением скорости течения или нагрузки потока наносами. Меандрирование, уменьшая уклон по стрежню реки, приближает его к уклону устойчивого протекания. Наиболее близок к этому уклон плесовых участков, чем объясняется большая устойчивость русла плессов по сравнению с перекатами.

Таким образом, теория формирования русел рек, выведенная С.Т.Алтуниным совместно с его соратником И.А.Бузуновым, объясняет образование многорукавных и меандрических русел.

Вопросами исследований того периода были – эксплуатация русловых участков[x], русловые процессы и шуго-ледяной режим.

В 1947 г. начала свою работу экспедиция Института энергетики АН УзССР на Фархадском гидроузле и далее на Кайраккумском водохранилище, где в течение последующих 10 лет под руководством С.Т.Алтунина изучались вопросы заиления водохранилищ, местный размыв за плотиной, общий размыв русла на большом протяжении и зимний режим на гидроузле.

Проведены натурные исследования с целью изучения переформирования русел верхнего и нижнего бьефов Первомайской плотины на р.Зарафшан, Газалкентского гидроузла на р.Чирчик, Кампырраватского и Куйганьярского гидроузлов на р.Карадарья (1945–1947 гг.).

Основной обобщающей работой того времени была монография "Регулирование русел рек при водозаборе" (М., Сельхозгиз, 1950), написанная на основе материалов исследований предыдущих лет. В ней излагаются новые принципы компоновки водозаборных сооружений для ирригации и гидроэнергетики; анализируются обычные для каждого узла явления – занесение верхнего бьефа наносами, размывы (первый период работы) в нижнем бьефе, блуждание русла и деление его на рукава, подмыв дамб и других сооружений, занесение головных участков отводящих каналов наносами или, наоборот, их размыв, отложение в последующие периоды наносов в нижнем бьефе и подъем дна наносными отложениями.

---

[x] За разработку и внедрение в строительстве новых принципов регулировки русел при водозаборе С.Т.Алтунин был удостоен в 1952 г. звания лауреата Государственной премии СССР.

В монографии установлен ряд положений, представляющих научный и производственный интерес. Эти положения включают:

- гидротехническую классификацию рек с разделением их, применительно к условиям Средней Азии, на четыре основных типа (горные, предгорные, равнинные и нижнего течения рек);

- расчетные зависимости между элементами устойчивого русла, которые используются при назначении ширины подводящего и отводящего русел при водозаборе и при моделировании их в лаборатории;

- зависимости по определению шага меандры и предельных радиусов кривизны от ширины реки, а также между средней и максимальной глубиной в изогнутых участках;

- количественные зависимости для оценки и прогноза процессов формирования русла в верхнем и нижнем бьефах подпорных сооружений;

- принципы компоновки и методы технической эксплуатации существующих и вновь проектируемых водозаборных и выправительных сооружений.

В рекомендациях при компоновке водозаборных узлов и назначении выправительных работ даются основы и принципы применения струенаправляющих дамб, учет и использование поперечных (циркуляционных) течений с организацией их путем изгиба потока при помощи струенаправляющих дамб или системы шпор, использования принципа горизонтального расслоения потока-перехвата и отвода придонных слоев донными сбросными отверстиями.

Возможность использования рекомендуемых приемов с применением эксплуатационных мероприятий указывает на разнообразие типов водозаборных узлов, рациональных для тех или иных местных условий.

К числу обобщений результатов исследований и опыта также относится разработка предложений по защитным сооружениям на реках (Алтунин С.Т., Бузунов И.А. - "Защитные сооружения на реках", М., Сельхозгиз,1953). Освещаются вопросы режима рек и причины их блуждания, предлагаются методы расчета русел рек и берегоукрепительных сооружений, даются конструкции защитных сооружений и предлагаются мероприятия по борьбе с наводнениями (в частности, на р.Амударье). Рекомендуемые методы расчета ру-

сел и выправительных сооружений нашли практическое применение при регулировании рек для ирригации и гидроэнергетики в различных районах нашей страны.

В последующей работе тех же авторов по исследованию вопросов формирования и расчета русел рек у водозаборных узлов метод расчета русел получил дальнейшее развитие. С его помощью можно производить: определение элементов устойчивых русел в бытовых условиях на плесах, элементов русла и выправительных сооружений в бьефах плотины с учетом занесения его и размыва; расчет занесения русла в верхнем бьефе водозаборного узла по периодам формирования, размыва русла и снижения горизонта воды в нижнем бьефе плотины при сбросе потока, не нагруженного донными наносами, а также занесения русла в нижнем бьефе плотины при сбросе потока, перегруженного донными наносами (при большом проценте водозабора); определение срока службы водозаборного узла - занесение его донными наносами.

Для обеспечения нормальной работы водозаборной плотины необходимо регулировать русло в верхнем бьефе, сужать его до устойчивой ширины, которая может быть определена по формулам (2) и (3) С.Т.Алтунина. Суженное зарегулированное русло необходимо также в нижнем бьефе для наибольшего удаления от узла наносов, образующихся в процессе занесения бьефа.

С.Т.Алтунин впервые предложил метод прогноза процесса переформирования бьефов, который использовался при составлении проектов гидроузлов. Для приближенных расчетов процесса переформирования русел он дал следующие формулы:

$$l = K_1 \frac{H}{J_{ср}} \quad , \qquad (4)$$

$$J_р = K_р J_{ср} \quad , \qquad (5)$$

$$J_з = K_з J_{ср} \quad ; \qquad (6)$$

где l - длина кривой подпора в верхнем бьефе; H - подпор на гидроузле; $J_{ср}$ - средний уклон бытового русла на участке гидроузла; $J_р$ и $J_з$ - уклоны в створе рисбермы при общем размыве и занесении нижнего бьефа; K_1, $K_р$ и $K_з$ - опытные коэффициенты.

В начале 50-х годов С.Т.Алтунин и И.А.Бузунов предложили

более точную методику прогнозных расчетов по определению отметок уровней и дна по длине участков занесения и размыва. В основу этой методики положено предположение, что в процессе переформирования в бьефах формируется устойчивое русло шириной, определяемой формулой (2), при среднем расходе половодья (для нижнего бьефа – за вычетом водозабора) и уклоном, определяемым условиями транзита наносов.

Кроме того, авторами введено допущение, что кривая подпора на участке занесения, а также спада на участке размыва могут быть описаны параболой. Это позволяет определить длину подпора или спада при известных подпоре или снижении уровня и уклоне водной поверхности на начальном и конечном створах. Эти уклоны вычисляются, как уклоны устойчивого протекания при среднем расходе половодья, исходя из условий движения наносов. По вычисленным уклонам для расчетных створов можно определить глубину и ширину устойчивого русла, а также годовой сток наносов.

Сложность гидравлических и русловых процессов в реках, возникающих под воздействием гидротехнических сооружений, привела к тому, что в практике проектирования водозаборных узлов сооружений и регулирования русел необходимо, как правило, проведение лабораторных исследований на модели сооружения с прилегающим к нему участком русла реки.

Если такое моделирование для условий проектируемых сооружений на горных и предгорных участках рек возможно без искажения плановых и высотных масштабов, где русло сложено из крупных галечниковых материалов, то моделирование гидротехнических сооружений и русла реки на равнинных участках с мелкопесчаными наносами оказалось гораздо сложнее.

В этом отношении оказалась плодотворной разработанная С.Т. Алтуниным совместно с И.Я.Орловым методика искаженного моделирования с учетом вышеприведенной морфометрической зависимости (3). При этом весьма существенен вопрос о выборе крупности модельных наносов, которые должны обладать подвижностью, подобной натуре. Установлено, что движение донных наносов начинается при

$$\frac{d(G-1)}{(HJ)_0} = f_0 = 25 \quad , \qquad (7)$$

где G - удельный вес наносов, равный $\frac{\gamma_н}{g}$;
d - средний диаметр частиц наносов;
H, I - глубина и уклон потока.

Показатель $f_0 = 25$ отвечает обычному представлению о существовании некоторой начальной силы влечения δ_0 (вычисленной по среднему коэффициенту трения 0,04), при которой донные наносы приходят в движение.

Таким образом, обеспечивая для натуры и модели число $f = f_{min}$, можно переходить на модели, где в качестве наносов берутся легкоподвижные материалы, заменяющие натурный песок.

В связи со сказанным, в САНИИРИ были проведены большие модельные исследования русловых процессов в бытовых условиях и при компоновке гидротехнических и берегозащитных сооружений на реках Сырдарье и Амударье, где в качестве заменителей натурного песка (наносов) использованы паровозная изгарь, обожженная рисовая шелуха, кальцинированные опилки, а также в последние 20 лет - помолы жженого кирпича и керамзитовый песок, обладающие более малыми удельными весами, чем натурный песок.

В дальнейшем эта методика была усовершенствована (в частности, обоснован выбор вертикального масштаба при искаженном моделировании) в отделе русел САНИИРИ Р.Р.Абдурауповым, В.С. Лапшенковым, В.А.Скрыльниковым и Г.А.Цой.

В результате дальнейших тематических исследований (к 1954 г.) русловых процессов был также разработан ряд предложений, переданных производству. Так, в 1955-1960 гг. в практику внедрялись следующие предложения: по расчету заиления (взвешенными) и занесения (донными) наносами верхних бьефов водозаборных узлов и водохранилищ (С.Т.Алтунин, И.А.Бузунов, В.С.Лапшенков, В.А.Скрыльников); по расчету местного и общего размыва русел рек; снижения горизонтов воды в нижних бьефах водозаборных и водохранилищных плотин с учетом самоотмостки дна более крупными наносами (С.Т.Алтунин, Н.Т.Смолянинов, И.А.Бузунов, В.С. Лапшенков, Р.Р.Абдурауров, В.А.Скрыльников, Шарль Шукри Сакла); по расчету зимних кривых подпора в верхних бьефах гидроузлов с учетом их заиления и занесения (Э.М.Пилосов); регулирования русла в бьефах водозаборных узлов с учетом их заиления и занесения по периодам (С.Т.Алтунин, И.А.Бузунов, А.М.Мухамедов);

защиты берегов от размыва и борьбы с наводнением в нижнем течении р.Амударьи (С.Т.Алтунин); промыва наносных отложений из верхних бьефов водозаборных узлов и с головных участков каналов (А.М.Мухамедов, Х.А.Ирмухамедов); гидравлики селевых потоков (Е.К.Рабкова, Х.А.Исмагилов).

Результаты исследовательских работ по русловым вопросам, родоначальником которых был Степан Титович Алтунин, способствовали развитию ирригации в Средней Азии. Многие водозаборные узлы и водохранилищные плотины на реках Средней Азии осуществлялись с учетом разработанных рекомендаций. Ряд методических указаний и теоретических положений по русловым процессам вошел в практику проектных организаций и в учебные программы вузов и техникумов, а некоторые из них использованы при составлении действующих в настоящее время технических условий и норм.

Разработанные указания по технической эксплуатации сооружений способствовали удлинению срока службы сооружений, водохранилищ и обеспечивали безаварийность их работы. Уточнение и совершенствование методов моделирования и экспериментирования позволил более правильно прогнозировать характер русловых процессов.

Перу С.Т.Алтунина принадлежит более 40 научных работ. В 1964 г. был издан капитальный труд: "Водозаборные узлы и водохранилища", в котором обобщен многолетний опыт проектирования, строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений Средней Азии.

В настоящее время в основном в трех подразделениях САНИИРИ - отдел русел, лаборатория эксплуатации водозаборных гидроузлов и лаборатория защитно-регулировочных сооружений - ученые проводят традиционные полевые, лабораторные и теоретические исследования по русловой гидротехнике, продолжая дело С.Т.Алтунина.

В статьях сотрудников САНИИРИ, в частности в нашей монографии "Эксплуатация низконапорных гидроузлов на реках, транспортирующих наносы" (Ташкент, "Фан" УзССР, 1976) рассмотрены те же проблемы водозабора из рек и регулирование русел и наносов в условиях эксплуатации, что является логическим продолжением работ С.Т.Алтунина. Кроме того, с уверенностью можно сказать, что одна из сложнейших проблем - изучение явления "дейгиш" и разработ-

ка противодейгишных мероприятий (1961-1981) - также успешно решена коллективом сотрудников отдела русел САНИИРИ (лаборатория регулирования русел рек, возглавляемая в 1946-1959 гг. С.Т.Алтунивым, в 1961 г. переименована в отдел русел). В данном сборнике излагаются результаты исследований, вытекающие из деятельности профессора С.Т.Алтунина.

В.С.Алтунин, докт.техн.наук
("Союзгипроводхоз")

ГИДРОМОРФОЛОГИЧЕСКАЯ ТЕОРИЯ РУСЛОВОГО ПРОЦЕССА

Основоположники гидроморфологической теории руслового процесса В.Г.Глушков, М.А.Великанов, С.Т.Алтунин установили основной принцип поперечного динамического равновесия русла, - гидроморфологическое соотношение между шириной его B (в его бровках) и средней глубиной $h_{ср}$, который выглядит следующим образом:

У В.Г.Глушкова (1924 г.) $$\frac{B^{0.5}}{h_{ср}} = \Gamma \,, \qquad (1)$$

М.А.Великанова (1947 г.) $$\frac{B^{0.5} \cdot d_{ср}^{0.5}}{h_{ср}} = \Gamma_d \,, \qquad (2)$$

С.Т.Алтунина (1952 г.) $$\frac{B^{m}}{h_{ср}} = A. \qquad (3)$$

Здесь $d_{ср}$ - средний диаметр донных отложений, m - переменный показатель степени, зависящий от типа реки и ее морфологического строения.

В современной литературе рассматриваются в основном морфометрические зависимости типа $B = f(Q, d_{ср}, J)$ и $h_{ср} = f(Q, d_{ср}, J)$, вытекающие из основных гидроморфологических соотношений (1-3).

Здесь уместно упомянуть высказывание В.Г.Глушкова: "В отличие от существующих С.Т.Алтунин предложил морфометрическую зависимость для ширины устойчивого русла -

$$B = A_B \frac{Q^{0.5}}{J^{0.2}} \,, \qquad (4)$$

которая нашла широкое применение в практике проектирования водоподводящих каналов к водозаборным и регулирующим сооружениям", где $A_в$ - параметр, зависящий от расхода и типа грунта.

Анализ данных, полученных на устойчивых участках крупных каналов, показал, что параметр $A_в$ в формуле (4) изменяется в пределах $A_в = 0{,}75 \ldots 0{,}9$ (для песка со средним диаметром $d_{ср} = 0{,}25$ мм и при $Q = 1000 \ldots 2400$ м³/с, $A_в = 0{,}78\text{-}0{,}80$).

Исследования для больших земляных каналов с гидравлическим радиусом $R > 3$ м показали, что формула Маннинга $C = \frac{R^{1/6}}{n}$ требует уточнения, так как по натурным данным $C \sim R^{x+0.5}$, где x = I/6...I/2.

С.Т.Алтунин внес большой вклад в изучение интенсивных плановых деформаций (дейгиша) р.Амударьи и является основоположником теории регулирования русла (на примере рек Средней Азии - Амударьи и Сырдарьи).

С.Т.Алтунин получил важное соотношение между длиной меандры и шириной устойчивого русла $B_у$ в виде $L_м = (5 \div 6)\, B_у$, что соответствует теоретической концепции по волновым явлениям Рэлея (2 П...).

Благодаря исследованиям С.Т.Алтунина удалось развить концепцию Т.Г.Войнич-Сяноженцкого и получить новый критерий плановой устойчивости потока в виде

$$\frac{B}{h_{ср}} = 0{,}7C\left(1 - \frac{430}{C^2}\right)^{0{,}5}, \qquad (5)$$

справедливый при коэффициенте Шези $C > 21$ м^{0,5}/с. Следовательно, наряду с критериями поперечной и продольной устойчивости русла в виде (I–3), установлен критерий плановой устойчивости потока, связывающий параметр формы русла $\frac{B}{h_{ср}}$ с коэффициентом Шези C .

Зная, что

$$\frac{B}{h_{ср}} = \left(\frac{Q}{d_{ср}^2 \sqrt{g d_{ср}}}\right)^{1/8} \cdot \left(\frac{v_{доп}}{v_0}\right), \qquad (6)$$

где допускаемая скорость $v_{доп} = (1 \ldots 1{,}5)\, v_0$, а v_0 - неразмывающая скорость, по формуле (5) можно рассчитать коэффициент

Шези и потом определить продольный уклон по известной формуле

$$J = \frac{U^2}{C^2 \cdot R}.$$

В табл.I приведены результаты сравнения уклонов водной поверхности больших земляных каналов с расходом воды более I000 м^3/с, определенные по гидроморфологической зависимости (4) и по формуле Шези.

Таблица I

Значения продольного уклона больших земляных каналов в песчаных грунтах при d_{cp} = 0,25 мм

Q, м^3/с	B, м	J по формуле (4)	$J = \frac{U^2_{ср}}{C^2 n_{cp}}$ по формуле Шези	Процент расхождения
I000	205	0,000029	0,000029	0,0
1250	23I	0,000024	0,000026	8,3
2000	294	0,000024	0,000022	9,I
2400	33I	0,000022	0,000021	4,8

Значения ширины устойчивого русла приняты на основании методики, изложенной в "Руководстве по гидравлическим расчетам крупных земляных каналов", разработанном в институте "Союзгипроводхоз" (I984 г.) автором статьи и др.

Хорошее совпадение уклонов еще раз свидетельствует о правомерности морфометрической зависимости (4), предложенной С.Т. Алтуниным в I952 г.

Дальнейшее развитие теории руслового процесса С.Т.Алтунина с привлечением результатов исследований Ц.Е.Мирцхулавы позволило получить зависимости для определения размеров устойчивых русел больших каналов в связных грунтах в виде

$$B = A_B \left(\frac{Q^{1+2x_p}}{d^{x_p} \left\{ \frac{2m}{2{,}6\rho_0 n} \left[g(\rho_r - \rho_0) + 1{,}25 C_y^{н} K \right] \right\}^{0{,}5+x_p}} \right)^{\frac{1}{2+3x_p}}, \quad (7)$$

$$h_{ср}=A_h\left(\frac{Q\,d^{0,5}}{\left\{\frac{2m}{2g\rho_0 n}\left[g(\rho_г-\rho_0)d+1,25\,C_y^н K\right]\right\}^{0,5}}\right)^{\frac{1}{2+3x_p}}, \quad (8)$$

где $x=\frac{U_д-U}{U}$ – кинематический параметр, полученный автором; $\rho_г$, ρ_0 – плотность грунта и воды; K – коэффициент однородности и условия работы; $C_y^н$ – нормативная "усталостная" прочность на разрыв связного грунта; $A_в$, A_h – гидроморфометрические характеристики ширины и средней глубины кинематических параметров в формулах (4),(7) и (8). Значения приведены в табл.2.

Таблица 2

Значение кинематических параметров $A_в$ и A_h в зависимости от типа грунта и расхода в формулах (4)

Грунт ложа водотока	Расход (Q), м³/с	Каналы		Реки
		$A_в$	A_h	A_h
Суглинок	⩽ 1000	0,84	1,10	–
	> 1000	0,83	1,15	–
Супесь	⩽ 1000	1,08	0,75	0,90–1,00
	> 1000	1,05	0,78	1,01–1,02
Песок	⩽ 1000	0,8	–	1,50–1,90
	> 1000	0,78	–	1,30–1,70

Для перехода от донной скорости $U_д$ к средней по вертикали U_0 из показательного закона можно получить:

$$U_0=\frac{U_д}{x+1}\left(\frac{h}{\Delta}\right)^x,$$

и тогда имеем формулу Ц.Е.Мирхулавы для неразмывающей скорости:

$$U_0=\left(\frac{h}{0,7d}\right)^x\sqrt{\frac{2m(x+1)^2}{0,69\rho_0 n'}\left[g(\rho_г-\rho_0)d+1,25C_{ун}^н K\right]}, \quad (9)$$

где $\rho_г$, $\rho_в$ – плотность грунта и воды;

$\Delta = 0{,}7\,d$;

$C^{н}_{уп}$ – "усталостная" прочность на разрыв несвязного грунта (учитывается при возникновении сил сцепления в случае мелкозернистости грунта d = 0,15–0,25 мм);

m – коэффициент условий работы, учитывающий влияние наносов в коллоидном состоянии на размывающую способность потока;

n' – коэффициент перегрузки, учитывающий изменение размывающей способности потока под влиянием пульсационного характера скоростей и другие случаи вероятного превышения нагрузок на частицы грунта над расчетными значениями;

K – коэффициент, характеризующий вероятность отклонения сил сцепления от среднего значения (можно принять K = 0,5);

x – показатель степени, учитывающий распределение скоростей и изменяющийся от 0,167 до 0,25. Рекомендуется принимать x = 0,2.

В зависимости (8) значение показателя $x = \frac{U_п - U_в}{U_в} = \frac{\delta}{h-\delta}$ (где $U_п$, $U_в$ – поверхностная и средняя скорость по вертикали, δ – толщина придонного слоя) зависит от размеров донных форм (табл.3). В частности, Т.А.Алиевым на основании данных натурных и лабораторных исследований установлено, что между x и коэффициентом шероховатости русла (n) имеется следующая связь:

$$x = a\sqrt{n}\,, \qquad (10)$$

где a = 1,2 – 1,3.

Если в формуле (9) значение коэффициента шероховатости принято n = 0,0225 и a = 1,3, то получим, что x = 0,2.

Подставив x = 0,2 в (8), имеем:

$$\vartheta_0 = \left(\frac{h}{0{,}7d}\right)^{0{,}2}\sqrt{\frac{2m}{0{,}48\rho_в n'}\left[g(\rho_г-\rho_в)d + 125\,C^{н}_{уп}K\right]}\,. \qquad (11)$$

Здесь важно отметить, что для плоского дна, согласно лабораторным данным, приведенным в табл.3, x = 0,16...0,2, т.е. практически x – постоянная величина и для сохранения устойчивости плоского дна можно принять x = $\frac{1}{5}$, что соответствует и

Таблица 3

Значения X по лабораторным и натурным данным

	Характеристика дна	Глубина на вертикали, м	$X = \frac{U_{макс} - U_0}{U_0}$	
Модель	Дно ровное	0,06	0,16–0,18	Плоская задача d_{50} = 0,50 мм
	Дно ровное	0,10	0,16–0,20	
	Дно ровное	0,20	0,15–0,18	
	Трехмерные гряды			
	подвалье	0,06	0,31	
	склон		0,27–0,31	
	гребень		0,28–0,33	
	подвалье	0,10	0,36–0,37	
	склон		0,33	
	гребень		0,235–0,290	
	подвалье	0,20	0,22–0,25	
	склон		0,28	
	гребень		0,24–0,35	
Натура	Дно ровное	2,10–4,23	0,18–0,27	Каракумский канал, 306 км, d_{50} = 0,15 мм, $h_{ср}$ = 4,0 м, J = 0,00003; Q = 430 м³/с, B = 167 м
	склон	3,46–4,22	0,14–0,21	
	гребень	3,16–4,44	0,10–0,32	
	подвалье	3,97–5,11	0,19–0,29	
	Дно ровное	3–7	0,148–0,210	Северо-Крымский канал, 11 км, d_{50} = 0,38 мм, $h_{ср}$ = 4,9 м, J = 0,0000022; Q = 294 м³/с. B = 116 м

натурным данным.

Так, в табл.3 для Каракумского и Северо-Крымского каналов при ровном дне x = 0,I5...0,27.

Для грядового движения диапазон изменения x в лабораторных опытах оказывается в значительно больших пределах - x = 0,22... 0,35, чем в натурных, - x = 0,I8...0,32.

Следовательно, отмечается общая тенденция гидроморфологической теории руслового процесса - связать морфометрические характеристики русла и гидравлические элементы потока с их кинематической структурой.

Работы член-корреспондента АН УзССР, профессора, доктора технических наук С.Т.Алтунина не потеряли актуальности и в настоящее время.

Осредненный показатель $x = \frac{\upsilon_n - \upsilon}{\upsilon} = \frac{\delta}{h_{ср} - \delta}$ (υ_n, υ - средняя поверхностная и средняя скорость потока; δ - осредненное значение толщины придонного слоя и $h_{ср}$ - средняя глубина) входит и в гидроморфологические соотношения типа $\frac{B^{\frac{x}{3+x}}}{h_{ср}}$, и в формулы Шези $\upsilon = \frac{h_{ср}^{x}}{n}\sqrt{h_{ср} J}$, и неразмывающей скорости (9).

В заключение необходимо отметить, что С.Т.Алтунин внес большой вклад в развитие гидроморфологической теории руслового процесса и применил её основные положения в решении задач регулирования русел рек.

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

О ЗАНЕСЕНИИ РУСЕЛ РЕК В БЫТОВЫХ УСЛОВИЯХ И ЕГО ПОСЛЕДСТВИЯХ

Известно, что при естественном режиме в верховьях рек преобладают процессы размыва в глубину - глубинная эрозия; в низовьях - отложения наносов и занесения русла. Поэтому почти все реки в предгорной зоне и на равнинных участках текут в аллювиальных отложениях своих конусов выноса. При этом колебание

расходов воды вызывает неравномерность перемещения наносов, протекающего в различных формах, в зависимости от взаимодействия потока и ложа реки. При этом наблюдающееся в речных руслах многообразие размеров форм гряд и других морфологических образований, вызванных изменением транспортирующей способности потока, разделено на простые (микроформы-гряды) и сложные формы (макроформы) /2,3,5,6/.

Кроме того, уменьшение уклона по длине реки приводит к снижению скорости течения и транспортирующей способности потока. В связи с этим наблюдается осаждение части наносов по пути движения и уменьшение стоков их по длине реки. Так, сток наносов на р.Амударье в створе Керки в среднем за многолетие составляет 246 млн.т, Ильчик - 210 и Чатлы - 133 млн.т; на нижнем участке р.Сырдарьи по с.Тюменарык - 7,9 млн.т, а по с.Казалинск - 5,2 млн.т. Отмечается уменьшение мутности потока по длине р.Оби: у с.Калпашева - 132 г/м^3, у с.Белогорье - 65, а у г.Салехард - 36 г/м^3.

Уменьшение твердого стока по длине за вековой период приводит к медленному занесению русла и общему подъему дна; в многоводные годы этот процесс нарушается. Однако при изменении внешних факторов, например, при уменьшении расхода воды в водотоке вследствие бесплотинного водозабора (без наносов) и других причин, часть наносов начинает отлагаться дополнительно, усиливая общий подъем дна и занесение русла. Отлагаются в основном донные наносы, взвешенные же обычно проносятся транзитом, образуя отмели лишь в зонах резкого снижения скоростей /8/.

Для ориентировочных расчетов занесения русла в бытовых условиях наметим приближенную схему, имеющую призму отложения в виде удлиненной трапеции, ограниченной снизу первоначальным дном, сверху - дном после занесения и высотными отложениями в граничных створах.

Подъем дна при занесении, вызванном нарушением баланса наносов или снижением транспортирующей способности потока на отдельных участках рек, рекомендуем прогнозировать, используя уравнение деформации русла /9/.

Уравнение деформации представим в конечных разностях:

$$\left(\frac{Q_{тп-1} - Q_{тп}}{\gamma_н}\right) \cdot \Delta t = \Delta W \quad ;$$

с учетом геометрических размеров деформации оно имеет вид

$$(Q_{тп-1} - Q_{тп})\,\Delta t = \gamma_н\, \Delta Z_{дф}\, B\, S_{приз}$$

Отсюда среднее приращение отметки дна ($\Delta Z_{дф}$) русла в пределах заданного участка получим в виде

$$\Delta Z_{дф} = \frac{(Q_{тп-1} - Q_{тп})\,\Delta t}{\gamma B S_{приз}} \quad , \qquad (I)$$

где $Q_{т-1}$ и $Q_{тп}$ – весовые расходы наносов, соответственно, поступающие на заданный участок в начальном створе ($п-1$) и выходящие за его пределы в конечном створе ($п$);

B – средняя ширина русла на длине $S_{приз}$;

$S_{приз}$ – длина призмы отложения.

В составе формулы (I) отсутствует фактор, с помощью которого учитывается изменение расхода воды и гидравлических элементов потока, так как объем отложения от этого изменения сравнительно мал.

Влияние расхода воды, глубины и уклона потока на процесс занесения наиболее резко выражено в нижних бьефах водозаборных узлов /9/.

Применив формулу (I), мы определили средний ежегодный подъем дна при занесении русла р. Амударьи на ее равнинном участке, между гидропостами Керки и Ильчик (300 км). При этом среднегодовое количество взвешенных наносов Амударьи в створе Керки за периоды с 1929 по 1938 год и с 1951 по 1959 год составило 246510 тыс.т, а в створе Ильчик – 210932. Приведенные цифры о стоках получены без учета донных наносов.

Используя нашу формулу для определения процентного содержания донных наносов в песчаных руслах /9/, получили среднегодовое количество наносов с учетом донных: по створу Керки 267510 тыс.т; по створу Ильчик – 233736.

Таким образом, разница между средними годовыми стоками наносов на этих створах составляет 33786 тыс.т. Она представляет собой объем отложений, приводящий к общему подъему дна при за-

несении русла.

В результате получим средний ежегодный подъем дна русла при занесении на рассматриваемом участке: $\Delta Z_{0ср} = 2{,}5$ см, что значительно меньше, чем по данным Н.А.Цветковой(3,4 см),и больше, чем у В.А.Мульца и С.Т.Алтунина /IO/.

Общий подъем дна при занесении русла в бытовых условиях происходит на фоне сезонных колебаний отметок дна. Амплитуду этих колебаний рекомендуем установить, анализируя графики изменения уровней, глубины и ширины потока за ряд лет (рис.I,2). Как видно из графиков, средняя глубина потока в течение года изменяется незначительно, тогда как уровень воды и ширина потока колеблятся в больших пределах, следуя сезонным колебаниям водности (расхода воды). Это свидетельствует о сезонном подъеме дна русла.

Для определения амплитуды колебания отметок дна вычтем из разности между отметками максимальных Z_{0max} и минимальных Z_{0min} уровней разность между средними глубинами, соответствующими максимальному и минимальному расходам воды:

$$\Delta Z_0 = (Z_{0max} - Z_{min}) - (h_{max} - h_{min}) \quad . \qquad (2)$$

Вычисленная по (2) амплитуда колебаний дна р.Амударьи составляет $\Delta Z_0 = 2...3$ м, а р.Оби = 5...6 м. Она отражает осредненное колебание дна.

Изменение отметок дна реки может вызываться также перемещением перекатов-плесов. Материалы исследований перекатов Волги, Камы и Дона /4/. показывают, что процесс намыва и размыва перекатов следует за колебаниями уровней воды в реке, точнее - за сезонными изменениями ее водности.

Колебание дна сопровождается образованием русловых форм. Опираясь на материалы натурных исследований, Н.Е.Кондратьев /2/, И.В.Попов /3/ и другие в своих трудах подробно охарактеризовали возможные типы русловых форм и установили их связь с очертанием русла в плане и сезонными изменениями стока. Эти формы, образующиеся обычно на спаде паводковых расходов, создают препятствия, затрудняющие прохождение меньших (меженных) расходов, что часто приводит к изменению общего направления течения.

Для оценки высоты макроформы рассмотрим изменение отметок

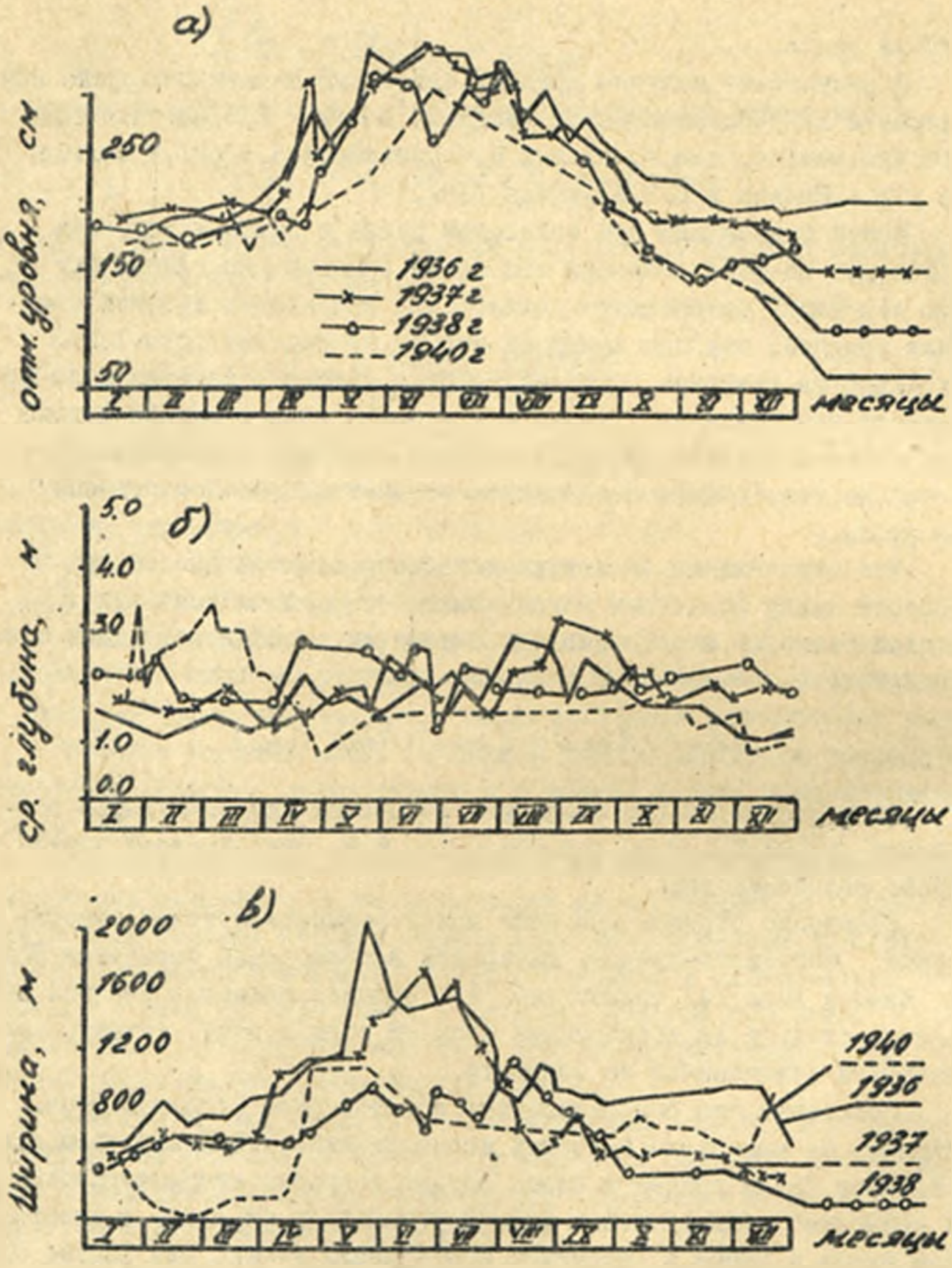


Рис.I. Графики: а) уровня воды; б) глубины; в) ширины потока по годам в створе гидрологической станции Чарджоу на р.Амударье.

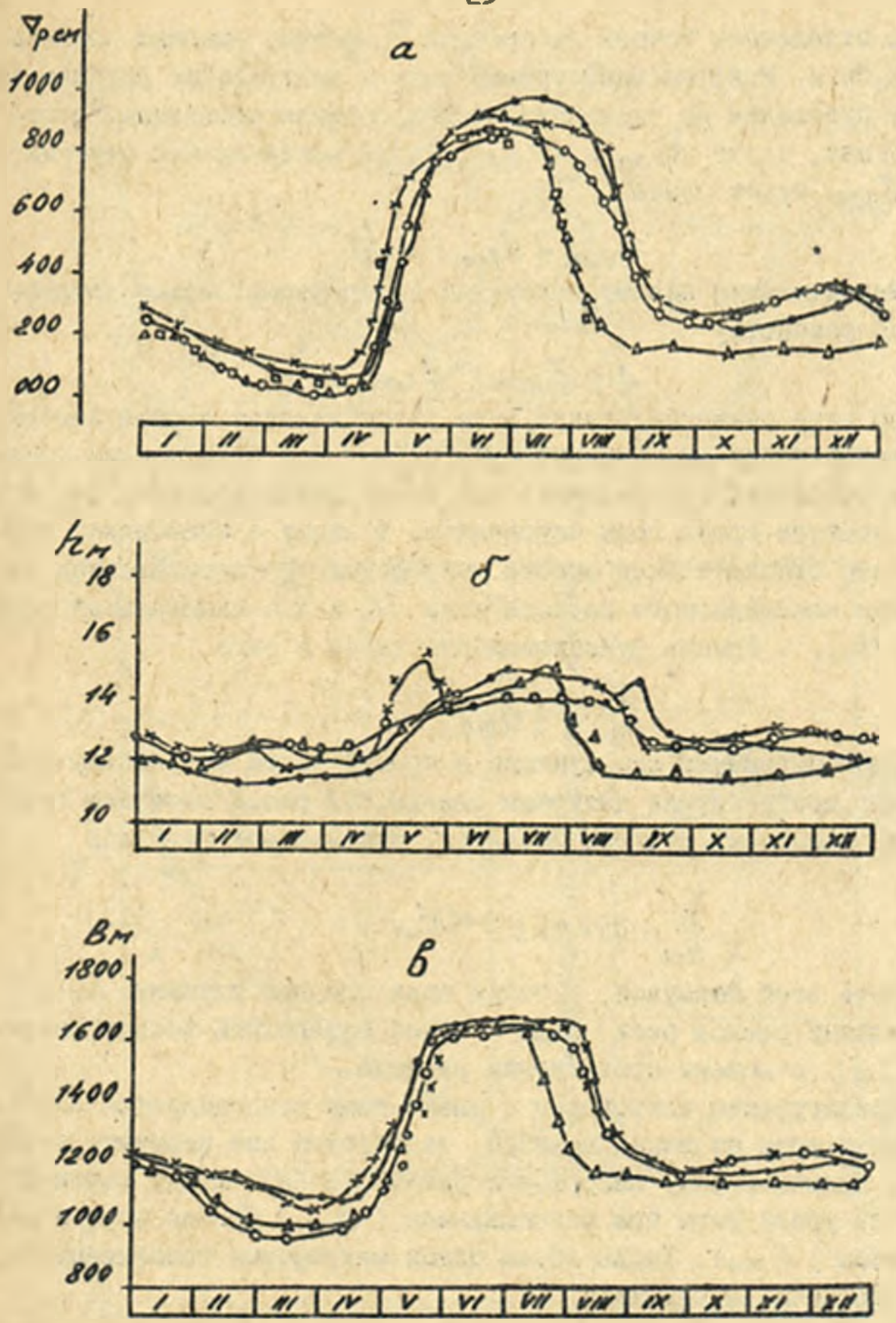


Рис.2. Графики зависимости уровня воды (а), глубины (б), ширины (в) потока от времени р.Оби с.Белогорье и р.Иртыша с.Ханты-Мансийск: .... - 1971, ∘-∘- 1972; + + - 1973, Δ-Δ - 1974, □-□-□- 1973 и 1974 р.Иртыш.

дна на отдаленных точках поперечных профилей, имеющих наименьшие глубины. Максимальные уровни воды и минимальные глубины потока в половодье на указанных местах профиля обозначим, соответственно, через $Z_{в\,max}$ и h_{min}. Тогда максимальная отметка дна $Z_{д\,max}$ будет равна

$$Z_{д\,max} = Z_{в\,max} - Z_{min}.$$

Максимальную высоту отложения (макроформу) можно установить по равенству

$$\Delta = Z_{д\,max} - Z_{в\,min}.$$

По мере снижения уровня воды увеличивается ширина полосы обнаженной части дна (микроформы) русла. При этом максимальная высота отложений (микроформы) все время увеличивается, так как линия контура уреза воды опускается. В связи с этим можно считать, что относительная высота микроформы $\frac{\Delta}{h}$ определяется отношением максимального расхода воды Q_i к его минимальной величине Q_{min}. Приняв функциональную связь в виде

$$\frac{\Delta}{h_{ср}} = f\left(\frac{Q_i}{Q_{min}}\right),$$

определим выражение для функции в правой части из условия наибольшего соответствия натурным данным. На рис.3 построен график для некоторых створов Амударьи, описываемый формулой

$$\frac{\Delta}{h_{ср}} = 0{,}1 + 1{,}4\, e^{-0{,}4\left(\frac{Q_i}{Q_{min}} - 1\right)}. \qquad (3)$$

Пользуясь этой формулой, а также зная среднюю глубину $h_{ср}$ и минимальный расход реки Q_{min}, можно определить высоту макроформы Δ_i в момент прохождения расхода.

Конфигурацию макроформы в плане нами рекомендуется определять, исходя из длины меандры, включающей два переката и два плеса. Примем ширину макроформы равной разнице между шириной русла по урезу воды при максимальном (B_{max}) уровне воды и минимальном (B_{min}). Тогда объем одной микроформы приближенно можно оценить выражением

$$W_{отл} = L_м \Delta_i (B_{max} - B_{min}). \qquad (4)$$

Меандры постепенно перемещаются вниз по течению в резуль-

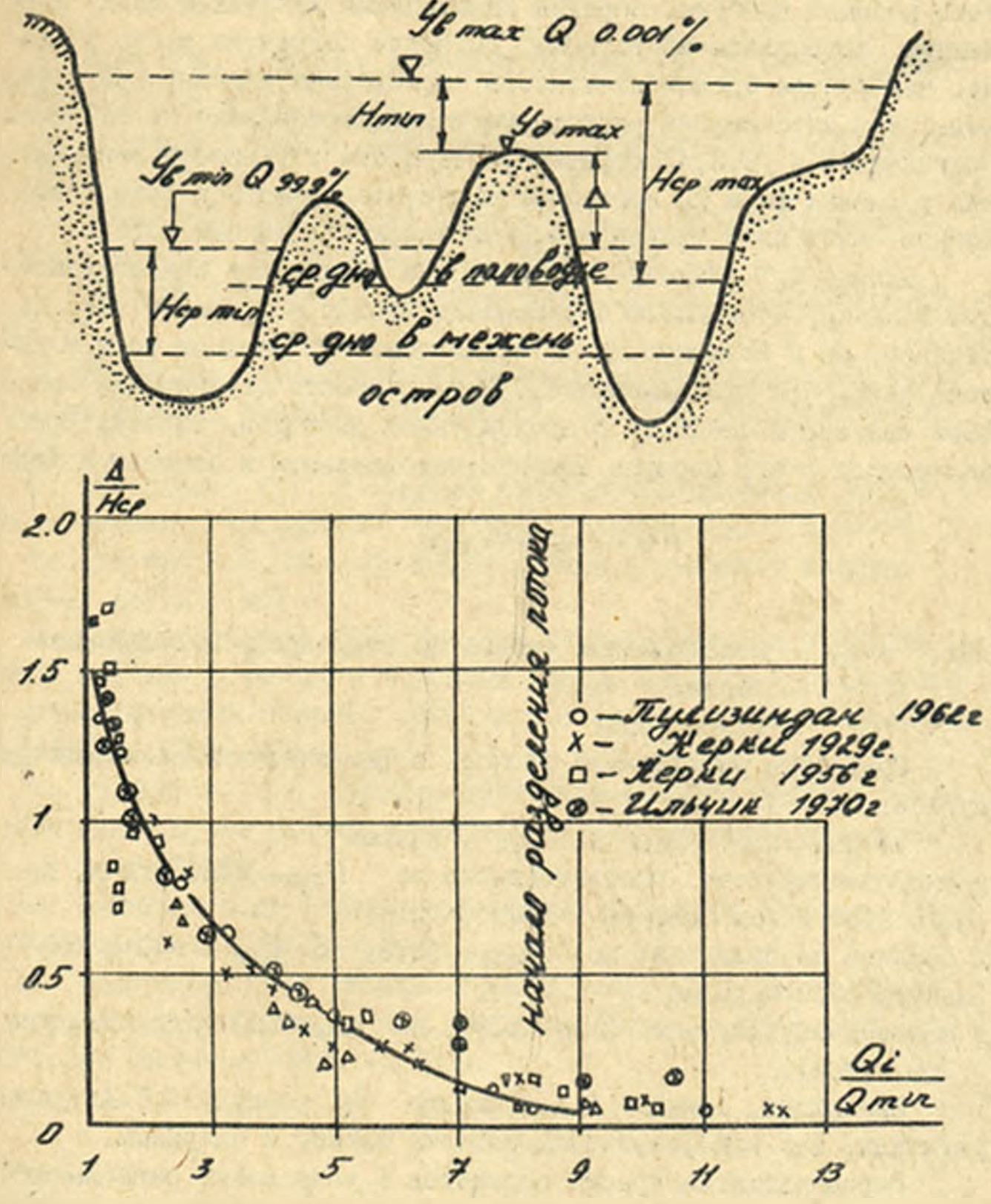


Рис.3. Схема поперечного профиля русла для иллюстрации образования макроформ при изменении уровня воды и глубины потока с уменьшением расхода воды (а) график связи относительной высоты макроформы с относительным расходом воды (б).

тате размыва вогнутых берегов паводковыми расходами воды. Последние, затапливая макроформы, пытаются выправить русло в плане. Чем больше продолжительность прохождения максимального расхода, тем интенсивнее макроформы перемещаются вниз по течению. Приведенные в /2,3,4/ отрывочные сведения о скорости перемещения русловых форм не позволяют систематизировать и установить точные связи их с гидравлическими характеристиками потока.

Однако С.Т.Алтунин /4/ предложил определять ориентировочную величину ежегодного перемещения меандр и островов вниз по течению, но в зависимости от среднегодового расхода воды и уклона реки. Как уже отмечалось, интенсивность перемещения макроформ связана в основном с прохождением расходов. Поэтому средний расход в его формуле заменим максимальным и запишем в виде

$$П_м = 3 \frac{Q_{max}^{0,5}}{J^{1,1}}, \text{ м/год}, \qquad (5)$$

где Q_{max} – максимальный расход по гидрографу в год наблюдения;

J – уклон реки.

Сравнение результатов расчета с фактическими показали следующее:

по расходам Q_{max} и $Q_{ср}$, взятым
в многоводные годы: соответственно по Q_{max} – 1420 м/год, по $Q_{ср}$ – 1130 м/год (натура 1500 м/год);
в среднем по водности: по Q_{max} – 1250, по $Q_{ср}$ – 900 м/год (натура 1100 м/год);
в маловодные годы: по Q_{max} – 1000, по $Q_{ср}$ – 680 м/год (натура 700 м/год).

Как видно, приняв Q_{max} вместо $Q_{ср}$, формулу С.Т.Алтунина улучшили, так как результаты расчета близки к натурным.

Перемещающиеся гребни перекатов в реке могут располагаться под весьма различными углами к берегу. Уменьшенные расходы воды, обтекая их, сосредоточиваются в стрежневой части (фарватере) русла, что приводит к изменению общего направления течения, которое вызовет разрушение берегов и плановые деформации русла. Следовательно, причиной плановой деформации является занесение основного русла /5/.

Литература

1. Леви И.И. Динамика русловых потоков. М.-Л.:Госэнергоиздат, 1957. - 252 с.

2. Русловой процесс. Под ред. Н.Е.Кондратьева.Л.,Метеоиздат, 1959. - 310 с.

3. Попов И.В. Деформация речных русел и гидротехническое строительство. Л.,Гидрометеоиздат, 1969.-363 с.

4. Алтунин С.Т. Регулирование русел. М.,Сельхозиздат,1962. - 350 с.

5. Мухамедов А.М. Некоторые вопросы особенностей р.Амударьи и причины размыва берегов. Тр.САНИИРИ, вып.120. Ташкент, 1970, с.29-50.

6. Абдураупов Р.Р. К вопросу взаимосвязи русловых форм и явления дейгиша. Тр.САНИИРИ, вып.120. Ташкент, 1970, с.70-92.

7. Алтунин В.С. Мелиоративные каналы в земляных руслах. М.:Колос, 1979. - 255 с.

8. Абдураупов Р.Р. Лабораторные исследования по изучению явления дейгиша р.Амударьи в районе канала Ташсака и регулирования русла системой сквозных шпор на фрагменте модели. Бюллетень НТИ САНИИРИ, 1968, № 6, с.3-5.

9. Абдураупов Р.Р. Процесс занесения нижнего бьефа деривационных узлов и его расчет. Известия АН УзССР, Серия техн.наук, 1957, № 4, с.91-102.

10. Цветкова Н.А. Режим наносов реки Амударьи. Вопросы гидротехники, вып.13, 1963, с.5-86.

11. Абдураупов Р.Р. Размыв берегов вследствие свала потока и в поперечном направлении под влиянием русловых форм. Деп. в ВИНИТИ, 19 сентября 1977. - 19 с.

С.Х.Абальянц, докт.техн.наук
(Союзгипроводхоз)

МОРФОЛОГИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ ЗЕМЛЯНЫХ КАНАЛОВ

Земляные каналы, возведенные, главным образом, для орошения сельскохозяйственных угодий, существуют с древнейших времен. Однако строительство их велось, преимущественно, без достаточных обобщений и нередко сопровождалось ошибками и неудачами, свидетельством чему являются многие заброшенные участки древних каналов.

Попытки научного обоснования формы и других параметров для устойчивых русел земляных каналов начались в связи с развитием в прошлом столетии орошения в Индии, Египте, США и на юге нашей страны.

Известны в этом направлении работы Р.Кеннеди, Е.Линдлея, Дж.Лейси, Д.Саймонса и др., а в нашей стране В.В.Чикова, А.А. Черкасова, Е.А.Замарина, А.Н.Гостунского, а также современных ученых И.Ф.Карасева /4/ и У.Лангбейна /7/, основанные ,по существу, на гипотезе о минимуме диссипации энергии /I/.

Основные положения этих работ в области формы русла могут быть сведены к следующей эмпирической формуле для ширины русла:

$$B = \alpha Q^{x} \qquad (I)$$

с показателем степени $x \approx 0{,}5$.

Здесь Q – расход, α – опытный коэффициент, изменяющийся в зависимости от материала русла в довольно узком диапазоне. Формула вида (I) приведена в водохозяйственных нормативах 1955 г./6/.

Предложения о других параметрах русла, содержащиеся в некоторых работах названных авторов, имеют частное значение.

Другое направление исследований относится к смежной области – морфологии естественных русел. Гидравлический режим в них резко отличается от режима в каналах, но закономерности общего характера применимы в равной степени и к каналам. В этой области ведущую роль играют достижения русских и советских ученых, начиная с В.М.Лохтина.

Так, С.Т.Алтунин /2/ предложил следующую зависимость, близко описывающую гидроморфологию рек Средней Азии и Закавказья:

$$B = A \frac{Q^{0,5}}{i^{0,2}}$$

Видную роль в морфологии земляных русел играют зависимости М.А.Великанова, основанные на анализе размерности /3/. Из предложенных им двух вариантов можно считать достаточно корректными[1] формулы второго варианта:

$$\frac{B_i}{ad} = A_B \left[\frac{Q_i^{5/2}}{(ad)^2 \sqrt{agd_i}} \right]^{x_1} , \qquad (2)$$

$$\frac{H_i}{ad} = A_H \left[\frac{Q_i^{5/2}}{(ad)^2 \sqrt{agd_i}} \right]^{x_2} . \qquad (3)$$

Следует отметить, что формула (2) практически идентична формуле (I). Как показано в /I/, тождественность уравнений (2) и (3) обеспечивается лишь в следующем узком диапазоне показателя степени: $\frac{10}{27} < x_1 < \frac{4}{7}$. Если принять среднее значение показателя степени $x_1 = 0,5$, то из (2) получим:

$$B = \lambda_B Q^{0,5} ; \qquad \lambda_B = \frac{A_B}{(agd)^{1/4}} . \qquad (4)$$

Правомерность вида полученного коэффициента подтверждается тем, что с увеличением размеров песка устойчивость, выражаемая углом внутреннего трения, несколько возрастает. Это и некоторые другие обстоятельства дали основание предложить для ширины устойчивого русла в песках следующую формулу, имеющую вид равенства Дж.Лейси с переменным коэффициентом /I/:

$$B = \lambda \sqrt{Q} ; \qquad \lambda = 3,6 + 0,6\, m , \qquad (5)$$

---

[1] Некорректность формул первого варианта показала М.Р.Карапетян (САНИИРИ) (см.работу /I/, а также отчет ее по вопросам моделирования за 1984 г.).

где m – заложение откоса или котангенс угла внутреннего трения песка, а при отсутствии сил сцепления — его естественного откоса в воде.

Формула (5), в согласии с опытными данными, достаточно приемлема и для связных грунтов, если пользоваться приведенными углами их естественного откоса.

Для области деформируемых русел существует еще один показатель – относительная ширина русла ($B/H_{ср}$). Известно, что в реках относительная ширина русла существенно возрастает. Увеличивается она, как видно из опытных данных, и в каналах, но в меньшей степени.

Рассмотрим этот вопрос на основе морфологических формул (2) и (3). Делением первой на вторую получим:

$$\frac{B}{H} = \frac{(A_B{}^{z} A_H)}{\left[(ad)^2 \sqrt{agd}\right]^{x_1-x_2}} (Q i^{2.5})^{x_1-x_2} \quad . \qquad (6)$$

Изменение относительной ширины зависит от второго сомножителя. Величина показателя степени $x_1 - x_2$, по различным опытным данным и рекомендациям, заключается в пределах I/4÷I/8. С увеличением расхода уклон в земляном русле уменьшается. Для решения задачи необходимо выявить, хотя бы приближенно, количественную связь между этими параметрами. Для этого используем формулу для определения скорости:

$$i = \frac{v^2}{C^2 H} \quad .$$

Полагая $v = K_1 v_0$, где $K > 1$, v_0 – скорость, соответствующая началу подвижности материала русла, согласно /1/ имеем:

$$v_0 = K_2 H^{1/4} \quad , \quad C = K_3 H^{1/4} \quad ,$$

откуда

$$i = \frac{K}{H}$$

или

$$Qi^2 = \frac{QK_4^2}{H^2} . \qquad (7)$$

Пользуясь опытными данными, можно получить следующее равенство:

$$H = K_5 Q^{0,4} ; \qquad (8)$$

тогда из (7) имеем:

$$Qi^2 = KQ^{0,2} ; \quad K = \left(\frac{K_4}{K_5}\right)^2 . \qquad (9)$$

Если принять наибольшее значение показателя степени $x_1 - x_2 = 1/4$, то, заменив постоянные в уравнении (6) одним знаком, получим:

$$\bar{B} = \frac{B}{H} = KQ^{0,05} . \qquad (10)$$

При различных отношениях расходов относительная ширина русла изменяется следующим образом (таблица).

Таблица

Ширина русла	Q_{max}/Q_{min}			
	I	I0	$I0^2$	$I0^3$
$\frac{\bar{B}_{max}}{\bar{B}_{min}}$	I,0	I,I2	I,26	I,4I

В.М.Лятхер и А.М.Прудовский /5/ провели опыты по изучению развития пионерной прорези при различных расходах и постоянной подаче наносов, результаты которых, применительно к нашей форме записи, привели к следующему соотношению:

$$\frac{B}{H} = K_1 Q^{0,06} . \qquad (11)$$

Опыты велись, по-видимому, с малыми расходами, при которых относительная высота гряд велика и русловые деформации более интенсивны; поэтому можно предположить, что показатель степени в

(II) несколько завышен.

Таким образом, возрастание относительной ширины русла с увеличением расхода, согласно морфологическим зависимостям Великанова, сравнительно невелико, и это обстоятельство дает, в частности, основание считать, что моделирование руслового процесса возможно без искажения или с небольшим искажением вертикального масштаба.

Литература

1. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. Л.:Гидрометеоиздат, 1981.

2. Алтунин С.Т. Регулирование русел рек. М.:Сельхозиздат, 1962.

3. Великанов М.А. Русловой процесс. М.:Физматгиз, 1958.

4. Карасев И.Ф. Русловые процессы при переброске стока. Л.:Гидрометеоиздат, 1975.

5. Лахтер В.М.,Прудовский А.М. Гидравлическое моделирование. М.:Энергоатомиздат, 1984.

6. Технические указания по проектированию каналов оросительных систем. М., изд.Минсельхоза СССР, 1955.

Х.А.Ирмухамедов, канд.техн.наук, В.Е.Тузов, К.Ю.Раджапов
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЛА р.АМУДАРЬИ НИЖЕ ТУЯМУНСКОГО ГИДРОУЗЛА ТРАВЕРСНЫМИ ДАМБАМИ

Интенсивный размыв берегов – дейгиш – на р.Амударье как один из разновидностей русловых деформаций приносит огромный ущерб народному хозяйству. Изучением этого явления и разработкой мероприятий по защите берегов от размыва в течение многих лет плодотворно и успешно занимался С.Т.Алтунин, который впервые дал обоснованную гипотезу о механизме возникновения дейгиша и предложил ряд рекомендаций по защите берегов от размыва[1].

Как известно, русло р.Амударьи в течение года меняет свою форму, перестраивается, принимает различные плановые положения относительно коренных берегов и интенсивно блуждает. После ввода в эксплуатацию Туямуюнского гидроузла и с частичным регулированием жидкого стока реки, а также задержанием основного количества твердого стока в чаше водохранилища переформирование русла и блуждание потока по широкому руслу реки вниз по течению от створа плотины интенсифицируется. Это связано с уменьшением расхода воды и общим размывом русла осветленной водой, который вызывает не только сужение ширины русла потока, но и сокращение связанной с ним длины шага меандр (т.е. длины плесов и перекатов), а также уменьшение радиусов кривизны русла (излучин). Все это способствует переформированию русла в плане, в результате чего дейгиш проявляется более часто и на большем числе участков реки с более интенсивным размывом вогнутых берегов.

Возможность возникновения дейгиша ниже Туямуюнского гидроузла после ввода его в эксплуатацию, т.е. неизбежность продолжения появления дейгиша на р.Амударье вызывает необходимость на протяжении 185 км создания планомерной, надежной и научно обоснованной системы защиты берегов от размыва. Эта система должна удовлетворять следующим требованиям:

- во-первых, она должна быть непрерывной на всем участке реки, так как до сих пор применяемая локальная защита берегов, ограниченная короткими участками в районе важнейших народнохозяйственных объектов, показала себя недостаточно эффективной, а в ряде случаев способной вызвать существенное ухудшение русловой обстановки ниже по течению;

- во-вторых, защита берегов не только должна преследовать цель предотвращения смыва культурных земель, народнохозяйственных объектов и сооружений, расположенных вдоль берегов реки, но и обеспечить возможность освоения под посевы сельскохозяйственных культур наибольшую площадь ныне неиспользованных или слабо используемых пойменных земель в полосе отчуждения;

- в-третьих, она должна решать проблему комплексного регулирования русла реки, включающую, кроме защиты берегов, задачи охраны окружающей среды, обеспечения гарантированного водозабо-

ра в оросительные каналы и создание на всем протяжении участка реки необходимых судоходных глубин.

Всем этим требованиям в наибольшей степени отвечает регулирование русла ниже Туямуюна на большой длине, по схеме, так называемой, двусторонней защиты при помощи траверсных дамб. Согласно рекомендации С.Т.Алтунина /1/, в нижнем бьефе гидроузлов можно применить следующие варианты регулирования русла поперечными сооружениями:

- меандрическое русло по типу сопрягающихся кривых;
- прямолинейное или слабоизогнутое русло.

В условиях р.Амударьи с интенсивным блужданием потока, неустойчивостью русла в продольном и поперечном профиле, разной конфигурацией плана русла реки, где, кроме прямолинейных участков, имеются и естественные изгибы, образуемые выходом коренных пород, наилучшим оказался вариант прямолинейного регулирования русла, создаваемый при помощи поперечных сооружений из местного грунта. При этом варианте трасса регулирования и расположение сооружений в плане намечаются, исходя из условий защиты обоих берегов реки и с учетом особенностей как очертания русла в плане (наличие излучин и поворотов), так и геологического строения его берегов (выходы коренных пород и т.п.).

При прямолинейном регулировании русла с симметричным расположением оголовков дамб поток растекается равномерно между дамбами. Наносы, транспортируемые потоком, и продукты размыва в местах стеснений русла будут отлагаться вдоль обоих берегов. В этом случае в последующем можно будет использовать полосу отчуждения в пойме реки для посева сельскохозяйственных культур.

Исходя из изложенного выше, при разработке план-схемы двухстороннего регулирования русла принят вариант прямолинейного регулирования с кривыми вставками на изгибах реки и симметричным расположением оголовков дамб. В разработанной план-схеме трасса зарегулированного русла располагается по возможности в средней части русла реки. На основании имеющихся материалов натурных наблюдений установлено, что в отдельных участках при расходах 3000÷4000 м^3/с поток протекает по единому устойчивому руслу, имеющему ширину 550–650 м.

В разработанной план-схеме принятая ширина зарегулирован-

ного русла равна 600 м. Русло реки регулируется поперечными грунтовыми дамбами, расположенными под углом 60° против течения зарегулированного русла. Оголовки траверсных дамб крепятся наброской рваного камня и располагаются друг против друга; таким образом в створе оголовков дамб создают заданную ширину зарегулированного русла. Гидравлический расчет бытового и зарегулированного русла при помощи траверсных дамб сводится к определению основных гидравлических элементов потока и параметров устойчивого русла на регулируемом участке. Устойчивую ширину русла и глубину потока на прямолинейном участке русла можно определять по формулам С.Т.Алтунина /I/.

Ширина русла

$$B_y = A \frac{Q^{0,5}}{i^{0,2}} ; \qquad (I)$$

глубина потока

$$h_{ср} = \frac{Q^m}{K} , \qquad (2)$$

где A - параметр формы русла, для условий р.Амударьи $A = 1,3 \div 1,7$;

$m = 0,60 \div 0,67$ - показатель степени.

Максимальная глубина потока

$$H_{max} = 1,5\, h_{ср}. \qquad (3)$$

Радиус кривизны русла

$$R = (5 \div 6)\, B_y. \qquad (4)$$

Для проектируемых криволинейных участков радиус кривизны трассы, согласно С.Т.Алтунину, по выпуклому берегу в начале изгиба (на длине $\ell_1 = 3B_y$) принимается равным

$$r_1 = (6 \div 7)\, B_y,$$

в конце изгиба (на длине $\ell_2 = 2B_y$) -

$$r_2 = (3 \div 4)\, B_y.$$

Гидравлический расчет траверсных дамб сводится к определению следующих ниже величин.

Максимальную глубину размыва у дамб при креплении оголовков из рваного камня определяют по формуле С.Т.Алтунина и И.А.Бузунова:

$$H_{макс} = \left\{ \frac{1}{\sqrt{1+m^2}} \left[Б \left(\frac{\vartheta_ф \sin\alpha}{\vartheta_0} \right)^{0,2} + \sin\alpha (m - Б) \right] + 1 \right\} h \cdot K \ , \qquad (9)$$

где K = 0,75 – коэффициент, учитывающий шероховатость откоса;

ϑ_0 – допустимая скорость для грунта, слагающего русло;

$\vartheta_ф$ – скорость формирования русла;

m – коэффициент заложения откоса.

Длина дамб принимается не менее

$$l_д = l_р + K B_д \qquad (10)$$

(K = 0,5 – коэффициент запаса).

Расстояние между дамбами при двухстороннем стеснении потока, согласно рекомендациям С.Т.Алтунина, должно быть

$$L_д = (2 \div 3) B. \qquad (11)$$

Ширина дамб, возводимых из мелкого песка, из условия их устойчивости принята равной $b_д$ = 20 м.

С учетом амплитуды колебания уровня воды на р.Амударье, равной 2,5–3 м, и запаса над уровнями паводковых вод около 1,5м принятая высота дамб составляет 4÷5 м. При креплении части напорного откоса и оголовка траверсных дамб наброской рваного камня толщина крепления, согласно рекомендации С.Т.Алтунина, принята по верху 2,0 м, по низу 3–4 м. Крупность наименьших несмываемых камней в смеси для наброски определяется по формуле С.Т. Алтунина и А.М.Тюленева:

$$d_н = 0,063\, \vartheta_м^2 \ , \qquad (12)$$

где $\vartheta_м$ – максимальная скорость потока.

При использовании приведенных выше рекомендаций и расчетных зависимостей, а также предложений и существующих зависимостей других авторов /3,4/ были определены основные гидравлические элементы потока, параметры русла, плановые расположения и

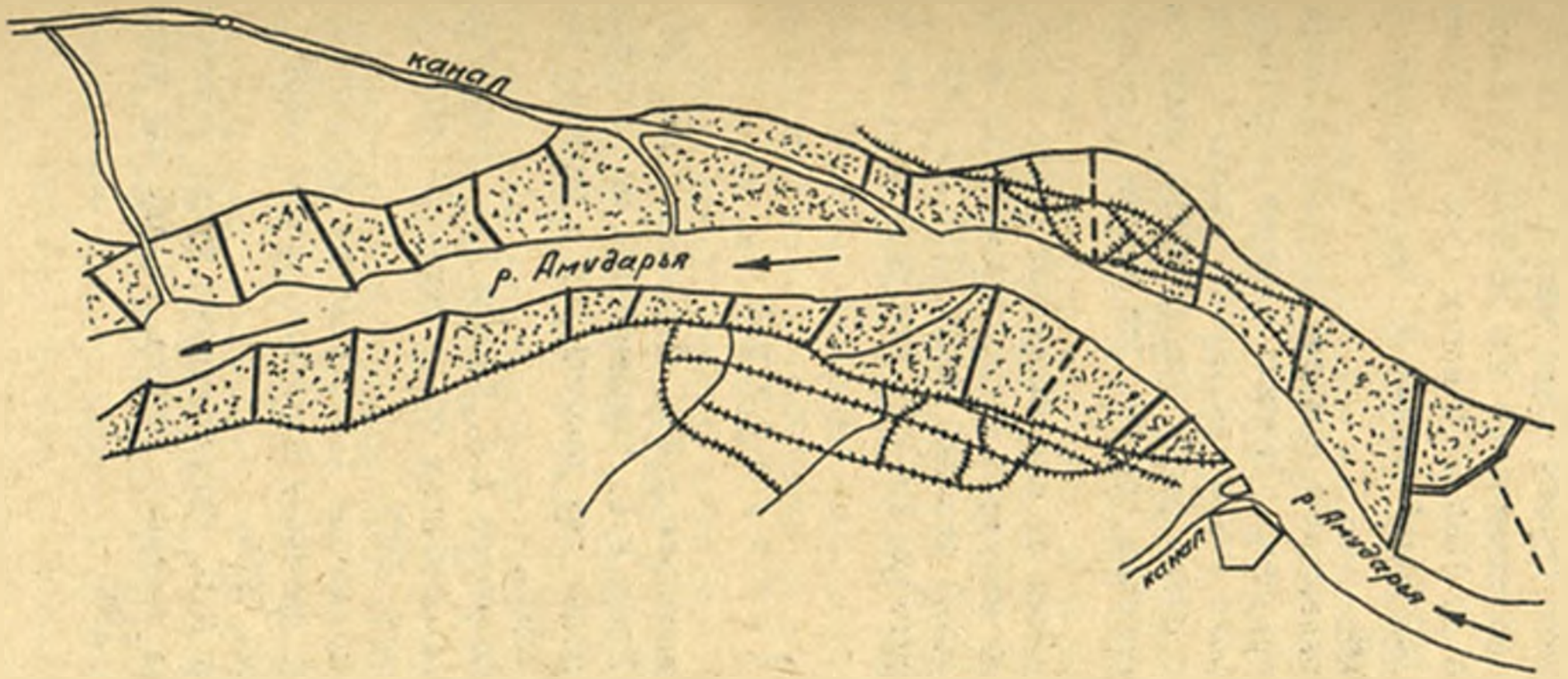


Рис.I. План участка р.Амударьи в районе каналов Ташсака – Пахтаарна, зарегулированного траверсными дамбами.

габаритные размеры траверсных дамб, на основе которых была разработана план-схема регулирования русла р.Амударьи ниже Туямуюнского гидроузла на длине 185 км, согласно которой необходимо построить 255 дамб из местного грунта общей длиной 248 км /5/.

Длина траверсных дамб составляет от 350 до 2500 м; расстояние между дамбами - от 800 до 2150 м. К концу 1983 г. из намеченных 255 дамб построены 109 общей длиной 97 км; у 26 дамб оголовки отсыпаны рваным камнем.

Регулирование русла траверсными дамбами рассматриваемого участка реки (рисунок) значительно улучшило условия водозабора в каналы: ликвидирована угроза смыва культурных земель и прорыва потока в сторону старого русла реки. Пространство между дамбами занесено наносами и частично освоено под посевы сельскохозяйственных культур.

Разработанные рекомендации по регулированию русла р.Амударьи траверсными дамбами из местного грунта внедряются по отраслевому плану внедрения новой техники ММиВХ СССР на 1983-1985 гг. с экономическим эффектом 100-120 тыс.руб. на 1 км длины реки.

Литература

1. Алтунин С.Т. Регулирование русел. М.:Сельхозгиз, 1962.

2. Ирмухамедов Х.А., Тузов В.Е. Рекомендации по регулированию русла траверсными дамбами для условий рек с мелкопесчаным руслом. Ташкент, САНИИРИ, 1983.

3. Мухамедов А.М.,Ирмухамедов Х.А.,Каюмов О.А. Рекомендуемые способы защиты берегов р.Амударьи от размыва. Сб.научн.трудов САНИИРИ, вып.151. Ташкент, 1976.

4. Мухамедов А.М., Ирмухамедов Х.А. Русловые процессы и их регулирование. Сб.50 лет научно-исследовательской работы САНИИРИ. Ташкент:Узбекистан, 1976.

5. Тузов В.Е.,Рашкапов К.Ю. Регулирование русла р.Амударьи поперечными сооружениями из местного грунта. Сб.научных трудов САНИИРИ, вып.168. Ташкент, 1983.

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

РАСЧЕТ ФОРМИРОВАНИЯ СЕЛЕВЫХ ОТЛОЖЕНИЙ В СЕЛЕХРАНИЛИЩАХ

В средней Азии для борьбы с селевыми потоками (ливневыми, паводковыми) построены многочисленные селехранилища.

Задерживая селевые потоки, селехранилища аккумулируют значительную часть твердого стока, а пропуская осветленный жидкий сток через водовыпуск в отводящую сеть, трансформируют его гидрограф, существенно снижая максимальный расход селя.

На крупных временных водотоках селехранилища строят с самостоятельными сбросными каналами. Если имеется группа близко расположенных, менее крупных, водотоков, селехранилища строят на каждом из них и объединяют по 40–50 в противоселевые системы.

Одним из главных вопросов при расчете работы селехранилища является расчет формирования селевых отложений в регулирующих емкостях. Имеющиеся расчетные зависимости /I,2,6 и др./ относятся к водохранилищам, и применение их к расчету селехранилищ приводит к большим неточностям.

В отделе русел САНИИРИ, начиная с 1972 г., проводятся натурные исследования существующих селехранилищ, расположенных на предгорных зонах Узбекистана и Таджикистана; с 1977 г. ведутся и модельные исследования с целью изучения режима их работы.

Обследованные селехранилища характеризуются следующими параметрами: емкость колеблется от 5 до 5,6 млн.м^3; высота плотины от 4 до 22 м; плотины выполнены из местных грунтовых материалов, эксплуатируются селехранилища I0–I5 лет. Количество обследованных селехранилищ более I00 шт, из них в 20 селехранилищах были произведены съемки профиля чаши. Объем селевых отложений у этих селехранилищ составляет от 5 до 30% полезной емкости. Отложения в основном – песчано-илистые грунты.

По результатам проведенных нами исследований получен ряд зависимостей для расчета ширины и средней глубины селеносного русла /3,4/, транспортирующей способности потока /5/, а также изменения мутности и скорости потока, фракционного состава на-

носов по длине селехранилища /6/.

На основании полученных зависимостей разработана методика расчета формирования селевых отложений в селехранилищах для предгорной зоны (рисунок).

Ниже приведен порядок расчета селевых отложений.

При использовании гидрографа паводка находят основные параметры входного участка русла, свободного и подпорного движения потока в селехранилище.

Основные параметры входного участка русла включают следующие элементы: ширину русла, среднюю глубину, скорость и мутность потока.

Ширину русла для постоянно действующих селеносных водотоков /4/ рассчитывают по формуле

$$B = 0{,}5\,\frac{Q^{0{,}5}}{(fd)^{0{,}15}\cdot(gi)^{0{,}25}}, \qquad (I)$$

для временно действующих водотоков /3/ –

$$B = K_1\,\frac{Q^{0{,}7}}{(gi)^{0{,}35}}, \qquad (Ia)$$

где Q – расход селевого потока заданной обеспеченности, м^3/с;

d – средневзвешенный диаметр донных отложений по данным непосредственных измерений. При отсутствии измеренных данных d можно определить по формуле /8/

$$d = 0{,}19\,i^{0{,}4}.$$

Здесь i – средний продольный уклон русла;

f – коэффициент устойчивости грунта, слагающего берега русла;

K_1 – коэффициент, учитывающий влияние f; $K_1 = \frac{1}{f}$.

Для отдельных видов грунта значение f определяется по следующим формулам /9/:

для несвязных грунтов – $f = tg\varphi$;

для связных грунтов, обладающих сцеплением,

$$f = \frac{tg\varphi G + C}{G};$$

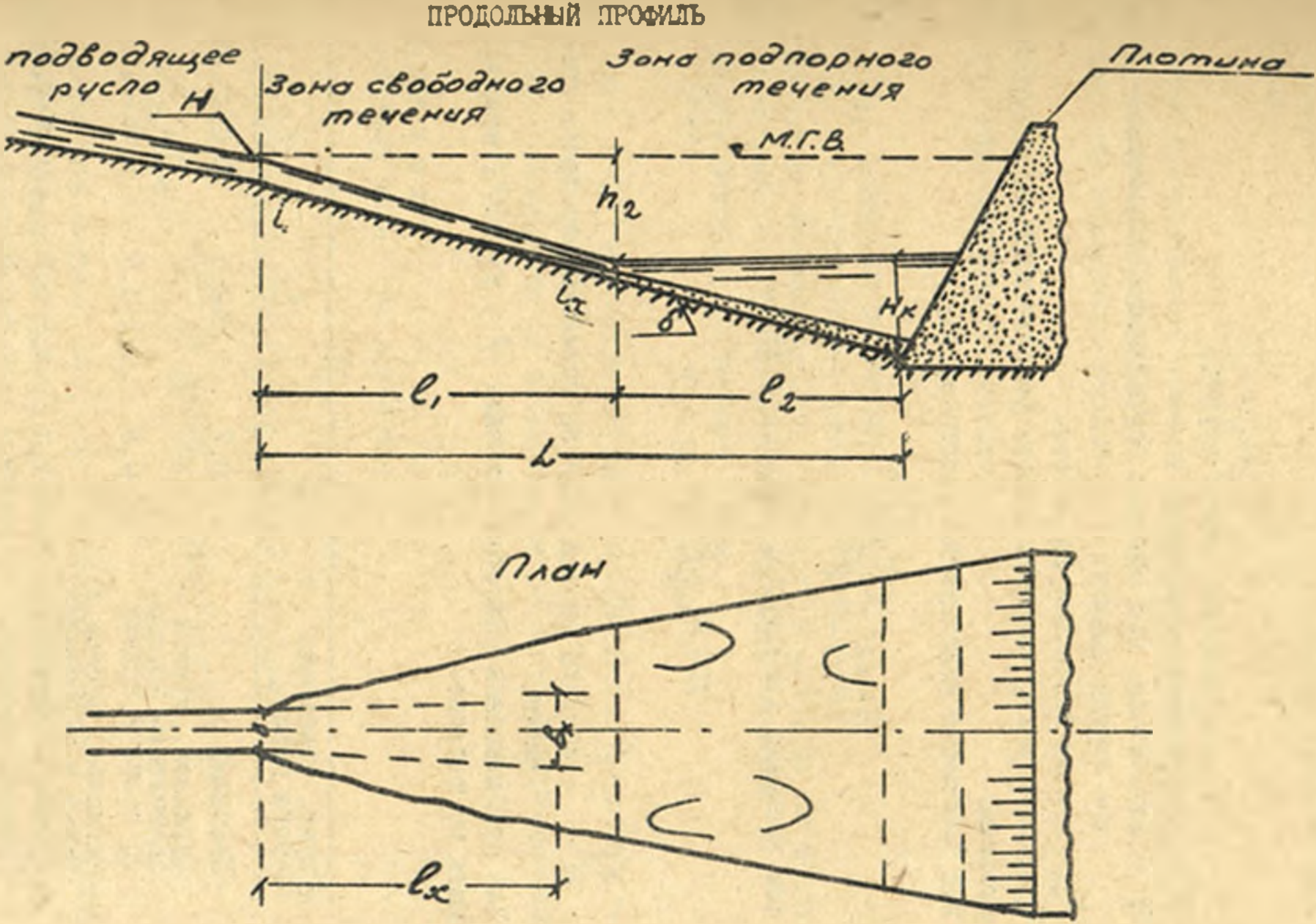


Схема расчета селевых отложений в селехранилищах.

для скальных пород

$$f = \frac{1}{10} R_{сж} ,$$

где φ – угол внутреннего трения грунта;

C – коэффициент сцепления;

G – напряжение, при котором определяется сопротивление породы сдвигу;

$R_{сж}$ – предел прочности на сжатие.

Среднюю глубину селевого потока рассчитывают по следующим зависимостям:

для постоянно действующих водотоков /4/ –

$$H = 0{,}25 \frac{Q^{0{,}33} \cdot (fd)^{0{,}17}}{(gi)^{0{,}17}} ; \qquad (2)$$

для временно действующих водотоков /3/ –

$$H = K_2 \frac{Q^{0{,}5}}{(gi)^{0{,}25}} , \qquad (2а)$$

где $K_2 = 0{,}1 f$;

Q – средний расход селя за расчетный интервал времени.

Для приближенных расчетов значения f , K_1 и K_2 можно принимать по таблице.

Таблица

Грунт, слагающий берега русла	f	K_1	K_2
Песчаный	0,5–0,7	I,5–2,0	0,05–0,07
Суглинок, супесь с включением крупного песка и гравия	0,6–0,8	I,2–I,6	0,06–0,08
Суглинок, супесь и глина с включением гравия и галечника	0,8–I,3	0,8–I,8	0,08–0,I3
Грубообломочный	I,4–2,0	0,5–0,7	0,I4–0,2
Полускальный	2,0–4,0	0,25–0,5	0,2–0,4
Скальный	5,0–20,0	0,2	0,4

Среднюю скорость селевого потока по сечению определяют по равенству

$$U_{ср} = \frac{Q}{B \cdot H}.$$

Далее устанавливают границу зоны свободного и подпорного течений по следующим формулам:

для зоны подпорного течения –

$$l_2 = \frac{H_k}{i};$$

для зоны свободного течения –

$$l_1 = L - l_2,$$

где L – длина селехранилища;

H_k – глубина воды в конце селехранилища.

Изменение ширины, глубины, скорости и мутности потока в зоне свободного течения определяют следующим образом:

ширину потока – по формуле

$$B_x = B + 2 l_{1x} \, tg\,\alpha,$$

где α = 8–11° – угол расширения ширины потока по длине селехранилища;

l_{1x} – расстояние от входного створа до рассматриваемого;

скорость потока – по уравнению

$$U_{1x} = \frac{Q}{B_x H_x};$$

глубину воды – по равенству

$$H_{1x} = \frac{H}{\left(\frac{B_x}{B}\right)^{0.8}}.$$

Объемную мутность потока находят по формуле

$$S_{1x} = S_{ср0} \cdot e^{-\frac{[illegible]}{q} \cdot \frac{l_x}{v_0} \cdot \frac{g(\rho_s - \rho_{ok})}{(\rho_s - \rho) \rho_{cm}} \left(1 - \frac{[illegible]}{q} S^{0.05}\right) 0.83 \left(B_{1x}^{0.7} - B^{0.7}\right)}.$$

Изменение ширины, скорости и мутности потока для подпорной зоны движения на транзитном участке определяют так:

ширину транзитной зоны находят по формуле (I).

Изменение скорости потока по длине устанавливают по уравнению

$$U_{2x} = (U_1 - U_{2k})\left(1 - \frac{\ell_{2x}}{\ell_2}\right) + U_{2x} \quad ,$$

где U_{2k} – скорость потока в конце селехранилища;

ℓ_{2x} – расстояние от начала подпорного течения до рассматриваемого створа;

$\rho, \rho_T, \rho_{см}$ – плотности воды, наносов и смеси.

Уменьшение среднего размера гидравлической крупности наносов определяют по формуле

$$\omega_{2x} = \omega_{1ст} \cdot \frac{U_{2x}}{U_1} .$$

Изменение мутности потока по длине находят по выражению

$$S_{2x} = S_{20}\, e^{-\left[\frac{W}{U_1}\left(1 - \frac{0{,}8H}{d} S^{0{,}5}\right)\frac{\rho(\rho_T - \rho_{см})}{\rho_{см}(\rho_T - \rho)} \ln\frac{h_0 + \ell_{2x}}{h_0} - \frac{x}{L}\right]} .$$

Слой отложений за расчетный интервал времени определяется по равенству

$$\sigma_1 = \frac{Q\,(S_0 - S_1)\cdot t}{\omega} ,$$

где ω – площадь зеркала воды.

Общий слой отложений в каждом створе

$$\sigma = \Sigma\sigma_n + S_3 H_n \quad ,$$

где $\Sigma\sigma_n$ – сумма слоев отложений для всех расчетных интервалов времени;

S_3 – остаточная объемная мутность потока с неосевшими во время заполнения селехранилища наносами

$$S_3 = (0{,}25 \div 0{,}35)\, S \quad .$$

Уклон дна для селехранилища находят по формуле

$$tg\alpha = tg\alpha_0 - \frac{\sigma}{L} ,$$

где $tg\alpha_0$ – уклон дна селехранилища до поступления селевого паводка.

В заключение можно отметить, что при проектировании селехранилищ из грунтовых материалов уравнительный уклон отложений наносов "Инструкция по проектированию и строительству противоселевых защитных сооружений" (СН-518-79) рекомендует принимать равным $tg\,\alpha_y = 0$. Однако натурные и модельные исследования селехранилищ показали, что наносы отлагаются в чаще не горизонтально, как это отмечено в "Инструкции", а с уклоном. Причем, наименьшие уклоны отложений наблюдаются у плотины селехранилища и растут в сторону подводящего русла. В среднем после занесения-заиления мертвого объема уравнительный уклон отложений составляет (0,2 - 0,6) $tg\,\alpha_0$.

Предлагаемый метод расчета наносных отложений позволяет рассчитать уравнительный уклон отложений в зависимости от слагающейся расчетной обеспеченности селевых потоков. По этой методике произведен расчет формирования наносных отложений серии паводков, слагающейся из паводков расчетной обеспеченности P (%) общим числом N лет на одном из селехранилищ Ферганской долины. Вычисления производились на ЭВМ ЕС-1033 с помощью ОСЕС. Результаты расчета использовались для определения средних отметок дна и построения продольных профилей, что позволило произвести построение новых кривых объемов селехранилища и дать прогноз заиления-занесения для периода t лет.

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

БОРЬБА С НАНОСАМИ ПРИ БОКОВОМ ВОДОЗАБОРЕ С НАНОСОПЕРЕХВАТЫВАЮЩИМИ ГАЛЕРЕЯМИ

Борьбе с наносами при водозаборе на предгорных и равнинных участках рек, а также русловым процессам у гидроузлов посвящены многие работы проф.С.Т.Алтунина /1-4/.

В шестидесятые и семидесятые годы многими современниками С.Т.Алтунина расширен круг вопросов по исследованию методов борьбы с наносами при водозаборе из рек.

Так, проф.Н.Ф.Данелия исследовал условия водозабора на реках с обильными донными наносами и предложил боковой тип водозабора с наносоперехватывающими галереями /5/.

Как показали лабораторные исследования Н.Ф.Данелия, эффективность работы наносоперехватывающих галерей зависит, главным образом, от величины перепада давления и абсолютных размеров зон пониженного давления перед галереей. Величина зоны, в свою очередь, зависит от распределения скорости потока. Поэтому очень важно иметь хотя бы приближенные представления о скоростной структуре потока перед водозабором.

Учитывая отсутствие аналитической зависимости, позволяющей описать поле скоростей перед водозабором, мы попытались решить этот вопрос с помощью теории источников и стоков.

При выводе формулы исходили из общего уравнения движения /6/:

$$\bar{U} = \bar{U}_0 + \frac{1}{2} \operatorname{rot} \bar{U} \cdot \delta \bar{r} + \bar{U}_g \quad , \qquad (I)$$

где $\bar{U}$ – абсолютная скорость движения частицы элементарного объема;

$\bar{U}_0$ – вектор скорости поступательного движения выделенного элементарного объема;

$\operatorname{rot} \bar{U}$ – вращение частицы вокруг мгновенной оси;

$\delta \bar{r}$ – радиус-вектор выбранной частицы;

$\bar{U}_g$ – скорость перемещения частицы в результате деформации объема.

Если допустить, что течение является потенциальным (безвихревым), т.е. $\operatorname{rot} \bar{U} = 0$, то для трехмерного потока имеем:

$$\left(\frac{\partial U_z}{\partial y} - \frac{\partial U_y}{\partial z}\right)\bar{i} + \left(\frac{\partial U_x}{\partial z} - \frac{\partial U_z}{\partial x}\right)\bar{j} + \left(\frac{\partial U_y}{\partial x} - \frac{\partial U_x}{\partial y}\right)\bar{k} = 0 \, .$$

Для существования такого равенства должно быть выполнено условие:

$$\frac{\partial U_z}{\partial y} - \frac{\partial U_y}{\partial z} = \frac{\partial U_x}{\partial z} - \frac{\partial U_z}{\partial x} = \frac{\partial U_y}{\partial x} - \frac{\partial U_x}{\partial y} = 0 \quad ,$$

что возможно лишь при наличии некоторой функции $\varphi = (x, y, z)$, частная производная от которой дает соответствующую проекцию

скорости, т.е.

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = v_x \,, \quad \frac{\partial \varphi}{\partial y} = v_y \,, \quad \frac{\partial \varphi}{\partial z} = v_z \,.$$

Подставляя эти значения в уравнение неразрывности

$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$, получим:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \qquad (2)$$

Уравнение Лапласа до настоящего времени решалось для простейших случаев трудоемким графическим методом или экспериментальным путем, требующим устройства дорогостоящих моделей и применения специальных приборов.

Между тем решение может быть аналитическим на основе линейности уравнения Лапласа, которая заключается в следующем: если существует несколько функций, удовлетворяющих по отдельности уравнению Лапласа, то и сумма этих функций также будет удовлетворять уравнению Лапласа. Значит, функция любого сложного потенциального движения может быть определена путем алгебраического суммирования нескольких функций простых составляющих движения, на которые разлагается общее движение, т.е.

$$\varphi = \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \ldots + \varphi_n \,, \qquad (3)$$

где φ – потенциал скорости сложного потенциального движения;

$\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_n$ – потенциал скорости составляющих движения.

По условию потенциальности движения

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = v_x, \quad \frac{\partial \varphi_1}{\partial x} = v_{x1}, \quad \frac{\partial \varphi_2}{\partial x} = v_{x2} \quad \text{и т.д.},$$

$$\frac{\partial \varphi}{\partial y} = v_y, \quad \frac{\partial \varphi_1}{\partial y} = v_{y1}, \quad \frac{\partial \varphi_2}{\partial y} = v_{y2} \quad \text{и т.д.},$$

$$\frac{\partial \varphi}{\partial z} = v_z, \quad \frac{\partial \varphi_1}{\partial z} = v_{z1}, \quad \frac{\partial \varphi_2}{\partial z} = v_{z2} \quad \text{и т.д.},$$

откуда $$v_x = v_{x1} + v_{x2} + v_{x3} + \ldots + v_{xn}, \quad (4)$$

$$v_y = v_{y1} + v_{y2} + v_{y3} + \ldots + v_{yn}, \quad (5)$$

$$v_z = v_{z1} + v_{z2} + v_{z3} + \ldots + v_{zn}, \quad (6)$$

где v_x, v_y, v_z – компоненты скорости сложного потенциального движения;

v_{x1}, v_{y1}, v_{z1} – компоненты скорости от первого частного движения;

v_{x2}, v_{y2}, v_{z2} – компоненты скорости от второго частного движения и т.д.

Таким образом, для определения кинематической структуры сложного потенциального потока достаточно определить компоненты скорости от составных частных движений и просуммировать их.

Для рассматриваемого нами случая (рис.I) частные движения выявляются из анализа работы гидроузла. В период интенсивного движения наносов пролет водосбросной плотины, примыкающей к водоприемнику, обычно закрывают для экранизации и создания зоны повышенного давления, а наносоперехватывающие галереи постоянно открыты. Закрытый пролет плотины как бы отбрасывает назад набегающий поток, и эту поверхность надо рассматривать как покрытую непрерывным слоем элементарных источников.

Плоскость входных отверстий наносоперехватывающих галерей, через которые всасывается промывной расход, следует рассматривать как поверхность, покрытую непрерывным слоем элементарных стоков.

Таким образом, скоростное поле перед наносоперехватывающими галереями формируется за счет сложения следующих частных потенциальных движений:

а) движения от системы элементарных источников закрытого пролета водосбросной плотины, примыкающего к водоприемнику;

б) движения от системы элементарных стоков, расположенных в плоскости входного отверстия первой наносоперехватывающей галереи;

в) движения от системы элементарных стоков, расположенных в плоскости входного отверстия второй наносоперехватывающей галереи;

г) поступательного движения основного потока.

Скорость движения потока в любой точке, возбуждаемая элементарным источником, определяется по формуле, полученной нами для источников ограниченного угла действия, которая, в отличие от классической, учитывает то обстоятельство, что струя жидкости распространяется не во всем пространстве, а в пределах полуплоскости:

$$dU = \frac{dQ}{\pi r},$$

где dU – скорость, возбуждаемая в любой точке элементарным источником с расходом dQ;

r – расстояние от элементарного источника до выбранной точки; $\pi = 3,14$.

Для определения скорости, сообщаемой частице n системой элементарных источников закрытого пролета плотины, рассмотрим схему (рис.I).

Элементарный источник dx сообщает частице n скорость, равную

$$dU_1 = \frac{dQ_1}{\pi r_1},$$

где dU_1 – скорость, сообщаемая частице n элементарным источником dx;

$dQ_1 = U_0 dx$ – расход элементарного источника;

U_0 – скорость набегающего потока;

r_1 – расстояние от элементарного источника до частицы n.

Составляющие этой скорости

$$dU_{x1} = \frac{U_0 dx}{\pi r_1} \cdot \frac{x_n - x}{r_1},$$

$$dU_{y1} = \frac{U_0 dx}{\pi r_1} \cdot \frac{y_n}{r_1},$$

где $r_1 = \sqrt{(x_n - x)^2 + y_n^2}$.

Для получения скорости, сообщаемой частице n всей системой элементарных источников, очевидно, надо взять интеграл от 0 до b_c.

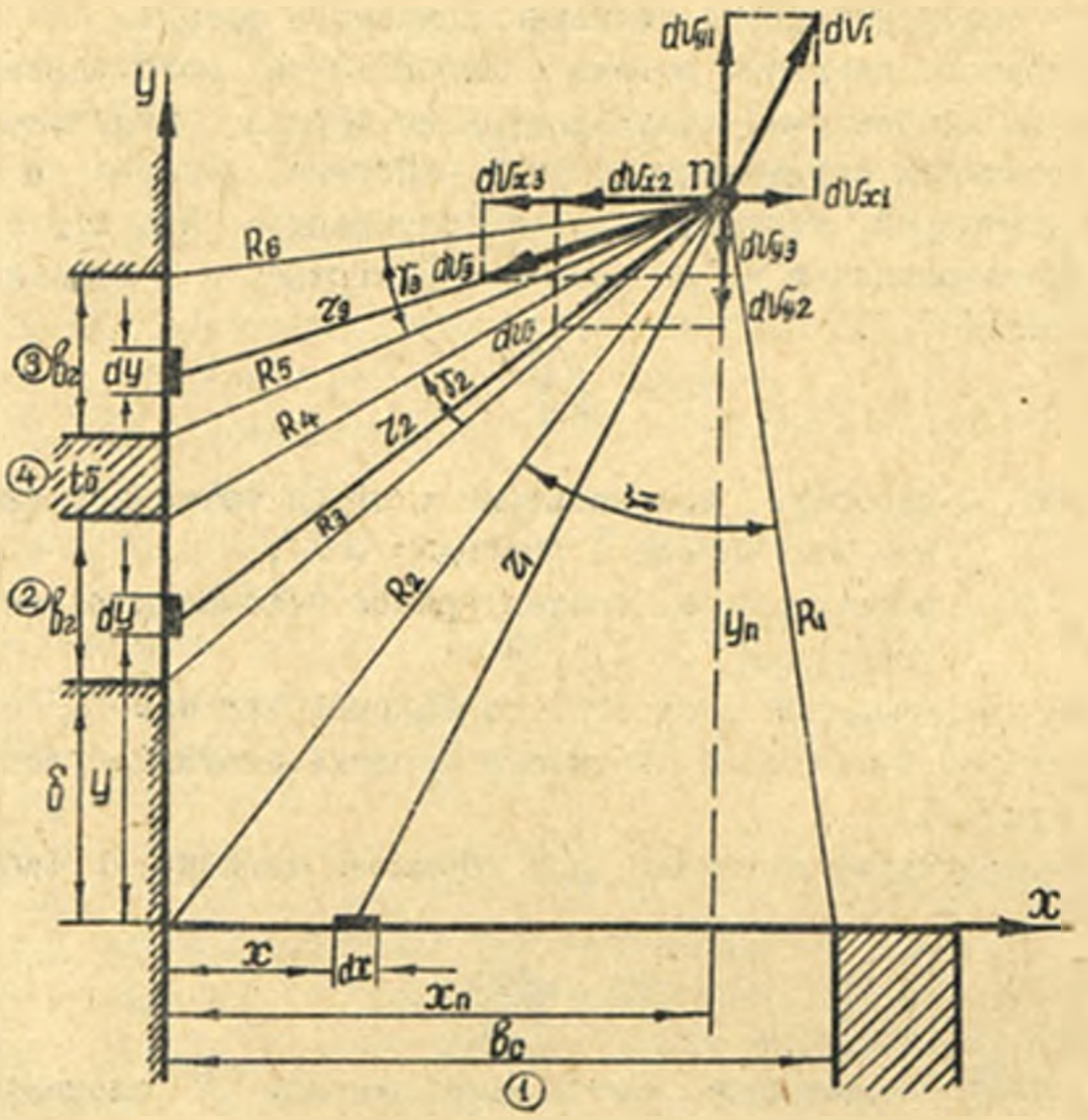


Рис.I. Расчетная схема бокового водозабора с наносоперехватывающими галереями:
I – закрытый пролет водосбросной плотины; 2 – первая наносоперехватывающая галерея; 3 – вторая наносоперехватывающая галерея; 4 – бычок.

После интегрирования и упрощения получим:

$$v_{x1} = -\frac{v_0}{\pi} \ln \frac{R_1}{R_2}, \qquad (7)$$

$$v_{y1} = \frac{v_0}{\pi} \beta_1, \qquad (8)$$

где $R_1 = \sqrt{(b_c - x_п)^2 + y_п^2}$,

$$R_2 = \sqrt{x_n^2 + y_n^2} \quad ,$$

$$\gamma_1 = arctg \frac{b_c - x_n}{y_n} + arct \frac{x_n}{y_n} \quad .$$

Элементарный сток dy первой наносоперехватывающей галереи (рис.I) сообщает той же частице n скорость

$$dU_2 = \frac{dQ_2}{\pi r_2} \quad ,$$

где dU_2 – скорость, сообщаемая частице n элементарным стоком dy ;

$dQ_2 = U \cdot dy$ – расход элементарного стока;

U – скорость потока в наносоперехватывающей галерее;

r_2 – расстояние от элементарного стока до частицы n .

Составляющие скорости по осям координат:

$$dU_{x_2} = \frac{U \cdot dy}{\pi r_2} \cdot \frac{x_n}{r_2} \quad ,$$

$$dU_{y_2} = \frac{U\, dy}{\pi r_2} \cdot \frac{y_n - y}{r_2} \quad ,$$

где $r_2 = \sqrt{x_n^2 + (y_n - y)^2}$.

После интегрирования в пределах от δ до $(\delta + b_2)$ получим значение скорости, сообщаемой частице n системой элементарных стоков первой наносоперехватывающей галереи:

$$U_{x_2} = -\frac{U}{\pi} \delta^2 \quad , \qquad (9)$$

$$U_{y_2} = \frac{U}{\pi} \ln \frac{R_4}{R_3} \quad , \qquad (10)$$

где $\gamma_2 = arctg \frac{y_n - \delta}{x_n} - arctg \frac{y_n - (\delta + b_2)}{x_n}$,

$R_3 = \sqrt{x_n^2 + (y_n - \delta)^2}$,

$$R_4 = \sqrt{x_n^2 + (y_n - (\delta + b_2))^2} \quad .$$

Аналогичным образом получим скорость, сообщаемую частице n системой элементарных стоков второй наносоперехватывающей галереи:

$$v_{x_3} = -\frac{u}{\pi}\beta_3 \quad , \tag{II}$$

$$v_{y_3} = \frac{u}{\pi} \ln \frac{R_4}{R_5} \quad , \tag{I2}$$

где $\beta_3 = arctg \frac{y_n - (\delta + t_\delta + b_2)}{x_n} - arctg \frac{y_n - (\delta + t_\delta + 2b_2)}{x_n}$,

$$R_5 = \sqrt{x_n^2 + (y_n - (\delta + t_\delta + b_2))^2} \quad ,$$

$$R_6 = \sqrt{x_n^2 + (y_n - (\delta + t_g + 2b_2))^2} \quad .$$

Основной поток движется параллельно оси y . Поэтому он дает только одну составляющую:

$$v_{x_4} = 0 \quad , \tag{I3}$$

$$v_{y_4} = -v_0 \quad . \tag{I4}$$

Подставляя найденные скорости (7-I4) в уравнения (4) и (5), получим выражение для определения компонентов скорости сложного потенциального потока перед наносоперехватывающей галереей бокового типа водозабора:

$$v_x = -\frac{v_0}{\pi} \ln \frac{R_1}{R_2} - \frac{u}{\pi}(\beta_2 + \beta_3) \quad , \tag{I5}$$

$$v_y = \frac{v_0}{\pi}\beta_1 + \frac{u}{\pi} \ln \frac{R_4 R_6}{R_3 R_5} - v_0 \quad . \tag{I6}$$

Для более точного определения поля скоростей необходимо учитывать и действие производных стоков, возникающих на закрытом пролете плотины под влиянием первичных стоков первой и второй наносоперехватывающих галерей.

Расход элементарного производного стока определяем по

формуле

$$dQ_c = -\frac{U}{\pi} \ln \frac{R_4 R_1}{R_3 R_2}\, dx ,$$

полученной из выражений (10) и (12).

Для упрощения расчета логарифмический закон распределения напряжения стоков заменим прямолинейным (рис.2).

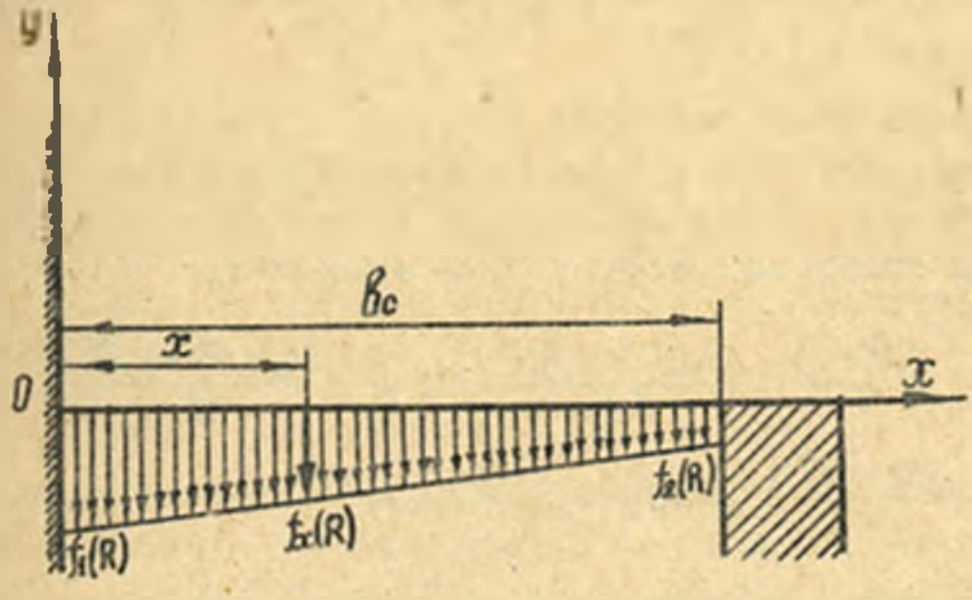


Рис.2. Распределение напряжений производных стоков:

$$f_x(R) = f_1(R) - \frac{f_1(R) - f_2(R)}{b_c}\, x , \qquad (17)$$

где

$$f_{1,2}(R) = \frac{U}{\pi} \ln \frac{R_4 R_1}{R_3 R_2} . \qquad (18)$$

Таким образом, суммарный расход элементарного источника закрытого пролета плотины выражается уравнением

$$dQ_1 = U_0 dx - f_1(R)\, dx + \frac{f_1(R) - f_2(R)}{b_c}\, x dx .$$

Интегрируя дифференциальные уравнения

$$dU_{x_1} = \left(\frac{U_0}{\pi} - \frac{f_1(R)}{\pi}\right) \frac{(x_n - x)\, dx}{y_n^2 + (x_n - x)^2} + \frac{f_1(R) - f_2(R)}{\pi b_0} \cdot \frac{(x_n - x)\, x dx}{y_n^2 + (x_n - x)^2} ,$$

$$dU_{y_1}=\left(\frac{U_0 y_n}{\pi}-\frac{f_1(R)y_n}{\pi}\right)\frac{dx}{y_n^2+(x_n-x)^2}+\frac{y_n(f_1(R)-f_2(R))}{\pi b_c}\cdot\frac{x\,dx}{y_n^2+(x_n-x)^2}\,.$$

в пределах от 0 до b_c , получим:

$$U_{x_1}=\left(\frac{f_1(R)-U_0}{\pi}-\frac{x_n(f_1(R)-f_2(R))}{\pi b_c}\right)\ln\frac{R_1}{R_2}+\frac{y_n(f_1(R)-f_2(R))}{\pi b_c}\beta_1-\frac{f_1(R)-f_2(R)}{\pi}\,, \quad (19)$$

$$U_{y_1}=\left(-\frac{f_1(R)-U_0}{\pi}+\frac{x_n(f_1(R)-f_2(R))}{\pi b_c}\right)\beta_1+\frac{y_n(f_1(R)-f_2(R))}{\pi b_c}\ln\frac{R_1}{R_2}\,. \quad (20)$$

Подставляя новые значения U_{x_1} и U_{y_1} вместо первых слагаемых в уравнения (15) и (16), получим более точные формулы для определения компонентов скорости потока перед наносоперехватывающими галереями бокового типа водозабора:

$$U_x=\left(\frac{f_1(R)-U_0}{\pi}-\frac{x_n(f_1(R)-f_2(R))}{\pi b_c}\right)\ln\frac{R_1}{R_2}+\frac{y_n(f_1(R)-f_2(R))}{\pi b_c}\beta_1-$$

$$-\frac{f_1(R)-f_2(R)}{\pi}-\frac{M}{\pi}(\beta_2+\beta_3)\,, \quad (21)$$

$$U_y=\left(-\frac{f_1(R)-U_0}{\pi}+\frac{x_n(f_1(R)-f_2(R))}{\pi b_c}\right)\beta_1+\frac{y_n(f_1(R)-f_2(R))}{\pi b_c}\ln\frac{R_1}{R_2}+$$

$$+\frac{M}{\pi}\ln\frac{R_4 R_6}{R_3 R_5}-U_0\,. \quad (22)$$

Выполненные расчеты показали, что полученные с помощью теории источников и стоков расчетные зависимости позволяют без затраты больших материальных средств получить представление о структуре потока и найти оптимальные конструктивные решения по борьбе с наносами при водозаборе на предгорных участках рек.

Литература

1. Алтунин С.Т. Выправительные, защитные и регулировочные сооружения на реках. М.:Сельхозгиз, 1947.

2. Алтунин С.Т. Регулирование русел рек при водозаборе. М.:Сельхозгиз, 1950.

3. Алтунин С.Т., Бузунов И.А. Защитные сооружения на реках. М., Сельхозгиз, 1953.

4. Алтунин С.Т. Регулирование русел. М., Сельхозгиз, 1962.

5. Данелия Н.Ф. Водозаборные сооружения на реках с обильными донными наносами. М., Колос, 1964.

6. Повх И.Л. Техническая гидротехника. М., Машгиз, 1969.

7. Леви И.И. Движение речных потоков в нижних бьефах гидротехнических сооружений. М., Энергоиздат, 1955.

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

РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЛА И РЕЖИМА НАНОСОВ АМУДАРЬИ У БЕСПЛОТИННЫХ ВОДОЗАБОРОВ РУСЛОРЕГУЛИРОВОЧНЫМИ СООРУЖЕНИЯМИ

В среднем течении Амударьи в настоящее время функционируют крупные бесплотинные водозаборы на Каракумский канал им.В.И.Ленина (ККК) с расходом до 560 $м^3/с$, Каршинский машинный канал (КМК) с расходом 200 $м^3/с$ и Амубухарский машинный канал (АБМК) с расходом до 350 $м^3/с$ в период вегетации. Средние годовые расходы здесь составляют 1350–1720 $м^3/с$, наименьшие – 370 $м^3/с$, амплитуда колебаний уровня достигает 2,5÷3,0 м. Средняя годовая многолетняя мутность колеблется от 3,3 до 3,7 $кг/м^3$; наибольшая достигает 20,0 $кг/м^3$. Наносы р.Амударьи транспортируются, в основном, во взвешенном состоянии (около 80–85%). Количество донных наносов составляет в среднем 15–20% от стока взвешенных, увеличиваясь в отдельные периоды до 20–25%. Влекомые наносы в русле реки перемещаются в виде донных гряд высотой 1÷2 м.

В реке, в частности у бесплотинного водозабора КМК, в период межени средние скорости потока составляли 1,0÷1,5 м/с, максимальные – 1,4÷1,6 м/с. В период половодья максимальные скорости достигали 3÷4 м/с. Продольные уклоны водной поверхности на участке бесплотинного водозабора в период межени составляли 0,00011÷0,00018, в половодье – 0,00030÷0,00033.

Интенсивное увеличение водоотбора на орошение, особенно в

меженный период, когда водозабор достигает 30–40% от расхода реки, и изменение бытового режима реки вызвали необходимость разработки комплексных мероприятий по регулированию русла и режима наносов у водозаборных сооружений, так как при неустойчивом русле и блуждании потока у бесплотинных водозаборов осуществление планового забора воды в каналы без регулирования русла реки стало невозможным.

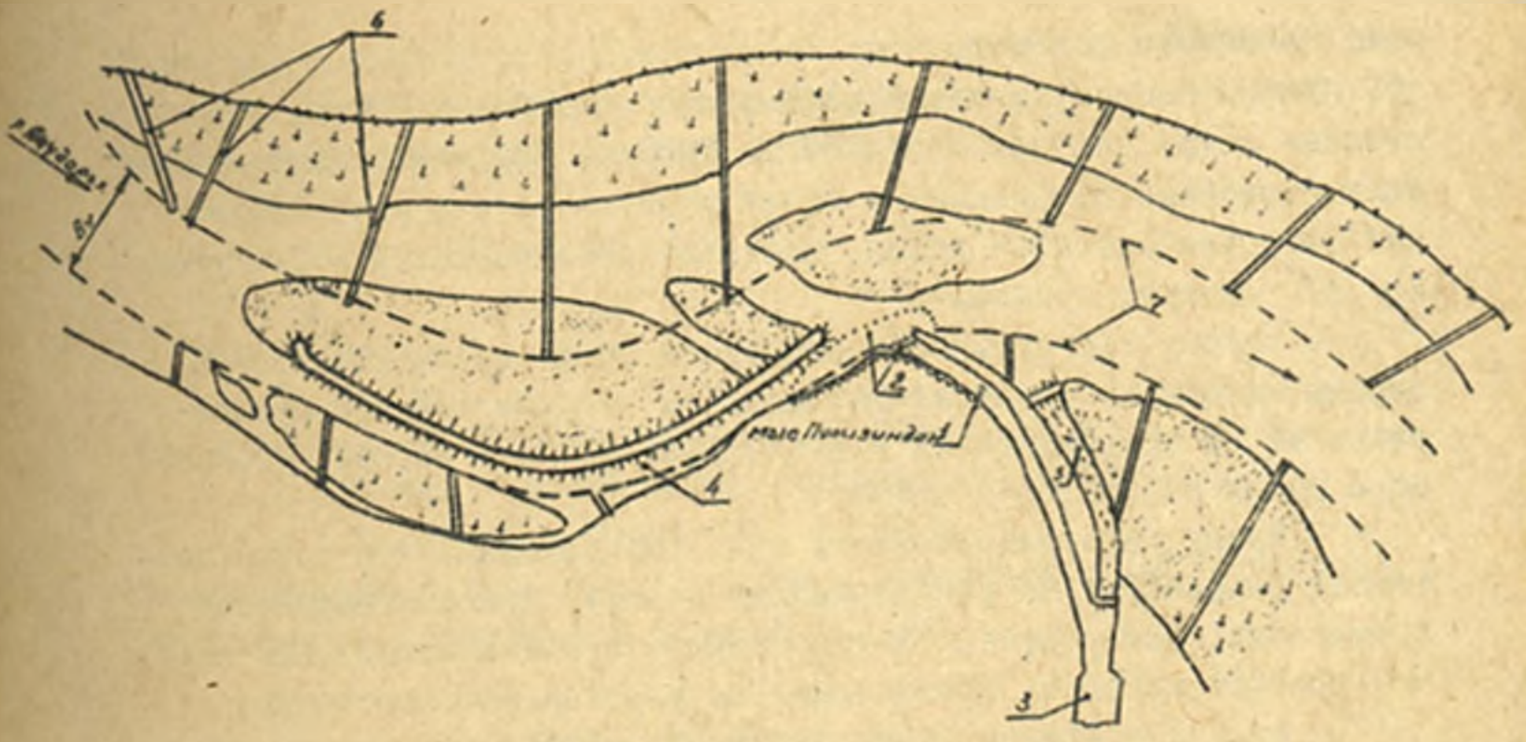
Согласно рекомендации С.Т.Алтунина /1/, при бесплотинном водозаборе из рек с блуждающим руслом необходимо поддерживать стрежень потока у водозаборного сооружения при помощи руслорегулировочных сооружений.

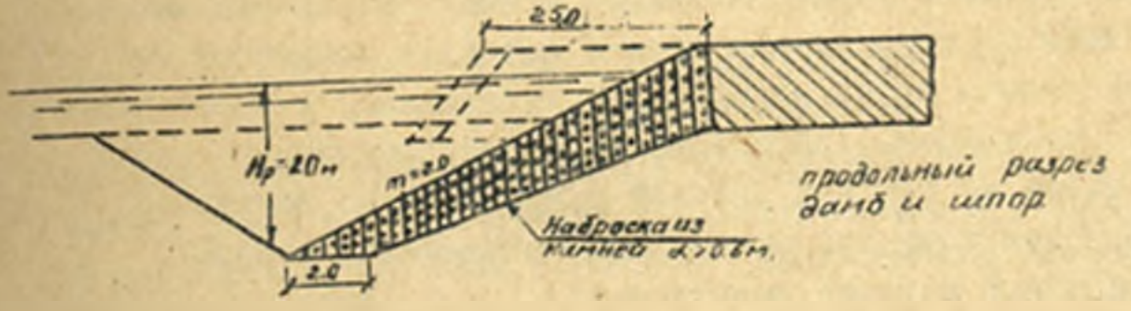
Регулирование русла и борьба с наносами в условиях бесплотинного водозабора в среднем течении р.Амударьи осуществляется:

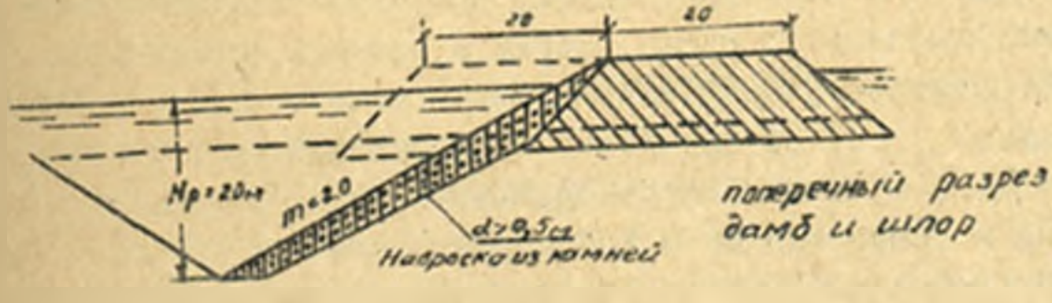
- в самом русле реки руслорегулировочными сооружениями, которыми являются шпоры, струенаправляющие дамбы, прорези и прокопы;
- у головных частей водозаборных узлов;
- устройством новых подводящих каналов;
- отстойными сооружениями на канале.

На основании натурных исследований нами установлены изменения плановых положений русла, величины твердого стока, фактические объемы поступивших и отложившихся донных и взвешенных наносов, их фракционный состав и транспортирующая способность потока в подводящих каналах и в отстойнике.

В среднем течении р.Амударьи в районе бесплотинного водозабора в КМК,АБМК,ККК нами разработаны схемы размещения и конструкции основных руслорегулировочных сооружений у водозабора (рисунок).Принятие основного потока к точке водозабора с помощью поперечных дамб из местного грунта с закреплением оголовков и напорной грани из рваного камня для обеспечения транзита наносов ниже водозабора, в результате которого регулируется жидкий и твердый сток. На рисунке (на примере водозабора на КМК) приводится регулирование русла р.Амударьи на участке бесплотинных водозаборов с руслорегулировочными сооружениями и даны схемы расположения поперечных дамб, длина их, расстояние между дамбами с привязкой русловой обстановки к мест-







План-схема комплекса руслорегулировочных и головных сооружений на участке Амударьи у бесплотинных водозаборов (на примере бесплотинного водозабора Каршинского канала): I- новый подводящий канал (ℓ =I,6 км); 2 - подводная дамба с углубленным карманом; 3 - отстойник; 4 - правобережный прокоп (ℓ =5,0 км); 5 - старое русло подводящего канала; 6 - руслорегулировочные мероприятия дамбы, шпоры из местного грунта с креплением головной части и напорной грани рваным камнем; 7 - проектируемая трасса реки.

ным природным условиям.

Длина поперечных дамб составляет от 650 до 1300 м; расстояние между дамбами - от 650 до 1000 м. При компоновке руслорегулировочных сооружений в плане участка реки и проектировании зарегулированного русла, согласно рекомендациям С.Т.Алтунина /1/, следует принимать:

- ширину зарегулированного русла по формулам устойчивой ширины, исходя из пропуска паводкового расхода 10%-ной обеспеченности на криволинейных участках, равной 0,85 ширины устойчивого русла на прямом участке;

- длину зарегулированного русла из условия, что поток протекает равномерно по регулируемому участку при благоприятном растекании ниже участка регулирования, а также происходит полный транзит наносов, поступающих на участок регулирования;

- радиус кривизны русла назначать, исходя из условий местности, так, чтобы не было резких сваловов потока к вогнутому берегу, а поток плавно протекал по зарегулированному участку русла и ниже его по течению; расположение зарегулированного русла выбирается, исходя из местных условий и обеспечения водозабора требуемым расходом воды при минимальном завлекании наносов.

При компоновке в плане выправительных и защитных трасс необходимо использовать существующее основное русло (даже отмершее старое русло и протоки), сужая его при этом до устойчивой ширины ($B_{уст}$), и перекрыть лишние протоки. Гидравлические элементы зарегулированного русла, формы и размеры поперечного сечения, уровни, уклоны, скорости должны отвечать эксплуатационным требованиям, т.е. обеспечивать безаварийный пропуск паводковых расходов, шугохода, судоходства, а также плавность подхода потока к бесплотинным водозаборам.

Длина зарегулированного русла, согласно рекомендациям С.Т.Алтунина /1/, определяется в зависимости от конфигурации русла и должна быть:

- в верхнем участке выше водозабора не менее

$$\lambda_в - 6B_{уст.},$$

- в нижнем участке ниже водозабора не менее

$$\lambda_н - 4B_{уст.}$$

Общая длина зарегулированного русла составляет $\ell = 10 B_{уст}$. Устойчивую ширину и глубину зарегулированного русла на прямолинейном участке находят по формуле С.Т.Алтунина:

$$B_{уст} = A \frac{Q^{0,5}}{J_{0,2}} ;$$

$$h = \frac{B^m}{K} ,$$

где $A = 1,3 \div 1,7$ – параметр формы русла;
$K = 10 \div 12$ – коэффициент устойчивости русла;
$m = 0,5 \div 0,67$ – показатель степени.

Транспортирующая способность потока (критическая мутность) определяется по формуле С.Х.Абальянца /4/:

$$\rho_{кр} = A \frac{V^3}{h\omega} ,$$

где $A = 0,018$ без учета донных наносов;
$A = 0,026$ с учетом донных наносов.

Максимальная глубина размыва у оголовка и речного откоса поперечных дамб, который крепится рваным камнем в условиях легкоразмываемых русел реки и наличия свала потока, определяется по формуле И.А.Бузунова:

$$H_{max} = \left\{ \frac{1}{1+m^2} \left[6 \left(\frac{V_p \cdot \sin\alpha}{V_{кр}} \right)^{0,2} + \sin\alpha (m-6) + 1 \right] \right\} \cdot h \cdot K .$$

Здесь $K = 0,75$ – коэффициент, учитывающий шероховатость откоса;
$V_p, V_{кр}$ – скорости формирования и допускаемая.

Крупность наименьших камней в смеси для набросных креплений определяется по формулам С.Т.Алтунина и А.М.Тхленеева:

$$d_{к\,min} = 0,063 V^2_{max} .$$

На основании приведенных выше формул и зависимостей нами были определены основные размеры руслорегулировочных сооружений (рисунок), рекомендуемых в среднем течении р.Амударьи в районах бесплотинных водозаборов (КМК, АБМК, ККК), и составлены их схемы. Установлены основные размеры устойчивого русла основ-

ного потока р.Амударьи ($B_{уст}$ = 600÷650 м); созданы криволинейные очертания в плане, а также их основные геометрические размеры и объемы работ.

В настоящее время забор воды в Каршинский магистральный канал осуществляется из р.Амударьи при помощи нового головного сооружения с устройством подводной дамбы и нового подводящего канала у скалистого берега мыса Пулизиндан (рисунок). Устройство новой головы канала на устойчивом берегу Амударьи с подводящим каналом длиной I,6 км и новое конструктивное решение головной части водозабора с подводной дамбой изменяет бытовой режим жидкого и твердого стока и структуру основного потока реки у водозабора. В подводящий канал поступает более осветленный поток с меньшим захватом донных и крупных фракций взвешенных наносов.

В целях повышения водообеспеченности Каршинского магистрального канала и борьбы с наносами в период межени и в маловодные годы (I98I–I983) на основании натурных исследований руслового обстановки, гидрологического и гидравлического режима р. Амударьи, выше головной части водозабора составлен новый тип сооружения – осуществлен правобережный прокоп длиной 5,0 км путем углубления (до 3–4 м) и расширения (до I40 м) старого отмершего русла правобережной протоки с выходом до основного потока реки.

Уклон водной поверхности в прокопе устанавливается исходя из разницы отметок уровня воды в реке и прокопе или головной части канала по формуле

$$J = \frac{\Delta Z}{\ell_{пр}}$$

(ℓ – длина прокопа).

Скорость потока в прокопе определяется по формуле Шези:

$$v = C\sqrt{hJ},$$

где

$$C = \frac{1}{n} h^{1/6};$$

n – коэффициент шероховатости.

Скорость потока в прокопе должна быть больше неразмывающей скорости, чтобы происходил размыв русла прокопа и увеличи-

валась его пропускная способность. Пропускная способность прокопа в период паводка проверяется по формуле $Q = BhV$.

В период межени и в маловодные годы (1981–1983) после осуществления правобережного прокопа, по нему проходил расход более 350 м^3/с; из них 175–240 м^3/с подавалось в КМК, оставшийся расход сливался с основным потоком ниже водозабора. В результате увеличилась транспортирующая способность потока, уменьшился объем заиления подводящего канала и объем очистки в пойме реки, а также значительно сократились эксплуатационные расходы (на 10%) и обеспечился плановой водозабор.

Результаты проведенных научно-исследовательских работ внедрены в производство; разработанные рекомендации по устройству головного сооружения у мыса Пулизиндан с фактическим годовым эффектом 1148 тыс.руб., а также по регулированию русла р.Амударьи для повышения водоподачи в КМК в период межени и ожидаемые маловодные годы с экономическим эффектом 740,5 тыс.руб. внедрены строительными и эксплуатационными организациями Каршистроя и УЭ КМК и НС.

Литература

1. Алтунин С.Т. Регулирование русел. М.:Сельхозгиз, 1956.

2. Мухамедов А.М.,Абдураупов Р.Р.,Ирмухамедов Х.А. Бесплотинные водозаборы из Амударьи для ирригационных каналов. Сб. статей IX–МКиД, ЦБНТИ. М., 1975.

3. Ирмухамедов Х.А.,Мухамедов Я.С. Указания по регулированию твердого стока и русловых процессов у бесплотинных водозаборных узлов для условий р.Амударьи. Ташкент, САНИИРИ, 1982.

Н.Бекимбетов,канд.техн.наук, Д.Р.Хасанов
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ОБ ИЗМЕНЕНИИ РЕЖИМА НАНОСОВ РЕКИ АМУДАРЬИ ПОСЛЕ ВВОДА В ЭКСПЛУАТАЦИЮ ТАХИАТАШСКОГО ГИДРОУЗЛА

Тахиаташский гидроузел, предназначенный для регулирования уровня воды в реке с целью обеспечения надежного во-

дозабора в оросительные системы, введен в эксплуатацию в 1974 г. (первая очередь строительства)[1]. Ввод в эксплуатацию гидроузла резко изменил естественный режим жидкого и твердого стоков реки и повлиял на ход руслового процесса в его бьефах (изменился естественный режим наносов реки в его бьефах). Создаваемый подпор уровней воды в верхнем бьефе вызвал отложение наносов, вследствие чего отмечался подъем дна русла реки.

Гидроузел в первые годы эксплуатации в зависимости от гидрологического режима реки, особенно в период маловодья 1974-1977 гг., длительное время работал на предельном подпорном режиме, и благодаря этому происходило осветление потока в верхнем бьефе, среднесезонное значение которого колебалось от 10 до 40% от мутности в створе Кипчак, находящемся на 48 км выше створа плотины. При подпорном режиме работы гидроузла в верхнем бьефе скорость течения в реке уменьшалась и происходило осаждение наносов, вызывая подъем дна русла и уровней воды на большой длине, постепенно увеличивающейся вверх по течению.

Исследования (У.Артыков, САНИИРИ) показали, что в первые годы эксплуатации в верхнем бьефе гидроузла объем осаждения наносов составил 9,34 млн.м^3; суммарный объем заиления на участках исследования длиной 17,5 км с 1973 по октябрь 1976 года был равен 14,6 млн.м^3; средняя отметка дна при этом поднялась от 0,60 до 2,0 м.

Исследуемый участок реки расположен вверх по течению между водозабором Советяб и щитовой плотины. Сопоставление поперечного профиля, полученного по данным съемок, 1973 г. с результатами съемок в августе 1982 г. показало, что объем заиления за этот период составил 21,6 млн.м^3 (Н.Бекимбетов, САНИИРИ). Следовательно, объем заиления на этом участке с октября 1976 г. по август 1982 г. составил 7,0 млн.м^3.

По данным исследований 1983 г. объем осаждения наносов на исследуемом участке реки очень незначительный - 67 тыс.м^3. На участке реки от створа водозабора в канал Советяб до подводящего русла (до мыса Тахиаташ) отложения наносов прекрати-

---

[1] С.Т.Алтунин занимался Тахиаташским гидроузлом в 1951-1952 гг., когда проектировался Главный Туркменский канал.

лись и происходят незначительные размывы русла. Объемы размыва и заиления составляют, соответственно, 5395 и 5353 тыс.м^3 с разницей в 42 тыс.м^3. В основном заиление происходит только в подводящем русле реки - от мыса Тахиаташ до шлюзовой плотины.

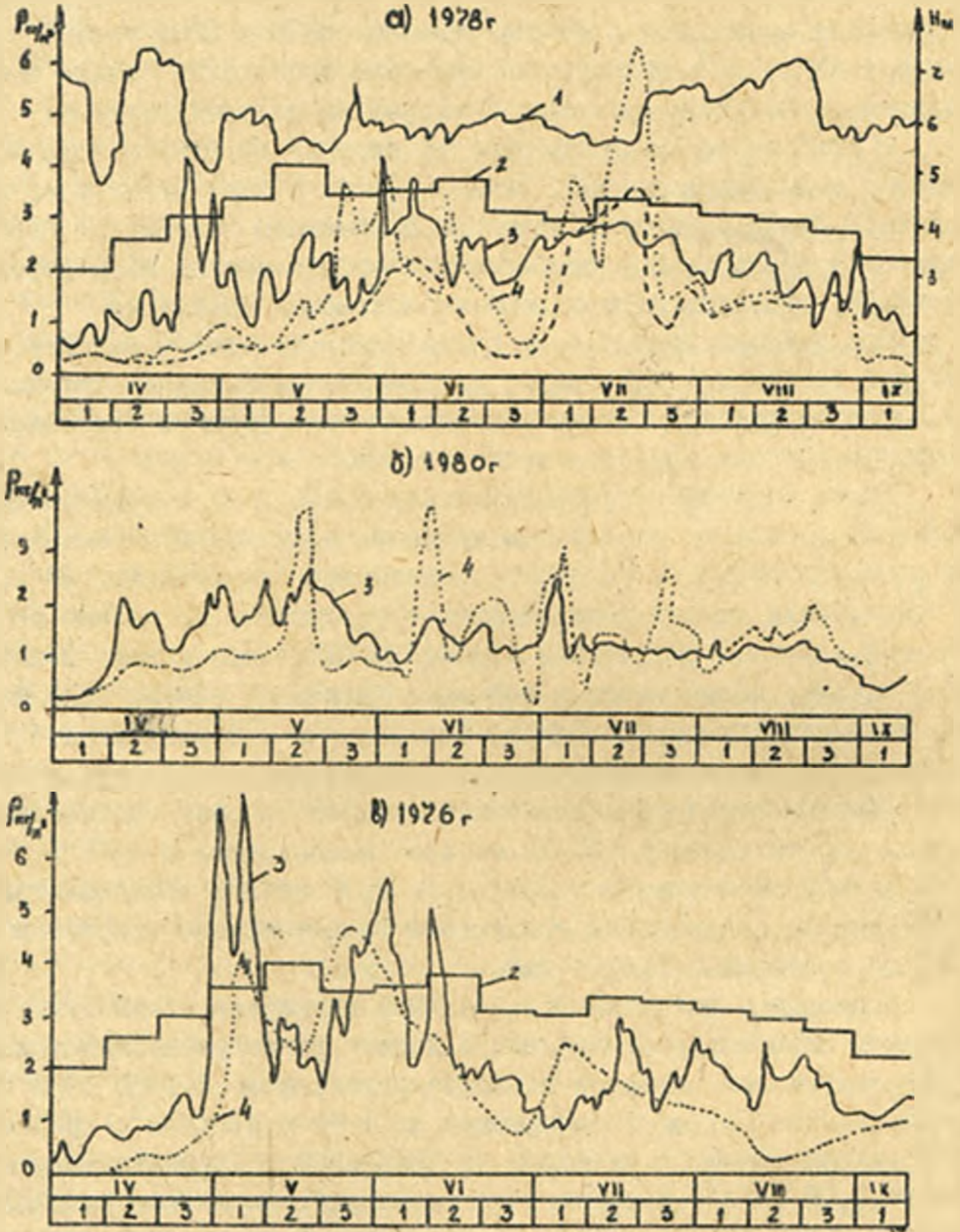
В 1983 г. объем русла реки от плотины до створа водозабора Советяб уменьшился до 49%. Режим наносов в зоне водозабора из верхнего бьефа в системы каналов в основном зависит от переформирования русла реки, колебаний подпертого уровня воды перед плотиной, расходов воды в реке и забираемых каналами.

При подпоре уровня воды перед узлом создается емкость, в которой происходит осветление потока, а при снижении уровня воды перед плотиной мутность воды вследствие размыва отложившихся в период подпора наносов увеличивается.

Таким образом, переформирование русла реки в подводящей его части способствует увеличению мутности воды, поступающей в каналы в период снижения подпора и, наоборот, - уменьшению ее по мере увеличения уровня перед плотиной (рисунок). По данным исследований, средняя мутность в период IУ-IX месяцы в зоне водозабора в каналы, после ввода в действие гидроузла всегда была меньше, чем мутность реки в створе Кипчак, и в 2,2 раза меньше, чем многолетняя мутность р.Амударьи, наблюденная до постройки гидроузла. Максимальная среднесезонная мутность в зоне водозабора в период работы каналов (IУ-IX месяцы) наблюдалась в 1978 г. - I,95 кг/м^3; минимальная в 1977 г. - 0,77 кг/м^3; среднемноголетняя мутность после ввода в действие Тахиаташского гидроузла до 1982 г. составляла I,40 кг/м^3.

С вводом в действие Туямуюнского гидроузла (1981 г.) наблюдаемая мутность в створе поста Кипчак резко уменьшилась вследствие аккумуляции наносов в его водохранилище. В 1982-1983 гг. среднесезонная мутность снизилась до 0,30-0,47 кг/м^3; средняя многолетняя сезонная мутность за 1975-1983 гг. уменьшилась от I,4 до I,I9 кг/м^3. В связи с аккумуляцией паводковых расходов и наносов можно предполагать, что в створе Тахиаташской плотины максимальной мутности, превышающей бытовой режим наносов, ожидать не следует.

За период работы гидроузла (1975-1982 гг.) в зависимости от гидрологического режима реки и уровня воды перед плотиной осветление потока в верхнем бьефе происходит в апреле, мае, июне



Изменение мутностей в створе поста Чатлы до постройки гидроузла (1937–1959 гг.) (а), среднедекадной мутности в створе поста Кипчак (б) и в зоне водозабора в системы каналов по времени (в): 1 – изменение уровня воды перед плотиной; 2 – среднемноголетняя мутность до постройки гидроузла; 3 – мутность в створе Кипчак (г/л); 4 – мутность в зоне водозабора (г/л).

и в августе, а размыв отложившихся наносов наблюдается в основном в июле, т.е. в период сброса через донную плотину в нижний бьеф больших расходов реки или при большом водозаборе в каналы при низком уровне воды перед плотиной.

В 1977 г. из-за значительного маловодья большую часть года плотина работала с закрытыми затворами во всех пролетах. В этот период на узле осуществлялся полный водозабор всех расходов реки в каналы. Осветление потока в верхнем бьефе весной - в апреле, мае - колебалось от 45 до 85%, в июле - от 25 до 78%. Среднее осветление потока в верхнем бьефе (IУ-IX месяцы) составляло 41%. Кратковременный размыв наблюдался в третьей декаде июня. Размывы отложений наносов в 1978 г. происходили в третьей декаде июня и во второй-третьей декадах июля.

В подводящем русле реки мутность формируется в результате осаждения и размыва отложений наносов, а также русловых образований (гряд,побочней и осередков), сползающих вниз по течению реки, в зависимости от колебания расходов реки, водозабора и уровня воды перед плотиной. Например, среднесуточная мутность в створе мыса Тахиаташ в 1983 г. колебалась от 0,10 до 3,6 кг/м^3, и в зоне водозабора - от 0,10 до 2,8 кг/м^3, тогда как в створе поста Кипчак максимальная мутность достигала лишь 0,8 кг/м^3. Таким образом, с вводом в действие Тахиаташского гидроузла изменился естественный режим наносов реки и наблюдается уменьшение мутности по сравнению с наблюдавшейся до постройки гидроузла.

В связи с изменением режима наносов отстойники с механической очисткой, введенные в эксплуатацию в 1978-1979 гг., работали в условиях, значительно отличающихся от предусмотренного проектом режима их работы.

В первый год работы Левобережного отстойника в 1978 г. несмотря на недоборы земляных работ по глубине и поперечному сечению его при средней отметке дна 70-71 м, после пуска воды в него отмечалось осветление потока. В 1980-1981 гг. осветление потока в отстойнике было более высоким и колебалось от 25 до 56%. Одновременно в верхнем бьефе гидроузла наблюдалось осветление потока от 10 до 51% от мутности воды в створе поста Кипчак. Вследствие этого чрезмерно осветленный поток,

поступая в каналы, производит размыв русла, нарушая нормальный режим их работы.

Учитывая изменение режима наносов реки после ввода в действие Тахиаташского гидроузла, производили перерасчет осаждения наносов в Левобережном отстойнике по среднемноголетней мутности (1975–1982 гг.), наблюденной после ввода в эксплуатацию плотины.

Расчеты показывают, что при существующем профиле поперечных размеров с отметкой 70–71 м можно достичь необходимого процента осветления потока, достаточного для защиты каналов от заиления (Н.Бекимбетов). При этом объем ежегодной очистки сокращается от проектного 2450 тыс.м^3 до 1145 тыс.м^3.

Анализ данных исследований по режиму осветления потока показывает, что при подпорном режиме уровня воды перед плотиной, в основном в апреле, мае и августе, происходит осветление потока. В период осветления потока в верхнем бьефе гидроузла осветлять поток вторично в отстойнике не следует. В эти же месяцы расход воды в каналы рекомендуется пропускать через одну из камер отстойника без осветления потока, подготавливая ее размеры заранее, путем заиления, прекратив очистку.

В случае, когда в верхнем бьефе осаждение наносов прекращается и происходит размыв отложений их, мутность, поступающая в отстойник, увеличивается, в отстойнике нужно осаждать избыток наносов в количестве, обеспечивающем незаиляемость каналов. Данные многолетних наблюдений показывают, что осаждение наносов в верхнем бьефе прекращается при снижении уровня воды перед плотиной, при большем расходе водозабора в каналы; размыв отложений происходит в основном с третьей декады июня до августа. В этот период в ожидании поступления расхода с максимальной мутностью, заранее подготавливается вторая камера отстойника с размером, достаточным для осаждения избытка наносов, путем очистки земснарядами.

При совместной поочередной работе отстойника с верхним бьефом узла по осветлению потока годовой объем очистки снижается от 1143 тыс.м^3 до 368 тыс.м^3, а остальные объемы отложений – 775 тыс.м^3–в верхнем бьефе удаляются гидропромывкой подводящего русла реки в период пропуска паводковых расходов че-

рез щитовую плотину или в конце вегетационного периода. Разработанный режим, совместный по очередной работе отстойника с верхним бьефом гидроузла, по осветлению потока представлен для внедрения в Управление эксплуатации Ташкентского гидроузла. Ожидаемая экономическая эффективность от внедрения - 320 тыс.руб. в год.

В.А.Скрыльников, канд.техн.наук, А.Г.Локтионов
(САНИИРИ им.В.Д.Курина)

РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ РУСЛА В НИЖНЕМ БЬЕФЕ НИЗКОНАПОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

Размыв русла в нижних бьефах низконапорных гидроузлов в начальный период эксплуатации происходит при поступлении из верхнего бьефа частично осветленного потока с некоторым количеством руслоформирующих наносов.

В процессе размыва русла крупность перемещаемых частиц вследствие замедления средней скорости потока уменьшается. Неразмывающая скорость, несмотря на некоторое увеличение глубины, также уменьшается. Поэтому можно допустить, что скорость распространения размыва, определяемая разностью между средней и неразмывающей скоростью, постоянна.

Рассмотрим некоторый участок длиной S и выберем расчетный створ, расположенный от конца участка на расстоянии x. Время, в течение которого наносы от расчетного створа переместятся в конечный створ размываемого участка, равно

$$t_x = \frac{x}{v_s} \cdot \qquad (1)$$

При $x = S$ имеем предельное время размыва -

$$t_{пр} = \frac{S}{v_s} \cdot \qquad (2)$$

Из (1) и (2) получим:

$$t_x = t_{пр} \frac{x}{S} \cdot \qquad (3)$$

Подставив (3) в формулу определения транспортирующей способности потока в начальном створе размываемого участка русла /I/, получим:

$$P_x = P_б \left[1 - \Psi - K_н (1 - a^2)\left(1 - e^{-\frac{t_{ср}}{\Phi}\frac{x}{S}}\right)\right], \qquad (4)$$

где $P_б$ – расход наносов в бытовых условиях;

$\Psi, K_н, a, \ell, \Phi$ – постоянные для данного гидроузла величины.

Выведем формулы для определения продольного профиля и снижения уровня воды в расчетных створах.

В ранее опубликованной работе /2/ приведена формула, взаимосвязывающая изменение уклона водной поверхности и расхода наносов в данном створе:

$$\gamma_x = \frac{P_x}{(1-x)P_б}(\gamma_б - \gamma_0) + \gamma_0, \qquad (5)$$

где P_x – расход наносов в расчетном створе;

$\gamma_б$ – бытовой уклон водной поверхности;

γ_0 – критический уклон, при котором отсутствует движение наносов.

Подставив (4) в (5) и заменив γ_x на $\frac{dy}{dx}$, получим дифференциальное уравнение поверхности воды в размытом русле (знак минус при производной отсутствует, так как y возрастает в направлении от конечного створа в сторону плотины):

$$dy = \left\{\left[1 - \frac{K_н}{1-\Psi}(1-a^2)\left(1 - e^{-\frac{t_{ср}}{\Phi}\frac{x}{S}}\right)\right](\gamma_б - \gamma_0) + \gamma_0\right\} dx. \qquad (6)$$

Решение (6) имеет следующий вид:

$$y = \gamma_б x - (\gamma_б - \gamma_0)\frac{K_н}{1-\Psi}(1-a^2)x - (\gamma_б - \gamma_0)\frac{K_н}{1-\Psi}(1-a^2)\times$$

$$\times \frac{\Phi S}{t} e^{-\frac{t_{ср}}{\Phi S}x} + \frac{\Phi S}{t}\frac{K_н}{1-\Psi}(\gamma_б - \gamma_0)(1-a^2) \qquad (7)$$

Для определения снижения горизонта воды в расчетных створах

имеем:

$$\Delta H_0 = \gamma_б x - y . \qquad (8)$$

Выражение (8) с учетом (7) примет вид

$$\Delta H_0 = (\gamma_б - \gamma_0)\frac{K_н}{1-\Psi}(1-a^2)x - \frac{\Phi S}{t}\frac{K_н}{1-\Psi}\times$$
$$\times(\gamma_б - \gamma_0)(1-a^2)\left(1-e^{-\frac{t_{пр}x}{\Phi S}}\right) . \qquad (9)$$

для створа гидроузла при $x = S$ получим:

$$\Delta H_0 = (\gamma_б - \gamma_0)(1-a^2)\frac{K_н}{1-\Psi} S\left[1 - \frac{\Phi}{t}\left(1-e^{-\frac{t}{\Phi}}\right)\right] . \qquad (10)$$

Уравнение поверхности дна на момент времени t , по рекомендациям С.Т.Алтунина и И.А.Бузунова, имеет следующий вид:

$$y_д = y + H_б - H_в . \qquad (11)$$

Выражение для объема размытых наносов можно представить в виде

$$W_{раз} = B\frac{\gamma_б S^2}{n} - B\int_0^t y_д\, dx . \qquad (12)$$

С другой стороны, объем размытых наносов должен быть равен разности между стоком бытовых наносов в нижнем бьефе и стоком наносов, поступивших из верхнего бьефа за время t $(t < t_{пр})$:

$$W_{раз} = (1-\Psi)tG - \int_0^t Q_t\, dt , \qquad (13)$$

где Ψ – доля забора воды;
G – сток наносов в бытовых условиях за расчетную единицу времени;
Q_t – сток наносов, поступающих из верхнего бьефа за расчетную единицу времени.

Для определения Q_t можно воспользоваться равенством

$$Q_t = \frac{T \cdot P_в}{\delta_н} . \qquad (14)$$

Здесь P_t – расход наносов, поступающих из верхнего бьефа;
$\gamma_н$ – их объемный вес;
T – число секунд в расчетную единицу времени.

Отметим, что если за расчетную единицу времени выбирается год, то число секунд принимается за период интенсивного движения наносов (паводковый период).

Интеграл правой части (I3) с учетом (I4) можно предоставить так:

$$\int_0^t Q_t\,dt - \frac{T}{\gamma_н}\int_0^t P_t\,dt \quad . \qquad (I5)$$

В работе /I/ получено уравнение для определения расхода наносов, поступающих из верхнего бьефа, следующего вида:

$$P_t = K_н P_б \left[1-(1-a^t)\,e^{-\frac{t}{\Phi}}\right] \quad , \qquad (I6)$$

где $K_н$ – коэффициент безнаносного водозабора,
для улучшенного ферганского типа $K_н$ = 0,60–0,93.

Подставив выражение (I6) в (I5), получим:

$$\frac{T}{\gamma_н}\int_0^t P_t\,dt = \frac{K_н T}{\gamma_н}\int_0^t P_б\left[1-(1-a^t)\,e^{-\frac{t}{\Phi}}\right]dt \, . \qquad (I7)$$

Решение (I7) выглядит так:

$$\frac{T}{\gamma_н}\int_0^t P_t\,dt = \frac{K_н T}{\gamma_н}\left[P_б t - P_б(1-a^t)\,\Phi\left(1-e^{-\frac{t}{\Phi}}\right)\right] . \qquad (I8)$$

Подставив (I8) в (I5), а затем в (I3), получим:

$$W_{раз} = (1-\Psi)tG - \frac{T\cdot K_н}{\gamma_н}\left[P_б t - P_б(1-a^t)\,\Phi\left(1-e^{-\frac{t}{\Phi}}\right)\right] . \qquad (I9)$$

Интеграл правой части (I2) с учетом (II) и (7) можно записать в следующем виде:

$$B\int_0^S y_9\,dx - B\gamma_б\int_0^S x\,dx - B(\gamma_б-\gamma_0)\frac{K_н}{1-\psi}(1-a^2)\int_0^S x\,dx -$$

$$-B(\gamma_б-\gamma_0)\frac{K_н}{1-\psi}(1-a^2)\frac{\Phi S}{t}\int_0^S e^{-\frac{tx}{\Phi S}}dx + B\frac{\Phi S}{t}\times$$

$$\times\frac{K_н}{1-\psi}(\gamma_б-\gamma_0)(1-a^2)\int_0^S dx + BH_б\int_0^S dx - B\int_0^S H_x\,dx \quad . \tag{20}$$

После замены $H_x = \frac{H_р+H_б}{2}$ и подстановки пределов получим:

$$B\int_0^S y_9\,dx = \frac{B\gamma_б S^2}{2} - \frac{B(\gamma_б-\gamma_0)K_н(1-a^2)S^2}{2(1-\psi)} + \frac{B(\gamma_б-\gamma_0)(1-a^2)K_н\Phi^2S^2}{(1-\psi)t^2}e^{-\frac{t}{\Phi}} - \tag{21}$$

$$-B(\gamma_б-\gamma_0)\frac{K_н}{1-\psi}(1-a^2)\frac{\Phi^2S^2}{t^2} + B\frac{\Phi S^2K_н}{t(1-\psi)}(\gamma_б-\gamma_0)(1-a^2) + BH_бS - \frac{B(H_р+H_б)}{2} \quad .$$

Подставив (21) в (12), имеем:

$$\frac{W_{пол}}{B} = \frac{S^2(\gamma_б-\gamma_0)K_н(1-a^2)}{1-\psi}\left(\frac{1}{2} - \frac{\Phi^2}{t^2}e^{-\frac{t}{\Phi}} + \frac{\Phi^2}{t^2} - \frac{\Phi}{t}\right) + \frac{H_б-H_б}{2}S \quad . \tag{22}$$

Выражение (22) представляет собой квадратное уравнение следующего вида:

$$MS^2 + NS - \frac{W_{пол}}{B} = 0 \quad , \tag{23}$$

где

$$M = \frac{\gamma_б-\gamma_0 K_н(1-a^2)}{(1-\psi)}\left(\frac{\Phi^2}{t^2} - \frac{1}{2} - \frac{\Phi^2}{t^2}e^{-\frac{t}{\Phi}} - \frac{\Phi}{t}\right) \quad ; \tag{24}$$

$$N = \frac{H_р-H_б}{2} \quad . \tag{25}$$

Для определения глубины $H_р$ в начальном створе размываемого участка используем зависимость, полученную из формулы Шези:

$$H_р = H_б\left(\frac{\gamma_б}{\gamma_р}\right)^{0,292} \quad . \tag{26}$$

Здесь $\gamma_б$ – бытовой уклон водной поверхности;
$\gamma_р$ – уклон водной поверхности в начальном створе

размываемого участка.

Совместное решение (19) и (23) имеет вид

$$S = \frac{\sqrt{N^2 - 4M\frac{1}{B}\left[(1-\Psi)t\cdot G - \frac{T K_H}{\gamma_H}\left[P_\delta t - P_\delta(1-a^2)\Phi\left(1-e^{-\frac{t}{\Phi}}\right)\right]\right]} - N}{2M} \qquad (27)$$

Ширина русла, входящая в (27), определяется по формуле С.Т.Алтунина:

$$B = A\frac{Q^{0,5}}{\gamma_\delta^{0,2}} \quad , \qquad (28)$$

где A – параметр, изменяющийся от 0,9 до 1,2;

Q – расчетный руслоформирующий расход воды;

γ_δ – бытовой уклон поверхности воды.

Литература

1. Скрыльников В.А.,Локтионов А.Г. Расчет продолжительности размыва русла в нижних бьефах низконапорных гидроузлов с учетом наносов, поступающих из верхнего бьефа. Серия техн.наук. – Известия АН УзССР, 1984, № 4.

2. Скрыльников В.А. Расчет общего размыва русла в мелкопесчаных грунтах. Серия техн.наук. – Известия АН УзССР, 1965, № 2.

3. Алтунин С.Т. Регулирование русел. – М.:Сельхозгиз,1965.

И.Ю.Ибрагимов
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ ПЕРЕГОРАЖИВАЮЩЕГО СООРУЖЕНИЯ.

Канал Правая ветка отходит от Левобережного магистрального канала (ЛМК) Кызылординского гидроузла. Для обеспечения водоподачи в межхозяйственные отводы на нем построено 4

перегораживающих сооружения, разделяющих всю его длину (40,2 км) на 5 участков.

Исследуемое сооружение, расположенное на ПК 317, является шестиочковым трубчатым регулятором с переездом. Трубы имеют квадратное сечение 2,0х2,0 м, длину 15–20 м, толщина стенок равна 0,25 м. Порог входного оголовка заложен на отметке проектного дна канала.

В нижнем бьефе сооружений сопряжение труб с отводящим каналом осуществляется быстротоком повышенной шероховатости, который заканчивается водобойным колодцем и оливной частью.

Актуальность изучения пропускной способности перегораживающего сооружения определяется необходимостью быстро определять расходы воды на границах эксплуатационных участков Правой ветки, что позволит улучшить оперативный контроль за правильностью водоотбора, осуществляемого рядом отводов и многочисленными насосными установками. Использование для этой цели кривых $Q=f(H)$, связывающих расходы воды с уровнями, наблюдаемыми по установленным рейкам, невозможно, так как вследствие малого уклона канала эти кривые сильно искажаются подпорами от расположенных ниже перегораживающих сооружений.

Осуществление контроля за водозабором, на основе специально организуемых измерений расходов в нижнем бьефе сооружения, требует значительных затрат времени и труда, так как на канале нет оборудованных, постоянно действующих гидрометрических постов.

Поскольку сооружение на канале является трубчатым, то проходящие через него расходы воды можно вычислять по формулам гидравлики. Расчетные формулы следует принимать в соответствии с возможностями работы сооружения.

В 1982–1983 гг. нами были проведены гидрометрические работы, целью которых явилось выявление схемы работы сооружения; выбор расчетной формулы и корректировка эмпирических коэффициентов, входящих в эту формулу. Анализ условий работы исследуемого сооружения, произведенный на основе полученных материалов измерений, показал следующее.

Истечение происходит через безнапорную трубу, как через водослив с широким порогом без подтопления со стороны нижнего бьефа.

Для определения пропускной способности сооружения рекомендуется формула водослива с широким порогом, которая при прямоугольном сечении трубы имеет вид

$$Q = m\sqrt{2g}\cdot b_c \cdot n \cdot H_0^{3/2}\ , \qquad (I)$$

где m – коэффициент расхода;
b_c – сжатая ширина очка (трубы), м;
n – число очков (труб);
H_0 – напор над порогом входного оголовка сооружения с учетом скоростного напора.

Коэффициент расхода m (I) зависит от плавности входного ребра, длины водослива и от величины напора над порогом. Так как боковое сжатие тоже зависит от величины H_0, целесообразно при расчете пропускной способности сооружения определять значения "m" по данным гидрометрических измерений, вводя в формулу (I) ширину трубы в свету "$b_{тр}$", что приводит ее к выражению

$$m' = \frac{Q}{\sqrt{2g}\cdot n \cdot b_{тр} \cdot H_0^{3/2}}\ . \qquad (2)$$

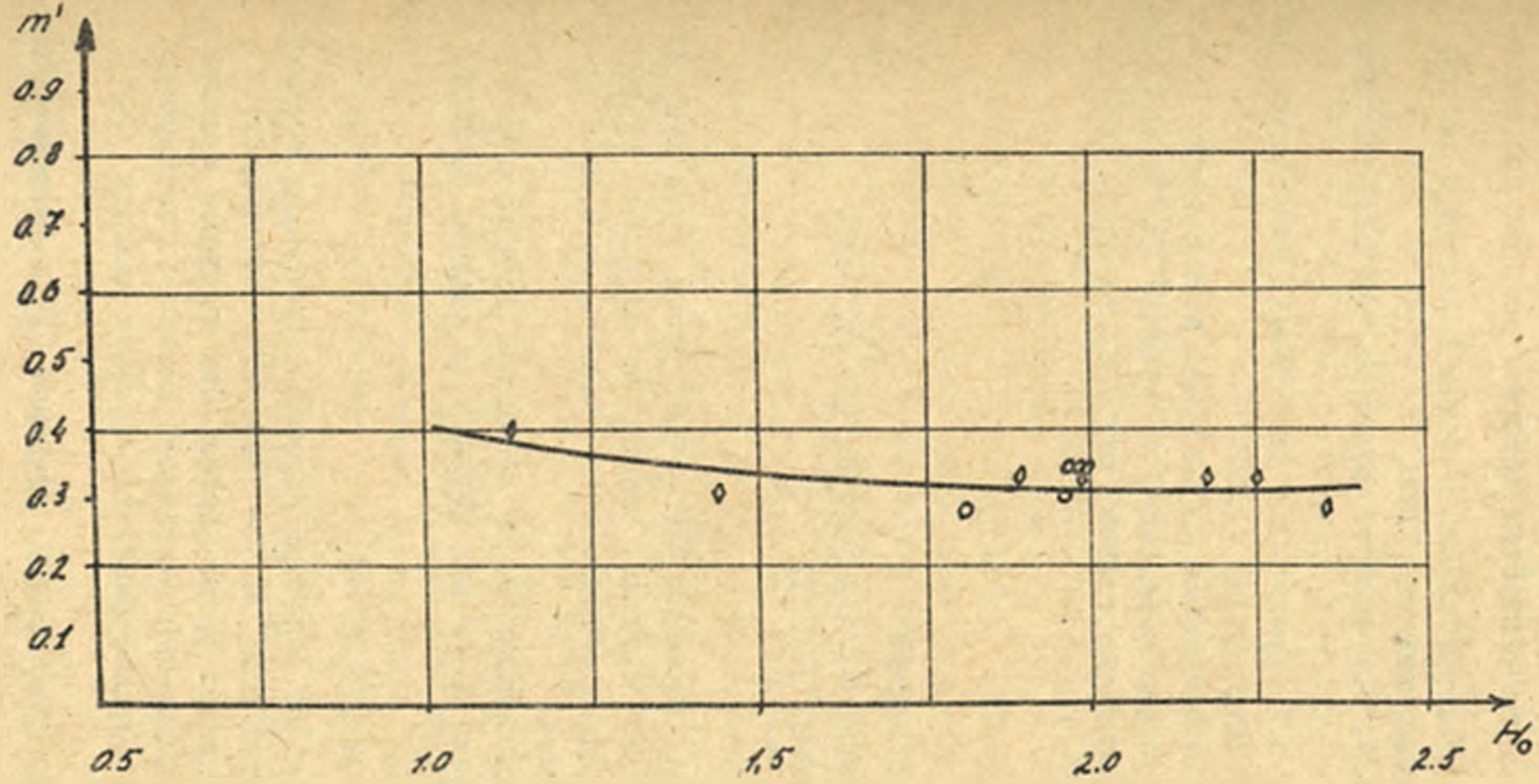
Поскольку вычисленные по (2) значения коэффициента расхода m' учитывают влияние бокового сжатия, целесообразно по результатам вычислений строить график зависимости

$$m' = f(H_0) \qquad \text{(рисунок)}$$

После уточнения коэффициента расхода m', по результатам натурных исследований рекомендуем формулу для определения пропускной способности сооружения, которая имеет вид

$$Q = m'\sqrt{2g}\cdot b_{тр} \cdot n \cdot H_0^{3/2}\ , \qquad (3)$$

где $m' = 0{,}31\text{–}0{,}40$ – коэффициент расхода в зависимости от H_0 по графику (рисунок).



Кривая зависимости $m' = f(H_0)$

◊ – точки по измерениям 1982 г.;

○ – то же, 1983 г.

Литература

I. Наставления гидрометеорологическим станциям и постам, вып.6, ч.I. Л.:Гидрометеоиздат, I978.

2. Чертоусов М.Д. Гидравлика. Спецкурс. М.-Л.:Госэнергоиздат, I957.

3. Березинский А.Р. Пропускная способность водослива с широким порогом. М.-Л.:Стройиздат, I950.

4. Ибрагимов И.Ю.,Каримова М. Натурные исследования пропускной способности перегораживающих сооружений ЛМК Кызылординского гидроузла. Сб.научных трудов, вып.I68. Ташкент, САНИИРИ, I983.

Г.И.Черникова
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

К ВОПРОСУ О СТРУКТУРЕ ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ СКОРОСТИ ПОТОКА В НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТАХ

Основные факторы формирования речных русел, сложенных из мелкопесчаных несвязных грунтов, определяют не только структуру гидроморфометрических зависимостей /I,2,3/, но и зависимости для скорости потока.

Принимая функциональную форму последней зависимости также в виде произведения степенных функций от каждого фактора, получаем:

$$v = k Q^{x} (gi)^{y} u^{z} . \qquad (I)$$

В случае отсутствия в потоке наносов (состояние предельного равновесия частиц дна) u - гидравлическая крупность частиц грунта, слагающего русло потока. При движении наносов в потоке u - гидравлическая крупность наносов, участвующих в русловом процессе (руслоформирующая фракция наносов $d >$ 0,0I-0,008 мм).

Применяя теорию размерности, приведем (I) к безразмерному выражению:

$$\frac{v}{u} = K \left[\frac{Q(gi)^2}{u^5} \right]^x . \qquad (2)$$

На рис.I представлены значения логарифмов безразмерных комплексов уравнения (2), вычисленные как по данным натурных измерений на р.Амударье и Кызылкумском канале /4/, так и по результатам экспериментальных исследований в лотках при изучении неразмывающей скорости /5,6/, на пространственных русловых моделях и на модели Главного канала переброски /7/. Точки, относящиеся к каждому конкретному объекту исследования, отмечены соответствующими условными знаками.

Все измерения производились при однородных по крупности мелкопесчаных грунтах ($d_{ср} = 0{,}23$ мм).

Анализируя рис.I, можно отметить, что показатель степени x – переменная величина. Наибольшее значение $x \geqslant 0{,}5$ имеют точки, относящиеся к исследованиям неразмывающих скоростей в лотках. На модели Главного канала переброски при зернистой шероховатости $x = 0{,}55$; при грядовой форме движения наносов (модель ГКП и Кызылкумский канал) x изменяется от 0,44 до 0,32; при влечении наносов по дну и во взвешенном их состоянии в потоке (Амударья и русловые модели в опытах Ю.Г.Иваненко и В.А.Скрыльникова) – от 0,33 до 0,23. В итоге можно отметить, чем больше отношение v/v_0, тем меньше x .

При проведении натурных исследований на Амударье учитывалась только взвешенная часть русловых наносов. Наносы, транспортируемые в придонной области (ниже $0{,}8h$), не учитывались. Результаты произведенного нами анализа показали, что это приводит к занижению значения x не более, чем на I0–I2%.

Логарифм коэффициента K для всех прямых можно принять равным 0 (т.е. $K = I$), что подтверждается графиком (рис.2).

После ряда преобразования (2) можно представить в виде

$$v^{\frac{1}{x}} = \frac{Q^{0.5}}{u^{2.5-\frac{1}{x}} h} hgi \qquad (3)$$

Если принять $\frac{1}{2x} = m$, а $\frac{Q^{0.5}}{u^{2.5-\frac{1}{x}} h} = K'$, то полу-

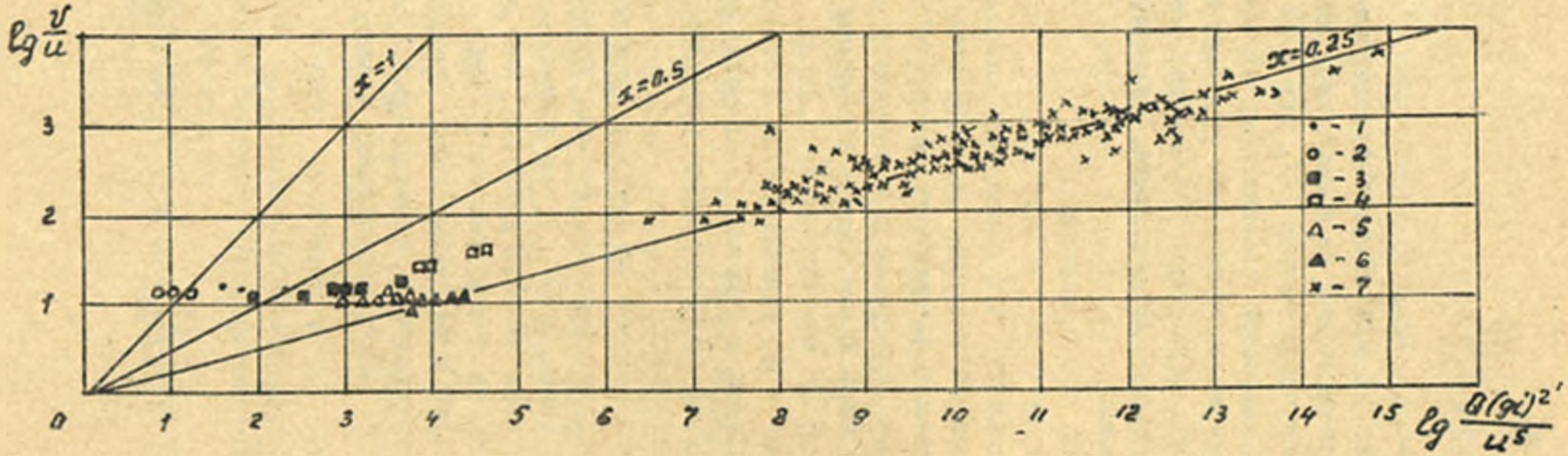


Рис.I. $\lg \frac{v}{u} - x \lg \frac{Q(gH)^2}{u^5}$: I – опытные данные Кнороза; 2 – то же, М.Р.Карапетян; 3 – модель Главного канала переброски (Т.Ж.Жураев, Х.Х.Ишанов); 4 – Кызылкумский канал (А.А.Кадыров, З.Нуритдинов); 5 – русловая модель Ю.Г.Иваненко; 6 – то же, В.А.Скрыльникова; 7 – р.Аму-дарья (отвор Кызыл-Аяк, 1965–1969 гг.).

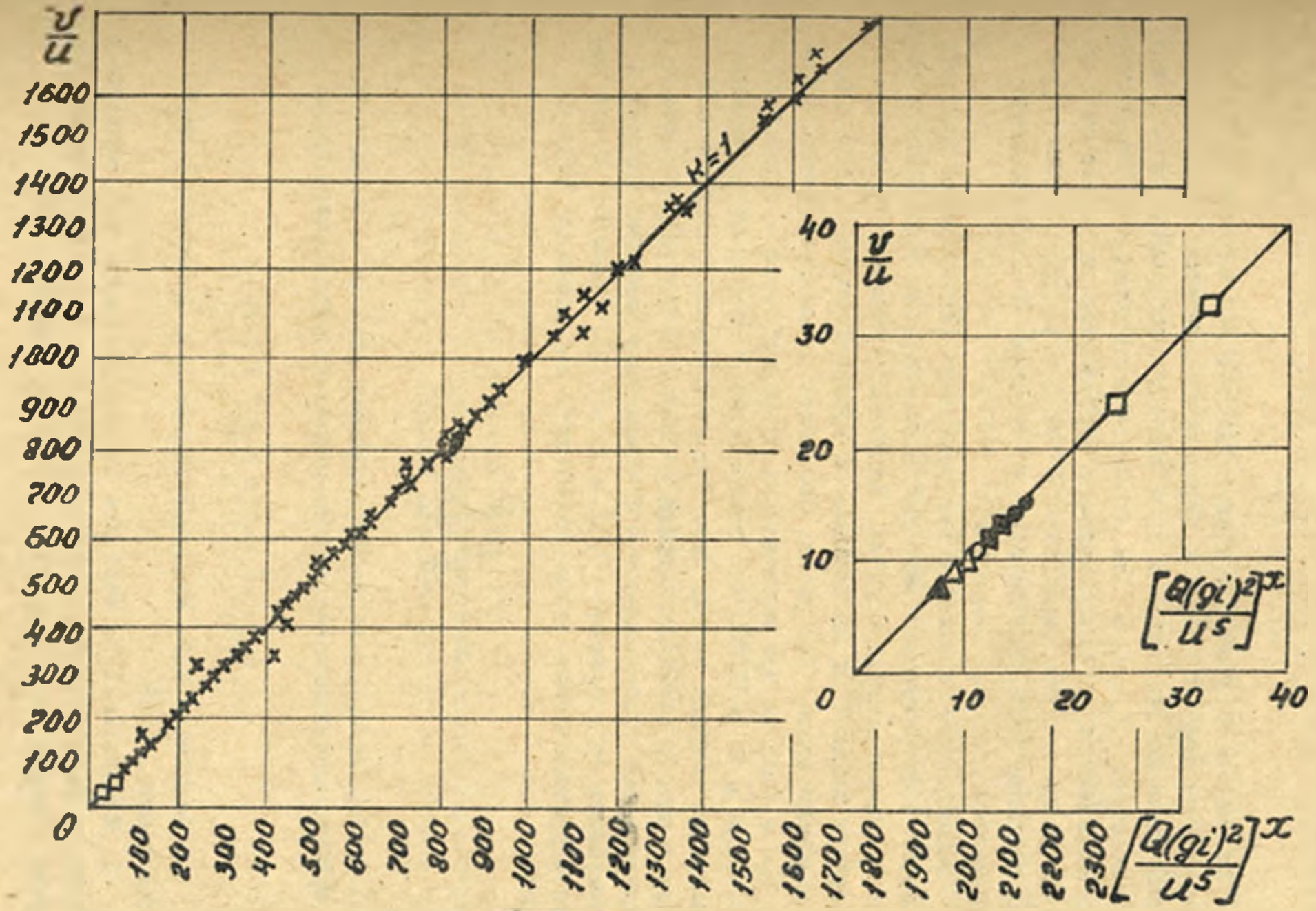


Рис.2. $\frac{V}{U} = \left[\frac{Q(g_i)^2}{U^5}\right]^x$ (обозначения см. на рис.I).

чим уравнение, равномерного установившегося движения

$$v^m = k' h q i \quad . \qquad (4)$$

Из опытов Никурадзе и других авторов /8/ известно, что показатель степени m в (4) – переменная величина, зависящая от режима движения жидкости. В зоне ламинарного режима $m=1$, что соответствует $x = 0,5$. Для турбулентного потока m изменяется в зависимости от интенсивности турбулентности потока от I до 2, что соответствует изменению x от 0,5 до 0,25. Таким образом, диапазон изменения показателя степени x соответствует полученному в опытах Никурадзе.

Исследования показали, что уравнение (2) является формулой скорости в безразмерном виде для всех открытых турбулентных потоков в мелкопесчаных грунтах. Показатель степени x этого уравнения зависит от интенсивности турбулентности потока и шероховатости русла. Для русел, сложенных из мелкопесчаного грунта $d_{cp} = 0,23$ мм, при минимальной турбулентности – гладкое русло – $0,55 \geqslant x \geqslant 0,44$, что соответствует состоянию предельного равновесия твердых частиц дна. При увеличении турбулентности, когда в потоке образуются гряды – $0,44 \geqslant x \geqslant 0,32$; в потоках с интенсивной турбулентностью при массовом движении наносов и взвешивании их в потоке – $0,32 \geqslant x \geqslant 0,23$. Значение x для любого открытого потока можно определить по следующей формуле:

$$x = \frac{\lg \frac{v}{u}}{\lg \frac{Q(gi)^2}{u^5}} \quad . \qquad (5)$$

При проектировании русла с данными Q, gi, u значение x принимается в зависимости от режима проектируемого русла.

Литература

I. Великанов М.А. Русловой процесс. М.:Госиздат физико-математ.лит., 1958.

2. Исмагилов Х.А. Изучение гидроморфологии реки Амударьи в среднем и нижнем течении. Автореферат диссертации на соискание ученой степени канд.техн.наук. Ташкент, САНИИРИ, 1970.

3. Черникова Г.И. К вопросу о морфометрических закономерностях р.Амударьи. Сб.научных трудов, вып.146, ч.I. Ташкент, САНИИРИ, 1975.

4. Кадыров А.А.,Нуритдинов З.,Ирмухамедов Р. Натурные исследования параметра формы русла и предельных скоростей течения на Кызылкумском магистральном канале. Сб.научных трудов, вып.168. Ташкент, САНИИРИ, 1983.

5. Кнороз В.С. Неразмывающая скорость для несвязных грунтов и факторы ее определяющие. Известия ВНИИГ, т.59.

6. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. Л.:Гидрометеоиздат, 1981.

7. Мухамедов А.М.,Дураев Т.Ж.,Иванов Х.Х. Модельные исследования параметра формы русел песчаных каналов. Сб.научных трудов, вып.168. Ташкент, САНИИРИ, 1983.

8. Чугаев Р.Р. Гидравлика. Л.:Энергия, 1970.

К.Ш.Латипов, докт.техн.наук, А.М.Арифжанов
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ИССЛЕДОВАНИЕ ДВИЖЕНИЯ ВЗВЕСЕНЕСУЩЕГО ПОТОКА В ОДНОМЕРНОЙ ПОСТАНОВКЕ ЗАДАЧИ

Исследование движения взвесенесущего потока – один из главных вопросов в изучении русловых процессов.

Мы устанавливали распределение скорости несущей жидкости и продольной составляющей скорости движения частиц по глубине взвесенесущего потока.

На основании теории многофазных сред и исходя из работ /I, 2,3/, уравнение движения потока жидкости в напряжениях запишем в виде:

$$(1-S)\frac{d\bar{V}}{dt}-(1-S)G-\frac{1}{\rho}(1-S)\,Div\bar{P}+$$
$$+\frac{1}{\rho}Div\bar{\Pi}-(1-S)L\bar{U}=0. \qquad (I)$$

Для потока однородных по крупности частиц взвеси имеем:

$$S\frac{d\bar{U}_s}{dt} - SG - \frac{1}{\rho_s} S Div\bar{P} - \frac{1}{\rho_s} Div\bar{\Pi} - SL\bar{U}_s = 0, \qquad (2)$$

где $\bar{U}, \bar{U}_s$ – соответственно векторы скоростей несущей жидкости и частиц взвеси;

S – объемная концентрация или доля, занимаемая взвесью в единице объема потока;

G – массовая сила;

$Div\bar{P}$ – тензор напряжений, связанный линейной зависимостью с тензором скоростей деформаций элементарного объема /3/;

$Div\bar{\Pi}$ – сила взаимодействия, вызванная механической интерференцией обеих фаз.

В векторной записи она имеет следующий вид:

$$Div\bar{\Pi} = \kappa(\bar{U}_s - \bar{U}), \qquad (3)$$

(κ – коэффициент взаимодействия фаз).

Для определения κ воспользуемся способом, приведенным в работе /4/. С этой целью силу воздействия жидкости на единичную частицу выразим через

$$R = C_0 \rho_s \frac{\pi d^2}{8}(U - U_s)^2 , \qquad (4)$$

где C_0 – коэффициент лобового сопротивления;

ρ_s – плотность твердой частицы;

d – его диаметр.

Если число частиц в элементарном объеме W равно n , то общая сила сопротивления

$$\bar{P} = nR . \qquad (5)$$

Обозначив через W_s объем частиц в элементарном объеме, можно записать:

$$\bar{P} = \frac{nR}{W_s} \cdot \frac{W_s}{W} = \frac{n\bar{R}}{W_s} \cdot S . \qquad (6)$$

Так как

$$W_s = \frac{1}{6}\pi d^3 n ,$$

то сила взаимодействия равна

$$\bar{\Pi} = \frac{3}{4}\frac{C_0 S}{d}\rho_s(\bar{v}-\bar{v}_2)(\bar{v}-\bar{v}_s) . \qquad (7)$$

Отсюда коэффициент взаимодействия фаз

$$K = \frac{3}{4}\frac{C_0 S}{d}\rho_s(\bar{v}-\bar{v}_s) . \qquad (8)$$

Для определения C_0 может быть использована формула Стокса /5/, рассчитанная для ламинарного режима осаждения,—

$$C_0 = \frac{24}{Re_d} ; \qquad (9)$$

формула Озеена /5/ –

$$C_0 = \frac{24}{Re_d}\left(1+\frac{1}{16 Re_d}\right) ; \qquad (10)$$

формула И.А.Вахрушева, полученная на основании исследования коэффициента лобового сопротивления частиц при стесненном осаждении –

$$C_0 = \frac{28.47}{Re_d \lg 15.38} , \qquad (11)$$

а также формулы М.А.Дементьева /6/.

При рассмотрении обтекания шара, исходя из работы /7/, C_0 имеет вид

$$C_0 = \frac{24}{Re_d}\left(1+\frac{\beta d}{2}-\frac{8}{\beta d}-\frac{16}{\beta^2 d^2}\right) , \qquad (12)$$

где $\beta = \frac{L}{\mu}$;

L – коэффициент, учитывающий обмен между макрочастицами жидкости;

μ – коэффициент динамической вязкости;

Re_d – число Рейнольдса.

Тогда коэффициент взаимодействия фаз в рассмотренных случаях при использовании формулы Стокса (9) имеет следующий вид:

$$\kappa = \frac{18\mu S}{d^2} \quad ; \tag{13}$$

по формуле (10) –

$$K = \frac{18}{d^2}\left(1 - \frac{1}{16 Re_d}\right)\mu S \quad ; \tag{14}$$

по формуле (11) –

$$K = 18{,}095\ \frac{\mu \cdot S}{d^2} \quad ; \tag{15}$$

по формуле (12) –

$$K = \frac{18}{d^2}\mu S\left(1 + \frac{\beta d}{2} - \frac{8}{\beta d} - \frac{16}{\beta^2 d^2}\right) . \tag{16}$$

Уравнения (1), (2) в описанном виде незамкнуты. С целью решения поставленной задачи рассмотрим установившийся и равномерный поток для одномерной задачи. Тогда (1) и (2) упрощается и для скорости несущей жидкости принимает вид

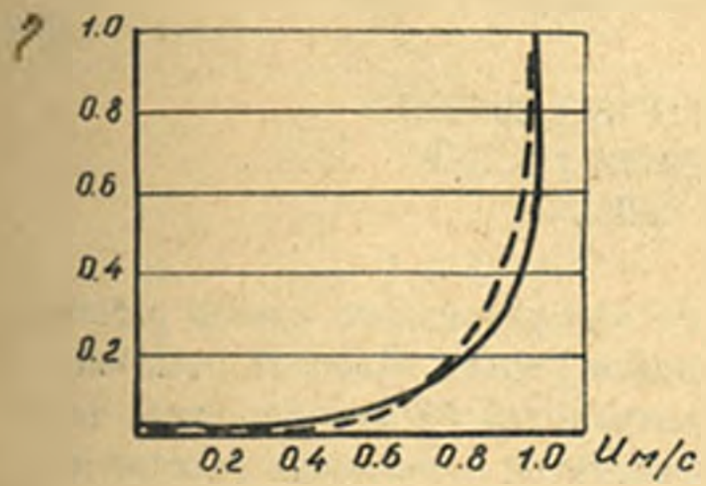
$$\left.\begin{aligned} &\frac{\partial}{\partial y}\left[(1-S)\mu\frac{\partial u_1}{\partial y}\right] + \kappa(u_2 - u) - (1-S)L u = -(1-S)\rho g i \\ &\text{для скорости частиц взвеси –} \\ &\frac{\partial}{\partial y}\left[S\mu\frac{\partial u_2}{\partial y}\right] + \kappa(u - u_2) - S L u_2 = -S\rho g i \end{aligned}\right\} \tag{17}$$

(ρ, ρ_1 – плотность несущей жидкости и частиц взвеси;
i – уклон дна).

Решая уравнение (17) сначала относительно u_2 , затем относительно u ,и после некоторых преобразований ,получим:

$$\left.\begin{aligned} \mu\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}-\left[K+L-\frac{K^2}{K+LS}\right]u=-i\left(\rho g+\frac{K\rho_s g S}{K+LS}\right)\\ U_s=\frac{KU}{K+LS}+\rho_s\frac{S_0 i}{K+LS}\end{aligned}\right\} \qquad (18)$$

Решение системы уравнений (18) получено методом прогонки. Вычислительная программа составлена для ЭВМ ЕС-1022. Расчетные данные показывают, что для более мелких частиц разница скоростей несущей жидкости и твердых частиц незначительна. Сопоставление результатов расчета распределения несущей жидкости по глубине потока (рисунок) дает близкие результаты с натурными данными, полученными на Каракумском канале /8/.



Распределение скорости движения несущей жидкости по глубине потока:

– – – по данным ККК, —— – по расчету.

Таким образом, полученные данные свидетельствуют о том, что предлагаемые дифференциальные уравнения (1),(2) могут быть использованы для решения инженерных задач, связанных с определением транспортирующей способности потока в равномерных потоках.

Литература

1. Латипов К.Ш. О внутренних напряжениях трения в жидкости. Известия АН УзССР, серия техн.наук, 1980, № 6.

2. Рахматулин Х.А. Основы газодинамики взаимопроникающих движений. ПММ, т.20, вып.2, 1956.

3. Файзуллаев Д.Ф. Ламинарное движение многофазных сред в трубопроводах. Л., 1966.

4. Латипов К.Ш.,Умаров А.И. О коэффициенте взаимодействия многофазных сред. Вопросы механики, вып.7, 1969.

5. Александров В.Л. Техническая гидромеханика. Л.:Гостехиздат, 1946.

6. Дементьев М.А. Транспорт одиночного твердого тела неоднородным потоком жидкости. Изв.ВНИИГ, т.54, 1955.

7. Арифханов А.М. О коэффициенте лобового сопротивления частиц наносов. Тезисы докладов XI конференции молодых ученых Узбекистана по сельскому хозяйству. Ташкент, 1983.

8. Карапетян М.Р.,Горский А.К. Исследование влияния режима наносов р.Амударьи на режим наносов Кыракумского канала при бесплотинном водозаборе. Труды САНИИРИ, вып.162. Ташкент, 1981.

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

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ СКОРОСТИ ДВИЖЕНИЯ И МУТНОСТИ ПО ГЛУБИНЕ ПОТОКА НА ПОДВОДЯЩЕМ УЧАСТКЕ КАРШИНСКОГО МАГИСТРАЛЬНОГО КАНАЛА

Подводящая часть Каршинского магистрального канала работает при подпорном режиме, создаваемом первой насосной станцией. Основная борьба с наносами осуществляется на этом участке. Частично осветленный поток транспортируется в бетонный участок канала.

Поступление наносов и их распределение по длине подводящей части канала зависит от режима работы насосных агрегатов. Когда работают 3-4 агрегата, при небольших расходах и скоростях потока большая часть наносов отлагается в отстойнике. В вегетационный период, когда работают все 6 агрегатов и дополнительные насосные установки, с увеличением расхода воды и скорости потока транспортируемые наносы распределяются по всей длине подводящей части канала. Часть их выносится в бетонный участок канала.

Связь между шириной (B), средней глубиной ($h_{ср}$), площадью живого сечения (ω), параметром формы русла ($B/h_{ср}$) с расходом (Q) изменяется по длине канала (таблица).

Для определения распределения скорости потока по вертикали нами были проанализированы существующие зависимости.

Таблица

Расстояние:	$\omega = f(Q)$	$B = f(Q)$
42	$\omega = 21{,}35\, Q^{0{,}495}$	$B = 45\, Q^{0{,}104}$
64	$\omega = 19{,}35\, Q^{0{,}568}$	$B = 44{,}5\, Q^{0{,}13}$
92	$\omega = 282\, Q^{0{,}09}$	$B = 50{,}5\, Q^{0{,}095}$
154	$\omega = 200\, Q^{0{,}146}$	$B = 69\, Q^{0{,}03}$
190	$\omega = 40\, Q^{0{,}469}$	$B = 36\, Q^{0{,}178}$

Продолжение

Расстояние:	$h_{ср} = f(Q)$	$B/h = f(Q)$
42	$h_{ср} = 0{,}8\, Q^{0{,}33}$	$B/h = 88\, Q^{-0{,}31}$
64	$h_{ср} = 0{,}7\, Q^{0{,}35}$	$B/h = 82\, Q^{-0{,}277}$
92	$h_{ср} = 3{,}8\, Q^{0{,}07}$	$B/h = 15{,}2\, Q^{-0{,}007}$
154	$h_{ср} = 2{,}0\, Q^{0{,}2}$	$B/h = 25{,}5\, Q^{-0{,}117}$
190	$h_{ср} = 1{,}3\, Q^{0{,}26}$	$B/h = 30\, Q^{-0{,}1}$

Закон квадратичной параболы не описывает распределения скорости по вертикали. Между параметром M и коэффициентом Шези C зависимости нет. Параметр K показатель степени m и параметр P изменяются по длине подводящей части канала. Это объясняется изменением мутности потока и крупности наносов по длине исследуемого участка канала.

Эллиптический закон лучше описывает распределение скорости движения по вертикали. Используем его, а также зависимости В.М. Маккавеева /3/, К.И.Россинского и И.А.Кузьмина /4/ для нахождения зависимости распределения мутности по глубине потока:

$$\rho_r = \rho_{ср} \frac{\omega h}{A\left[1 - \exp\left(-\frac{\omega h}{A}\right)\right]} \exp\left(-\frac{\omega}{A} y\right), \qquad (1)$$

где $\rho_r, \rho_{ср}$ – мутность потока в точке и средняя мутность;

A – коэффициент турбулентного обмена;

ω - крупность наносов, м/с;
y - ордината расчетной точки;
h - глубина потока.

Параметр P в эмпирическом законе в зависимости от C_β изменяется по длине и имеет следующие значения:

$P = 1{,}062 - 0{,}0065\, C_\beta$	$30 \leqslant C_\beta \leqslant 70$	(ПК 64)
$P = 1{,}013 - 0{,}0058\, C_\beta$	$20 \quad\quad 50$	(ПК 105)
$P = 0{,}875 - 0{,}0067\, C_\beta$	$15 \quad\quad 55$	(ПК 190)

где C_β - коэффициент Шези на вертикали.

Коэффициент турбулентного обмена:

$$A = \frac{g\rho_0 h v_{cp}}{\kappa M C}\sqrt{1-P(1-\eta)^2}\,, \qquad (2)$$

где κ - отношение средней скорости к поверхностной

$$\kappa = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1-P} + \frac{1}{P}\arcsin\sqrt{P}\right)\,; \qquad (3)$$

ρ_0 - плотность воды;
параметр M определяется из выражения /3/

$$M = PC_\beta\frac{v^2_{пов}}{v^2_{ср}} = \frac{PC_\beta}{\kappa^2}\,. \qquad (4)$$

Подставляя (4) в (2), имеем:

$$A = \frac{g\rho_0 h v_{cp}\,\kappa}{C_\beta^2 P}\sqrt{1-P(1-\eta)^2}\,. \qquad (5)$$

Для эллиптического закона распределения скорости движения по вертикали (рис.I) из уравнений (I) и (5) получаем зависимость для определения распределения мутности по глубине:

$$\rho_\tau = \rho_{cp}\frac{\omega C_\beta^2 P}{g\rho_0 v_{cp}\kappa\sqrt{1-P(1-\eta)^2}\left[1-\exp\left(-\frac{\omega C_\beta^2 P}{g\rho_0 v_{cp}\kappa\sqrt{1-P(1-\eta)^2}}\right)\right]}\cdot$$

$$\cdot\exp\left[-\frac{\omega C_\beta^2 P\,\eta}{g\rho_0 v_{cp}\kappa\sqrt{1-P(1-\eta)^2}}\right]\,. \qquad (6)$$

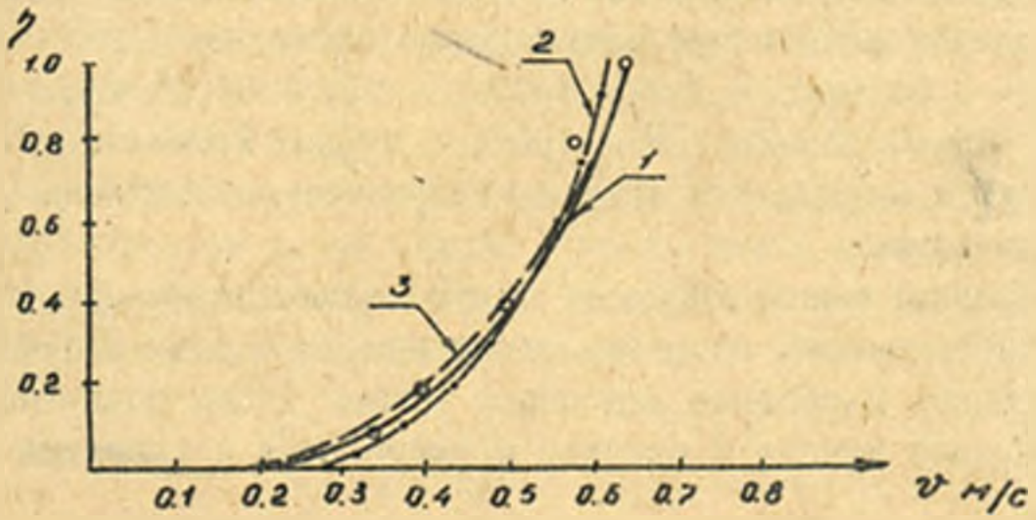


Рис.I. Распределение скорости движения потока по вертикали:
o - натурные значения. Расчетные кривые: I - по эллиптическому закону; 2 - по логарифмическому закону; 3 - по показательному закону.

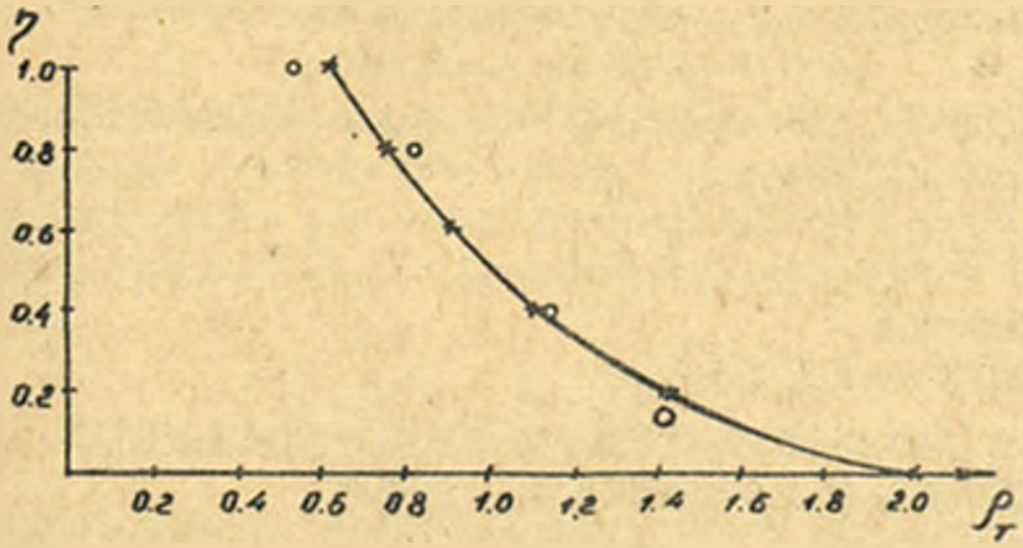


Рис.2. Распределение мутности потока по вертикали:
o - натурные значения; x - расчетные значения по формуле (6).

Для сравнения выведенных формул с результатами натурных измерений сделан расчет при следующих исходных данных:

$U_{ср}$ = 0,65 м/с, h = 3,84, C_{ℓ} = 58,66 м/с,
ω = 0,00216 м/с, P = 0,681, $\rho_{ср}$ = 1,044 кг/м^3.

Из рис.2 видно, что полученные расчетные значения ρ_r близки к измеренным.

Выведенные закономерности будут использованы при установлении транспортирующей способности потока, что дает возможность прогнозировать изменение наносного режима вдоль подводящей части Каршинского канала и процесс формирования и развития её русла.

Литература

1. Алтунин С.Т. Регулирование русел. М., 1956.
2. Железняков Г.В. Теоретические основы гидрометрии. Л., 1968.
3. Караушев А.В. Теория и методы расчета речных наносов. Л., 1977.
4. Россинский К.И., Кузьмин И.А. В сб.: Русловые процессы. М., 1958.
5. Караушев А.В. Транспорт наносов в открытых потоках. Труды ГГИ. Л., 1951.

Т.Ш.Махидов
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

АНАЛИЗ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ СОПРОТИВЛЕНИЙ РАЗМЫВАЕМОГО ДНА МЕТОДОМ МНОЖЕСТВЕННОЙ КОРРЕЛЯЦИИ

В последнее время в практике изучения русловых процессов накоплено большое количество данных по движению гряд, полученных как в натурных, так и лабораторных условиях. Однако различия в методике проведения опытов, ограниченный диапазон изменения опытных данных, а также отсутствие некоторых характеристик потока и русла не позволяют в полном объеме использовать эти данные для получения расчетных зависимостей.

Известно, что грядовая форма дна существенно влияет на гид-

равлические сопротивления потока. Для более точного установления значений гидравлических сопротивлений необходимо, по возможности, полнее учитывать все влияющие факторы.

Сопротивление грядового дна, как известно /I,4,9/, складывается из сопротивления частиц, покрывающих поверхность гряды, и из сопротивления формы гряды. Такой подход позволяет ввести два частных коэффициента Шези, с которыми общий коэффициент Шези связан следующим соотношением:

$$\frac{1}{C^2} = \frac{1}{C_1^2} + \frac{1}{C_2^2} \quad , \tag{I}$$

где

$$\frac{1}{C_1^2} = f\left(\frac{d}{H}\right) \tag{2}$$

и

$$\frac{1}{C_2^2} = f\left(\frac{h_g}{H}, \frac{h_g}{l_g}\right) . \tag{3}$$

Здесь h_g и l_g – высота и длина гряды;
H – глубина потока;
d – характерный размер наносов.

К.В.Гришанин /I,2/, используя результаты работы Ф.Энгелунда для расчета сопротивления гряды, основанной на применении теоремы Бордо–Карно для расширяющегося плоского потока за гребнем гряды, зависимость (I) представил в следующем функциональном виде:

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = f\left(F_*, \frac{B}{H}, \frac{d}{H}\right) . \tag{4}$$

По мнению Гришанина, расчетные зависимости для определения гидравлических сопротивлений русел с грядовым строением дна должны основываться на этой функциональной связи.

Для получения расчетных зависимостей нами были использованы натурные данные Ю.М.Корчохи /3/, Б.Ф.Снищенко /4/; японских ученых по р.Хия и каналам Японии /9/; лабораторные данные В.Ф. Пушкарева /5/, Н.С.Знаменской /6/, З.Д.Копалиани /7/, З.Н.Нуритдинова /8/ и наши опытные данные, проведенные под руководством А.М.Мухамедова в отделе русел САНИИРИ, что составило всего 425

значений. В дальнейшем функциональная связь (4) дополнилась параметром, учитывающим грядовую шероховатость дна в виде отношения высоты гряд к глубине потока:

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = f\left(F_r, \frac{H}{B}, \frac{d}{H}, \frac{h_g}{H}\right) . \qquad (5)$$

Отмеченные выше данные подвергались статистической обработке методом прямолинейной множественной корреляции с использованием стандартной программы, разработанной для реализации на ЭВМ БЭСМ-4М. В результате статистической обработки были получены зависимости для расчета коэффициента гидравлического сопротивления грядового дна в следующем виде:

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = K_i\left[(F_r)^{n_1}\left(\frac{H}{B}\right)^{n_2}\left(\frac{d}{H}\right)^{n_3}\left(\frac{h_g}{H}\right)^{n_4}\right] , \qquad (6)$$

где $K_i = 10^n$ – коэффициент;

n_i – показатель степени параметров полного коэффициента сопротивления, i = I,2,3,4;

B – ширина потока;

d – средний диаметр наносов;

C – коэффициент Шези;

g – ускорение свободного падения;

F_r – число Фруда.

Кроме того, были получены отдельные зависимости вида (6) для натурных и лабораторных условий, определены значения показателя степени n_i , коэффициента K_i и коэффициента корреляции r_{xy} (табл.I).

С использованием 295 лабораторных данных получена зависимость вида (6) для расчета коэффициента гидравлического сопротивления:

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = 12{,}3\left[(F_r)^{-0{,}17}\left(\frac{H}{B}\right)^{-0{,}18}\left(\frac{d}{H}\right)^{0{,}17}\left(\frac{h_g}{H}\right)^{-0{,}18}\right] \qquad (7)$$

Коэффициент корреляции лабораторных данных r_{xy} = 0,26 показывает на слабую зависимость принятых параметров от величины полного сопротивления. Однако зависимости вида (6), полученные для отдельных опытов, относящихся к определенным гидравлическим

Таблица I

Значения показателей степени параметров полного коэффициента сопротивления в зависимости (6)

Авторы и объект исследования	Количество опытных данных	Показатель степени параметров полного сопротивления n	n_1	n_2	n_3	n_4	R_{xy}	Примечание
Лабораторные лотки:								
данные Пушкарева, Знаменской, Копалиани, Нуритдинова, Мамидова	295	I,09	-0,27	-0,I6	0,I7	-0,23	0,26	
Натурные данные:								
Цубаки и др.	22	I,49	-0,II	0,0I	0,24	-0,05	0,93	Каналы
	6	5,33	I,03	-I,24	I,23	-0,0I	I,0	Японии
Снищенко	I6	2,03	-2,I9	-	0,72	-0,07	0,40	р.Полометь
	3I	0,72	0,I0	-0,I5	-0,02	-0,II	0,60	р.Луга, Вычегда, Дон, Ока
Корчохи	39	I,3I	I,07	-	-0,I3	-0,I2	0,63	р.Волга
	I7	I,33	-0,27	-	0,08	0,2I	0,63	р.Полометь

условиям и характеристикам наносов, имеют вполне допустимые значения коэффициента корреляции - $\gamma_{xy} = 0{,}65\text{–}0{,}997$.

Тем не менее, диапазон изменения коэффициента K_1 значителен, что недопустимо при проведении расчетов. Причиной тому, по-видимому, - ряд недостатков, присущих всем расчетным моделям, основанным на методах математической статистики, а также недоучет ряда специфических факторов, относящихся непосредственно к структурным элементам гряд.

Коэффициент корреляции зависимостей, полученных по натурным данным на реках (табл.I), колеблется в допустимых пределах: $\gamma_{xy} = 0{,}60\text{–}0{,}63$; для каналов Японии $\gamma_{xy} = 1{,}0$, что указывает на существование достаточно обоснованной зависимости вида (6) для расчета сопротивления естественных русел. Кроме того, отдельно для лабораторных и натурных условий была определена процентная доля влияния каждого фактора на величину общего сопротивления (табл.2).

Таблица 2

Влияние факторов на общее сопротивление потока

Объект исследования	Параметры полного сопротивления, %			
	Fr	d/H	H/B	h_e/H
Лабораторные лотки	24,1	13,7	28,3	33,9
Реки и каналы	14,6	21,7	36,7	27,0

Анализ данных табл.2 показывает, что как в натурных, так и в лабораторных условиях примерно 65% общего сопротивления складывается из сопротивлений формы русла H/B и грядовой шероховатости дна h_e/H. В опытах, проведенных в гидравлических лотках, доля сопротивления грядовой шероховатости больше, чем в естественных руслах.

Для предварительного расчета коэффициента гидравлического сопротивления естественных русел с грядовым рельефом дна можно предложить зависимость следующего вида:

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = 5{,}25\left[(Fr)^{0{,}10}\left(\frac{H}{B}\right)^{-0{,}15}\left(\frac{d}{H}\right)^{-0{,}15}\left(\frac{h_e}{H}\right)^{-0{,}10}\right] \quad (8)$$

В дальнейших исследованиях представляется возможным, с использованием всех имеющихся данных, уточнить состав параметров, входящих в функциональную связь (5), привлечь другие неучтенные факторы, влияющие на величину сопротивления грядового дна естественных водотоков и получить более надежные зависимости вида (6). Особое внимание следует уделить разработке методики пересчета результатов лабораторных исследований на натурные условия, что позволит получить общую зависимость для расчета гидравлических сопротивлений размываемого русла с грядовым дном.

Литература

I. Гришанин К.В. Основы речной гидравлики. В кн.: Речная гидравлика и русловые процессы, ч.I. М., 1975, с.3-24.

2. Гришанин К.В. Динамика русловых потоков. Л.:Гидрометеоиздат, 1979. - 312 с.

3. Корчохи Ю.М. Исследования грядового движения наносов на р.Поломети. Труды ГГИ, вып.161, 1968, с.98-121.

4. Синденко Б.Ф. Движение песчаных гряд в естественных водных потоках. Труды ГГИ, вып.136, 1966, с.82-91.

5. Пушкарев В.Ф. Движение влекомых наносов. Труды ГГИ, вып.8(62), 1948, с.93-109.

6. Знаменская Н.С. Экспериментальное исследование грядового движения наносов. Труды ГГИ, вып.108, 1963, с.89-114.

7. Копалиани З.Д. Лабораторные исследования грядового движения крупных наносов. Труды ГГИ, вып.204, 1972, с.61-74.

8. Нуритдинов З.Н. Экспериментальные исследования грядового движения наносов. Автореф.дисс. на соискание ученой степени канд.техн.наук. Ташкент, 1976. - 20 с.

9.Tsubaki T.,Kawamumi T.,Jasutomi T., On the influences of Sand rippeles upon the Sediment transport in open channels. Rep.Res.Inst.Appl.Mech.Kyushu University (Japan), 1953, v.II, N 8.

А.И.Тураев, М.М.Кучкаров, А.А.Шереметовский
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ РАСХОДА ВЛЕКОМЫХ НАНОСОВ В СРЕДНЕМ ТЕЧЕНИИ АМУДАРЬИ

В среднем течении Амударьи водозабор в крупнейшие магистральные каналы – Каракумский, Каршинский и Амубухарский – и ряд более мелких каналов осуществляется в настоящее время бесплотинным способом.

В условиях Амударьи, несущей большое количество взвешенных и донных (влекомых) наносов, бесплотинный водозабор требует ежегодного выполнения на головных участках больших объемов очистных работ, необходимых для поддержания пропускной способности каналов, в которых в процессе водоподачи интенсивно отлагаются наносы, поступающие из реки вместе с водой.

Непосредственное измерение расхода донных наносов в натурных условиях весьма затруднено из-за отсутствия надежных для условий Амударьи приборов, а также методики.

Движение донных наносов на р.Амударье происходит в форме перемещающихся гряд. Исходя из этого, нами для конкретных условий участка Амударьи в районе бесплотинного водозабора Амубухарского канала было произведено определение расхода донных наносов методом натурных измерений скорости перемещения и размеров донных гряд, который можно рассматривать как дальнейшее развитие метода определения по объему русловых деформаций.

Для определения скорости движения донных гряд применялось сравнение продольных профилей дна по продольным створам, полученных с помощью эхолота "Кубань и "ИРИЭЛ" через определенные промежутки времени.

Первые две серии эхолотирования дна были произведены по 10 продольным створам с засечками через 15 поперечных створов при интервале времени между проходами эхолота 24 ч. Расход реки во время эхолотирования равнялся Q = 1320 м^3/с.

Обработка эхограмм показала, что интервал 24 ч слишком велик; скорость движения и размеры гряд за это время сильно искажаются. Поэтому в дальнейшем эхолотирование дна производилось всего по трем продольным створам, но с интервалом времени от

двух до шести часов.

Одновременно измеряли глубину, скорость течения воды вертушкой и брали пробы взвешенных наносов на вертикалях пятиточечным способом в начале и конце эхолотируемого продольного створа.

Всего за период с 28.УП по 29.УШ 1982 г. было произведено 106 эхолотирований дна.

На основе обработки полученных эхограмм определяли высоту и длину гряд, а также глубину воды над их гребнем и подошвой. Сравнивая положение гребней гряд на каждых двух эхограммах, снятых на одном и том же продольном створе, находили их смещение за интервал времени между эхолотированиями, исходя из которых вычисляли скорость движения гряд. На основании натурных измерений определяли также значения скоростей движения гряд, вычисленные по формуле Снищенко-Кополиани /I/:

$$C_r = 0{,}019\, U\, Fr^{2{,}9} , \qquad (I)$$

где U – средняя по глубине скорость над гребнем гряды;

Fr – число Фруда, вычисленное исходя из скорости U и глубины воды над гребнем гряды.

Как следует из полученных данных, скорости движения гряд, вычисленные по формуле (I), в основном превышают значения, определенные по данным измерений (для отдельных измерений до 1,5-2,8 раза). Однако в среднем это превышение составляет 18%, что позволяет рекомендовать пользоваться этой формулой в условиях среднего течения Амударьи при ориентировочных расчетах.

Согласно нашим измерениям, наибольшая и средняя измеренные скорости движения гряд составили, соответственно, 0,084 и 0,034 см/с. Средняя скорость течения на вертикали над гребнем и глубина воды над гребнем равнялись U = 1,72 м/с и H = 3,5 м, а средняя мутность воды ρ = 3,16 кг/м^3.

Для определения элементарного расхода донных наносов при грядовом движении Б.Ф.Снищенко рекомендует формулу

$$q_1 = 0{,}011\, U h_r Fr^{2{,}9} , \qquad (2)$$

полученную путем умножения скорости движения гряды C_r по (I) на высоту h_r и коэффициент полноты профиля гряд, принимаемый G = 0,6.

Так как при использовании формулы (2) для практических расчетов необходимы данные о высоте гряд, средней скорости по глубине и глубяне воды над гребнем гряды, определение которых в натурных условиях очень трудоемко, нами получена формула для определения высоты гряды:

$$h_r = 0{,}385h\left(\frac{v}{v_0} - 1{,}45\right), \qquad (3)$$

где h - глубина воды;
v - средняя скорость течения над гребнем;
v_0 - неразмывающая скорость.

Основой для этой формулы послужила обработка данных наших натурных измерений и полученная графическая зависимость $\frac{v}{v_0} = f\left(\frac{h_r}{h}\right)$ относительной скорости течения $\frac{v}{v_0}$ от относительной высоты гряды $\frac{h_r}{h}$ (рисунок), которая хорошо описывается уравнением

$$\frac{v}{v_0} = 1{,}45 + 2{,}6\,\frac{h_r}{h}. \qquad (4)$$

Необходимо отметить, что формулы (3) и (4) применимы лишь при условии $\frac{v}{v_0} > 1.45$.

Принимая для определения v_0 формулу Б.И.Студеничникова и учитывая, что средний диаметр донных наносов на участке проводившихся исследований составляет d = 0,22 мм, формулу (3) для этого участка можно привести к выражению

$$h_r = 0{,}385h\left(v - 0{,}11h^{0{,}25}\right). \qquad (5)$$

В таблице приведены значения высоты гряд, вычисленные по формуле (5) и по формулам других авторов /2,3/. Из сравнения видно, что наиболее близкие результаты к данным натурных измерений в условиях среднего течения Амударьи дают (5) и /3/.

Результаты вычислений расхода влекомых наносов по формуле (5) на участке исследований для входа в водозаборы АБМК и ниже водозабора показали, что значения расходов влекомых наносов при грядовом движении для участка исследований изменялись в пределах 2,1-37% от расхода взвешенных.

Расход влекомых наносов при грядовом движении для входа в

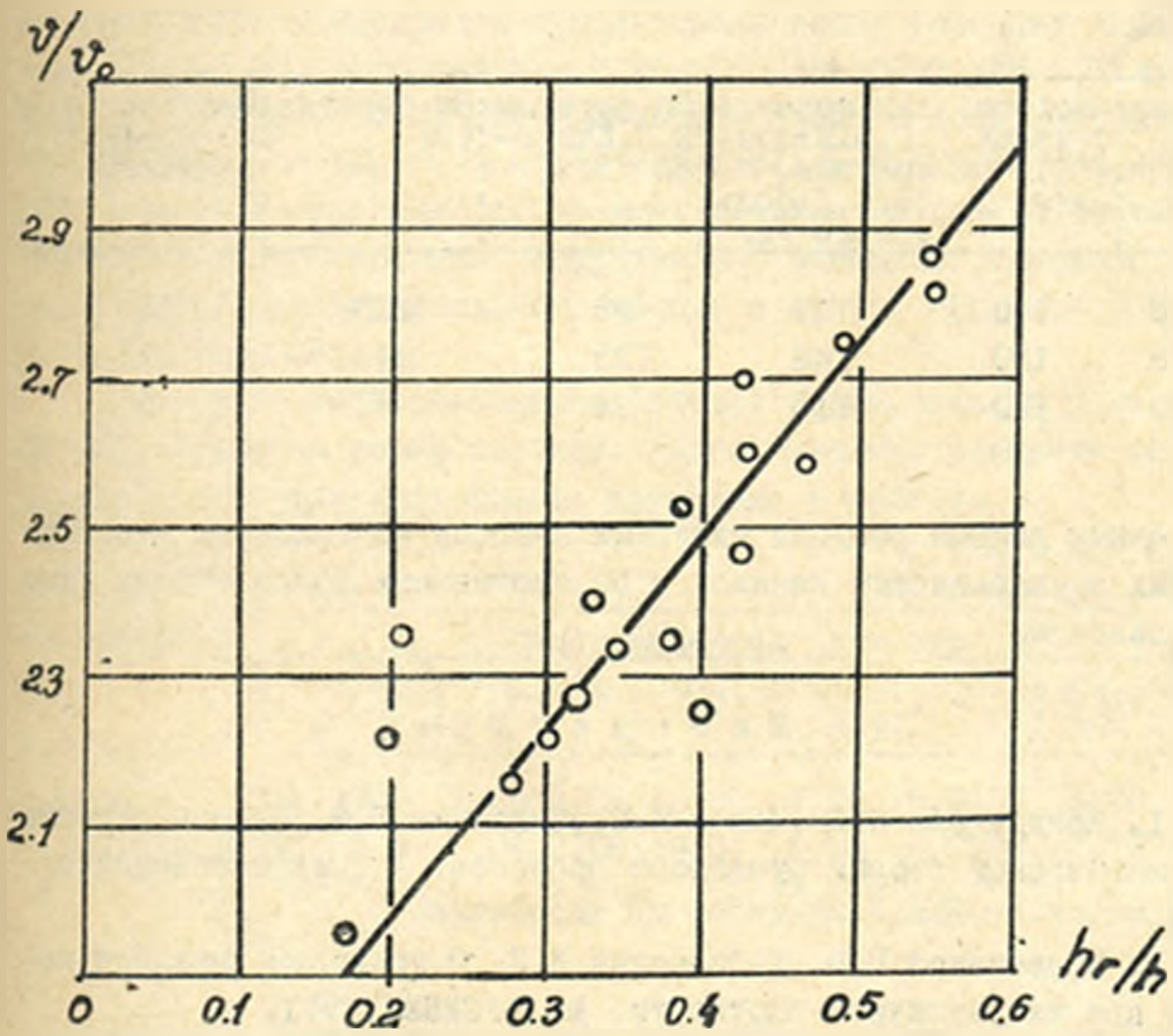


График зависимости относительной скорости потока от относительной высоты гряд.

водозаборы АБМК при подъеме паводка (апрель-май) составил от 3,5 до 75%, для паводка (июнь-июль) - от 2,0 до 19%, а для спада паводка (август-сентябрь) - от 3,7 до 32,5% от соответствующих взвешенных наносов. Для створа ниже АБМК расход донных наносов изменялся в пределах 2,5-21,4% от расхода взвешенных наносов.

Такой большой диапазон изменения процента расхода влекомых наносов от взвешенных при их грядовом движении указывает на необходимость осторожного подхода к полученным результатам натурных измерений, что требует прежде всего уточнения методики проведения измерений и получаемых на их основе выводов.

Поэтому изучение скорости движения гряд и определение по

Таблица

Глубина воды (h), см	Скорость течения (v), см/с	По формуле Г.В.Железнякова, В.К.Дебольского /2/	По формуле В.С.Кнороза /3/	По формуле (5)	Фактически измеренные величины
430	I40	I27	98	I25	I30
490	I80	I48	I23	245	270
400	I20	II5	84	72	65

полученным данным расхода влекомых наносов на головных участках крупных амударьинских каналов с бесплотинными водозаборами нами продолжается.

Литература

I. Кондратьев Н.Е., Попов И.В., Снищенко Б.Ф. Основы гидрометеорологической теории руслового процесса. Л., Гидрометеоиздат, 1982.

2. Железняков Г.В., Дебольский В.К. О грядовом движении наносов при их различной плотности. М., ВАСХНИЛ, 1971.

3. Кнороз В.С. О деформациях дна и о влиянии их на гидравлический режим потоков. Труды III Всесоюзного гидрологического съезда, т.5. Л., 1960.

О.А.Кашмов, канд.техн.наук, И.В.Когтева, канд техн.наук,
А.Г.Сорокин
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ЗАТОПЛЕНИЮ ТЕРРИТОРИИ ПАВОДКОВОЙ ВОЛНОЙ

Экспериментальные исследования волн прорыва и переформирования русла после их прохождения проводились на пространственной модели нижнего бьефа Туямуюнского гидроузла, охватывающей участок Амударьи длиной I20 км, шириной поймы 5–8 км. В качест-

ве размываемого материала использовали песок (средний диаметр частиц 0,20 мм, удельный вес 2,70 т/м^3, объемный вес 1,67 т/м^3). Масштаб модели 1:1000. Гидравлическое подобие волн прорыва в натуре и на модели обеспечивалось соблюдением идентичности критериев фруда, гомохронности, трения, а также созданием соответствующих граничных условий. Искусственно завышались расходы воды путем искажения вертикального масштаба модели /1/, который был принят равным 62,5.

На модели воспроизводился бытовой режим течения реки, русло формировалось самим потоком. Гидравлические элементы бытового русла в натуре и на модели приведены в табл.1.

Таблица 1

Исследования	Гидравлические элементы								
	Q, м^3/с	$B_{ср}$, м	$h_{ср}$, м	Fr	ω_2, м^2	v, м/с	J	$\rho_н$, т/м^3	$d_{ср}$, мм
В натуре	5000	900	2,80	0,08	2520	2,00	0,0002	2,70	0,18
На модели	0,01	0,9	0,04	0,08	0,04	0,25	0,0030	2,70	0,20

$B_{ср}$, $h_{ср}$ определены по формулам Х.А.Исмагилова /2/.

Далее моделировался начальный напор у плотины и воспроизводилась сработка водохранилища согласно расчетному гидрографу. Это осуществлялось с помощью водопропускного сооружения с двумя затворами (0,25 и 0,49 м), расположенными между емкостью водохранилища и нижним бьефом русла. Внезапность прорыва плотины достигалась мгновенным открытием одного из затворов. Расход, глубину, скорость потока в створе излива определяли по следующим формулам /3/:

$$Q_в = 0{,}928 H^{3/2} B_{пр}\,;\quad h = 4/9 H\,;\quad v_в = 2/3 \cdot \sqrt{gh}\,, \qquad (1)$$

где H – напор у плотины, при НПУ = 130 м напор принимался равным 14 м;

$B_{пр}$ – ширина прорана.

Натурные гидравлические элементы потока в створе излива, подсчитанные для момента разрушения плотины ($t = 0$), пересчитывались в модельные. Далее производился расчет сработки либо-

раторного водохранилища (процесс соответствовал натурному). Период сработки разбивался на равные отрезки времени Δt , в течение которых гидравлические элементы потока считались постоянными. Напор у плотины определялся по кривой $H_t = f(W_t)$, где H_t, W_t – соответственно глубина и объем водохранилища в момент времени t . Для момента $t+\Delta t$ имеем:

$$W_{t+\Delta t} = W_t - \Delta W; \quad \Delta W = Q_t \cdot \Delta t . \qquad (2)$$

Здесь ΔW – объем сработки водохранилища за отрезок времени Δt ;

Q_t – расход воды в створе излива в момент времени t .

На модели исследовалось распространение волн прорыва при различном состоянии русла. Характер трансформации волн прорыва можно проследить на рис.I. Основные параметры волн при $B_{пр}$ = 250 м (высота $\eta_ф$ и скорость $U_ф$ фронта, высота $\eta_г$ и скорость $U_г$ гребня волны) приведены в табл.2.

Таблица 2

Условия распространения волн (характеристика русла)		Параметры волн прорыва							
		$U_ф$, м/с		$\eta_ф$, м		$U_г$, м/с		$\eta_г$, м	
		макс.	ср.	макс.	ср.	макс.	ср.	макс.	ср.
Сухое жесткое русло	Модель	I,2	0,4	0,06	0,02	–	–	0,07	–
	Натура	I0	3	4	I,5	–	–	5	–
Размываемое русло, пропитанное водой	Модель	I,8	0,5	0,08	0,025	I,6	0,4	0,I	0,04
	Натура	I4	4	5	I,5	I0	3	6	2,5
Размываемое русло с бытовым расходом	Модель	I,8	0,6	0,08	0,025	I,6	0,5	0,I	0,04
	Натура	I4	5	5	I,5	I0	4	6	2,5

Исследование волны прорыва, проходящей по сухому жесткому руслу, показало, что поток, продвигаясь вниз по течению, быстро распластывается по широкой пойме и сосредоточивается в местах сужения коренных берегов. Высота волны составила 0,06–0,07 м, скорость продвижения по руслу 0,24–0,40 м/с.

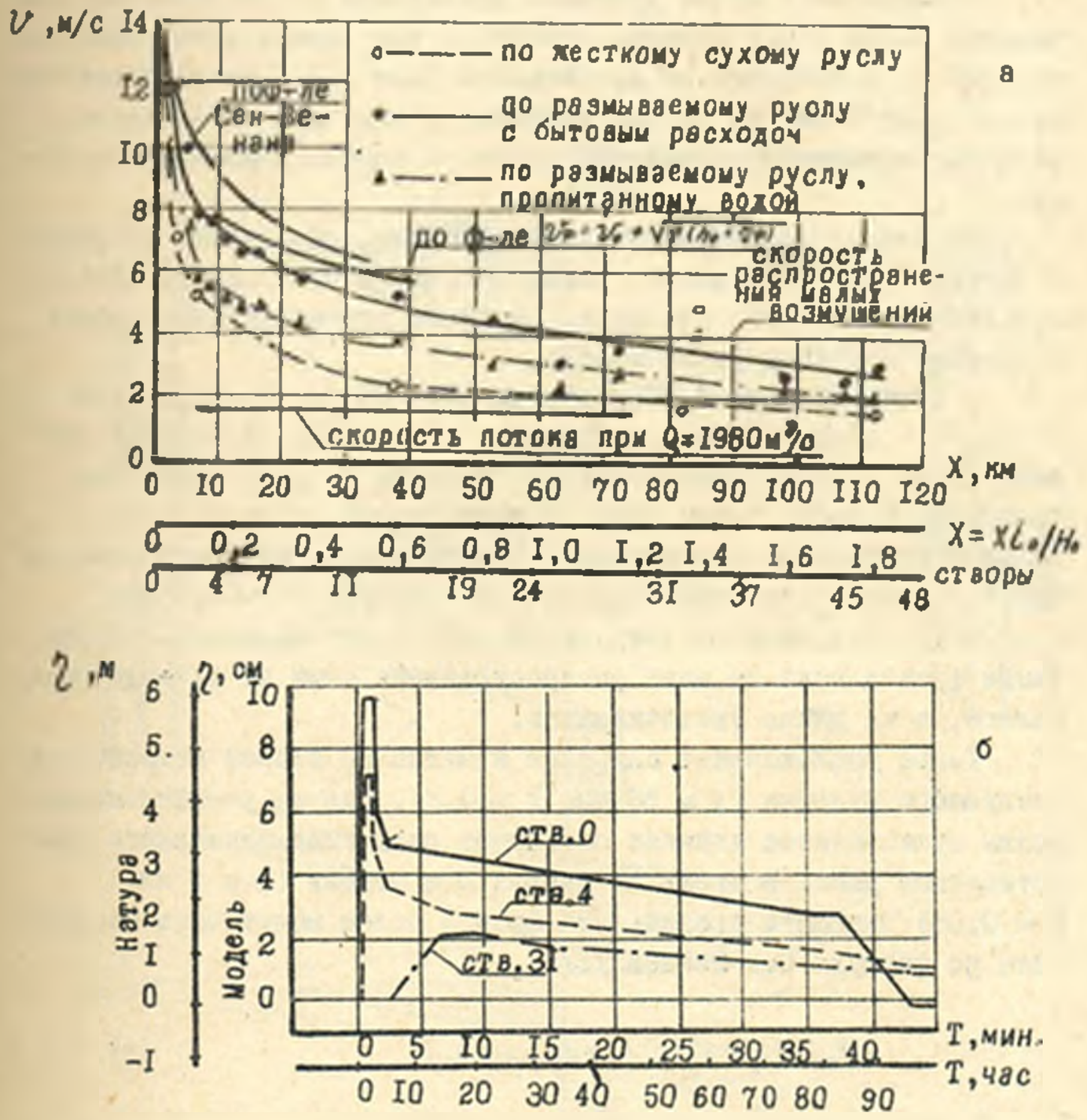


Рис.I. Трансформация волны прорыва вдоль участка исследований ($B_{пр}$ = 250 м): а – изменение скорости распространения фронта волны (пересчет на натуру); б – изменение приращений уровней воды при прохождении волны над бытовыми по времени в различных створах (при прохождении волны по размываемому руслу с бытовым расходом).

Исследование волны прорыва, проходящей по размываемому смоченному водой руслу модели, показало, что высота волны была равна 0,07 м, а скорость ее продвижения была в 2,5 раза больше, чем при ее растекании по сухому жесткому руслу. Это объясняется большей сконцентрированностью потока в случае размываемого русла.

По данным исследований волны прорыва, проходящей по руслу с бытовым расходом, высота волны составила 0,07 м, скорость ее продвижения в 2 раза превышала скорость распространения волны по сухому жесткому руслу модели.

В пределах первых 50 м модели ($x < 50$ км, $\bar{x} < 0,8$, где $\bar{x} = x\, i_0/H_0$ – относительное расстояние от плотины /4/) распластывание волн прорыва происходило в основном за счет того, что фронтальная часть волны, имея больший уклон, продвигалась с большей скоростью, чем тыльная. Перекашивание волн особенно заметно в непосредственной близости от плотины ($x < 0,5$ км, $\bar{x} < 0,01$), где скорость верхних частиц волн максимальная. Крутизна фронта волн по мере распространения вниз по течению уменьшалась, а их длина увеличивалась.

Такое уполаживание наиболее заметно на второй половине исследуемого участка ($x \geq 50$ км, $\bar{x} \geq 0,8$), где на распластывание волны существенное влияние оказывают силы гидравлического сопротивления реки. В пределах первых 5 м модели ($x < 5$ км, $\bar{x} < 0,08$) скорость продвижения фронта волны может быть подсчитана по формуле Сен-Венана /5/:

$$v_\phi = v_0 + \sqrt{g h_0}\,(1 + 3\eta_\phi / 4h_0)\,. \qquad (3)$$

Ниже по течению ($13 > x \geq 5$ км, $0,2 > \bar{x} \geq 0,08$) удовлетворительные результаты дает подсчет скорости v_ϕ по формуле Лагранжа:

$$v_\phi = v_0 + \sqrt{g(h_0 + \eta_\phi)}\,, \qquad (4)$$

где v_r, h_0 – скорость и глубина потока в бытовых условиях.

На последующем участке модели расчет по формулам (3) и (4) дает завышенные значения v_ϕ по сравнению с данными опытов. При $\bar{x} > 0,2$ волна прорыва проявляется как интенсивный паводок. Мак-

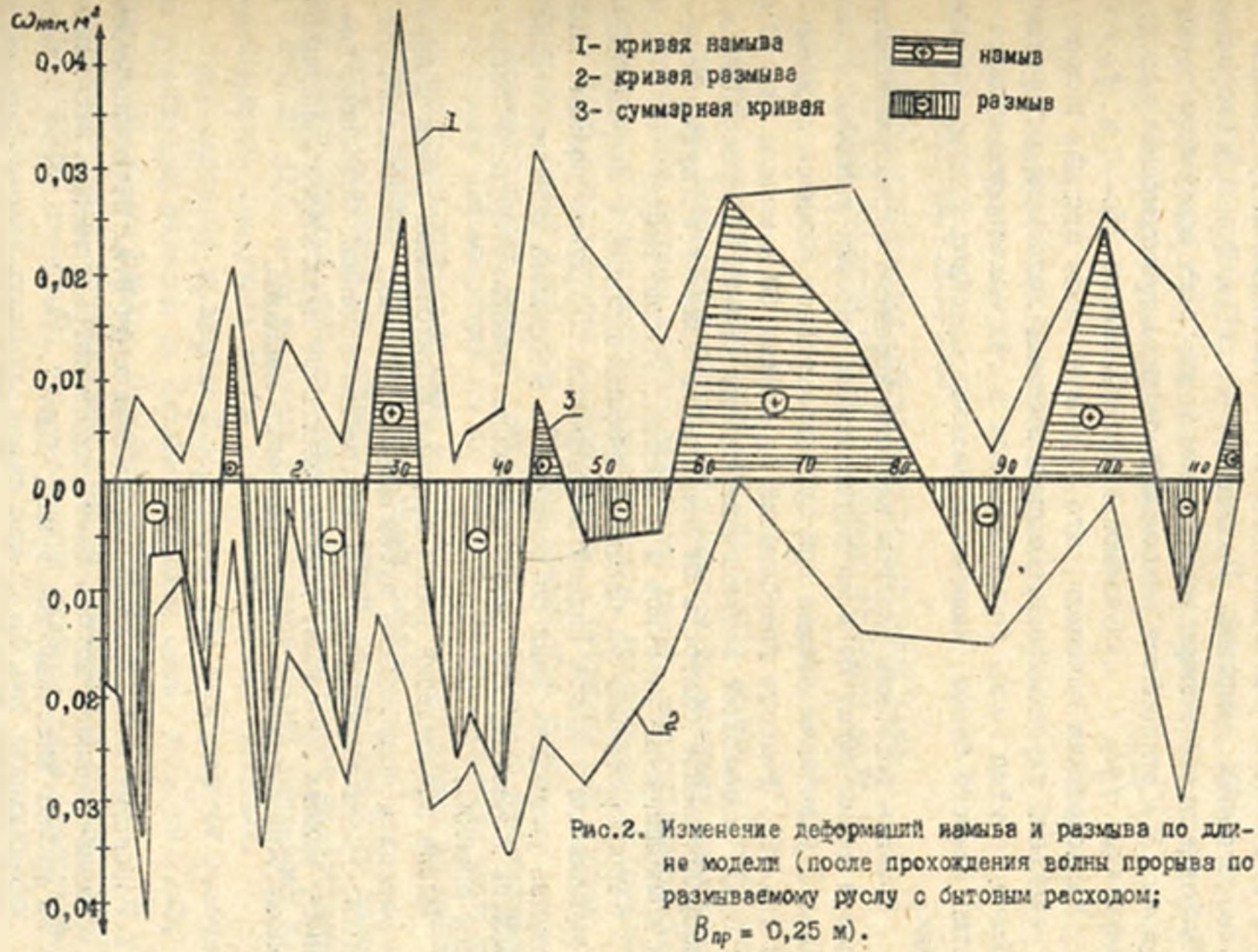


Рис.2. Изменение деформаций намыва и размыва по длине модели (после прохождения волны прорыва по размываемому руслу с бытовым расходом; $B_{пр}$ = 0,25 м).

симальное затопление участка происходит не сразу за фронтом волны, а через некоторый промежуток времени $\Delta\tau = \tau_r - \tau_\varphi$ (здесь τ_r и τ_φ – время добегания гребня и фронта волны); $\tau_r - \tau_\varphi$ – соответственно, скорость U_φ больше U_r. При $\bar{x} > 0{,}8$ скорость U_φ (правильнее теперь называть ее – скорость ощутимого подъема воды /5/) становится меньше скорости распространения малых возмущений $\sqrt{gh_0}$, получаемой в предположении $U_0 = 0$ и $i_\varphi = 0$.

Исследования показали, что параметры волн прорыва зависят от начальной глубины воды в водохранилище, характера разрушения плотины, объема волн, геометрических и гидравлических характеристик нижнего бьефа, наличия пойменных массивов и дамб обвалования.

Большие волновые расходы вызвали коренные переформирования русла и поймы реки. По всей длине модели участки размыва чередовались с участками намыва при приблизительном балансе деформаций (рис.2). Размывы преобладали на первых 50 м модели ($x < 50$ км, $\bar{x} < 0{,}8$), а наиболее интенсивный размыв (10–15 м) происходил в непосредственной близости от прорана, а также у вогнутых берегов криволинейных участков и в местах сужения русла.

Непосредственно за плотиной размывы привели к значительному уменьшению уклонов водной поверхности. Продукты размыва лишь частично уносились вниз по течению, а в большей степени откладывались в местах, где резко снижалась транспортирующая способность потока.

После прохождения волны прорыва формирование русла с бытовым расходом происходило путем меандрирования, многорукавности потока. Русло отличалось наличием многочисленных островов, побочней, мелких протоков, пробивающих себе путь часто поперек основному направлению – через пойменные массивы.

Литература

1. Розовский И.Л., Бременко Е.В., Базилевич В.А. Неустановившееся движение водного потока ниже гидроэлектростанций и его влияние на русло. Киев, Наукова думка, 1967.

2. Исмагилов Х.А. Изучение гидроморфологии реки Амударьи в среднем и нижнем течении. Автореф.дисс.на соискание ученой степени канд.техн.наук. Ташкент, 1970.

3. Петруничев Н.Н. Неустановившееся движение воды в естественных руслах. Л.,Госэнергоиздат, 1960.

4. Лятхер В.М.,Яковлев Ю.С. и др. Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений. М.,Энергия, 1976.

5. Грушевский М.С. Неустановившееся движение воды в реках и каналах. Л.,Гидрометеоиздат, 1982.

А.Х.Садыков, Б.И.Белецков,канд.техн.наук,
А.К.Закурдаев

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ПРОГНОЗ ДЕФОРМАЦИИ ОТКОСОВ НИЗКОНАПОРНЫХ ДАМБ ИЗ СЛАБЫХ ГРУНТОВ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ВЕТРОВЫХ ВОЛН

Дамбы небольших водохранилищ или других малых водоемов, таких,как рыбоводные пруды, сооружаются из местных грунтов. Для рыбоводных прудов обычно отводятся земли, малопригодные для выращивания сельскохозяйственных культур, поэтому для сооружения их дамб используются слабые грунты – суглинки или супеси, содержащие, кроме того, еще большое количество солей.

Проектирование дамб в таких условиях осложнено отсутствием обоснованных рекомендаций по их расчету, подтверждением чего является опыт эксплуатации дамб в рыбоводных хозяйствах, во многих из которых имеются разрушенные волнами откосы.

Даже в учебники по рыбоводству вошли рекомендации по заложению неукрепленных откосов дамб, пологость которых недостаточна ($m \leq 8$) /I/. В то же время ряд исследователей указывает на необходимость сооружать дамбы с более пологими откосами.

Так, согласно графикам Б.А.Пышкина /2/ коэффициент заложения устойчивых откосов из суглинка должен быть m = I9...42, если высота волны равна h = 0,5...2,0 м.

Исследования, проведенные нами на рыбоводных прудах УзССР, КазССР и УССР, показали, что заложения откосов дамб, сооруженных из суглинистых грунтов, менее чем за I0 лет эксплуатации увеличились в зависимости от ветрового режима района и параметров прудов до m = I5...25.

Как показывают натурные наблюдения, изменение неукрепленных откосов дамб происходит в результате воздействия суммарной энергии волн.

По результатам исследований в волновых лотках (высота волн h = 0,13...0,6 м, пологость $\frac{\lambda}{h}$ = 10...20) и натурных наблюдений, быстрота размыва грунта на откосе из суглинка в зависимости от энергии воздействовавших на него волн, определяется следующим соотношением:

$$\frac{d\omega}{d\mathcal{E}} = 5{,}3 \cdot 10^{-4}\left(1-\frac{m}{m_y}\right)^{4{,}27} \quad . \qquad (1)$$

Здесь ω – объем размытого грунта на 1 м ширины откоса $\frac{м^3}{м}$;

$\mathcal{E}$ – энергия волн, $\frac{Дж}{м}$;

m – заложение откоса;

m_y – устойчивое заложение откоса.

Выразив с некоторым приближением объем размытого волнами грунта через изменение заложения откоса dm , глубину размыва откоса ΔH и высоту надводной части дамбы $h_{н.ч}$, составили дифференциальное уравнение:

$$\frac{1}{2}\left(\Delta H + h_{н.ч}\right)^2 dm = 5{,}3 \cdot 10^{-4}\left(1-\frac{m}{m_y}\right)^{4{,}27} \cdot d\mathcal{E} \quad , \qquad (2)$$

Решив уравнение, получили формулу, которая позволяет прогнозировать заложение неукрепленного откоса из суглинка в зависимости от энергии воздействовавших на него волн:

$$m_2 = m_y\left\{1-\left[\left(1-\frac{m_1}{m_y}\right)^{4{,}27}+\frac{3{,}5\cdot 10^{-4}}{m_y\left(\Delta H - h_{н.ч}\right)^2}\mathcal{E}\right]^{0{,}196}\right\} \quad , \qquad (3)$$

где m_1 , m_2 – начальное и конечное заложения откоса;

$\mathcal{E}$ – энергия волн, $\frac{Дж}{м}$.

График, построенный по формуле (3), изображен на рис.1, где наглядно видно, как по величинам $\frac{m_1}{m_y}$ и $\mathcal{E}$ можно найти величину $\frac{m_2}{m_y}$.

График для определения глубины размыва ΔH показан на рис.2. График составлен по формуле из /3/.

Суммарная энергия волн определяется следующей суммой:

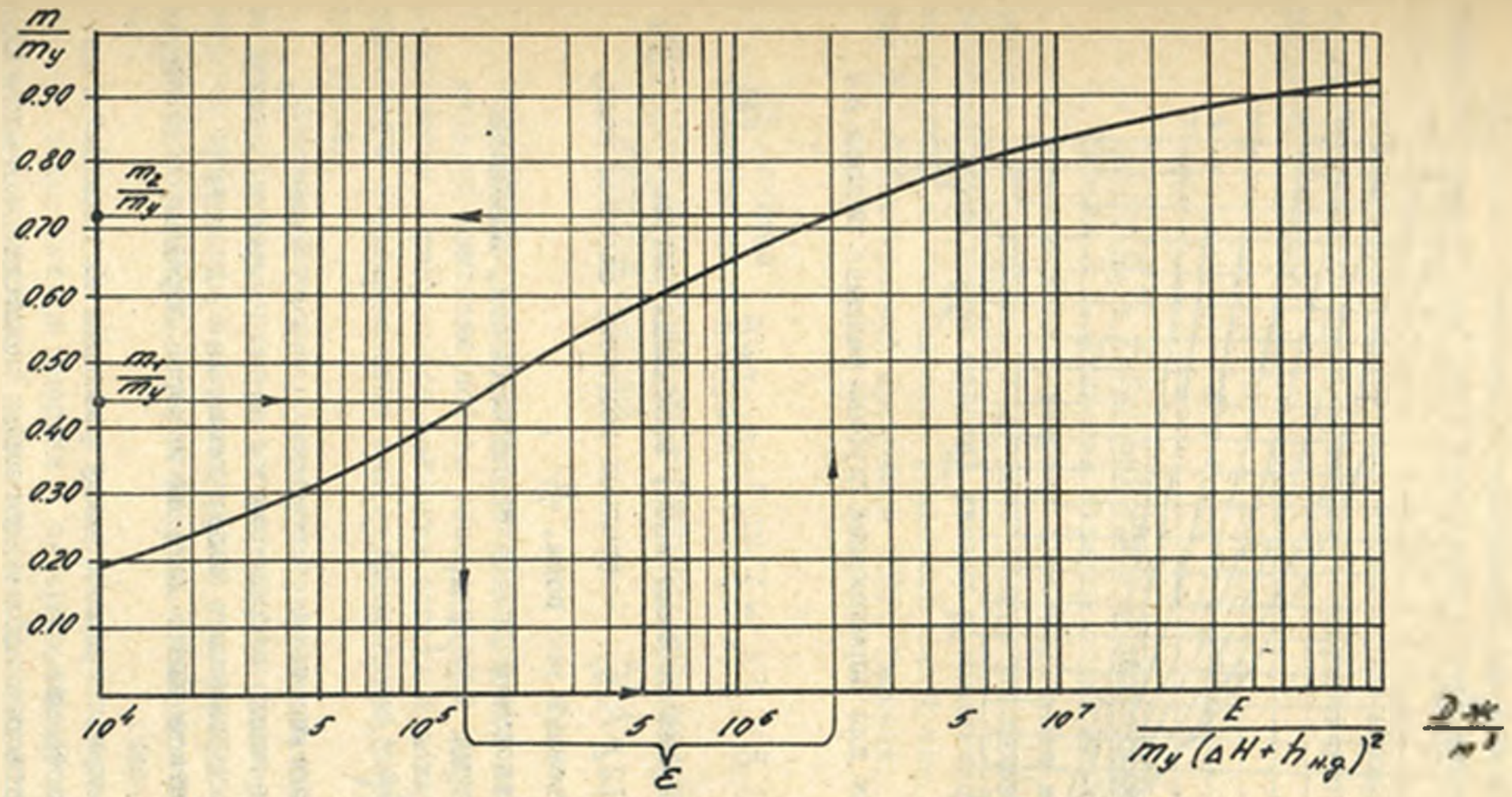


Рис.I. График для определения заложения неукрепленного откоса после воздействия ветровых волн.

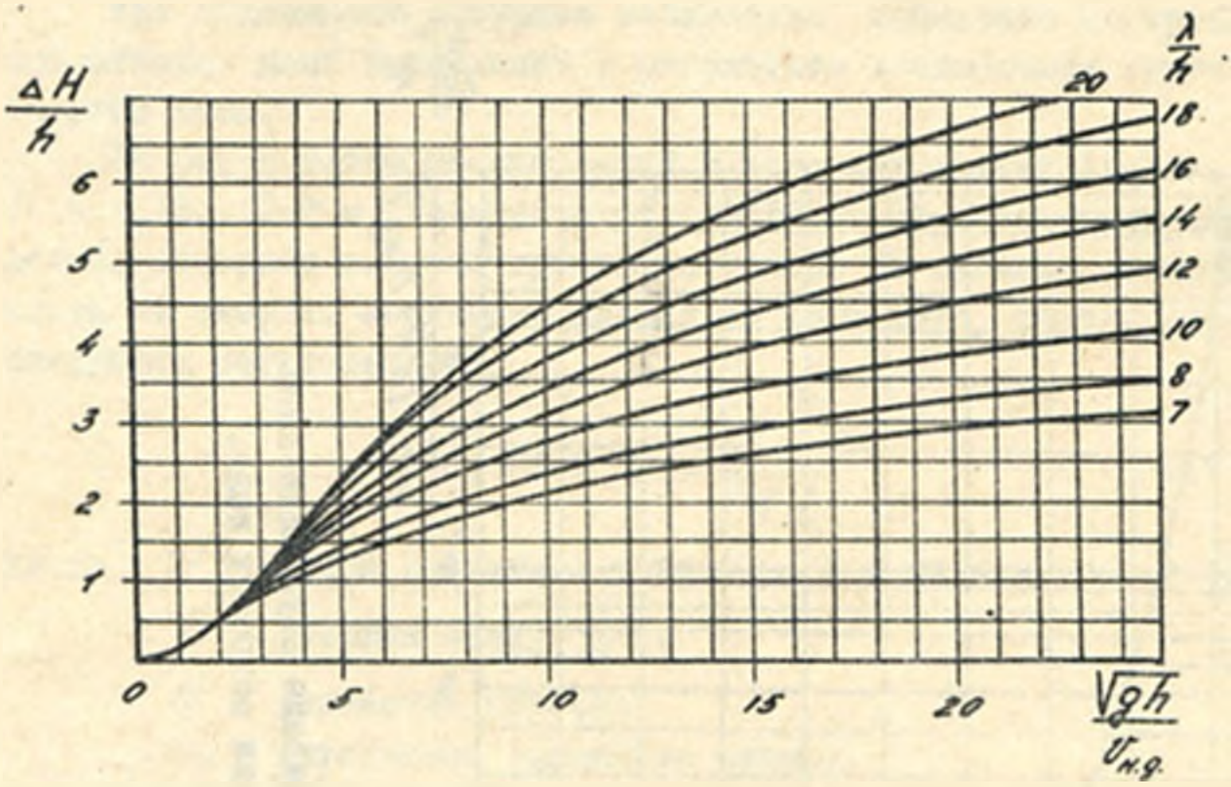


Рис.2. График для определения глубины размыва откоса ΔH.

$$\mathcal{E} = \sum_j \mathcal{E}_j = \sum_j (Q_\Phi)_j \cdot t_j \cdot \cos\theta . \qquad (4)$$

Здесь $\mathcal{E}_j$ – энергия системы волн, вызванных ветром $v_{\omega j}$, $\frac{кгс}{м}$;

$(Q_\Phi)_j = 0{,}12\,\gamma\, h^{2.5}_{1\%\,j}$ – средняя мощность системы волн,

где γ – объемный вес воды, $\frac{Н}{м^3}$;

$h_{1\%\,j}$ – высота волны 1%-ной обеспеченности, вызванная ветром $v_{\omega j}$, м;

$$t_j = 3600\,\frac{\Sigma_n}{t_M}\,t_p \cdot t_n \cdot p\,(v_{\omega j}), \qquad c - время \qquad (5)$$

действия ветра, скорость которого равна $v_{\omega j}$,

где Σ_n – общее число наблюдений на метеостанции за ветром рассматриваемого направления за t_M лет;

t_p – расчетное число лет, за которое определяется энергия волн;

t_n – промежуток времени между разовыми наблюдениями на метеостанции, ч;

$p(v_{\omega j})$ – вероятность наблюдения ветра, скорость которого $v_{\omega j}$;

θ – угол между направлением движения волн и нормалью к береговой линии.

Полученные зависимости позволяют экономично проектировать неукрепленные откосы дамб небольших водохранилищ и рыбоводных прудов.

Исследования выполнены с целью сбора материала для составления Указаний по проектированию волноустойчивых откосов дамб рыбоводных прудов.

Литература

I. Орлова З.П. Рыбохозяйственная гидротехника. М.,1978.

2. Пышкин Б.А. Динамика берегов водохранилищ. Киев, 1973.

3. Садыков А.Х. К вопросу проектирования волноустойчивых откосов дамб рыбоводных прудов. Тезисы докладов XI научно-практической конференции молодых ученых и специалистов Узбекистана по вопросам интенсификации сельского хозяйства в свете реализации Продовольственной программы СССР. Ташкент, 1983.

Э.Г.Загиров
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ОЦЕНКА ПАРАМЕТРОВ СОПРОТИВЛЕНИЯ НЕРАВНОМЕРНОГО ТУРБУЛЕНТНОГО ПОТОКА

Подавляющее большинство авторов при выводе формулы равномерного движения потока рассматривают лишь сопротивление, возникающее в результате контакта потока с ложем русла, т.е. с контактной шероховатостью или относительной шероховатостью стенок русла.

"Формула Шези для равномерного движения жидкости получена из предположения, что все потери энергии (потери на трение и потери на турбулентное перемешивание) при движении потока сосредоточены на стенках, т.е. относятся к единице площади трения" /I/.

А.А.Угинчусом /I/ была предпринята попытка раздельного учета двух видов потерь энергии - на трение и на турбулентное перемешивание - для условий равномерного движения. Поставленная им задача учета двух видов сопротивлений не была решена и свелась

в итоге к формуле Н.Н.Павловского.

Эта задача, но несколько иным путем, была решена В.М.Денисовым /2/.

Обычно при выводе уравнения Шези для описания равномерного движения приходят к промежуточному уравнению вида

$$\gamma\omega\Delta x\sin\alpha = K\chi\Delta x v^2 \qquad (1)$$

или

$$\gamma R J = K v^2 , \qquad (2)$$

где γ – удельный вес воды; R – гидравлический радиус;
J – уклон; K – обобщенный коэффициент пропорциональности, входящий в формулу силы трения.

В.М.Денисов в /2/ теоретически приходит к выражению

$$K = \frac{\gamma}{g}\left(\frac{\delta}{R} - \eta\right) . \qquad (3)$$

Здесь δ – линейный параметр пристенной шероховатости потока, м;
η – безразмерный параметр внутреннего удельного сопротивления потока.

Подстановкой (3) в (2) В.М.Денисов после ряда преобразований приходит к выражению скорости для турбулентного потока:

$$v = R\sqrt{\frac{gJ}{\delta + \eta R}} , \qquad (4)$$

откуда коэффициент Шези C равен

$$C = \sqrt{\frac{gR}{\delta + \eta R}} . \qquad (5)$$

Параметры δ и η являются постоянными для данного отвора потока и практически не зависят от уровня заполнения русла и расхода воды. Эти параметры В.М.Денисов предлагает определять графоаналитически, по натурным данным. Способ определения параметров δ и η основан на следующем решении уравнений (4) и (5):

$$v^2 = R^2\frac{gJ}{\delta + \eta R} , \qquad (6)$$

откуда

$$\left(\frac{R}{v}\right)^2 = \frac{\delta}{gJ} + \frac{q}{gJ} R \quad . \qquad (7)$$

Формула (7) в системе координат $\left(\frac{R}{v}\right)^2$ и R представляет собой уравнение прямой, выраженное через угловой коэффициент $k = \frac{q}{gJ}$ и отрезок $b = \frac{\delta}{gJ}$, отсекаемый на оси $\left(\frac{R}{v}\right)^2$.

Для нахождения параметров δ и q строится график связи измеренных в каком-либо створе водотока $\left(\frac{R}{v}\right)^2$ и R. Угловой коэффициент линии связи позволяет определять величину q, а отсекаемый отрезок на оси ординат – δ.

Как видно, в формуле В.М.Денисова учтены два вида сопротивления, и задача доведена им до практического решения применительно к равномерному движению.

Вернемся к уравнению движения и рассмотрим его с позиции оценки сопротивления движению потока также при неравномерном движении, когда имеет более сложный вид графики уравнения (7). Для условий неравномерного движения при наличии инерционных сил, связанных с предысторией потока и равных

$$F_u = m\frac{dv}{dt} \quad , \quad \text{где} \quad \frac{dv}{dt} = v\frac{dv}{dl} \quad , \quad \text{имеем:}$$

$$F_u = mv\frac{dv}{dl} = \frac{\gamma}{g}\omega\Delta x\frac{dv}{dl}v \quad . \qquad (8)$$

Тогда для условий неравномерного движения

$$\gamma\omega\Delta x\sin\alpha = \frac{\gamma}{g}\left(\frac{\delta}{R}+\delta\right)\chi\Delta x v^2 + \frac{\gamma}{g}\omega\Delta x\frac{dv}{dl}v \quad , \qquad (9)$$

где δ – внутреннее сопротивление при равномерном движении. Разделим левую и правую части на $\gamma\omega\Delta x$ и заменим $\sin\alpha$ на уклон J:

$$J = \frac{1}{g}\left(\frac{\delta}{R}+\delta\right)\frac{\chi}{\omega}v^2 + \frac{1}{g}\frac{dv}{dl}v \quad , \qquad (10)$$

откуда

$$gRJ = \left(\frac{\delta}{R}+\delta\right)v^2 + R\frac{dv}{dl}v \qquad (11)$$

Практическое решение уравнения (II) можно также осуществить графоаналитически по натурным данным, представив его в виде

$$R^2 = \frac{(\delta - GR)}{gJ} v^2 + \frac{R^2}{gJ} \frac{dv}{dt} v .$$

Тогда
$$\left(\frac{R}{v}\right)^2 = \frac{\delta}{gJ} + \frac{G}{gJ} R + \frac{R^2}{gJv} \frac{dv}{dt} \qquad (I2)$$

или
$$\left(\frac{h}{v}\right)^2 = \frac{\delta}{gJ} + \frac{G}{gJ} h + \frac{h^2}{gJv} \frac{dv}{dt} . \qquad (I3)$$

В правой части уравнения (I3), в отличие от уравнения (7), содержится инерционный член, характеризующий неравномерность движения потока. Определим величину изменения скорости по длине потока из уравнения неразрывности:

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{d(\omega v)}{dt} = 0 . \qquad (I4)$$

Отсюда
$$\frac{dv}{dt} = -\frac{v}{\omega} \frac{d\omega}{dt} . \qquad (I5)$$

Подставляя (I5) в (I3), получим:

$$\left(\frac{h}{v}\right)^2 = \frac{\delta}{gJ} + \frac{G}{gJ} h - \frac{h}{gJB} \frac{d\omega}{dt} . \qquad (I6)$$

Из уравнения (II), заменяя в нем выражение $\frac{dv}{dt}$ (из уравнения I5), имеем:

$$gRJ = \left(\frac{\delta}{R} + G\right) v^2 - \frac{Rv^2}{\omega} \frac{d\omega}{dt} ,$$

откуда

$$v = \sqrt{\frac{gRJ}{\frac{\delta}{R} + G - \frac{1}{B} \frac{d\omega}{dt}}} = \sqrt{\frac{gRJ}{\frac{\delta}{h} + G - \frac{1}{B} \frac{d\omega}{dt}}} , \qquad (I7)$$

т.е. мы получили выражение для скорости течения при установившемся неравномерном движении.

Обозначив
$$g = G - \frac{1}{B} \frac{d\omega}{dt} , \qquad (I8)$$

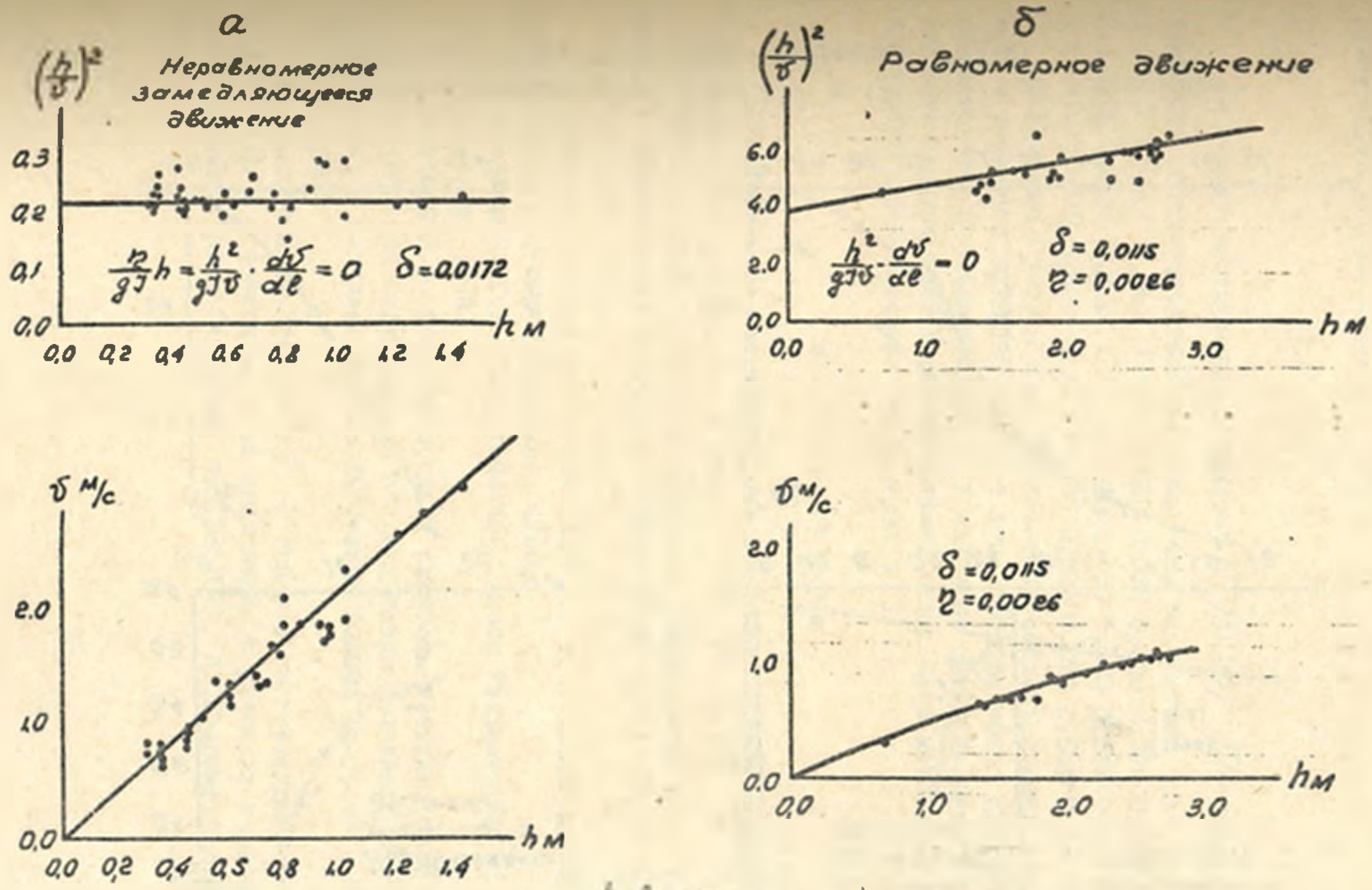


Рис.I. Графики зависимостей $\left(\frac{h}{v}\right)^2 = f(h)$ и $v = f(h)$: а) для р.Какпрым – Кара-Табылга, 1958 г.; б) подводящий канал Каттакурганского водохранилища – устье, 1958 г.

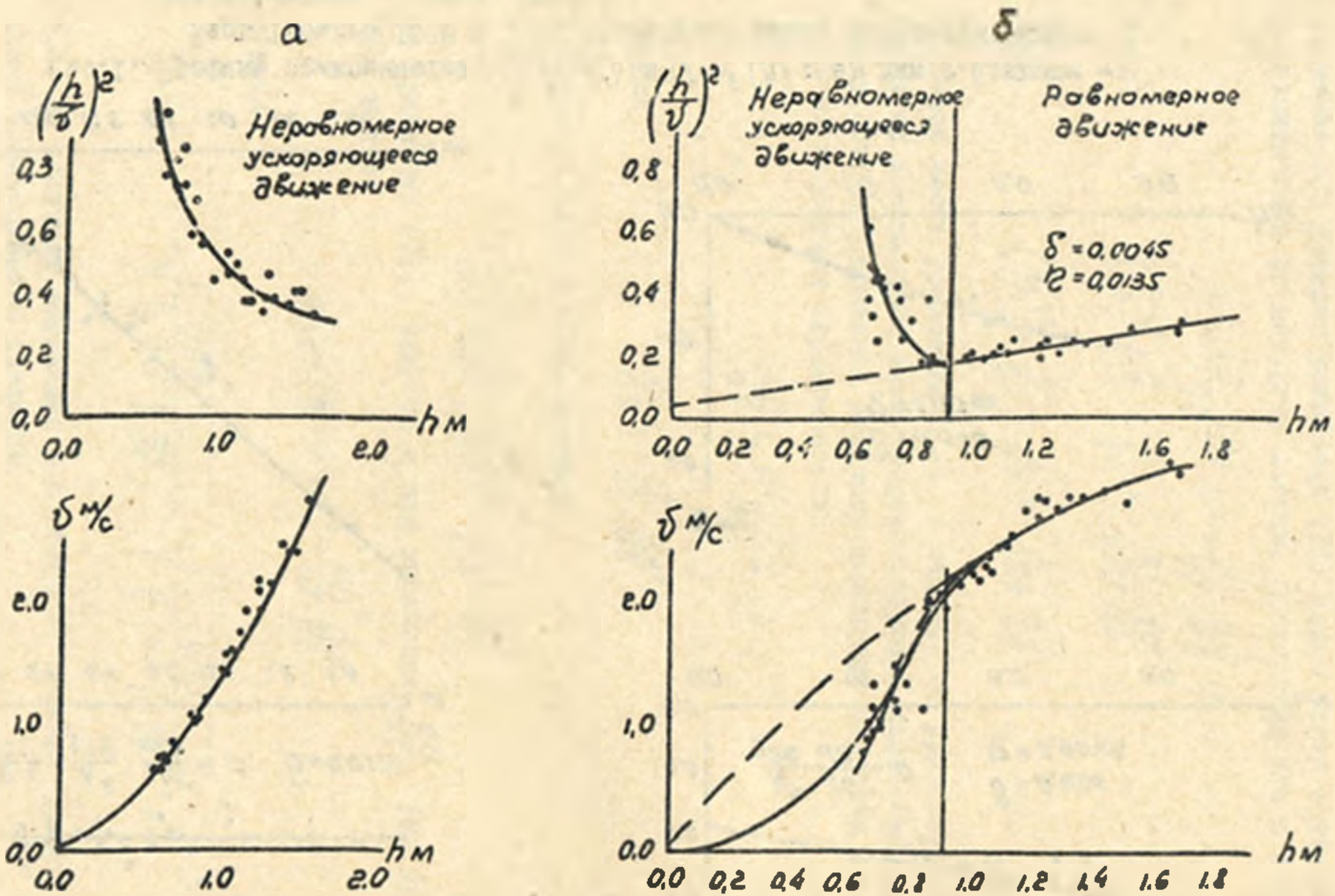


Рис.2. Графики зависимостей $\left(\frac{h}{v}\right)^2 = f(h)$ и $v = f(h)$: а) для р.Пскем – устье, 1955 г.; б) р.Пскем – с.Муллала, 1971 г.

будем иметь окончательно:

$$v = \sqrt{\frac{ghJ}{\frac{C}{n}-l}} \qquad (I9)$$

На основе построенных графиков $v = f(h), (\frac{h}{v})^2 = f(h)$ получены следующие соответствующие значения этих параметров (рис.I и 2):

n	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070	0,080	0,090	0,I00	0,I33
$\delta_н$	0,00II	0,003I	0,0067	0,0I2	0,020	0,030	0,043	0,058	0,077	0,I5
η	0,00I5	0,0040	0,009	0,0I5	0,025	0,035	0,050	0,065	0,090	0,I5.

Приведенные данные о гидравлических сопротивлениях согласуются с мнением А.А.Угинчуса /I/ о том, что при малых значениях относительной нероховатости ($\frac{\delta}{R}$) основное сопротивление обусловливается турбулентным перемешиванием водных масс потока (в наших обозначениях безразмерным параметром η).

Литература

I. Угинчус А.А. Гидравлические и технико-экономические расчеты каналов. М.,Стройиздат, I965.

2. Денисов В.М. О средней скорости равномерного движения безнапорных турбулентных водотоков. Труды САНИИРИ, вып.94(I75). М., Гидрометеоиздат, I982.

3. Гидрологический ежегодник I958 г., т.5. Бассейны рек Средней Азии. Л.,Гидрометеоиздат, I960.

4. Железняков Г.В. Теоретические основы гидрометрии. Л., Гидрометеоиздат, I968.

5. Срибный М.Ф. Формула средней скорости течения рек и их гидравлическая классификация по сопротивлению движению. В об.: "Исследование и комплексное использование водных ресурсов". Изд. АН СССР, I960.

6. Денисов Ю.М.,Загиров Э.Г. О скоростном коэффициенте в формуле Шези и о возможности ее применения в условиях неравномерного движения. Труды САРНИГМИ, вып.26(I07). Л.,Гидрометеоиздат, I975.

Д.Дусматова, О.Кадиров
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ГИДРАВЛИКА ПОТОКА НА УЧАСТКЕ РАСТЕКАНИЯ ПРИ СТЕСНЕНИИ ЕГО ПОПЕРЕЧНЫМИ СООРУЖЕНИЯМИ

По рекомендациям С.Т.Алтунина, для регулирования русла в нижнем бьефе гидроузлов можно применить один из вариантов схемы – прямолинейное или слабоизогнутое русло, зарегулированное поперечными сооружениями /I/.

В данной статье рассматривается решение задачи только для области растекания, т.е. за сжатым сечением С–С. Для решения задачи использованы некоторые положения теории турбулентных струй, в частности схема деления потока на гидравлически однородные зоны (рисунок):

- зоны слабовозмущенного ядра шириной $2\,в_я$;
- зоны интенсивного турбулентного перемешивания шириной 2в;
- зоны обратного тока шириной равной $(2B\,(2\,в_я - 2\,в))$ и со скоростью $U_н$.

Экспериментально установлено, что распределение скоростей в зоне интенсивного турбулентного перемешивания подчиняется зависимости Шлихтинга–Абрамовича /2,4/:

$$\frac{U_я - U}{U_я - U_н} = (1 - \xi^{1.5})^2 \,, \qquad (I)$$

где $U_я$ – скорость в ядре;

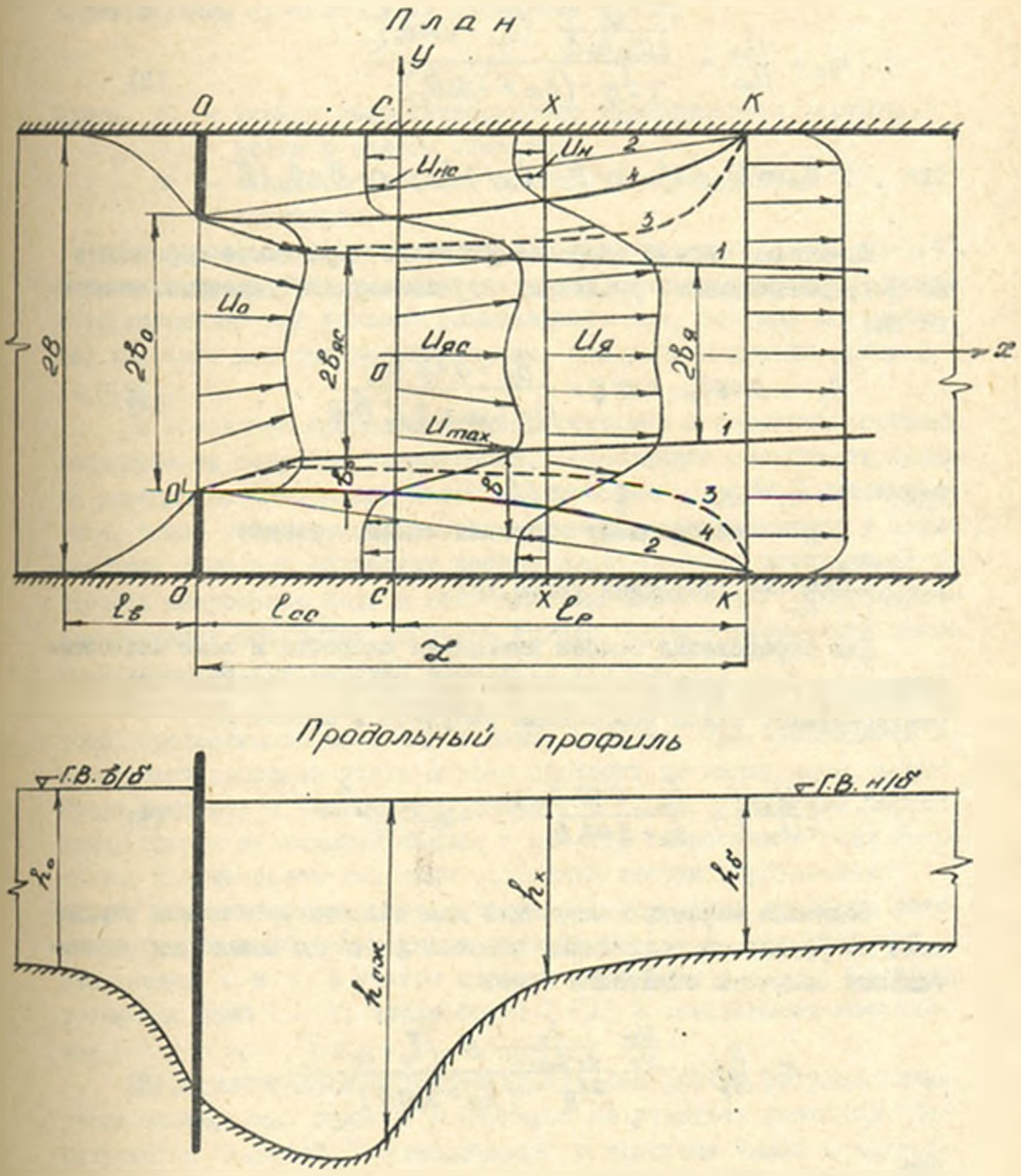
U – скорость в зоне перемешивания;

$\xi = \frac{y_2 - y_1}{b}$ – относительная координата точки, где определяется U.

Следовательно, расчет скорости потока в зоне слабовозмущенного ядра на участке сжатия производится по зависимости

$$U_{яс} = \sqrt{U_{min}^2 + \left(\frac{y}{b_я}\right)^2 \left[(U_{max}\cos\varphi_{ср})^2 - U_{min}^2\right]} \,. \qquad (2)$$

Принимая распределение скоростей в зоне интенсивного турбулентного перемешивания по зависимости (I) и выполнив некоторые преобразования, получим закон изменения относительных скоростей в



Расчетная схема растекания потока за дамбами.

сжатом сечении в виде

$$m_c = \frac{U_{жс}}{U_{ж}} = \frac{\dfrac{Q}{2U_{ж}h_c b_0} - (\bar{b}_{ж} + 0{,}55\bar{b}_0)}{\dfrac{1}{1-n} - (\bar{b}_{ж} + 0{,}55\bar{b}_0)}, \qquad (3)$$

где $\bar{b}_{ж} = b_{ж}/2b_0$; $\bar{b}_c = b_c/2b_0$; $n = B - b_0/B$.

Изменение ширины слабовозмущенного ядра можно определить из дифференциального уравнения неравномерного движения, имеющего вид

$$\bar{b}_я = -0{,}416\bar{b}_0 - 0{,}112\,\xi + \frac{(\bar{b}_{ж} + 0{,}416\,\bar{b}_c)}{(1 + i_{обр}K\xi)^{1-\frac{1}{2i_{обр}}}}, \qquad (4)$$

где $K = b_0/h_{сж}$; $\xi = x/b_0$

λ – коэффициент гидравлического трения;

$i_{обр} = \dfrac{h_{сж} - h_я}{b_р}$ – обратный уклон дна.

Для определения закона изменения скорости в зоне слабовозмущенного ядра нами использовано интегральное соотношение, характеризующее закон сохранения импульса в потоке /3/:

$$\left(\frac{U_я}{U_{ж}}\right)^2 = \frac{\bar{b}_{ж} + 0{,}416\,\bar{b}_c}{\bar{b}_я + 0{,}416\,\bar{b}}\left(1 - i_{обр}K\xi\right)^{\frac{1}{i_{обр}}-1} . \qquad (5)$$

Величина обратных скоростей для области растекания определена из уравнения сохранения расхода и закона изменения относительной скорости обратного тока:

$$m = \frac{U_я}{U_{ж}} = \frac{\dfrac{U_{жс}}{U_{ж}}\dfrac{h_0}{h_0 - i_{обр}x}B - (\bar{b}_я + 0{,}55\bar{b})}{\dfrac{1}{1-n} - (\bar{b}_{ж} + 0{,}55\bar{b})}, \qquad (6)$$

где

$$B = (1 - m_c)(\bar{b}_я + 0{,}55\bar{b}_c) + \frac{m_c}{1-n} .$$

Установлено, что ширина зоны интенсивного турбулентного перемешивания изменяется по линейному закону:

$$b = b_c + cx.$$

Здесь b_c – ширина зоны интенсивного турбулентного перемешивания в сжатом сечении;

x – абсцисса сечения, в которой определяется "b";

c – константа.

На основании экспериментов для области растекания $c = 0{,}40$. Полученные расчетные зависимости отличаются от расчетных формул коэффициентами для условий размываемого дна, так как для условий жесткого дна они несколько иные (см.работы других авторов /4,8,9/).

На основании проведенных теоретических и экспериментальных исследований получены зависимости, позволяющие установить границы раздела потока, распределения скоростей по ширине и длине потока, длине водоворотов, расстояния между сооружениями, а также величины обратных скоростей потока вдоль берега, позволяющие построить скоростное поле в зоне действия дамб /5,6/. Разработанная методика позволяет получить полную картину растекания потока за дамбами при наличии обратного уклона.

Приведенная выше методика расчета получена для условий потока, протекающего по руслу и между дамбами. При прохождении паводковых расходов часть потока проходит по верху дамб, и они будут работать в затопленном режиме. В таком случае для определения границ растекания потока и расчета скоростного поля необходимо использовать основные положения теории турбулентных струй, растекающихся в спутном потоке, установив скорости потока на гребне дамб ($U_{гр}$) и между дамбами (U_0), коэффициенты растекания c_2 и c_1 с учетом степени стеснения потока (n);угол установки дамб (α), число Фруда (Fr) и коэффициент затопления ($h_з$) и др.

По разработанной методике произведен расчет регулирования русла траверсными дамбами р.Амударьи на участках колхозов "Димитрова" и "Ильича", "Орджоникидзе" и пристани Чалыш и двустороннего регулирования русла ниже Туямуюнского гидроузла. Экономическая эффективность разработанных рекомендаций на двух участках р.Амударьи общей протяженностью 24 км составила 1588 тыс.руб.

Литература

I. Алтунин С.Т. Регулирование русел М.,Сельхозгиз, I962.

2. Абрамович Т.Н. Теория турбулентных струй. М.,Физматгиз, I960.

3. Михалев М.А. Гидравлический расчет потоков с водоворотом. М.;Энергия, I97I.

4. Слаутина А.В. Внезапное расширение потока в условиях размываемого русла. Русловые процессы и методы их моделирования. Сб.ВНИИГИма им.Б.Е.Веденеева. Л.;Энергия,I977.

5. Дусматова Д. Экспериментальные исследования растекания потока при двустороннем стеснении русла дамбами и методика их гидравлического расчета. Доклады АН УзССР,вып.I2. Ташкент,I982.

6. Дусматова Д. Расчет скоростного поля потока, стесненного симметрично-расположенной системой дамб. Сб.научных трудов САНИИРИ, вып.I68. Ташкент, I983.

7. Тузов В.Е.,Раджапов К.Ю. Регулирование русла р.Амударьи поперечными сооружениями из местного грунта. Сб.научных трудов САНИИРИ, вып.I68. Ташкент, I983.

8. Кумина Т.Д. Кинематическая характеристика потока, растекающегося на дне с обратным уклоном. Труды ЛПИ № 3I2. Л., I97I.

9. Ирмухамедов Х.А.,Бакиев М.Р.,Мирзиятов М. О растекании потока за глухой шпорой при наличии обратного уклона дна. Изв. АН УзССР, серия техн.наук, вып.6. Ташкент, I979.

Т.Ж.Жураев, Х.Х.Иманов, Х.А.Курбанов
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ФОРМЫ РУСЛА НА ВЕЛИЧИНУ НЕРАЗМЫВАЮЩЕЙ СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ В ПЕСЧАНЫХ КАНАЛАХ

При проектировании земляных каналов, особенно в несвязных грунтах, важнейшей задачей является правильное назначение

величины неразмывающей скорости течения. Этот вопрос приобретает еще большее значение в связи с возникновением проблемы проектирования и строительства крупных земляных каналов межбассейновой переброски стоков. Например, увеличение средней скорости потока в Главном канале переброски части стока сибирских рек в Среднюю Азию и Казахстан на I см/с может привести к снижению стоимости строительства до 40–50 млн.руб.

В литературных источниках имеется большое количество эмпирических зависимостей, предложенных различными авторами для расчета неразмывающей скорости течения в песчаных руслах.

Выполненные расчеты /6 и др./ по существующим формулам неразмывающей скорости течения для песчаных каналов с H = I м показали, что они дают большой разброс в пределах ±50% и более. Это объясняется, прежде всего, отсутствием единой методики оценки предельного равновесия дна русла, а также неполным учетом факторов, влияющих на неразмывающую скорость течения.

Поэтому установленные расчетные зависимости для вычисления неразмывающей средней скорости течения в песчаных каналах, где β = I8–40, требуют соответствующих корректировок с учетом формы поперечного сечения канала. Предложенные зависимости в основном получены на основе проведения лабораторных исследований в прямоугольных лотках, а также путем косвенных пересчетов натурных измерений в реках, где $\beta_{ср}$ = 50–I00. Эти исследования отвечают условиям плоской задачи.

Поэтому выбор формулы для расчета неразмывающей скорости течения в песчаных каналах – задача сложная и еще окончательно не решенная.

В связи с этим большого внимания заслуживают проводимые впервые специальные модельные (отделом русел САНИИРИ под руководством А.М.Мухамедова) и натурные (лабораторией крупных каналов САНИИРИ /5/, а также другими /7,8/) исследования по изучению влияния формы русла на неразмывающую скорость течения.

Экспериментальная установка имела длину 220 м, ширину I0 м и высоту стенки I,2 м. В качестве размываемого материала использовали песок со средним диаметром d = 0,2 мм.

Методика проведения опытов описана в /8/, к которой можно добавить следующее:

– при глубинах потока до I5–20 см наблюдения за состоянием

частиц, слагающих русло, велись визуально;

– при больших глубинах $H > 20$ см для оценки состояния дна через 5–6 ч, останавливая подачу воды, снимали ее уровень в канале до I5–20 см. При отсутствии мелких скоплений наносов в виде чешуек или рифелей скорость увеличивали на 2,5% и повторяли вышесказанное. За опытное значение неразмывающей скорости течения принята средняя скорость течения в канале, которая на 2,5% меньше средней скорости, при которой образуются мелкие чешуйки и рифели.

Установив среднюю неразмывающую скорость течения, отвечающую моменту начала трогания донных наносов, производили измерения характеристики потока и русла.

Скорости течения воды в точках измерялись микровертушкой конструкции САНИИРИ с электронным счетчиком. В опытах наблюдался равномерный режим течения потока.

При обработке опытных данных /I,2,4,6 и др./ часто используют связь

$$\frac{v_0}{\sqrt{\rho_1 g d}} = f\left(\frac{H}{d}\right), \qquad (I)$$

где v_0 – средняя неразмывающая скорость, м/с;

g – ускорение свободного падения, м/с^2;

d – средневзвешенная крупность донных наносов, м;

H – глубина потока, м;

$\rho_1 = \frac{\rho_т - \rho}{\rho}$, $\rho_т$ и ρ – плотности грунта и воды.

Отметим, что вместо глубины потока H одни авторы /I,2,3, 6 и др./ используют среднюю глубину или гидравлический радиус, другие /7/ – максимальную глубину $H_м$.

С нашей точки зрения, для песчаных русел каналов более правильно использовать $H_{ср}$ или R, так как при $H_м$-const сечение может быть и прямоугольной и треугольной формы, а скорости в них соответственно разные. По-видимому, более правильно использовать $H_м$ для плоских условий, так как $H_{ср} \approx H_м$. При использовании $H_м$ для каналов, с нашей точки зрения, должны быть введены соответствующие коррективы, учитывающие формы русла. Например, для каналов с параболическим поперечным сечением средняя глубина потока с максимальной связаны уравнением вида

$H_{ср}=\frac{\alpha}{\alpha+1}H_м$. Показатель степени параболы α определяется заложением откоса русла у уреза воды m и параметром формы русла $\beta_{ср}=\frac{B}{H}$, т.е. $\alpha=\frac{\beta_{ср}}{2m}-1$ /9/, тогда

$$H_{ср}=\left(1-\frac{2m}{\beta_{ср}}\right)\cdot H_м \ . \qquad (2)$$

Формулу (I) можно представить в виде

$$\frac{U_0}{\sqrt{\rho_1 g d}}=K_0\left(\frac{H_{ср}}{d}\right)^{y_0} . \qquad (3)$$

В результате статистической обработки экспериментальных и натурных данных на ЭВМ типа БЭСМ-4М установлены численные значения K_0 и y_0 : $K_0=0{,}84$ и $y_0=0{,}23$. При этом полученные коэффициент линейной корреляции $r_{xy}=0{,}99$ и среднеквадратичная ошибка $\sigma_{xy}=0{,}022$ свидетельствуют о большой тесноте связи. Причем, при использовании данных натурных измерений введены соответствующие коррективы с тем, чтобы они отвечали моменту начала трогания донных частиц.

Подставляя значения K_0 и y_0 в (3) и с учетом (2) для параболических русел каналов в мелкопесчаных грунтах имеем:

$$U_0=0{,}84\sqrt{\rho_1 g d}\left(1-\frac{2m}{\beta_{ср}}\right)^{0{,}23}\left(\frac{H_м}{d}\right)^{0{,}23} . \qquad (4)$$

Сопоставление опытных данных с расчетными по (4) показано на рис.I, откуда видна хорошая их сходимость.

В руслах каналов с $\beta_{ср}>15$ влиянием боковых стенок русла на распределение скоростей течения на осевой вертикали можно пренебречь. Это подтверждается исследованиями Г.П.Скребкова /I0/. Поэтому течение потока в пределах осевой симметрии русла можно рассматривать как плоское. Обрабатывая данные измерений на осевой вертикали сечения, определили среднюю скорость течения здесь, отвечающую началу трогания частиц грунта дна.

Путем статистической обработки опытных данных применительно к (3), приняв $H_м=H_{ср}$, установили следующие значения $K_0^{пл}$ и $y_0^{пл}$ для плоского потока: $K_0^{пл}=1{,}14$, а $y_0^{пл}=0{,}210$. При этом $r_{xy}=0{,}93$, $\sigma_{xy}=0{,}022$. По этим данным для условий плоского потока имеем:

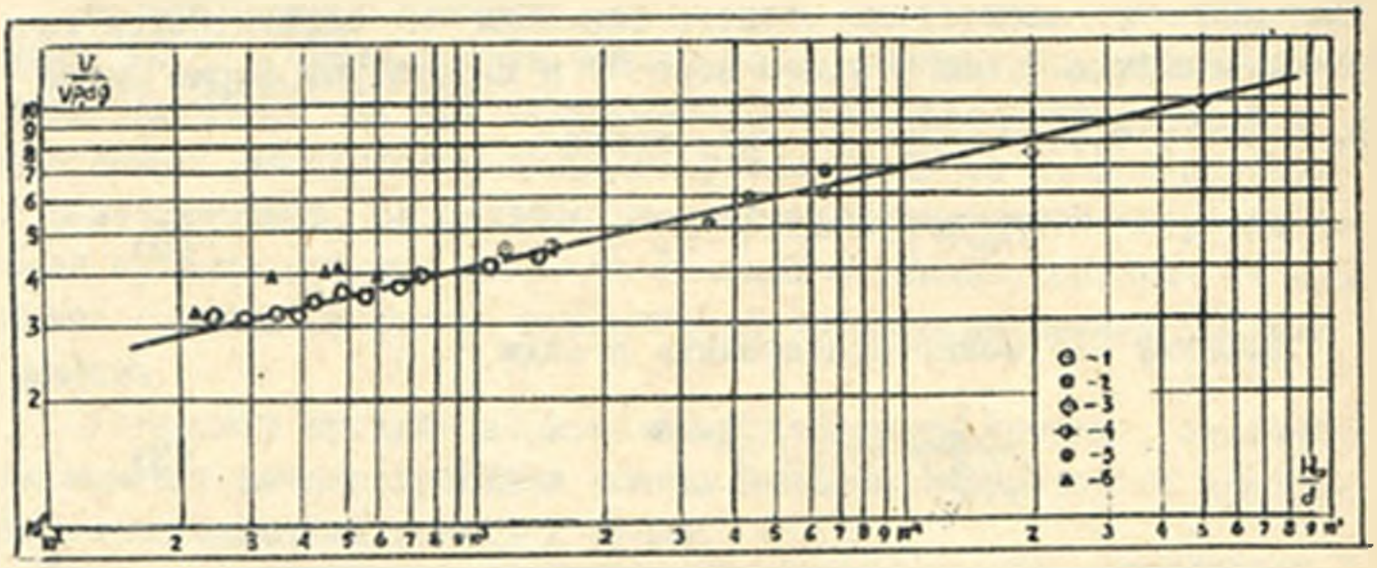


Рис.I. Сопоставление расчетных значений неразмывающей скорости по формуле (4) с опытными данными в каналах: I - опытные данные, 2 - канал Шават, 3 - приток Янцзы-Пуха, 4 - приток Янцзы-Хуакун, 5 - КЗМК, 6 - опытные данные М.Х.Паса.

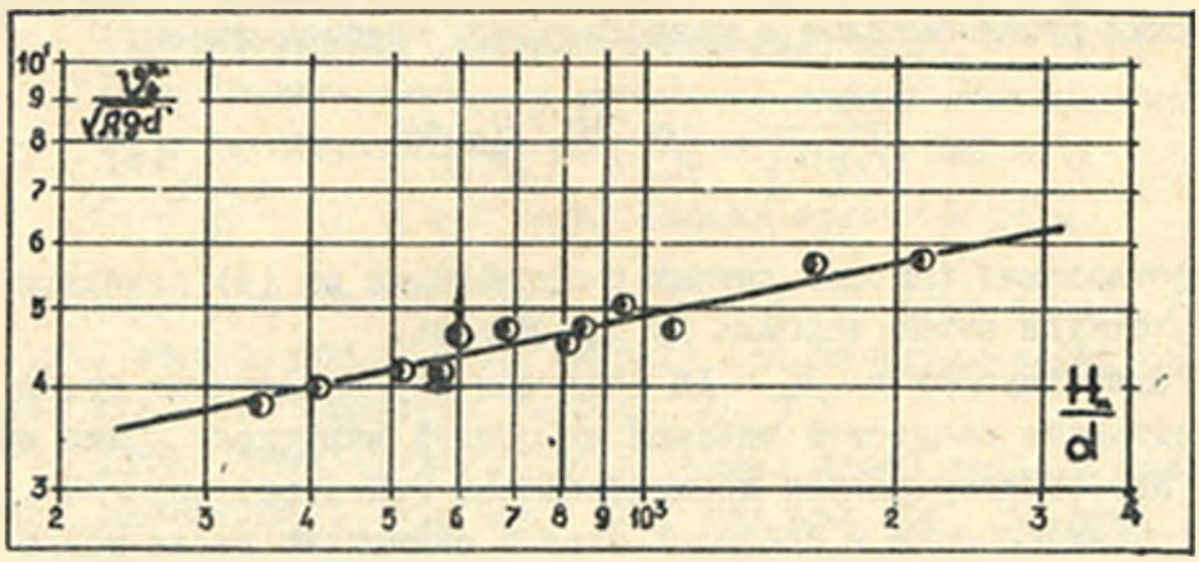


Рис.2. Сопоставление расчетных значений неразмывающей скорости по формуле (5) с опытными данными в условиях плоской задачи.

$$U_0^{пл} = 1{,}14\sqrt{\rho_1 g d}\left(\frac{H_м}{d}\right)^{0{,}21} \qquad (5)$$

Сопоставляя (4) и (5), можно убедиться, что при одних и тех же $H_м$ и d скорость течения в плоских потоках больше, чем в русловых. Причем, соотношение этих скоростей течения, т.е. $\frac{U_0}{U_0^{пл}}$ не постоянно, а зависит от формы русла ($\beta_{ср}$, m и т.д.).

В пределах наших исследований, в общем виде можно записать:

$$K_1 = \frac{U_0}{U_0^{пл}} = 0{,}74\left(1 - \frac{2m}{\beta_{ср}}\right)^{0{,}33}\left(\frac{H_м}{d}\right)^{0{,}07} . \qquad (6)$$

Полученные нами результаты уточняют некоторые, полученные ранее, данные /7 и др./, где это соотношение постоянно; в частности, в исследованиях М.Х.Паса при $H_м = 1$ м $K_1 = 0{,}86$.

На рис.2 дано сопоставление опытных данных с расчетными по (5), откуда видна их тесная связь.

С целью сопоставления на рис.I нанесены опытные данные М.Х. Паса по неразмывающей скорости течения, установленные на русловой модели УДН им.П.Лумумбы под руководством проф.Е.К.Рабковой. Из рис.I видно, что некоторые опытные точки М.Х.Паса по сравнению с нашими данными оказались завышенными; это, видимо, объясняется некоторыми субъективными причинами оценки неразмывающей скорости течения, а также влиянием формы русла, поскольку в опытах /7/ $\beta_{ср}$ и m были иными, чем в наших опытах.

Ниже в таблице приводятся расчетные величины неразмывающей скорости течения потока для песчаных русел каналов по наиболее известным существующим формулам и предлагаемой (4). Расчет произведен для параболических русел каналов с заложением откоса у уреза воды $m = 3$ и $\beta_{ср} = 20$.

При сопоставлении данных таблицы можно установить, что наиболее близкие результаты к расчетным по (4) дают рекомендации /8/. Причем, при $H < 3$ предельная ошибка составляет не более 6%.

Таким образом, проведенные нами исследования позволяют отметить, что при расчете неразмывающей скорости течения необходимо учитывать влияние формы поперечного сечения канала. Неразмывающую скорость течения в мелкопесчаных каналах более надежно можно рассчитать по формуле (3) при $K_0 = 0{,}84$ и $y_0 = 0{,}23$ или

Сопоставление расчетных величин неразмывающей скорости течения по формулам разных авторов для песка d = 0,25 мм

Автор	Формула	Средняя глубина воды, м			
		I	3	5	I0
Абальянц С.Х.	$U_0 = 0{,}385 R^{1/4}$	0,385	0,507	0,576	0,685
Мирцхулава Ц.Е.	$U_0 = \lg\frac{8{,}8H}{d}\sqrt{\frac{2gd}{0{,}35}\cdot\frac{m}{n}\cdot\rho_1}$	0,307	0,940	0,354	0,375
Гончаров В.Н.	$U_0 = \lg\frac{8{,}8H}{d}\sqrt{\frac{2g}{1{,}75}\cdot\frac{\rho_1-\rho}{\rho}\cdot d}$	0,2I9	0,242	0,252	0,267
Кнороз В.С.	$U_0 = \frac{2{,}56\, d^{0{,}05}}{\sqrt{0{,}0008 + \frac{[illegible]}{R^{[illegible]}}}}$	0,4I0	0,450	0,400	0,493
Кадыров А.А. Бузунов И.А.	$U_0 = 3{,}71 d^{0{,}253} H^{0{,}247}$	0,455	0,600	0,677	0,804
Мухамедов А.М. Жураев Т.Ж. Иманов Х.Х.	$U_0 = 1{,}26\sqrt{\rho_1 g d}\left(\frac{H}{d}\right)^{0{,}18}$	0,357	0,435	0,477	0,540
Латышенков А.М.	$U_0 = 1{,}6\sqrt{gd}\left(\frac{H}{d}\right)^{0{,}2}$	0,4I6	0,5I6	0,574	0,659
Предлагаемая формула (4)	$U_0 = 0{,}84\sqrt{\rho_1 g d}\left(1-\frac{2m}{B_{cr}}\right)^{[illegible]}\left(\frac{H_M}{d}\right)^{[illegible]}$	0,36	0,464	0,52I	0,6II

для параболических сечений - по (4), а также по рекомендациям /8/. Для условий плоской задачи расчет можно вести по формуле (5) и др.

Литература

I. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. Л.,Гидрометеоиздат, I98I. - 240 с.

2. Гончаров В.Н. Движение наносов. М.-Л.,ОНТИ, I938. - 3I2 с.

3. Кнороз В.С. Неразмывающая скорость для мелкозернистых грунтов. Гидротехническое строительство, I953, № 8, с.2I-24.

4. Кадыров А.А.,Бузунов И.А. К вопросу расчета неразмываю-

ших скоростей.Сб.научн.тр.САНИИРИ,вып.158.Ташкент,1979,с.122-139.

5. Кадыров А.А.,Нуритдинов З.Н.,Ирмухамедов Р.И. Натурные исследования параметра формы русла и предельных скоростей течения на Кызылкумском магистральном канале. Сб.научн.тр.САНИИРИ, вып.168. Ташкент,1984,с.128-143.

6. Мирхулава Ц.Е. Размыв русел и методика оценки их устойчивости. М.,Колос, 1957. - 180 с.

7. Пао М.Х. Исследование влияния формы русла на кинематические характеристики потока и разработка рекомендаций по расчету земляных каналов. Автореф. дисс. на соискание ученой степени канд.техн.наук. М., 1983. - 23 с.

8. Мухамедов А.М.,Жураев Т.Ж.,Иванов Х.Х. Исследование устойчивости русел больших каналов на крупномасштабных размываемых моделях. Гидротехническое строительство, 1983, № 6,с.21-23.

9. Иванов Х.Х. О форме поперечного сечения устойчивых земляных каналов. Доклады АН УзССР. Ташкент, 1982, № 2, с.12-14.

10. Скребков Г.П. Влияние боковых стенок лотков на определение неразмывающих скоростей и продольных напряжений трения для грунтов. В кн.: Гидравлические исследования в водном хозяйстве. Тр.Союзводпроекта, 1982, с.107-114.

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

ИССЛЕДОВАНИЕ УСЛОВИЙ ОТБОРА ВОДЫ ПРИ ПЕРЕСЕЧЕНИИ ОТКРЫТЫХ ПОТОКОВ

Трассу Главного канала переброски по проекту пересекает большое количество местных водотоков. С учетом большого объема затрат на строительство специальных сооружений - дюкеров и акведуков, а также то, что воды указанных водотоков можно при определенных условиях забирать в канал переброски, в проекте предусмотрено его прямое пересечение с местными водотоками, т.е. одновременный впуск и выпуск воды.

В этом случае при пересечении открытых водных потоков будут одновременно наблюдаться два явления (чаще встречающиеся в практике раздельно) - соединение потоков и разделение потока в связи

с водозабором.

Если условно разделить пересекаемый водоток на два участка: верхний – приток (до узла пересечения) и нижний – отвод (ниже узла пересечения), то в узле пересечения будут соединяться потоки с верхнего участка канала переброски с расходом Q_1 и приток с расходом $Q_{пр}$., а с узла пересечения разделяться в нижний участок канала переброски с расходом Q_2 и в отвод с расходом $Q_{от}$. В общем случае

$$Q_1 + Q_{пр} = Q_2 + Q_{от}.$$

Как видно, из узла пересечения осуществляются два отбора воды – в отвод и нижний участок канала переброски, причем при проектировании канала переброски условия во втором водозаборе имеют более важное значение.

Так как канал переброски проектируется на транспортировку чистой воды, а воды местных водотоков могут содержать различное количество наносов, одним из важнейших условий при проектировании узла пересечения является то, чтобы наносы с пересекаемого водотока–притока не попадали в нижний участок канала переброски. Для выявления характера распределения расходов воды в узле пересечения открытых водных потоков и оптимальных условий отбора воды в нижний участок канала переброски, были проведены лабораторные исследования на специально построенной для этого экспериментальной установке на открытой площадке.

Возможные схемы пересечения:

– непосредственное открытое пересечение водотоков, когда приток и отвод находятся на одной оси;

– раздельное последовательное пересечение, когда приток и отвод не находятся на одной оси и могут располагаться на параллельных и непараллельных осях.

Нами проводились исследования для первого случая, т.е. непосредственного пересечения водотоков, когда приток и отвод находятся на одной оси.

Экспериментальная установка представляет собой два пересекающихся под углом 30^0 прямоугольных лотка. Ширина лотков по 2 м, высота 0,65 м, длина основного лотка 46 м, а пересекаемого 48 м (приток и отвод по 24 м). Дно горизонтальное, выполнено из бетона. Стенки лотков выполнены из железобетонных плит ПП-2. Общая

площадь, занятая экспериментальной установкой, составляет 1500 $м^2$ (рисунок).

Проводимые исследования заключались в измерении расходов воды на различных участках лотков, определении уровня воды в исследуемых створах, установлении донных и поверхностных скоростей при помощи поплавков и нахождении траектории донных и поверхностных токов, измерении скоростей при помощи микровертушки РХ-1 с указателем направления течения, визуальном наблюдении за характером течения потока в узле пересечения и др.

Основные опыты были проведены при отношениях расходов $\frac{Q_{пр}}{Q_1}$ = 0,25–1,0 < 1, что обусловлено тем, что расход первой очереди канала переброски равен 1000 $м^3/с$, а местных водотоков, пересекающих его трассу, < 1000 $м^3/с$. Глубина наполнения воды в лотках варьировалась при помощи жалюзей и составила в опытах 21–38,5 см. Головной расход в основном лотке был равен Q_1 = 110–200 л/с, а в притоке $Q_{пр}$ = 50–110 л/с.

Проведенные при вышеуказанных условиях лабораторные исследования показали, что:

– распределение расходов ниже узла пересечения при $\frac{Q_{пр}}{Q_1} \leq 1$ происходит следующим образом:

а) весь расход притока поступает в нижний участок канала переброски, сюда же поступает и меньшая часть его головного расхода, т.е. $Q_2 = Q_{пр} + KQ_1$, где K – коэффициент меньше единицы;

б) в отвод поступает большая часть головного расхода канала переброски, т.е. $Q_{отв} = (1-K)Q_1$, причем поступают полностью все донные токи и большая часть (60–70%) поверхностных;

– изменение отношения расходов до узла пересечения $\frac{Q_{пр}}{Q_1}$ в диапазоне 0,25–1,0 влияет на отношение расходов за узлом пересечения;

– при пересечении открытых водных потоков ниже узла пересечения образуются две водоворотные зоны: у верховой грани отвода и у примыкающего к притоку берега основного русла, причем, размеры первой из них при $\frac{Q_{пр}}{Q_1} \leq 1$ значительно больше, чем второй.

При $\frac{Q_{пр}}{Q_1} >$ 1,0 и неизменных остальных условиях картина качественно меняется, расходы обоих водотоков распределяются следующим образом:

а) в нижний участок основного лотка поступает лишь большая часть расхода притока, т.е. $Q_2 = K_1 Q_{пр}$, где K_1 – коэффициент < 1;

б) в отвод поступает полностью головной расход основного русла и меньшая часть притока, т.е. $Q_{отв} = Q_1 + (1-K_1) Q_{пр}$.

В данном случае рассматриваемые водотоки меняются ролями, т.е. в основном русле при $\frac{Q_{пр}}{Q_1} > 1$ наблюдается картина, аналогичная наблюденной в пересекаемом водотоке при $\frac{Q_{пр}}{Q_1} < 1$, и наоборот, в пересекаемом водотоке при $\frac{Q_{пр}}{Q_1} < 1$ наблюдается картина, аналогичная наблюденной в основном русле при $\frac{Q_{пр}}{Q_1} > 1$.

При этом в отличие от случая $\frac{Q_{пр}}{Q_1} \leq 1$ размеры водоворотной зоны в отводе будут меньше размеров аналогичной зоны в нижнем участке канала переброски.

Кроме того, в опытах при $\frac{Q_{пр}}{Q_1} < 1$ установлено, что:

величины продольных уклонов в основном русле, равные 0,00017–0,00028, во всех опытах превышают соответствующие уклоны в пересекаемом лотке, равные 0,000028–0,00017;

величины поперечных уклонов, отмеченные в узле пересечения, изменяются в диапазоне 0,0005–0,002.

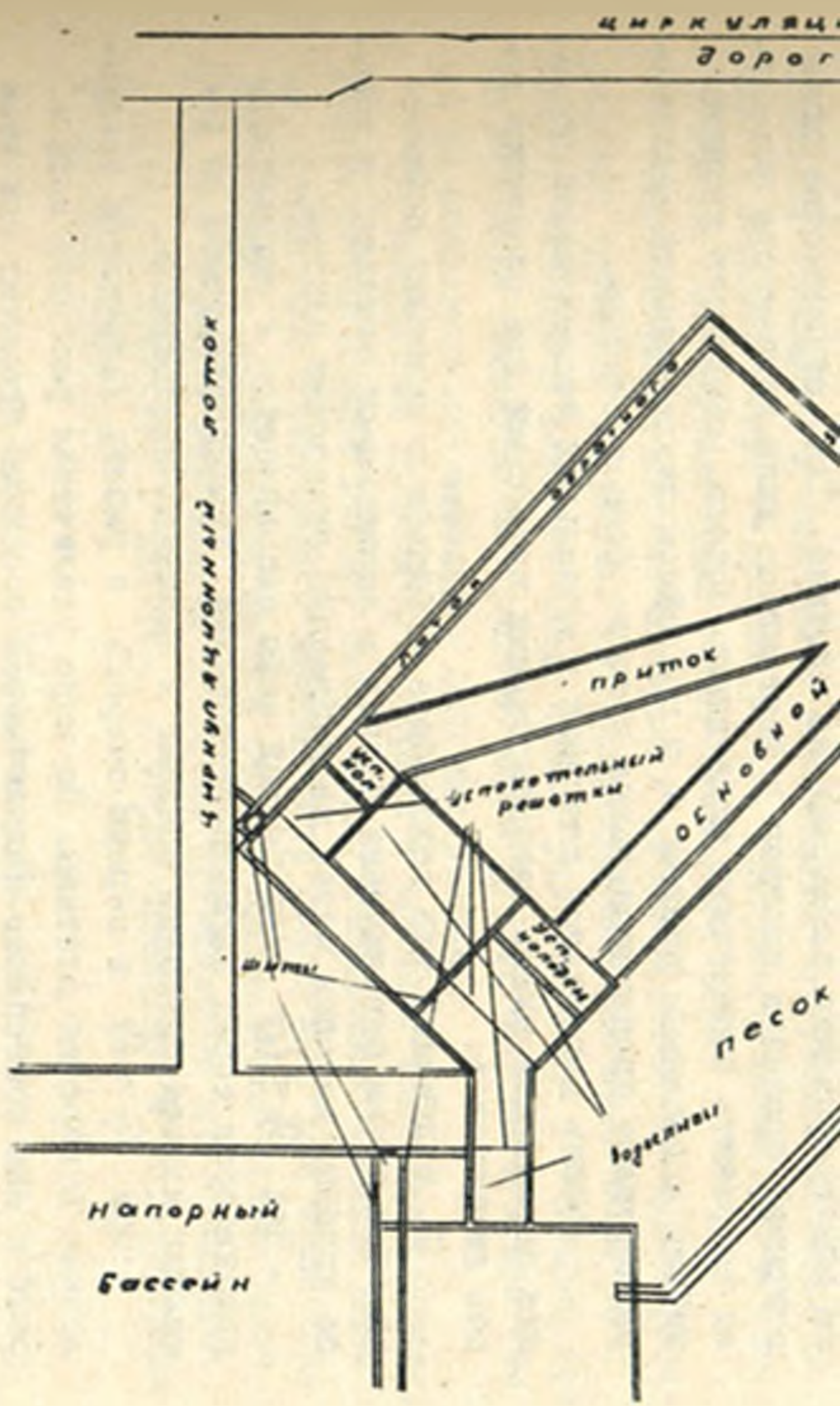
На основании проведенных исследований можно предложить следующие предварительные рекомендации.

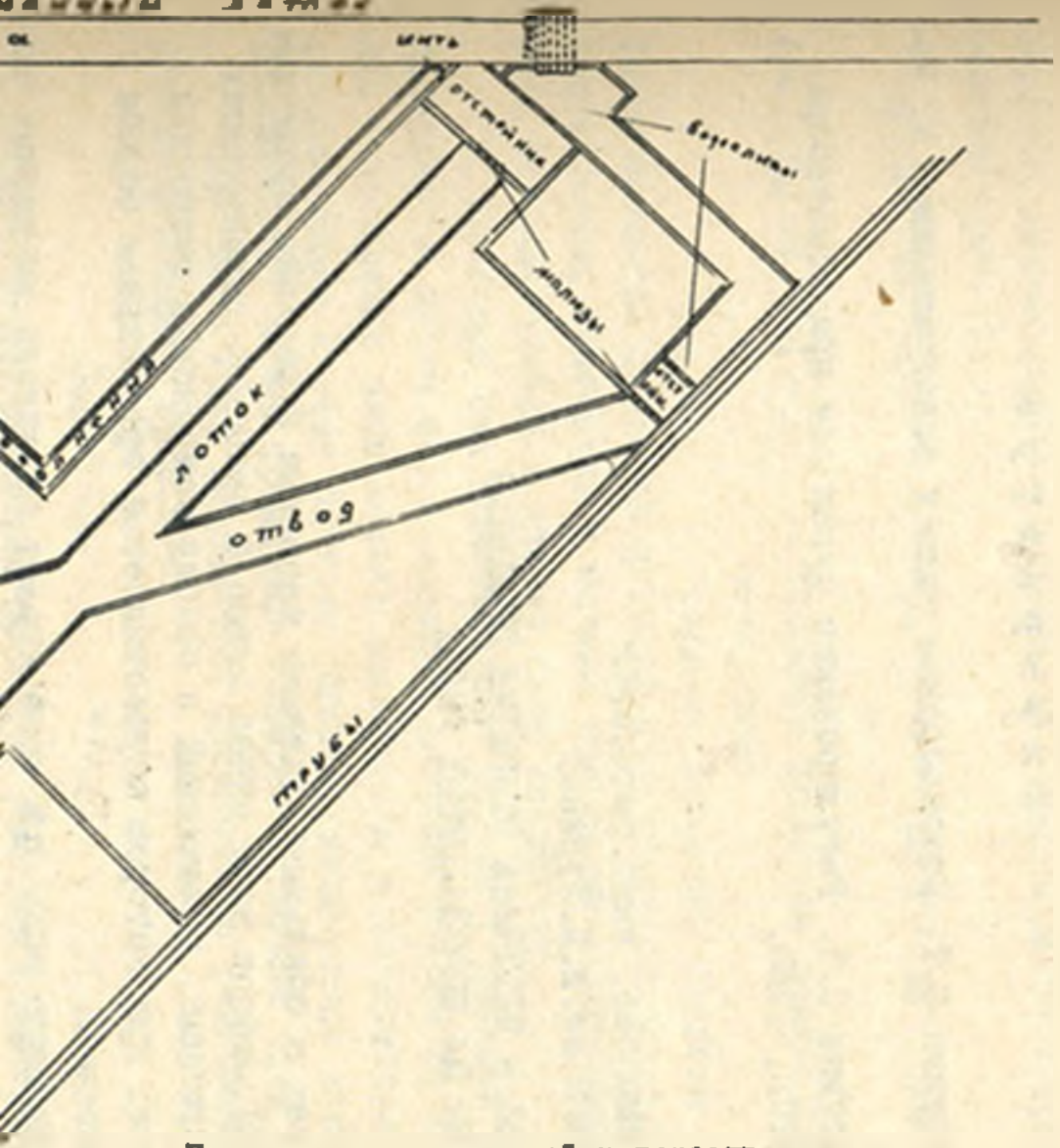
1. Открытое пересечение канала переброски с местными водотоками можно производить в случае, когда воды местных водотоков не содержат наносы или содержат их в незначительном количестве; при этом с учетом наличия водоворотных областей и транзитного потока с повышенными скоростями течения воды ниже узла пересечения необходимо предусмотреть крепление русла;

2. При наличии большого количества наносов в воде местного водотока необходимо:

– при возможности устраивать отстойники в русле притока и производить открытое непосредственное пересечение обоих водотоков;

– при невозможности по каким-либо причинам строительства отстойников необходимо производить раздельное пересечение местного водотока с каналом переброски, т.е. вначале осуществлять приток, а далее на некотором расстоянии (не менее 10 β) отвод.


циркуляц
дорог
циркуляционный лоток
приток
основной
успокоительный решетки
песок
напорный
бассейн



План экспериментальной установки.
масштаб I:400.

Литература

I. Алтунин С.Т. Водозаборные узлы и водохранилища. М.,Колос, 1964.

2. Алтунин С.Т. Регулирование русел рек при водозаборе. М.,Сельхозгиз, 1950.

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

ПОРЯДОК И ВЕЛИЧИНА ОТКРЫТИЯ ПРОЛЕТОВ ПЛОТИНЫ НА ВОДОЗАБОРНЫХ УЗЛАХ

На реках с обильными донными наносами и большим процентом (80–90) отбора воды очень важно в процессе эксплуатации сохранить принцип, заложенный в основу компоновки гидроузла, т.е. условие, при котором осуществляется эффективная борьба с донными наносами.

Значительную роль при этом играет правильно выбранная схема маневрирования затворами на плотине. Так, ступенчатая схема открытия пролетов плотины в ферганском типе водозабора позволяет сохранить поперечную циркуляцию потока, созданную криволинейным подводящим руслом, а в послойном двухстороннем водозаборе нарушает пропорциональное деление воды и наносов.

Анализ материалов натурных и модельных исследований позволил определить схему маневрирования затворами для следующих типов гидроузлов:

I. Индийский тип водозабора – борьба с наносами осуществляется путем отстаивания потока в карманах-отстойниках и сброса крупных наносов через заглубленные отверстия плотины.

При $Q_p < Q_в$ весь расход воды направляется к регуляторам водозаборов через карманы-отстойники. Транспортируемые по реке мелкие наносы свободно оседают в карманах-отстойниках.

При $Q_p > Q_в$ в первую очередь в работу включаются заглубленные отверстия плотины. По мере увеличения расходов воды в реке к ним постепенно подключаются соседние пролеты; при этом максимальное открытие должно быть в пролетах заглубленных от-

верстий, минимальное – в пролетах, находящихся в средней части плотины (рис.I):

$$h_{щ\,л\,пр} > h_{щ,1} > h_{щ,2} > \ldots > h_{щ\,ср} < \ldots < h_{щ,n-1} < h_{щ\,л} < h_{щ\,пр\,пр}\,, \qquad (I)$$

где $h_{щ\,л\,пр}$, $h_{щ\,пр\,пр}$ – открытие пролетов заглубленных отверстий;

$h_{щ\,ср}$ – открытие среднего пролета плотины.

Такое открытие пролетов плотины позволяет сосредоточить поток у водозаборных отверстий и малыми сбросными расходами транспортировать крупные наносы в нижний бьеф гидроузла.

2. Бычковый тип водозабора – борьба с донными наносами осуществляется путем использования деления потока по глубине – верхние осветленные слои потока забираются в водозаборные отверстия, расположенные в теле бычков; нижние, насыщенные донными наносами, сбрасываются через промывные галереи в нижний бьеф узла.

Для этого типа водозабора принимается равномерное открытие пролетов плотины (рис.2):

$$h_{щ,1} = h_{щ,2} = \ldots\ldots = h_{щ,n}\,. \qquad (2)$$

Такая схема открытия пролетов плотины позволяет обеспечить плановый водозабор и сохранить параллельно-струйное движение потока в верхнем бьефе гидроузла, т.е. принцип, заложенный в основу компоновки водозаборных узлов бычкового типа.

Так как водозаборные отверстия располагаются на одном фронтальном уровне с плотиной, то распределение расходов воды по фронту плотины в верхнем бьефе будет равномерным, а в нижнем бьефе максимум придется на среднюю часть русла, соответственно там же расположатся максимальные глубины размыва.

3. Послойный водозабор – борьба с донными наносами осуществляется путем отвода нижних слоев воды, насыщенных донными наносами, промывными галереями в нижний бьеф гидроузла. При этом типе водозабора с водоподачей на оба берега принимается схема "елочка", при которой наибольшее открытие принимается для среднего пролета; наименьшее – для тех, которые примыкают к водозаборным отверстиям (рис.3):

$$h_{щ,1} < h_{щ,2} < \ldots < h_{щ\,ср} > \ldots . h_{щ,n-1} > h_{щ,n}\,. \qquad (3)$$

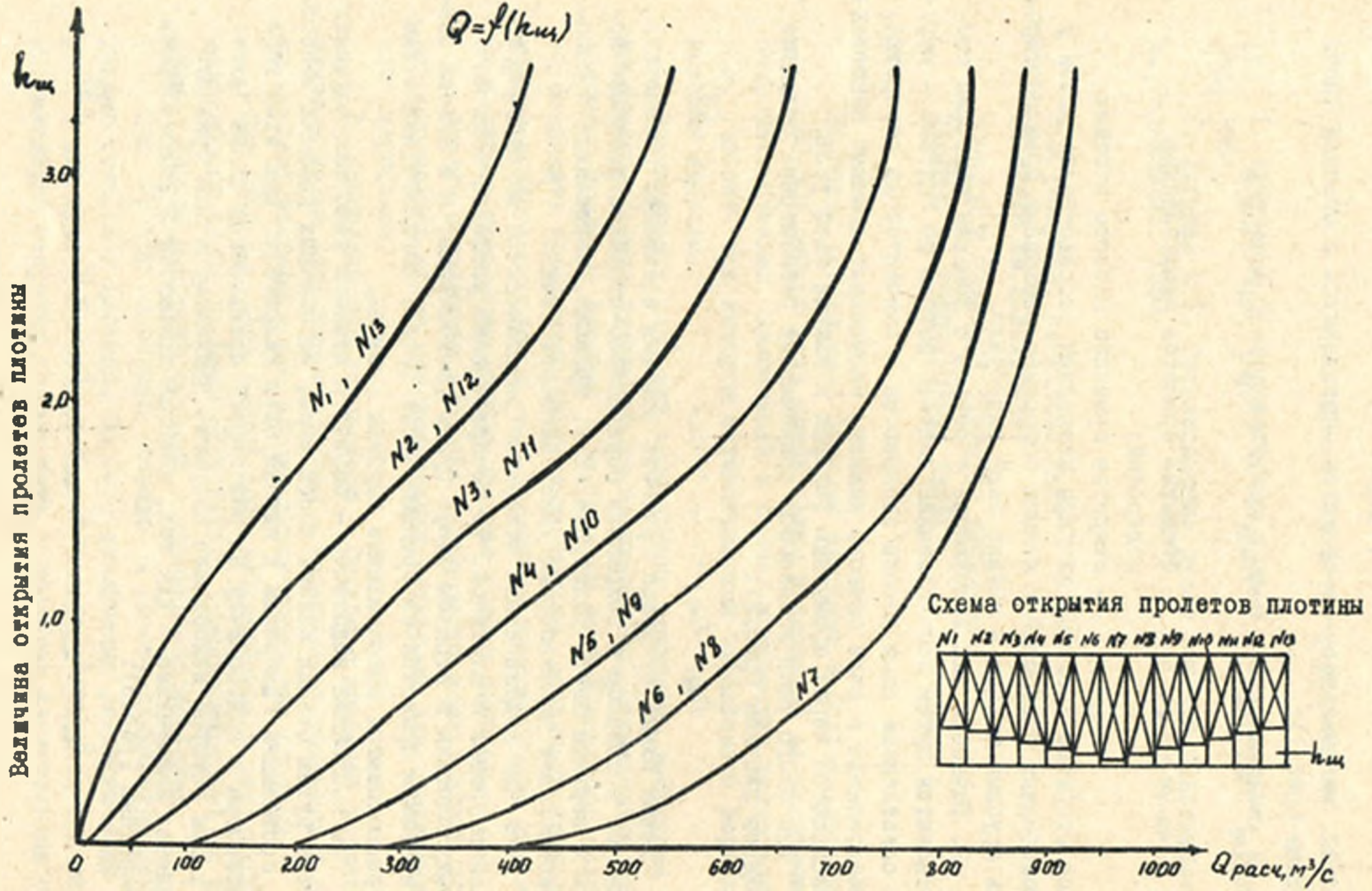


Рис.I. Индийский тип водозабора.

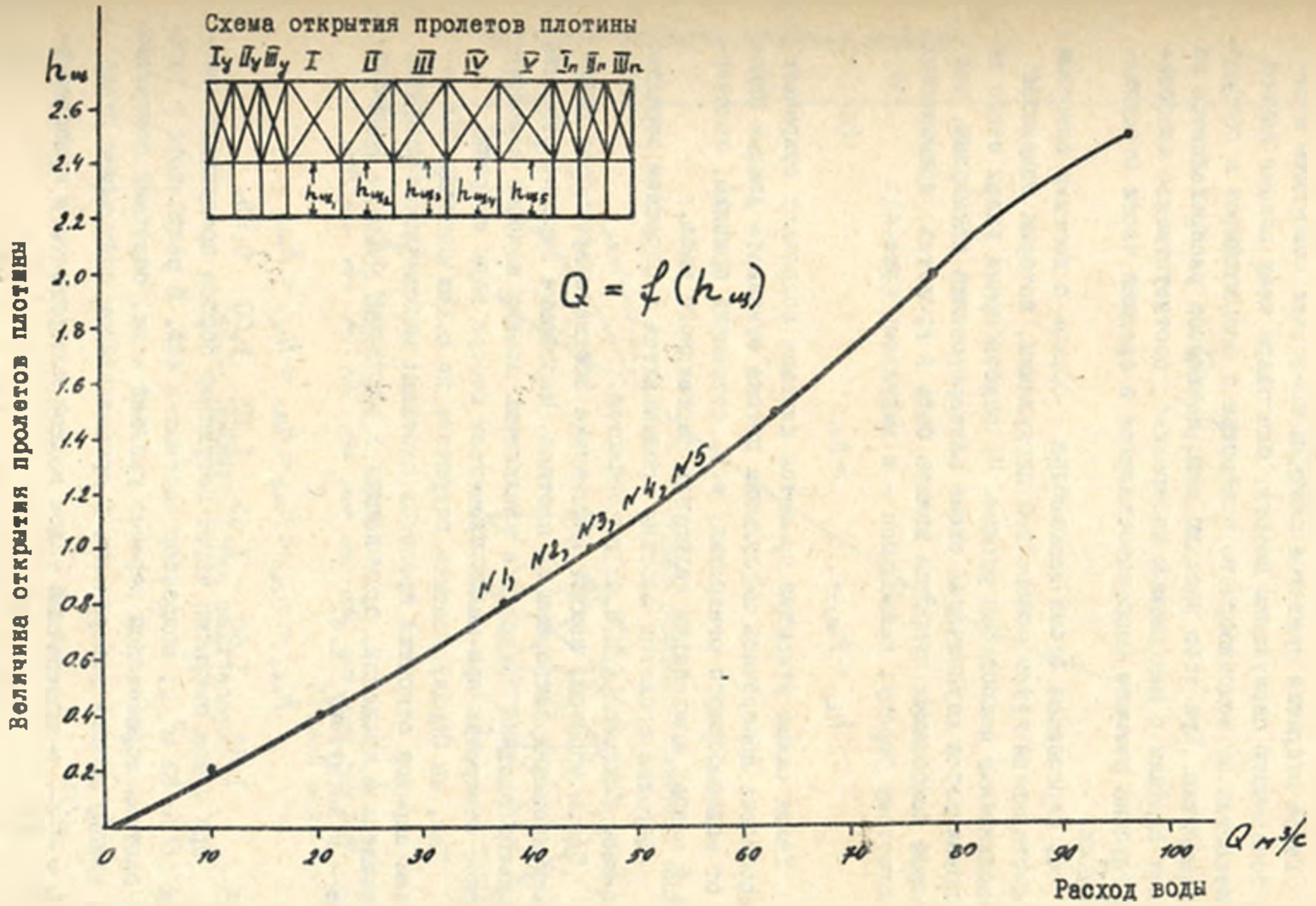


Рис.2. Бычковый тип водозабора.

Такое открытие пролетов плотины позволяет возбудить местную поперечную циркуляцию потока, благодаря чему донные наносы отвлекаются от водозаборного отверстия и направляются к сбросному отверстию. При этом расходы воды и наносов распределяются по фронту плотины с максимумом посередине; соответственно наибольшие глубины размыва сосредоточиваются в средней части отводящего русла.

4. Ферганская схема водозабора - борьба с донными наносами осуществляется путем поперечной циркуляции, которая создается криволинейным подводящим руслом. На водозаборных узлах этого типа принимается ступенчатая схема маневрирования затворами, при которой наибольшее открытие должно быть в пролетах, примыкающих к вогнутому берегу; наименьшее - к выпуклому (рис.4):

$$h_{щ1} > h_{щ2} > \ldots\ldots > h_{щn} \qquad (4)$$

Такая схема открытия пролетов плотины позволяет сохранить способность поперечной циркуляции потока отвлекать донные наносы от водозаборного отверстия, т.е. сохранить принцип, заложенный в основу компоновки гидроузла ферганского типа.

Закрытие пролетов плотины производится в обратном порядке; при этом условия (I,2,3,4) сохраняются.

Таким образом, каждой компоновке соответствует своя схема маневрирования затворами на плотине. Нарушение порядка открытия пролетов плотины приводит к завлечению донных наносов в водозаборное отверстие при малых процентах отбора воды из реки.

Так, на Сарыкурганском гидроузле на р.Сох однажды был изменен порядок открытия пролетов плотины: максимальное открытие оказалось в пролетах, примыкающих к выпуклому берегу; минимальное - к вогнутому, т.е.

$$h_{щ6} < h_{щ5} < h_{щ4} < h_{щ3} < h_{щ2} < h_{щ1}$$

или I,65 I,60 I,45 I,I7 I,00 0,95.

При таком открытии через регулятор сброса пропускался расход Q = 82 м^3/с; водозабор составлял 44%. В результате у фронта плотины образовался перекос уровней воды, обратный поперечному уклону водной поверхности в криволинейном подводящем русле:

$i_n = \frac{\alpha v^2}{g R}$ - поперечный уклон водной поверхности в криволинейном русле;

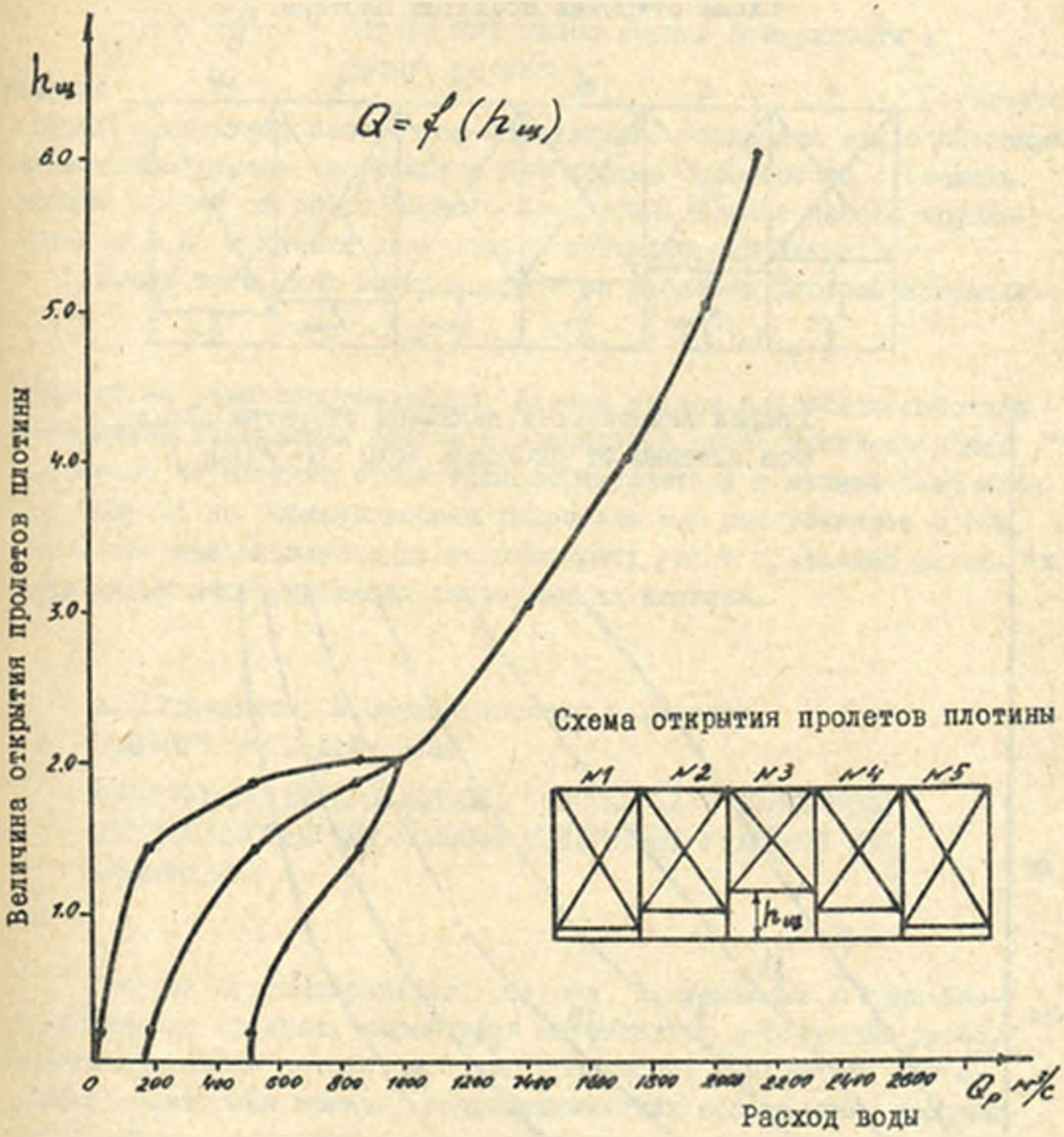


Рис.3. Послойный тип водозабора.

Схема открытия пролетов плотины

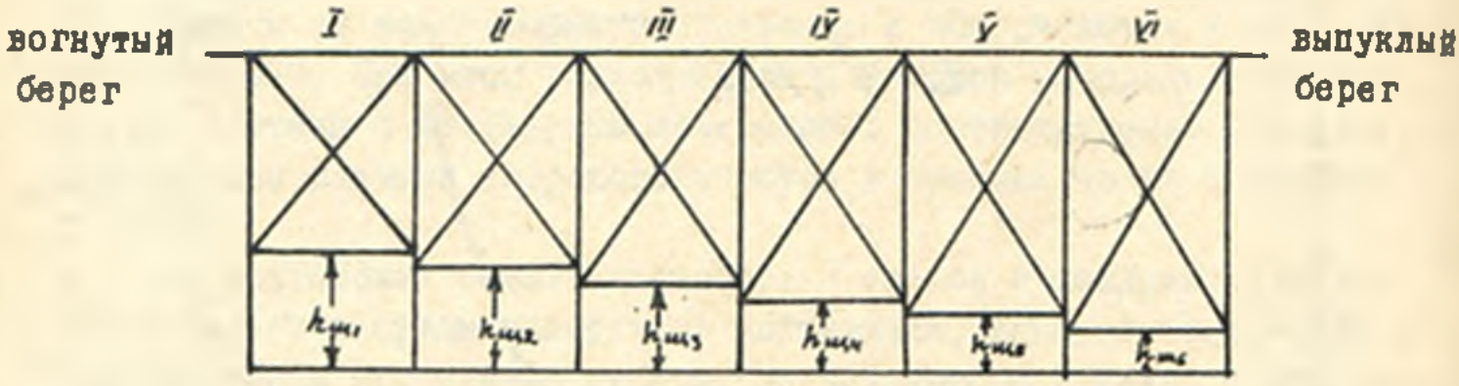


График зависимости величины открытия пролетов плотины от расходов воды $Q=f(h_{щ})$.

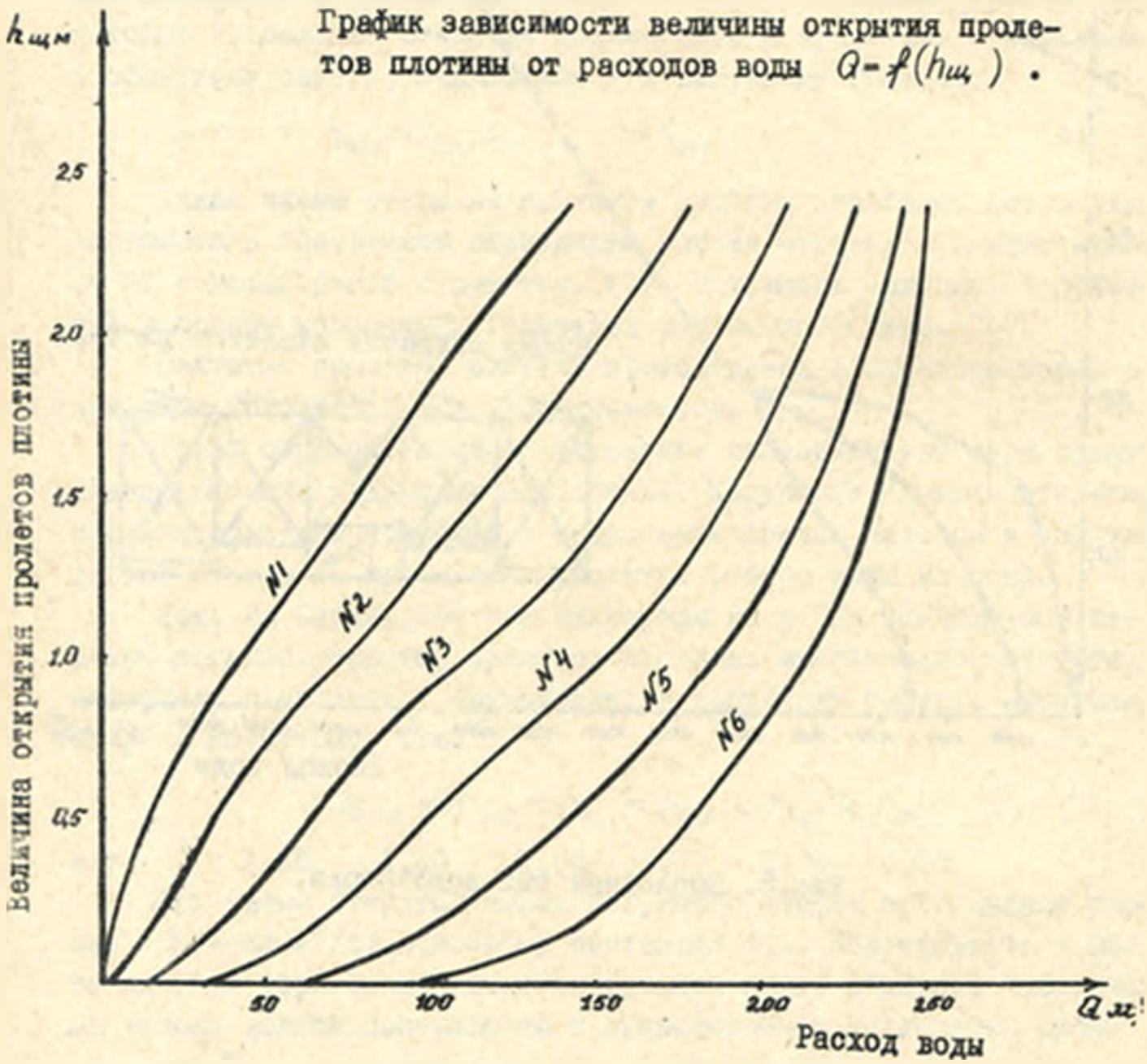


Рис.4. Схема маневрирования затворами на сооружениях ферганского типа.

$-i_n' = \frac{\Delta h}{B}$ – поперечный уклон водной поверхности у фронта плотины.

В результате поперечная циркуляция, созданная криволинейным подводящим руслом, нарушилась и потеряла способность отвлекать донные наносы от водозаборного отверстия. Донные наносы крупностью до 0,20 м начали поступать в водозаборный канал.

После того, как порядок открытия пролетов плотины изменили –

$$h_{ш1} > h_{ш2} > h_{ш3} > h_{ш4} > h_{ш5} > h_{ш6} ,$$

порядок на узле восстановился. Донные наносы благодаря действию поперечной циркуляции потока и правильной схеме маневрирования затворами на плотине стали транспортироваться в нижний бьеф узла.

Случай на Сарыкурганском гидроузле еще раз убеждает в том, как важно при эксплуатации водозаборных узлов правильно подобрать схему маневрирования затворами на плотине.

А.Э.Туракулов, М.Мирзиятов, канд.техн.наук
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

КОНСТРУКЦИИ БЕРЕГОЗАЩИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ С ПОВЫШЕННОЙ ШЕРОХОВАТОСТЬЮ ДЛЯ УСЛОВИЙ ПРЕДГОРНЫХ УЧАСТКОВ РЕК СУРХАНДАРЬИ

Для рек Сурхандарьинской области, протекающих в гравийно-галечниковых грунтах, характерна интенсивная деформация русел. Вследствие свала потока на берег происходит разрушение его и размыв культурных земель, гидротехнических сооружений, народнохозяйственных объектов и т.д. Такие размывы берегов наносят огромный ущерб народному хозяйству.

Для защиты берегов от размыва нами было разработано и построено на реках Тупаланг, Сурхандарья, Дашнабад и Шарабад несколько вариантов берегозащитных сооружений различной конструкции: с использованием каменной наброски при различной крупности камня; с устройством продольных и поперечных балок из буто-бетона /I/. Большинство построенных сооружений паводковые расходы выдержало. Однако некоторые сооружения, в которые был уложен ка-

мень ($d \leq 0,3$ м), напора и скорости потока не выдержали. Часть камня, уложенного на откос берега, дамбы или тела шпоры, была смыта потоком и сползла к подошве сооружения или в яму воронки размыва /2/.

Итак, борьба с высокими скоростями потока - основное, на что надлежит обратить внимание при разработке мероприятий против размыва берегов рек и откосов дамб.

В связи со сказанным нами для борьбы с размывом берегов и креплений откосов дамб был использован метод торможения потока - снижение скоростей путем создания повышенной шероховатости. Сущность этого метода заключается в том, что в потоке размещаются сооружения, создающие сопротивление течению воды, вследствие чего поток теряет часть энергии и придонная скорость уменьшается.

Для тормозящих конструкций использовали местный материал - камни, валуны, буто-бетонные поперечные балки, а также посадку деревьев на откосе, создающих повышенную шероховатость. Требование, которое предъявляется в этом случае к материалу, - достаточная прочность, чтобы иметь способность сопротивляться давлению и скорости потока и, с другой стороны, оказывали достаточное гидродинамическое сопротивление. С этой точки зрения конструкции тем выгоднее, чем они крупнее, плотнее и устойчивее.

Действительно, сопротивление течению воды, оказываемое телом, расположенным в потоке, будет /3/:

$$R = \varrho \gamma \frac{v^2}{2g} \omega , \qquad (I)$$

где ϱ - коэффициент обтекания тела;

ω - площадь миделевого сечения тела;

v - скорость потока.

Величина сопротивления зависит от скорости движения потока и размеров обтекаемого тела.

Определим значения сопротивлений тел: валуна диаметром $d_в = 0,5$ м; свай диаметром $d_с = 0,5$; высотой $l_с = 0,5$ м и куба размером $a^2 = 0,5 \times 0,5$ м при скорости обтекающего их потока, равной $v = 3,0$ м/с и коэффициентах обтекания, по С.В.Избашу /3/: $\varrho_в = 0,6$, $\varrho_с = 0,7$, $\varrho_к = 0,8$, соответственно. Подставляя значения в (I), получаем: $R_в = 0,055$ кг/м, $R_с = 0,08$ кг/м

и $K_к$ = 0,092 кг/м.

Как видно, бетонный куб дает наибольшее значение сопротивления. Однако для изготовления бетонных кубов и свай требуются дефицитные строительные материалы (металл, цемент, гравий, песок), характеризующиеся высокой стоимостью, трудоемкостью в изготовлении.

Камни, валуны имеются в Сурхандарьинской области в достаточном количестве, а посадка деревьев на откосе дамб и берегов значительных затрат не требует.

Известно, что на камень, уложенный на откос, действует давление воды, скорость потока и вес самого камня и, следовательно, устойчивость камня на откосе определяется действием этих сил. Если скорость потока, воздействующая на камень, лежащий на откосе берега, дамбы или шпоры, при соответствующем давлении воды больше, чем допускаемая для данной крупности ($U_{ср} > U_д$), то камень будет опускаться по откосу к подошве сооружения.

С другой стороны, устойчивость камня на откосе зависит также от величины внутреннего трения грунта - $f_{гр}$ и угла естественного откоса грунта - $\alpha_{гр}$.

Рассмотрим предельное состояние равновесия камня, находящегося на подводном откосе. Выведем зависимость, определяющую величину допускаемой скорости потока для камня, находящегося на откосе, как функцию угла естественного откоса грунта к горизонту α .

На рассматриваемый камень действуют следующие силы: вес камня в воде (удерживающая сила), лобовое давление потока $F_л$ (подъемная сила $F_л$), сила давления откоса на камень $F_д$ и сила трения $F_{тр}$ (рисунок).

При протекании потока вдоль берега равновесие камня, лежащего на откосе, нарушается под воздействием продольной скорости $U_{дх}$ или, когда камень двигается вниз по откосу перпендикулярно течению, на него действует вертикальная составляющая скорости $U_{дг}$. При резком свале потока в сторону берега равновесие и устойчивость камня нарушается лобовым воздействием потока при скорости $U_{дл}$, действующей по откосу вниз.

Принимая распределение скоростей по глубине, по В.Н.Гончарову /4/, связь придонной скорости на откосе $U_{д.отк}$ с придонной скоростью дна $U_д$ по А.Н.Иванову /5/, при продольном обтекании

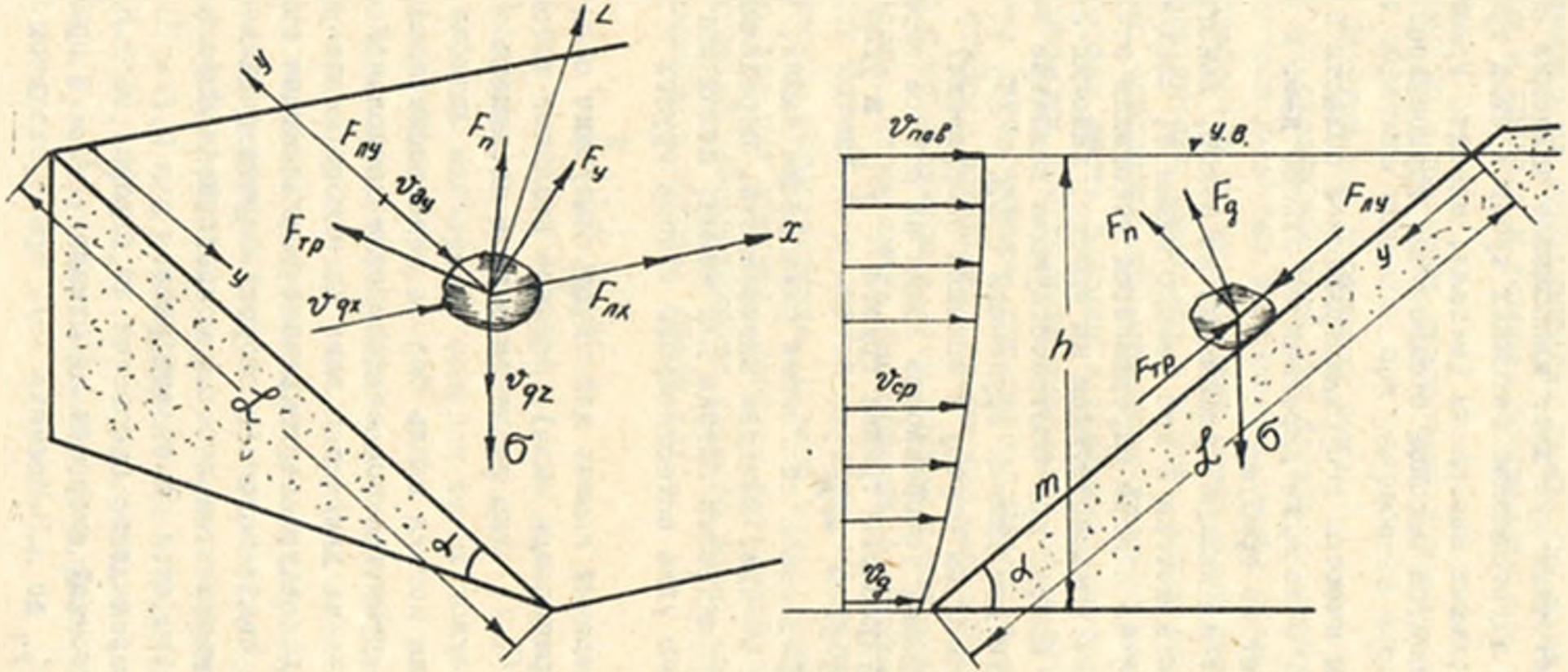


Схема к расчету допускаемой скорости потока для камня, находящегося на подводном откосе.

камня потоком получим зависимости, определяющие допустимую среднюю скорость потока для камней, расположенных на подводном откосе:

$$V_{ср1} = 0{,}8 \lg\left(\frac{8{,}8h}{d}\right)\sqrt{\frac{\gamma}{2}}\sqrt{2gd\left(\frac{\gamma_н-\gamma}{\gamma}\right)\frac{2K_ф\cos\alpha}{3}}\sqrt{\frac{f}{C_x+fC_z\cos\alpha}}, \quad (2)$$

$$V_{ср2} = 0{,}8 \lg\left(\frac{8{,}8h}{d}\right)\sqrt{\frac{\gamma}{2}}\sqrt{2gd\left(\frac{\gamma_н-\gamma}{\gamma}\right)}\sqrt{\frac{2K_ф}{3C_y}}. \quad (3)$$

При лобовом воздействии потока (свале потока на откос) на камень, находящийся на откосе, будет действовать поверхностная максимальная скорость V_{max}; тогда допустимая скорость потока для камня, находящегося на подводном откосе, определяется по зависимости:

$$V_{ср3} = 0{,}95 \lg\left(\frac{8{,}8h}{d}\right)\sqrt{2gd\left(\frac{\gamma_н-\gamma}{\gamma}\right)} \times$$
$$\times\sqrt{\frac{2K_ф}{3\left(C_y+fC_z\frac{\cos\alpha}{\sin\alpha}-C_z\sin\alpha\right)}}\sqrt{\frac{f\cos\alpha}{\sin\alpha}-\sin\alpha}. \quad (4)$$

Как известно, камень, брошенный на откос, оказывается несколько защищенным рядом лежащими и находит себе гнездо и упор. В этом случае устойчивость камня определяется опрокидыванием вокруг ребра. Тогда допустимая скорость потока для камня, расположенного на подводном откосе, определяется по зависимости:

$$V_{макс} = \sqrt{2gd\left(\frac{\gamma_н-\gamma}{\gamma}\right)}\sqrt{\frac{2K_ф}{3(C_x+C_z\cos\alpha)}}, \quad (5)$$

где $V_{макс}$ – максимальная скорость, которой способен сопротивляться камень, находящийся на подводном откосе.

В формулах (2-5):

h – глубина потока у подошвы откоса;

d – средний диаметр камня;

y – расстояние от уреза воды до рассматриваемой точки на откосе;

ℓ – полная длина откоса;

γ_n, γ – удельный вес камня и воды;

$K_\varphi = 0{,}75$ – коэффициент формы камня;

$f = 0{,}5 \div 0{,}6$ – коэффициент трения;

α – угол откоса;

$C_x \approx C_y \approx 0{,}43$ – коэффициент лобового сопротивления;

$C_z \approx 0{,}13$ – коэффициент подъемного усилия.

Пределом применимости формул (2÷5) является угол откоса, равный углу естественного откоса грунта $\alpha_{гр}$; при $\alpha > \alpha_{гр}$ грунт откоса сползает. Для грунта берега р.Сурхандарьи (гравий, мелкий камень, галька) угол естественного откоса $\alpha_{гр} = 35 \div 40^0$.

По формулам (2÷5) можно установить, при заданной продольной средней скорости $v_{ср}$ и глубине потока h у подошвы откоса, крупность камней по высоте откоса. У уреза воды крупность камней меньше, чем у подошвы откоса /6/.

При скоростях потока $v_{ср} = 3{,}0$ м/с и глубине его $h = 4$ м у подошвы откоса и угла $\alpha = 30^0$, у уреза воды крупность камней равна $d_1 = 0{,}2$ м, по середине откоса $d_2 \approx 0{,}40$ м и у подошвы его $d_3 \approx 0{,}6$ м.

Расчет крупности камней, произведенный по формуле (5) при резком ударе потока на откос, показал, что при скоростях потока $v_n = 2{,}5 \div 3{,}0$ м/с и глубине его $h = 3{,}0 \div 4{,}0$ м камни крупностью $d = 0{,}6 \div 0{,}7$ м не удерживаются на откосе и могут сползать к его подошве.

Нами разработаны варианты крепления берегов с целью придания устойчивости камням и валунам на откосе. Суть наших предложений заключается в следующем.

На напорную сторону берега или дамбы укладывают крупные камни и валуны диаметром $d > 0{,}5$ м. Часть камней вдавливают в грунт откоса. Сверху валуны засыпают суглинком и затем трамбуют. На откосе у меженной отметки уровня воды сажают деревья.

Крупные камни и валуны, вдавленные в грунт откоса и засыпанные суглинком, создают дополнительную сопротивляемость сдвигу, опусканию или опрокидыванию, сводя к минимуму гидродинамические воздействия потока, которым подвержены валуны со стороны лобового воздействия потока и опускающейся по откосу струи. Кор-

ни посаженных деревьев укрепляют грунт на откосе, а стволы и кусты его способствуют понижению скорости потока и опускающейся по откосу струи.

Дополнительные сопротивления в виде крупных камней и валунов, стволов и кустов деревьев, торчащих на откосе дамбы, создают повышенную шероховатость, что приводит к гашению скорости и энергии потока и способствует меньшему выносу камней, повышению их устойчивости, а также уменьшению глубины размыва дна и, тем самым, обеспечиваются нормальные условия для устойчивой работы сооружения.

Указанные виды конструкций сооружений в настоящее время успешно применяются на территории рыбхоза и колхозов им.Жданова, XXУ Партсъезда и "Галаба" Денауского района на р.Сурхандарья и территории Сарыасийского аэропорта на левом берегу р.Тупаланг. Общая длина берегозащитных сооружений на этих участках составляет более 20 км. Полученный экономический эффект составил 1120 тыс.руб.

Литература

1. Туракулов А.Э. Опыт применения каменного крепления на реках северной зоны Сурхандарьинской области Узбекистана. Сб. научных трудов, вып.157. Ташкент, САНИИРИ, 1978.

2. Туракулов А.Э. Каменные крепления на реках Сурхандарьинской области. "Гидротехника и мелиорация", вып.1. М.:Колос, 1980.

3. Избаш С.В.,Хайдре Х.Ю. Гидравлика перекрытия русел рек. М.-Л.:Госэнергоиздат, 1959.

4. Гончаров В.Н. Основы динамики русловых потоков. М.:Гидрометеоиздат, 1954.

5. Иванов А.Н. О разрушении потоком откосов прямолинейных каналов трапецеидального сечения в легкоразмываемых грунтах. "Гидротехника и мелиорация", вып.7. М.:Сельхозгиз, 1949.

6. Михалев М.А. Расчет крупности камня при берегоукреплении каменной наброской."Гидротехническое строительство", № 11. М.:Энергоатомиздат, 1983.

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

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСТОЙЧИВЫХ ЗНАЧЕНИЙ ПАРАМЕТРА ФОРМЫ РУСЛА ПРИ РАСЧЕТАХ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ КАНАЛОВ В НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТАХ

Отношение ширины потока по урезу воды к средней глубине, известное в литературе как параметр формы русла, принимает различные значения в зависимости от характера используемых морфометрических формул и изменяется для устойчивых русел от 23 до 100.

Кроме того, параметр формы в одних зависимостях изменяется от расхода воды, а в других остается постоянным с изменением водности потока.

Причина такого расхождения заключается в том, что существующие морфометрические зависимости по разному отражают степень устойчивости русла для разных расходов воды.

Рассмотрим некоторые схемы объединения русел в группы. Первая схема объединяет русла с постоянным расходом воды и изменяющейся устойчивостью; вторая – русла с разными расходами воды и с постоянной, конкретно заданной, устойчивостью; третья – русла с изменяющейся водностью и устойчивостью потока.

Для оценки устойчивости мелкопесчаных русел используем параметр Шильдса, увеличенный на величину ρ', как это сделано нами в работе /1/:

$$\varphi = HJ/d \quad . \qquad (1)$$

В /1/ приведены значения параметра φ для различных видов устойчивости. Так, при значении φ = 0,074 наблюдается статическая устойчивоть русла; для φ = 0,13 отмечается начало подвижки наносов; φ = 0,13–0,20 – это переходная зона от статической к динамической устойчивости. Для зоны φ = 0,2–0,42 характерна динамическая устойчивость прямолинейного русла. Значениям φ = 0,42–1,0 соответствует зона динамической устойчивости извилистого русла. Значению φ > 1,0 отвечает зона неустойчивых русел.

В работе /1/ для определения гидравлических элементов русла

в мелкопесчаных грунтах рекомендуется система формул:

$$H = \left\{ \frac{n \cdot Q^{0,63}}{1,15\left[1+0,051\left(\frac{\varphi}{\varphi}-1\right)\right]\varphi^{0,3} d^{0,3}} \right\}^{\frac{1}{1,2+\gamma}} , \qquad (2)$$

$$\gamma = \frac{\varphi d}{H} , \qquad (3)$$

$$B = 1,15\left[1+0,051\left(\frac{\varphi}{\varphi_0}-1\right)\right]\frac{Q^{0,37}}{\gamma^{0,20}} , \qquad (4)$$

$$n = n_0\left[1+0,083\left(\frac{\varphi}{\varphi_0}-1\right)\right] . \qquad (5)$$

Значение n_0 определяется по формуле Чанга: $n_0 = 0,0524\, d^{1/6}$. Путем несложных преобразований можно показать в общем виде, что в приведенных формулах B/H не зависит от Q, а изменяется только от параметра φ.

В табл.I приведены результаты расчета по формулам (2),(3), (4) ширины, глубины и параметра формы русла для различных расходов воды и параметра продольной устойчивости.

Таблица I

Гидравлические элементы	Данные расчета по (2), (3), (4)			
Q, м³/с	I0	I0	I0	I0
φ	0,074	0,20	0,42	I,0
B, м	25,6	23	2I,2	23
H, м	I,25	I,I2	0,9I	0,745
B/H	20,5	20,5	23,I	30,8
Q, м³/с	I00	I00	I00	I00
φ	0,074	0,20	0,42	I,0
B, м	72	63	60	64,6
H, м	3,5I	3,07	2,6	2,I0
B/H	20,5	20,5	23,I	30,8
Q, м³/с	I000	I000	I000	I000
φ	0,074	0,20	0,42	I,0
B, м	2I0	I82	I73	I85
H, м	I0,5	8,9	7,47	6,0
B/H	20,5	20,5	23,I	30,8

Продолж.табл.I

Q, м³/с	2400	2400	2400	2400
φ	0,074	0,20	0,42	I,0
B, м	317	274	258	273
H, м	I5,5	I3,4	II,2	8,85
B/H	20,5	20,5	23,I	30,8

Анализируя данные табл.I по горизонтальным рядам (первая схема объединения русел), следует отметить, что при постоянном расходе воды отношение B/H изменяется только в зависимости от вида устойчивости, определяемого параметром φ . Причем, закономерность изменения B/H во всех горизонтальных рядах с разными расходами проявляется однотипно, независимо от численного значения расхода воды, что выражает независимость B/H от Q .

Анализируя данные табл.I по вертикальным столбцам (вторая схема объединения русел), необходимо отметить, что B/H остается постоянным, если для разных расходов сохраняется один и тот же вид устойчивости. Для каждого вида устойчивости B/H принимает такое значение, которое соответствует заданному φ независимо от расходов воды.

Так, отношение B/H = 23,I остается постоянным для φ = 0,42 и при изменении расходов воды от I0 до 2400 м³/с. Для φ = I,0 отношение B/H = 30,8 остается постоянным при изменении расходов в том же диапазоне.

В морфометрических формулах института "Союзгипроводхоз" /2/ по расчету статически устойчивых русел проявляется закон независимости B/H от расходов воды, т.е. для различных расходов воды сохраняется один и тот же вид устойчивости (статический), что в нашем случае отвечает данным вертикальной колонки табл.I с параметром φ = 0,074.

Но закон независимости B/H от расходов воды проявляется практически для всех вертикальных колонок табл.I, в которых заданный вид устойчивости, определяемый параметром φ , сохраняется постоянным для всех расходов воды. Таким образом, можно утверждать, что B/H зависит только от вида устойчивости русла.

Выше рассмотрены первый и второй случаи объединения русел,

из которых видно, что в формулах (2),(3),(4) отношение B/H не зависит от расхода воды.

Но из табл.I можно получить и третью схему объединения русел, группируя данные табл.I с таким расчетом, чтобы с возрастанием φ увеличивался бы и расход воды. Например, для φ = 0,42 примем расход I00 $м^3/с$ и получим B/H = 23,I. Для φ = I,0 и расхода воды I000 $м^3/с$ получим B/H = 30,8 и т.д. В этом случае с увеличением расхода воды B/H будет изменяться, но только в зависимости от φ, а не от расхода воды.

Действительно, из табл.I для графы с φ = 0,42 мы могли бы задать расход не I00 $м^3/с$, а любой из диапазона расходов I0÷2400 $м^3/с$ и для каждого из них получить B/H = 23,I. Аналогично можно поступить и для данных в графе с φ = I,0.

Нами рассмотрен случай, когда характер изменения φ задан произвольно. Но в существующих зависимостях заложен вполне определенный закон изменения φ. В работе /3/ опубликованы данные лабораторных исследований, которые приведены в табл.2.

Таблица 2

Гидравлические элементы русла:	Расход воды, $м^3/с$				
	0,006	0,0I2	0,024	0,048	3I00
B, м	0,775	I,073	I,535	2,07	375
H, м	0,043	0,054	0,07I	0,09I	4,35
v, м/с	0,I8I	0,206	0,22I	0,225	I,9
γ	0,00I03	0,000955	0,000875	0,0008	0,0002I
μ, г/л	–	0,29	0,32	0,35	I,3[x]
F_v	0,075	0,079	0,07I	0,073	0,083
B/H	I8,0	I9,8	2I,9	22,7	86,2
φ	0,2I	0,244	0,296	0,347	4,3

[x] Принято по экстраполяции графика $\mu = f(\varphi)$, построенного в логарифмических координатах по данным лабораторных исследований табл.2.

По данным табл.2 в работе /2/ были получены морфометрические зависимости:

$$B = 8,6 Q^{0,47}; \qquad (6)$$

$$H = 0{,}262\,Q^{0{,}35}, \qquad (7)$$

в которых B/H изменяется с изменением расхода воды.

По данным табл.2 можно получить уравнение для определения уклона водной поверхности следующего вида:

$$J = 0{,}00056\,Q^{-0{,}12}. \qquad (8)$$

В общем виде из (7) и (8) закон изменения φ можно записать так:

$$\varphi = \frac{0{,}000146\,Q^{0{,}23}}{d}. \qquad (9)$$

Из (9) следует, что при $d = 0{,}0002$I м параметр $\varphi = 0{,}42$ будет иметь место только при одном расходе модели, равном 0,112 м^3/с. Все русла с расходом 100 м^3/с будет иметь только одно значение - $\varphi = 1{,}99$ и относиться к неустойчивым руслам.

Необходимо отметить, что для каждой из существующих морфометрических формул будет свой закон изменения φ от Q, отличающийся от выражения (9). Например, в методе института "Союзгипроводхоз" /3/ для динамических русел заложен закон изменения φ в виде

$$\varphi = \frac{0{,}034\,Q^{0{,}23}\cdot n^2\cdot g^{0{,}888}}{d^{0{,}893}}. \qquad (10)$$

При $n = 0{,}02$, $\varphi = 0{,}000105\,Q^{0{,}225}/d^{0{,}843}$.

В общем виде закон изменения φ от водности потока, заложенный в морфометрических формулах, можно показать на основе теории подобия. Из параметра Шильдса, при условии применения на модели натурного песка и равенства поперечного α_b и продольного α_l масштабов, можно записать:

$$\varphi_н/\varphi_м = \alpha_h\cdot\alpha_i = \alpha_h^2/\alpha_b. \qquad (11)$$

Используя формулу С.Т.Алтунина

$$\alpha_b^m = \alpha_h, \qquad (12)$$

выражение (11) приведем к виду

$$\varphi_н/\varphi_м = \alpha_b^{2m-1}. \qquad (13)$$

Из (13) видно, что $\varphi_м = \varphi_н$ только при $m = 0{,}5$. Но в морфометрических формулах $m > 0{,}5$. Так, из формул (6) и (7) $m = 3/4 = 0{,}75$ и выражение (13) в частном случае примет вид

$$\varphi_м = \frac{\varphi_н}{\sqrt{\alpha_в}} \qquad (14)$$

Принимая натурное русло с расходом 3100 м³/с и $\varphi_н = 4{,}3$, а также масштабы модели $\alpha_в = 260$ и $\alpha_h = 60$ /2/, получим, что на модели расход воды будет равен 25 л/с и $\varphi_м = 0{,}268$, что близко совпадает с данными, приведенными в табл.2 для соответствующего расхода воды 24 л/с.

В табл.3 приведены результаты расчета гидравлических элементов и отношения В/Н по рекомендуемым формулам (2),(3),(4) для случая, когда φ и Q изменяются по закону, согласно формуле (9), которая соответствует только формулам (6) и (7).

Таблица 3

Гидравлические элементы :	Данные расчета по (2),(3),(4)					
Q ,м³/с	10	100	1000	2000	2400	3100
φ	1,16	1,98	3,34	4,02	4,17	4,3
В	24,4	88,5	258,9	382	421,6	482
Н	0,7	1,5	3,56	4,2	4,43	4,83
В/Н	34,6	59	72,7	90	95	99

Нанеся на графики $B = f(Q)$ и $H = f(Q)$ в логарифмических координатах данные табл.3, получим зависимости

$$B = 10{,}3Q^{0{,}47}; \qquad (15)$$

$$H = 0{,}30Q^{0{,}35}, \qquad (16)$$

которые практически мало отличаются от выражений (6) и (7), но характерно то, что в них в скрытом виде заложен тот же закон переменной устойчивости с изменением водности, что и в формулах (6) и (7), и получены они, как частный случай, из формул (2),(3),(4) при изменении φ по зависимости (9).

Таким образом, существующие в литературе две группы формул отличаются тем, что первая из них объединяет русла различной водности с постоянным видом устойчивости, а вторая – объединяет русла различной водности с изменяющейся устойчивостью.

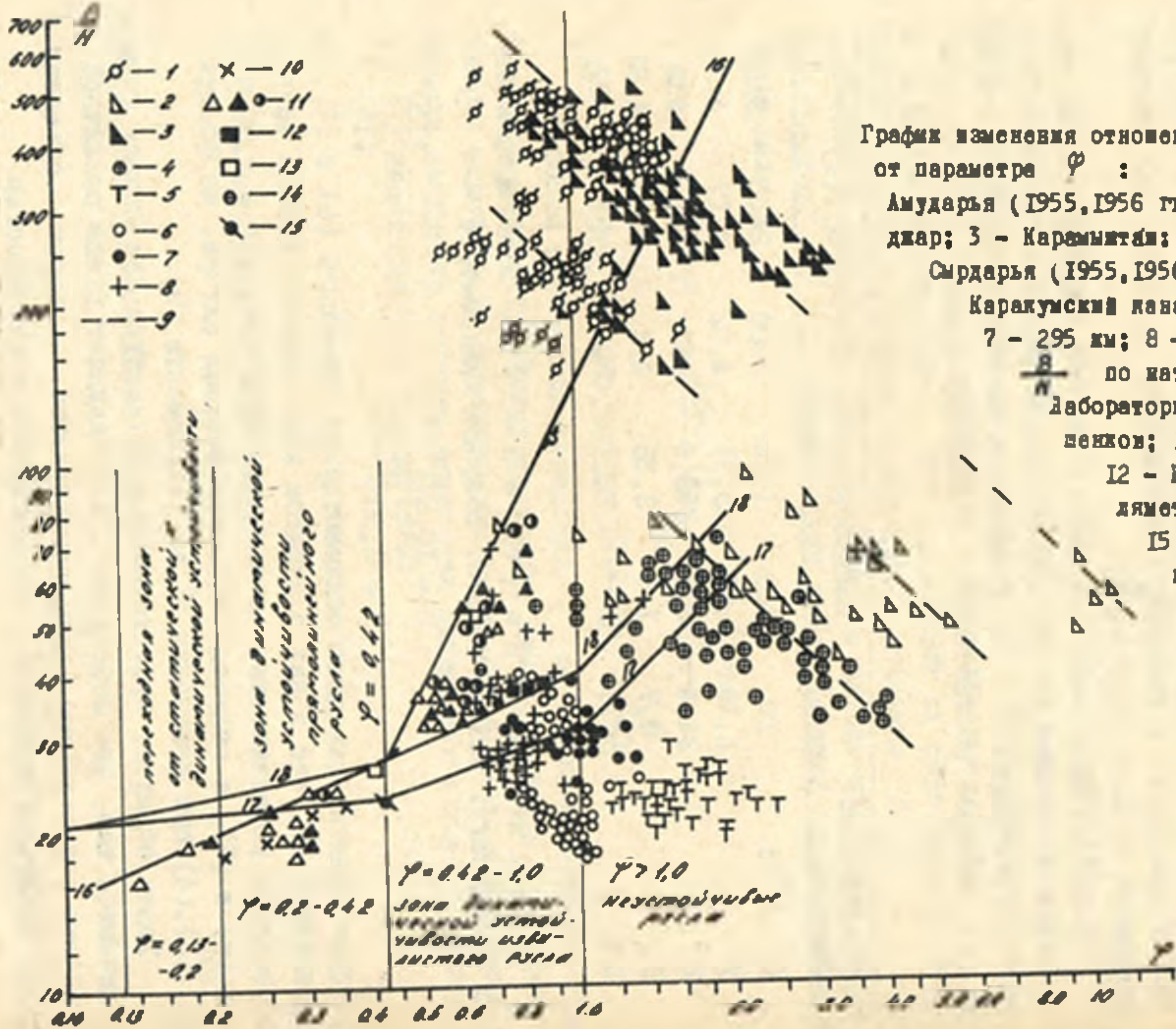


График изменения отношения $\frac{B}{H}$ в зависимости от параметра φ :

Амударья (1955,1956 гг.): 1 - Чатлы; 2 -Кызылджар; 3 - Карамыштан;

Сырдарья (1955,1956 гг.): 4 - Надеждинский;

Каракумский канал: 5 - 210 км; 6 - 256км; 7 - 295 км; 8 - 284 км; 9 - изменение $\frac{B}{H}$ по натурным данным;

Лабораторные данные: 10 - В.С.Лапшенков; 11 - В.А.Скрыльников; 12 - В.С.Алтунин; 13 - М.М.Соляметов; 14 - Р.Р.Абдураупов; 15 - В.А.Скрыльников (модель крупного канала); 16 - огибающая по лабораторным данным; 17,18 - по рекомендуемому методу.

Рекомендуемые формулы (2),(3),(4) являются общими зависимостями для расчета каналов в мелкопесчаных грунтах, так как в них отражены всевозможные сочетания условий устойчивости и расходов воды.

Приведенный выше анализ показывает, что отношение B/H не зависит от расхода воды, а определяется только устойчивостью русла. В лабораторных условиях при одном и том же расходе воды многократно оформированы русла, в которых B/H изменяется в широких пределах при изменении нагрузки потока наносами, что равносильно изменению устойчивости русла при сохранении водности потока.

На рисунке приводится график $B/H = f(\varphi)$ по данным натурных и лабораторных исследований. На этот же график нанесены результаты расчета по формулам (2),(3),(4) в виде линии I7, а также в виде линии I8, которая получена для коэффициента пропорциональности указанных формул в виде

$$K = 1{,}15\left[1 + 0{,}078\left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)\right].$$

Из рисунка видно, что параметр формы русла, отвечающий устойчивой кинематической структуре потока по лабораторным данным и рекомендуемому методу, составляет 23–27 при $\varphi = 0{,}42$.

Литература

I. Скрыльников В.А. Расчет гидравлических элементов устойчивых сечений крупных каналов в мелкопесчаных грунтах. "Гидротехническое строительство", I983, № 2.

2. Лапшенков В.С.,Дубинчик Е.И. Опыт моделирования русловых деформаций р.Сырдарьи у Чардаринского гидроузла. "Вопросы гидротехники", вып.I3. Ташкент,Изд.АН УзССР, I963.

3. Алтунин В.С.,Алиев Т.А. Современное состояние проблемы устойчивости земляных каналов. Обзорная информация, № I4, I98I. ЦБНТИ Минводхоза СССР.

М.М.Кучкаров, З.А.Хамидов
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ БЕРЕГОЗАЩИТНЫХ КАМЕННО-ХВОРОСТЯНЫХ ДАМБ В СРЕДНЕМ ТЕЧЕНИИ р.АМУДАРЬИ

В последнее время при выполнении берегозащитных работ на р.Амударье широкое применение опять получили применявшиеся ранее каменно-набросные крепления, каменно-фашинная кладка, каменная наброска, габионные крепления и т.п. /I,2 и 3/.

Каменно-хворостяные дамбы, возводимые вручную из кладки, содержащей до 90% камня и до I0% хвороста, широко применяются при защите насосной станции Гаурдак и для укрепления берегов в районе городов Керки, Чарджоу и др.

Однако построенные дамбы в результате просадки основания и тела сильно деформируются, что требует постоянного их наращивания с ежегодным выполнением объемов работ до 30% от первоначального их объема.

Большинство дамб расположены под углом 70–80^{0} к направлению течения реки, на подходе имеют длину 20–30 м при расстоянии между дамбами в системе защиты от 90 до I00 м.

Строительство дамб производится одновременно на всем протяжении размываемого участка. Объем одной поперечной дамбы с учетом запаса на ожидаемую деформацию в результате подмыва составляет около 8000 м^{3}. Строительная стоимость защиты I км размываемого берега колеблется от 0,6 до 0,9 млн.руб.

Для более полной качественной и количественной характеристики работы поперечных (шпор) и продольных каменно-хворостяных дамб рассмотрим результаты наших натурных исследований условий работы дамб и их влияние на скоростную структуру потока, а также характер формирования воронки размыва.

Объектом наших натурных исследований, проводившихся в I976-I978 гг., явился участок правого берега р.Амударьи выше Чарджоуского железнодорожного моста длиной 2,8 км, на котором построены каменно-хворостяные поперечные дамбы (шпоры) и одна продольная дамба. Длина поперечных дамб составляет от I5 до I00 м, а расстояние между ними – от 80 до 300 м; длина продольной дамбы

800 м.

Большую разницу в размерах поперечных дамб можно объяснить экономическими соображениями: ведающая строительством и поддержанием существующих дамб служба эксплуатации осуществляет берегозащитные работы по мере изменения русловой ситуации на довольно узком участке свала потока и размыва берега. При внезапном возникновении свальных течений берег между поперечными дамбами часто размывается, что вынуждает в аварийном порядке строить дополнительные поперечные дамбы между основными или производить крепление берега между ними. Очевидно, дополнительные дамбы имеют меньшую длину и располагаются на более близком расстоянии друг от друга.

В процессе натурных исследований на изучаемом участке нами выполнены следующие работы:

- произведена поплавочная съемка распределения течения по ширине реки с промерами глубин потока по направлениям закрепленных створов;

- детально исследована дамба № 9, являющаяся наиболее мощной из всех поперечных дамб защиты (рис.I);

- изучена кинематическая структура потока в районе установки шпор путем измерения величины скоростей и определения их направления в потоке, обтекающем головы шпор (рис.2);

- детально измерена глубина и определены очертания контура воронки размыва в плане.

Измерения производили с моторной лодки или катера БМК; для определения направления течений использовали измеритель течений типа ГР-42, а для измерения скоростей - вертушку ГР-99 с магнитно управляемым контактом, опускавшуюся на тросе. Для определения глубин воды использовали эхолот "Язь".

В целях получения характеристики русловой обстановки в паводок была произведена мензульная съемка изучавшегося участка реки во время прохождения расхода Q = 2500 м^3/с. Согласно результатам этой съемки в начале участка до дамбы I4 река протекает единым руслом. Затем в створе дамбы I2 происходит ее разделение на левобережную и правобережную протоки, причем до 40% потока протекает по правобережной протоке, где расположена система берегозащитных дамб.

В створе оголовка дамбы 9 поток резко сужается, достигая

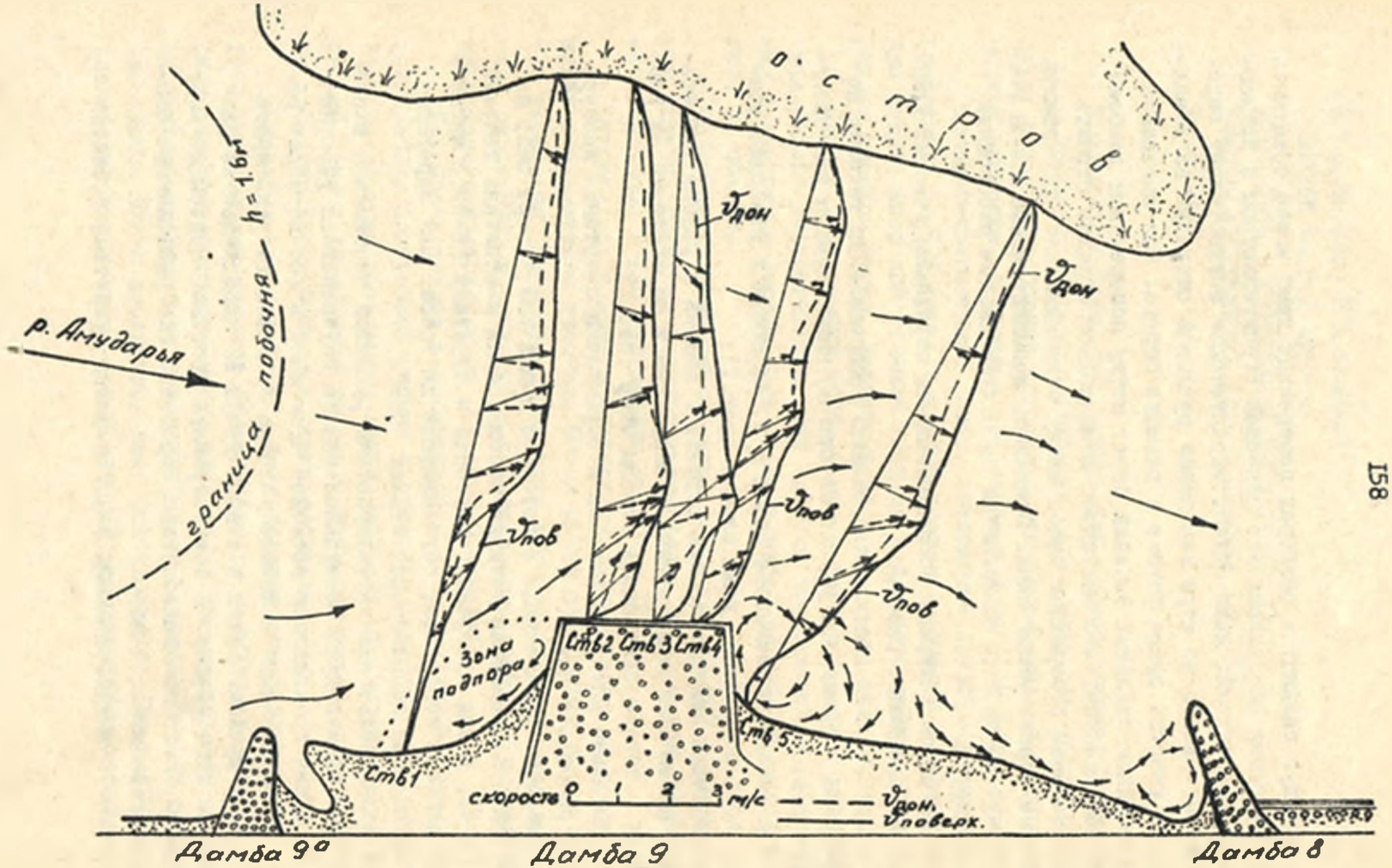


Рис.I. Плановое расположение поверхностных ($V_{пов}$), придонных ($V_{дон}$) скоростей потока в зоне действия дамбы 9.

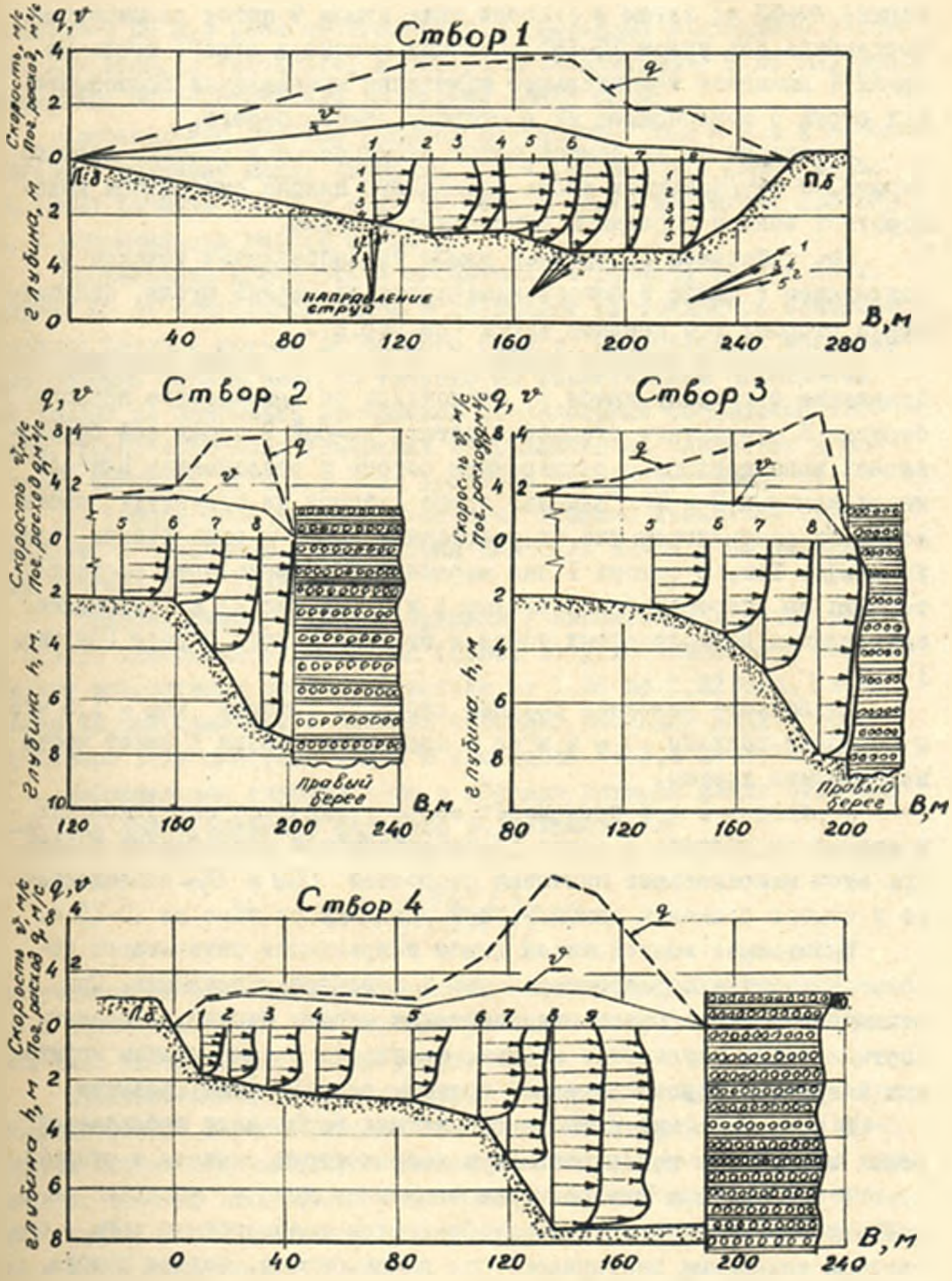


Рис.2. Изменение профилей скорости по ширине потока в зоне действия дамбы 9.

ширины 40–60 м; затем в створах ниже дамбы 9 поток расширяется, растекаясь под углом 12–18°. Сужение потока в створе оголовка дамбы 9 вызывает значительные изменения направлений правобережных струй с отклонением их в сторону левого берега.

В створах же за дамбой поток расширяется в сторону правого берега, с образованием вдоль последнего плавно сужащейся водоворотной зоны с обратными скоростями течения.

Под действием поперечной дамбы 9а направление течения в подходящем к дамбе 9 потоке изменяется по ширине русла, отклоняясь в сторону его средней части (см.рис.1).

Спускаясь с побочня высотой h = 1,6 м, поток получает направление в сторону дамбы 9, отклоняясь от защищаемого правого берега. В результате стеснения потока дамбой 9 перед ней образовалась зона подпора с расширением потока и отклонением наносов между дамбами 9 и 9а. Влияние этого подпора на структуру потока начинает проявляться уже на расстоянии 40–50 м выше створа головы дамбы. Так, в створе 1 оно выражается в уменьшении скоростей течения на скоростных вертикалях 1 и 2 (см.рис.2) и отклонении направления поверхностных токов в сторону левого берега (см.рис. 1 и 2).

Наибольшие значения средние скорости течения $v_{ср}$ = 1,5 м/с и погонные расходы q = 4 м^2/с в подходном створе 1 имеют места на середине ширины.

В створах 2 и 3 происходит общее увеличение поверхностных и донных скоростей, а также транспортирующей способности потока. При этом максимальные значения скоростей $v_{пов}$ и $v_{дон}$ наблюдаются не у самого оголовка дамбы 9, а в удалении от него на 10–15 м.

Вызываемое воздействием дамбы искривление обтекающего потока приводит к образованию в нем поперечной циркуляции. При этом донные струи резко отклоняются к левому берегу, а поверхностные струи опускаются ко дну, производя размыв частиц грунта дна и транспортирование их за пределы воронки (ямы) размыва.

В зоне действия дамб на скоростных вертикалях наблюдается общее отклонение поверхностных и донных струй сначала в сторону левого берега, а в створах ниже оголовков дамб – частично к правому берегу, перед которым образуются водоворотные зоны с обратными течениями непосредственно вдоль берега. Сжатие потока поперечными дамбами приводит к увеличению расходов воды у их

оголовков до 2,5 раза по сравнению с расходами подходного участка. При этом, в частности, в створе оголовка дамбы 9 до 70% расхода воды сосредоточилось на ширине всего 60 м.

Максимальная глубина размыва составляет h_{max} = 9 м и располагается примерно между створами 3 и 4 (см.рис.I). Длина воронки (ямы) размыва вверх и вниз по течению реки достигает I50–I80 м, а максимальная ширина 60–70 м.

Достаточная прочность и значительные размеры (длина 65 м, ширина 60 м) поперечной дамбы 9 позволяют ей отклонять основные расходы речного потока от правого берега, предотвращая интенсивные размывы берега ниже по течению на значительном расстоянии от дамбы. На основании материалов исследований составлена таблица, характеризующая изменение гидравлических элементов и погонных расходов потока в зоне действия поперечной дамбы 9.

По данным этой таблицы построены графики изменения глубины, скорости и погонного расхода зоны действия дамбы 9 по направлению течения реки (рис.3).

Согласно этим графикам, средняя и наибольшая глубины воды в створе наибольшего стеснения (створ 3) увеличиваются в 2–3 раза при возрастании скоростей потока от I,56 до 2,22 раза. Увеличение же максимальных и средних погонных расходов воды в этом же створе зоны действия дамбы 9 составили от 2,4 до 3,78 раза.

Максимальная глубина воды в воронке размыва между створами 3–4 была сопоставлена с формулой О.А.Кашкова /4/

$$H_{max} = 10{,}4\,K\,\frac{h_m \cdot F_x^{0,5}}{(1+1{,}35F_x)^{1,5}},$$

полученной на основании изучения кинематической структуры потока в подходном русле и в воронке размыва. Результаты сопоставления дали удовлетворительные результаты.

Следовательно, в зоне действия поперечных дамб наблюдается сосредоточение и общее увеличение значений гидравлических элементов потока при некотором уменьшении ширины русла. Отсюда возведение системы поперечных берегозащитных дамб приводит к большим глубинным деформациям русла и сосредоточению основного потока в зоне действия сооружений.

Таким образом, расположение дамбы в плане с расстояниями между ними порядка 2–3 $L_м$ создает возможности размыва берега в

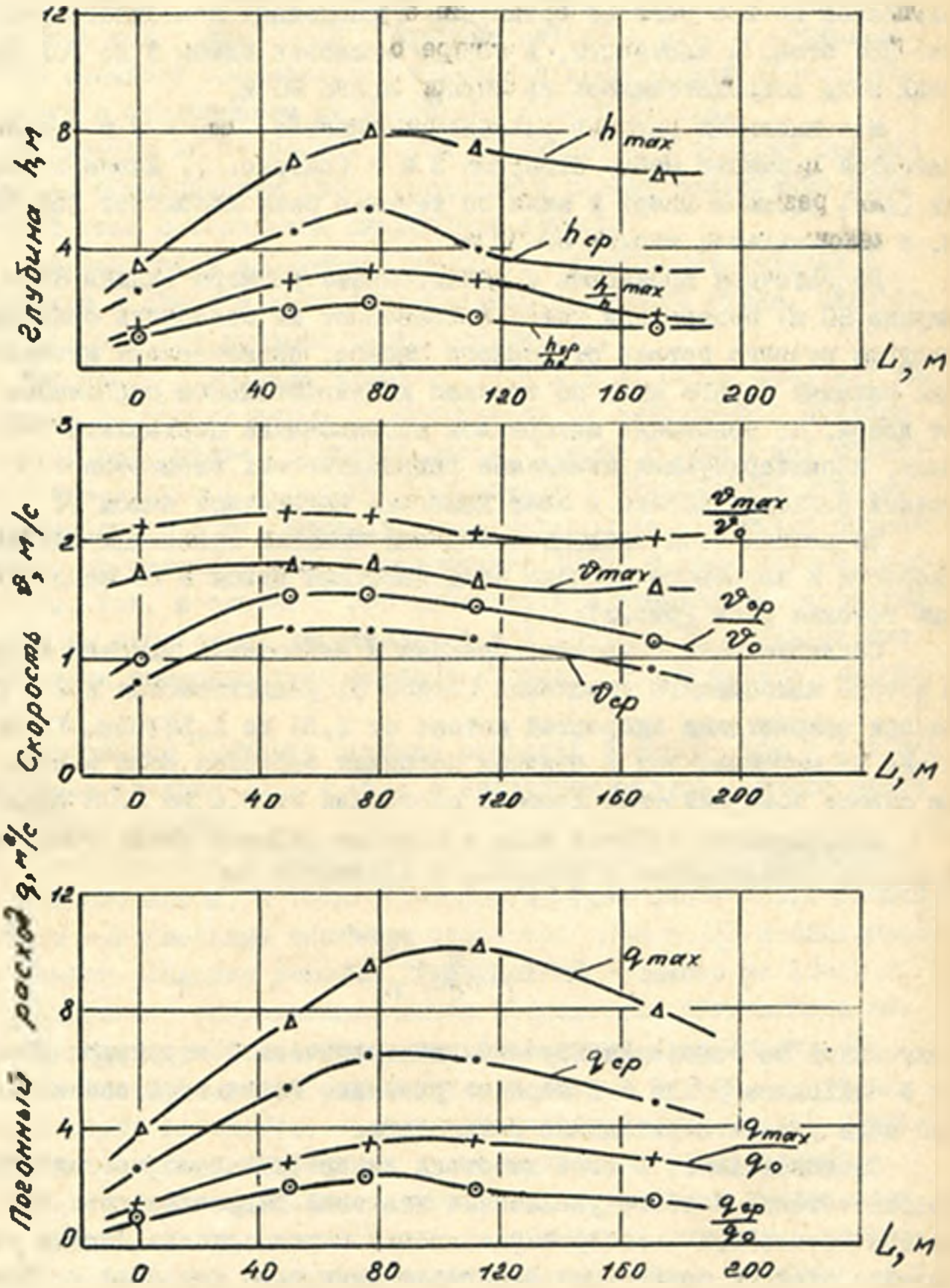


Рис.3. Графики изменения гидравлических элементов потока вдоль зоны действия дамбы 9 Q = I000 м^3/с.

Изменение гидравлических элементов потока в
в зоне действия дамбы 9 $Q = 1000$ м^3/с

Номер створа	Ширина (B), м	Расстояние между створами (l), м	Глубина, м		Скорость, м/с		Погонный расход, м^3/с		$\frac{h_{ср}}{h_0}$	$\frac{v_{ср}}{v_0}$	$\frac{q_{ср}}{q_0}$	$\frac{h_{max}}{h_0}$	$\frac{v_{max}}{v_0}$	$\frac{q_{max}}{q_0}$	Уклон водной поверхности
			$h_{ср}$	h_{max}	$v_{ср}$	v_{max}	$q_{ср}$	q_{max}							
I	260		2,5	3,3	0,80	I,7I	2,7	3,9	I,0	I,0	I,0	I,32	2,I3	I,44	
		50													0,00022
2	202		4,5	6,9	I,24	I,75	5,4	7,6	I,8	I,55	2,0	2,76	2,I9	2,8I	
		26													0,00026
3	I96		5,3	7,9	I,25	I,78	6,5	9,5	2,I2	I,56	2,4	3,I6	2,22	3,52	
		36													0,00025
4	I9I		3,9	7,4	I,I5	I,64	5,2	I0,2	I,56	I,44	I,93	2,96	2,05	3,78	
		60													0,00023
5	220		3,2	6,5	0,92	I,6I	4,8	8,0	I,28	I,I5	I,78	2,60	2,0I	2,96	

междудамбовых пространствах при крутых свалах потока к берегу, что вызывает необходимость проводить дополнительные работы по защите размываемого берега путем строительства продольных береговых опоясков. Это требует содержания постоянного эксплуатационного штата, способного производить такие работы.

Литература

1. Алтунин С.Т. Защита берегов от размыва. Ташкент, 1939.

2. Алтунин С.Т., Бузунов И.А. Защитные сооружения на реках. М.:Сельхозгиз, 1953.

3. Алтунин С.Т. Регулирование русел. М.:Сельхозгиз, 1962.

4. Абдураупов Р.Р., Ирмухамедов Х.А., Каримов О.А. Прогноз глубины размыва у береговых креплений, поперечных глухих шпор и дамб. Труды САНИИРИ, вып.120, 1970.

М.С.Кожевникова, канд.техн.наук
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ХАРАКТЕРНЫЕ ОСОБЕННОСТИ НАНОСОВ, ПОПАДАЮЩИХ В ПРОТОЧНУЮ ЧАСТЬ ГИДРОТУРБИН ГЭС НА РЕКАХ ВАНЧ, БАРТАНГ, ГУНТ И ПЯНДЖ

В Горнобадахшанской автономной области ТаджССР на реках Ванч, Бартанг, Гунт и Пяндж на гидроузлах предусмотрены мероприятия по борьбе с донными и крупными взвешенными наносами, но несмотря на это на всех ГЭС наблюдается значительный абразивный износ. Так, на деривационных каналах Ванч- и Муджант-ГЭС построены криволинейные песколовки с гидравлическим промывом для борьбы с крупными взвешенными наносами с осветлением потока до 20-22%; на Хорог-ГЭС - песколовка щелевого типа для сброса донных наносов; на Намангут-ГЭС - двухсекционный горизонтальный отстойник с периодическим гидравлическим промывом с осветлением потока до 22%.

Для определения эффективности работы отстойных сооружений сотрудниками САНИИРИ в 1980 г. были проведены натурные исследования, при которых большое внимание уделялось изучению твердого

стока.

Фракционный состав взвешенных наносов анализировался по гидравлическим ежегодникам (1970–1977 гг.) по гидропостам, расположенным близко к створу исследуемых сооружений: г/п "устье Ванч", Шуджант, Хорог, Ишкашим.

За рассматриваемый период на р.Ванч была зафиксирована максимальная мутность потока – 6,6 кг/м^3 (среднегодовая расчетная мутность 1,44 кг/м^3); по р.Бартанг – 8,9 кг/м^3 ($\rho_{ср}$ = 0,82кг/м^3); по р.Гунт – 2,2 кг/м^3; по р.Пяндж – 3,6 кг/м^3 ($\rho_{ср}$ = 1,48 кг/м^3). Мутность воды всех рассматриваемых рек чрезвычайно непостоянна, резко колеблется даже в течение месяца. Максимальный диаметр частиц взвешенных наносов достигает 2 мм. Средний диаметр взвеси колеблется в большом диапазоне. На р.Ванч $d_{ср}$ = 0,005÷0,37 мм; Бартанг – $d_{ср}$ = 0,015÷0,18 мм; Гунт – $d_{ср}$ = 0,02÷0,20 мм, Пяндж – $d_{ср}$ = 0,01÷0,02 мм.

Процентное содержание крупных частиц не только в разные годы, но даже за небольшой период времени (в течение месяца) меняется в больших пределах. Так, на р.Бартанг проба, взятая 15 июля, содержит 2,7% частиц крупнее 0,2 мм, а проба, взятая 21 июля, уже содержит их 26,8%. Такие скачки в величинах характерны для всех рассматриваемых рек.

Процентное содержание частиц крупнее 0,2 мм на р.Ванч колеблется от 0,2 до 72, расход наносов данной фракции составляет от 0,6 до 490 кг/с; по р.Бартанг – от 0,3 до 32 и от 4 до 230 кг/с; по р.Гунт – от 0,1 до 32 и от 0,7 до 75 кг/с; по р.Пяндж – от 1 до 4 и от 2 до 50 кг/с, соответственно. Такой беглый анализ фракционного состава взвешенных наносов дает основание предполагать, что построенные отстойники и песколовки должны защитить гидротурбины ГЭС от попадания крупных фракций взвешенных наносов, как это предусматривалось в проектах. Но что же тогда является причиной абразивного износа гидротурбин?

При определении эффективности работы отстойных сооружений и их обследовании оказалось, что криволинейные песколовки на Ванч- и Шуджант-ГЭС построены не по проекту, скорости потока завышены в 2 раза.

На Хорог-ГЭС не предусмотрены мероприятия по борьбе со взвешенными наносами. На Намангут-ГЭС двухкамерный отстойник эксплуатируется без соблюдения инструкции по эксплуатации, поэтому наносы попадают в проточный тракт и наблюдается интенсивный абразив-

ный износ гидротурбин. Практически один раз в год рабочее колесо Намангут-ГЭС подвергается капремонту, хотя по Пянджу поток несет очень мелкие взвешенные наносы со средним диаметром взвеси 0,01÷0,02 мм.

Мощность Шудкант-ГЭС на 50% меньше установленной. Основные потери мощности происходят за счет значительного износа наружных кромок лопастей рабочего колеса, увеличения зазора в 6÷20 раз (величина зазора составляет от 5 до 30 мм).

На Вanч-ГЭС на входных кромках лопастей у нижнего обода рабочего колеса имеются разрушения материала лопасти глубиной 15 мм и шириной 10 мм, имеются сквозные разрушения диаметром до 10 мм. На Хорог-ГЭС наблюдается то же, что и на других ГЭС.

Фактическое состояние гидротурбин всех рассмотренных ГЭС опровергает распространенное мнение об опасности только крупных фракций. Для анализа были взяты пробы взвешенных наносов перед отстойником, песколовкой и на выходе из них, а донные отложения брались непосредственно у рабочего колеса. Фракционный анализ наносов приводится в табл.1.

В деривационный канал Вanч-и Шудкант-ГЭС наносы почти транзитом проходят через песколовки, что наглядно видно из приведенной таблицы. Наносы поступают в основном мелкие $d_{ср}$ = 0,03÷0,06 мм. Содержание песка менее 0,10 мм составляет почти 90%. В составе взвешенных наносов, поступающих на Намангут-ГЭС, преобладают частицы крупнее 0,10 мм. На входе в отстойник их содержится 75%, в том числе частиц крупнее 0,25 мм - 62%; на выходе из отстойников - лишь 10%, а крупнее 0,10 мм всего 31%. Но в донных отложениях у рабочего колеса опять преобладают частицы крупнее 0,10 мм, содержание их достигает 78%.

Следовательно, эксплуатация двухкамерного отстойника осуществляется неправильно, промывка его производится нерегулярно, поэтому при заиленной камере наносы транзитом поступают в деривацию. Но на Вanч-ГЭС и Шудкант-ГЭС поступают очень мелкие наносы $d_{ср}$ = 0,04 мм, а абразивный износ турбин происходит так же интенсивно, как и на Хорог-ГЭС и Намангут-ГЭС, где средний диаметр поступающих взвешенных наносов намного больше - 0,25 мм. В чем же причина?

Для полной характеристики состава наносов необходимо было определить, из каких же минералов они состоят, поэтому был вы-

Таблица I

Место взятия пробы	$d_{макс}$	$d_{ср}$	Фракционный состав, % диаметр частиц							
			>0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,20	0,20÷0,10	0,10÷0,05	0,05÷0,01	0,01÷0,002	<0,002
Ванч-ГЭС - взвешенные наносы										
Перед песколовкой	0,81	0,04	0,34	0,63	5,04	4,40	34,81	28,93	17,43	8,42
На выходе из песколовки	1,10	0,03	0,56	0,58	0,34	3,72	31,56	33,33	21,11	8,80
Шуджант-ГЭС - взвешенные наносы										
Перед песколовкой	0,73	0,06	0,66	2,53	4,42	8,78	29,59	28,92	24,28	0,82
На выходе из песколовки	0,67	0,04	1,79	0,62	3,31	1,62	26,96	33,84	20,43	11,43
Намангут-ГЭС										
Перед отстойником	2,54	0,25	23,42	38,17	5,73	7,38	9,59	8,42	6,39	0,90
На выходе из отстойника	1,35	0,08	1,50	8,35	12,83	8,15	27,95	25,65	12,87	2,70
Донные отложения у рабочего колеса	1,95	0,23	6,52	28,25	31,26	11,97	19,84	2,02	0,09	0,05
Хорог-ГЭС										
Донные отложения у рабочего колеса	2,12	0,33	3,48	49,86	21,33	13,54	9,16	2,04	0,32	0,27

полнен минералопетрографический анализ наносов. Применялся иммерсионный метод определения содержания минералов /I/.

Выявили, что все минералы имеют разную степень твердости. Опасными являются минералы, имеющие твердость по шкале Мооса ≥ 5; к таким относятся апатиты, полевые шпаты, пирит, кварц, циркон и т.д.

Из всех минералов, имеющих "опасную твердость", кварц и полевые шпаты (твердость 7÷6) по сравнению с другими абразивными минералами обладают наименьшим удельным весом и поэтому труднее осаждаются в воде, легче транспортируются потоком и, находясь во взвешенном состоянии, менее окатываются. Например, кварц имеет твердость 7, а удельный вес 2,5; полевой шпат 6 и 2,5; циркон 7,5 и 4,7; пирит 6 и 5, соответственно /2/. Поэтому при минералопетрографическом анализе подсчитывалось только содержание кварца; при этом были получены следующие данные: на Ванч-ГЭС содержится в наносах кварца 23%; Шундант-ГЭС - 20%; Хорог-ГЭС - 66%; Намангут-ГЭС - 42%. Кроме кварца, в пробах имеется большое количество полевого шпата и циркона.

Таблица 2

Место взятия пробы и характер наносов	Содержание кварца, %				
	1,0÷0,50	0,50÷0,30	0,30÷0,20	0,20÷0,10	<0,10
Ванч-ГЭС, взвешенные наносы	45	46,2	52	38	22,4
Шундант-ГЭС, взвешенные наносы	52	48	45,3	53	19,8
Намангут-ГЭС, взвешенные наносы	44,5	54,5	48	37	44
Намангут-ГЭС, донные отложения у рабочего колеса	63,5	54	59	55	37
Хорог-ГЭС, донные отложения у рабочего колеса	80	76,2	76	68,6	41

Была определена доля фактического влияния каждой фракции на абразивный износ турбин, т.е. процентное содержание кварца во фракциях (табл.2).

Данные табл.2 подтверждают, что все фракции наносов содер-

жат большое количество кварца, который и вызывает абразивный износ гидротурбин. Во взвешенных наносах преобладают фракции меньше 0,10 мм (табл.1), они на всех исследуемых реках составляют от 50 до 80%, а в некоторых пробах до 90%. Следовательно, мелкие наносы тоже оказывают большое влияние на абразивный износ гидротурбин, так как в основном состоят из твердых минералов (кварц, циркон, полевые шпаты).

Таким образом, построенные песколовки, отстойники на каждой ГЭС не способны справиться с задачей задержания в них наносов, содержащих минералы "опасной" твердости с диаметром меньше 0,1 мм. На реках, транспортирующих такие наносы, необходимо, помимо горизонтальных прямолинейных отстойников, предусматривать мероприятия по локальной борьбе с абразивным износом гидротурбин за счет специальных покрытий /3/.

Литература

1. Логвиненко Н.В. Основы методики исследования осадочных пород. Харьков, 1962.

2. Музафаров В.Г. Определитель минералов и горных пород. М., 1953.

3. Защита от коррозии и кавитационной эрозии конструкций и оборудования ГЭС. Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып.100. Л., Энергия, 1975.

С.И.Кеберле, канд.техн.наук
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

СПОСОБЫ ГАШЕНИЯ ЭНЕРГИИ ПОТОКА В НИЖНЕМ БЬЕФЕ ВОДОПРОПУСКНЫХ ВОДОХРАНИЛИЩНЫХ СООРУЖЕНИЙ

При исследовании и проектировании гашения избыточной энергии потока в нижнем бьефе сооружений с размываемыми грунтами при различных режимах его работы нужно решать, в частности, следующие задачи.

1. Выбирать допустимую интенсивность гашения избыточной энергии потока. Интенсивность гашения должна быть максимальной,

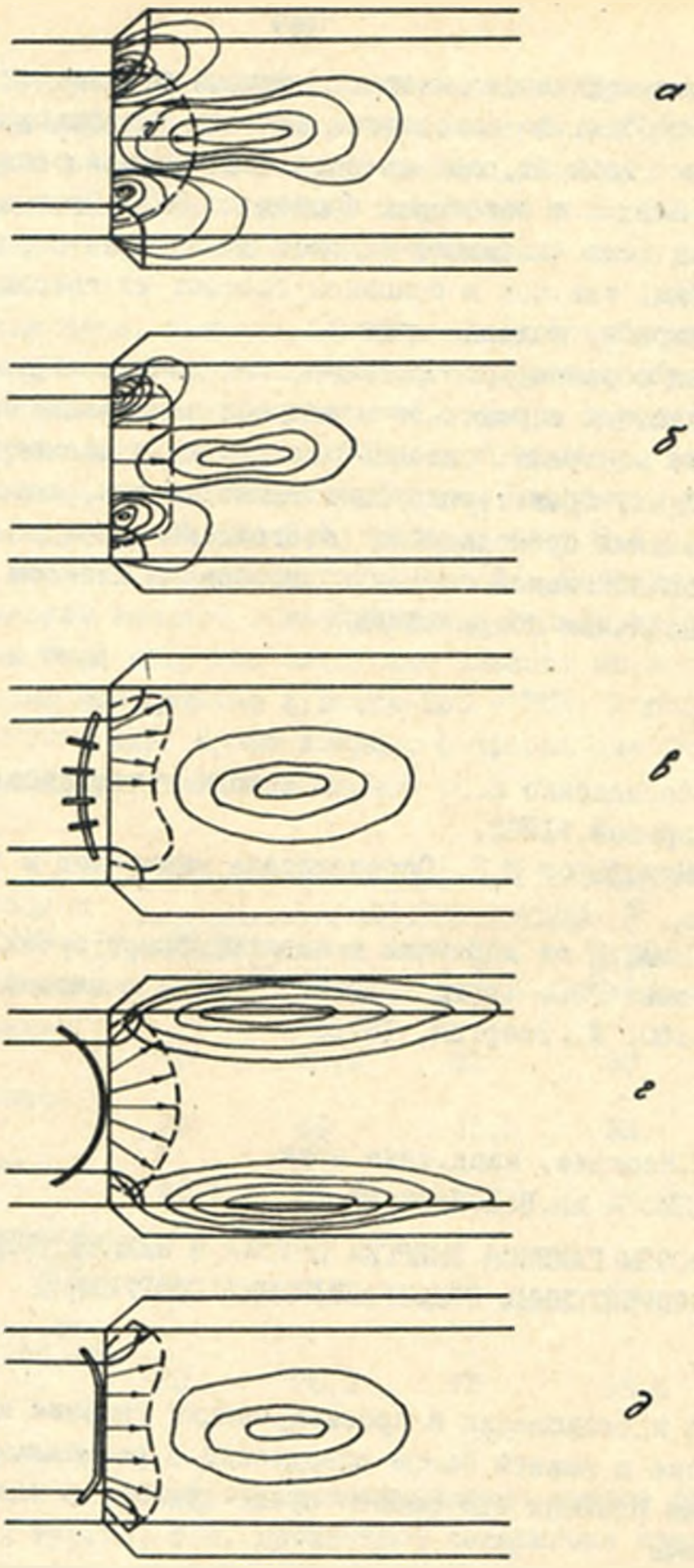


Рис.I. Влияние формы эпюры скоростей в конце сооружения на размыв за сооружением.

но допустимой по вибрационной нагрузке для грунта основания.

2. Подбирать конструкцию сопряжения сооружения с нижним бьефом, обеспечивающую бесбойное протекание потока, без образования боковых водоворотов и допускающую большое снижение дна и уровней воды отводящего русла.

Согласно данным лабораторных опытов (рис.Iа), при выпуклой форме эпюры скоростей в плане, направленных параллельно продольной оси сооружения, образуются боковые водовороты, которые тем больше, чем шире отводящее русло; при большой ширине образуется даже сбойное течение. В этом случае в водоворотах скорости движения воды ко дну увеличиваются за счет уменьшения радиуса вращения, и значительное блуждание центра водоворота с искривлением его вертикальной оси вызывает образование больших боковых воронок размыва вблизи сооружения, грунт из которых выносится водоворотом на продольную ось сооружения. Более крупные фракции грунта оседают за средней частью воронки размыва.

При равномерной (прямоугольной) в плане форме эпюры средних по вертикали скоростей (рис.Iб) картина размыва сохраняется, но величина размыва боковых воронок несколько уменьшается.

При вогнутой форме эпюры скоростей в плане (рис.Iв) яма размыва резко уменьшается, боковые водовороты, а с ними и боковые воронки размыва исчезают. Центральная яма размыва увеличивается по длине, приобретает овальную форму и удаляется от конца бермы. При этом земляные неукрепленные откосы остаются неразмытыми.

При выпуклой форме эпюры скоростей в плане (рис.Iг), направленных не только вдоль оси сооружения, но и к боковым откосам, что, например, получается при устройстве в конце крепления выпуклой криволинейной стенки, очерченной радиусом R, боковые водовороты исчезают, но создаются два прибрежных течения с размывами, вызывающими разрушение боковых откосов. Устранить размывы можно устройством в средней части криволинейной стенки прямой вставки (рис.Iд), тогда прибрежные течения ослабевают и уменьшается размыв.

3. Проверять возможность аэрирования потока.

Аэрирование потока при больших скоростях приводит к интенсивному гашению его энергии. При скорости потока в открытом лотке более I4 м/с образуется давление, менее атмосферного; воздух

начинает входить в него и тем интенсивнее, чем больше скорость. При этом аэрация происходит только с поверхности потока. Можно ее усилить устроив, например, в дне и боковых стенках быстротока ниши. При некоторой глубине и скорости потока воздух прорывается по боковым нишам в донную часть и аэрирует поток по всему периметру. Получающаяся воздушно-водяная эмульсия интенсивно гасит энергию потока за счет увеличения объема потока и большой его работы по преодолению сопротивления движению, оказываемого пузырьками воздуха, стремящимися подняться в зону меньших давлений.

Аэрировать поток можно не только физическим способом, но и механическим, используя для этого, например, трамплины для направления части потока под углом в другую часть потока; в месте падения струи образуется щелевая воронка, в которой захватывается большое количество воздуха, помогающего интенсивно гасить энергию потока.

4. Проверять возможность устройства соударения струй, интенсивно гасящих энергию потока.

5. Проверять возможность устройства гасителей энергии потока в зоне максимальных скоростей.

6. Расширять поток в нижнем бьефе сооружения в плане и по высоте относительно равномерно по всему поперечному сечению и на более короткой длине с учетом пункта I до оптимальной величины погонного расхода.

Перечисленные задачи могут решаться разными способами.

Приведем несколько примеров решения задач по гашению избыточной энергии потока в нижнем бьефе сооружения.

I-й с л у ч а й. В период с 1955 по 1957 год был запроектирован ("Средазгипроводхлопок") и построен (с 1958 по 1963 год) Чимкурганский совмещенный водовыпуск-водосброс из водохранилища по разработанной в САНИИРИ конструкции (рис.2) на расход Q_{max} = 350 м^3/с при q = 39 м^3/с, H = 31,0 м через три донные напорные трубы $b \cdot h_1$ = 3x5 м, переходящие за плоскими затворами в безнапорные $b \cdot h_2$ = 3x5,6 м.

Сброс 350 м^3/с из вододелителя в реку (с q = 9,75 м^3/с) осуществляется через порог с трамплинами, за которыми поток сильно аэрируется, а далее с помощью вогнутой донной стенки (R= В отв. русла) переменной высоты (в центре выше) с поперечными

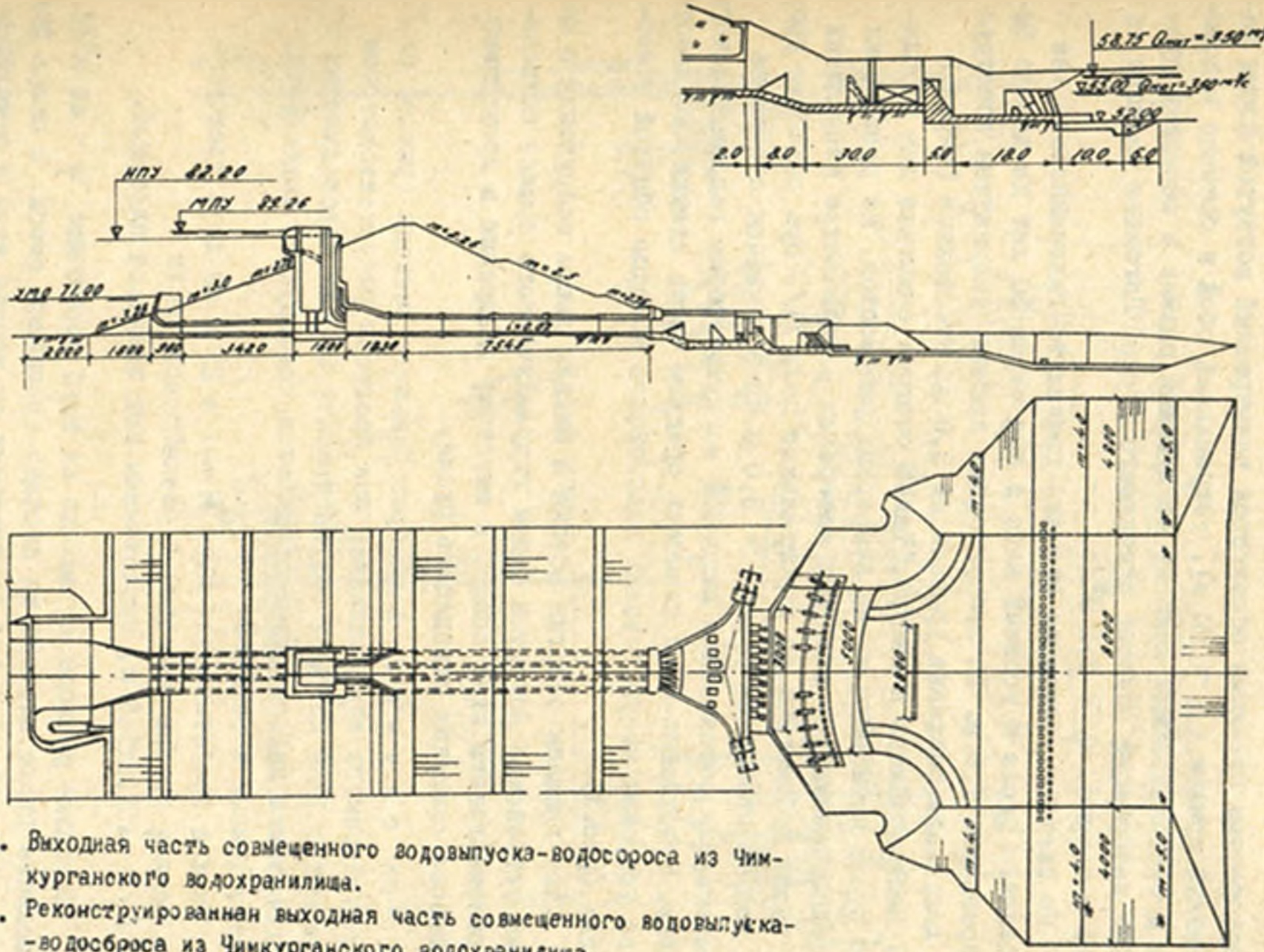


Рис.2. Выходная часть совмещенного водовыпуска-водосброса из Чимкурганского водохранилища.

Рис.3. Реконструированная выходная часть совмещенного водовыпуска-водосброса из Чимкурганского водохранилища.

контрфорсными стенками образуется расширенный вогнутой формы затопленный прыжок ($B \approx 70$ м), устраняющий обой и боковые водовороты и обеспечивающий пологий неглубокий размыв в середине русла без деформаций откосов отводящего русла. Погонные расходы на сходе с бетона $q = 3,5$ м^3/с.

По расчету, снижение песчано-гравелито-галечникового дна отводящего русла и уровней воды в нем через 50 лет не должно было превышать I,5 м. По лабораторным данным, упомянутая конструкция допускала снижение уровней до 3,0 м. Это вскоре (через 5 лет) подтвердилось в натуре. Такое быстрое снижение дна отводящего русла произошло из-за карьерных разработок. Из русла реки ежегодно вынимались инертные материалы в количестве нескольких сот тысяч кубометров на строительные цели /I/. При снижении уровней воды в отводящем русле $> 3,0$ м криволинейная стенка не обеспечивала образования выгодной вогнутой формы гидравлического прыжка. Необходимо было повысить среднюю часть стенки, но вместо этого устроили новую ступень водобойного колодца обычной конструкции (рис.3).

Опыт гашения энергии потока в нижнем бьефе сооружения с помощью устройства вогнутой формы гидравлического прыжка позволяет рекомендовать этот способ к широкому внедрению в допустимом диапазоне снижения отводящего русла.

2-ой с л у ч а й. Водосброс большого расхода (рис.4) из Южносурханского водохранилища был построен Юксурханводстроем в период с I958 по I96I год по проекту Средазгипроводхлопка на основании лабораторных проработок конструкции водосброса, произведенных в САНИИРИ.

Расход срабатывается при $H_{max} = 25$ м по двум трехочковым донным трубам размером в безнапорной части $b \cdot h = 3,8 \times 5,5$ м, проложенным под земляной плотиной.

Погонные расходы на выходе из труб достигают $q \approx 44$ м^3/с. Отводящее русло сложено из песчано-гравийной смеси. В целях фиксации места водобоя вне зависимости от уровня воды в отводящем русле и гашения энергии потока при малых погонных расходах ($q \approx 8,0$ м^3/с) между выходным сечением труб и водобоем устроен расширяющийся водоскат (под углом $\alpha = 24^0$ с каждой стороны) с обратным уклоном $i = 0,0I$, допустимым по пропускной способности

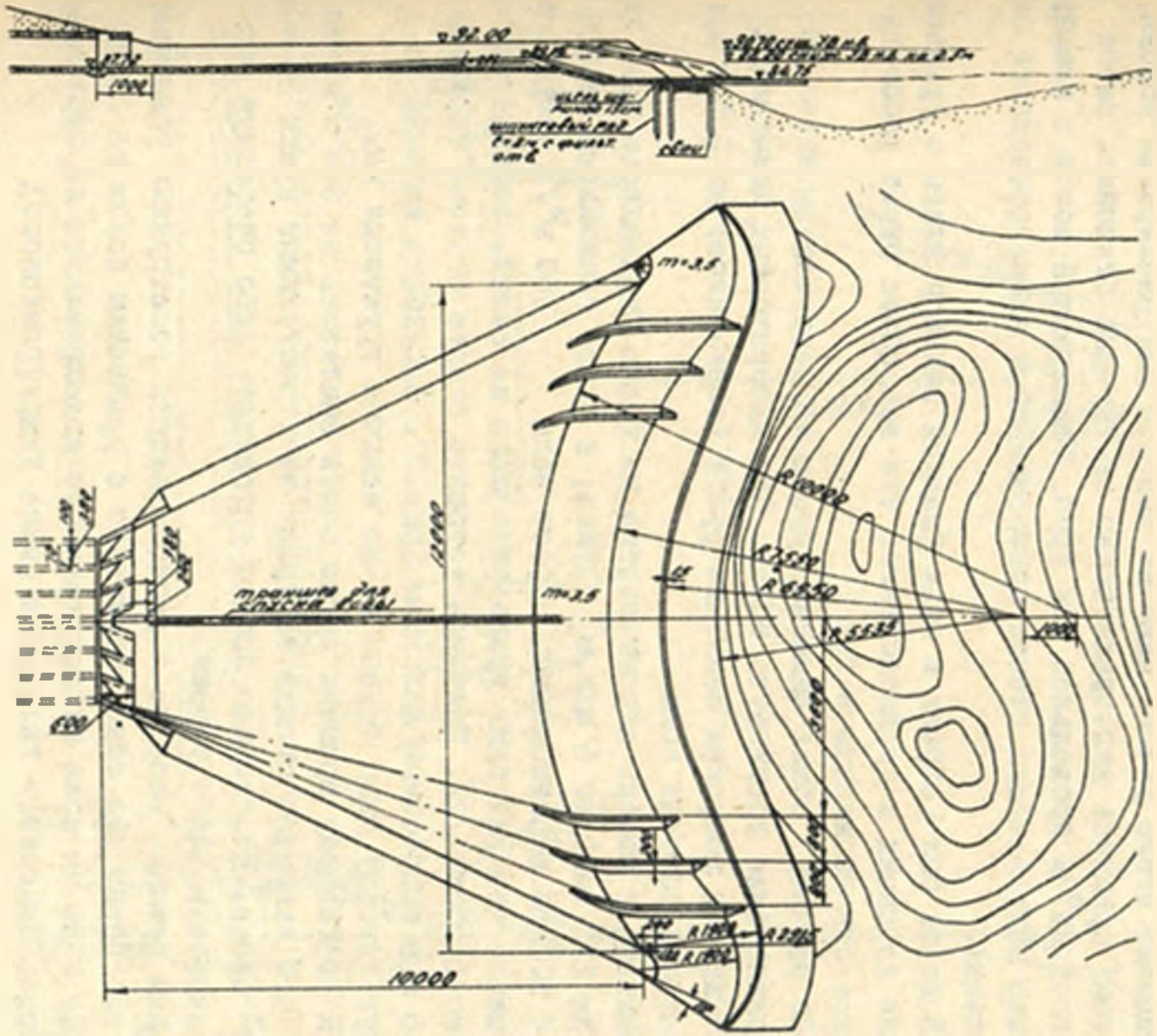


Рис.4. Водосброс из Юмосурханского водохранилища, построенный в 1958-1961гг.

водосброса.

Однако этого уклона явно не хватило для расширения потока, и поэтому пришлось непосредственно за трубами отклонить поток под углом 24° к продольной оси труб. Расширенный поток с помощью трех пар направляющих стенок поворачивается вдоль продольной оси сооружения.

Водобой был устроен в виде гладкой сливной плиты и уральского пола на сваях в предположении, что водосброс будет работать не более одного месяца в год.

По расчету, общее снижение русла за сооружением через 50 лет должно было достигнуть 90 см. При лабораторных испытаниях уральский пол допускал снижение русла (горизонтов) до 2,5 м при равномерных сбросах воды.

Однако в момент строительства из русла Сурхандарьи было вынуто за 2,5 года до 5 млн.м^3 грунта, и русло понизилось на 2,6 м. В 1964 г. при неравномерном сбросе воды $\sim$ 350 м^3/с произошло разрушение четырех плит уральского пола на сваях, забитых недостаточно глубоко /2/. Пришлось устроить вторую ступень перепада на 2,5 м с водобойным колодцем (рис.5). Заглубить колодец на большую глубину было трудно из-за наличия грунтовых вод.

К настоящему времени русло опять снизилось на 3,0 м из-за того, что ежегодно отсюда забирали на строительные нужды до 400 тыс.м^3 песка. Необходимо срочно устраивать либо очередную ступень перепада, либо барраж.

Для решения вопроса о рациональности конструкции уральского пола построено еще одно сооружение с уральским полом на сваях (рис.6) в 30 км ниже Южносурханского водохранилища на Сурхандарье на сбросе Зангского гидроузла (ныне Джаркурганского).

Предварительно модель сброса и модель двух полупролетов с одной плитой на датчиках пульсации усилий (вместо свай) была испытана в САНИИРИ в масштабе М = 1:60 /3/.

На пространственной модели сброса удалось устранить образование боковых водоворотов устройством перед полом небольшой водобойной стенки, а на модели одной плиты было выявлено влияние размеров плиты, ширины щели, высоты уступа, положение уровня воды в отводящем русле и расхода на величину, форму и расположение воронки размыва, а также на величину вибрации пола и свай с

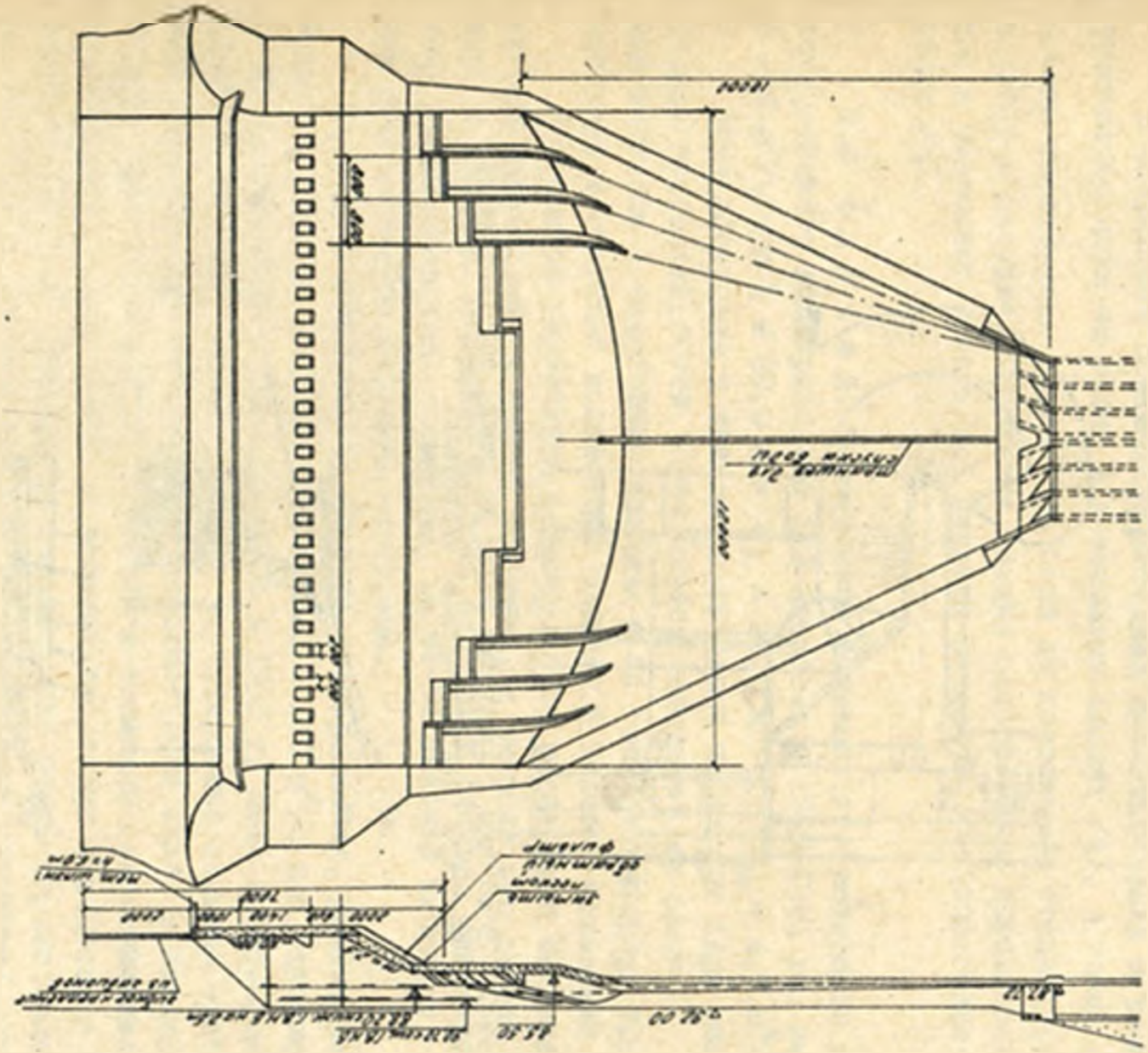


Рис.5. Водосброс из Южносурханского водохранилища, реконструированный в 1965 г. (устроена вторая ступень перепада).

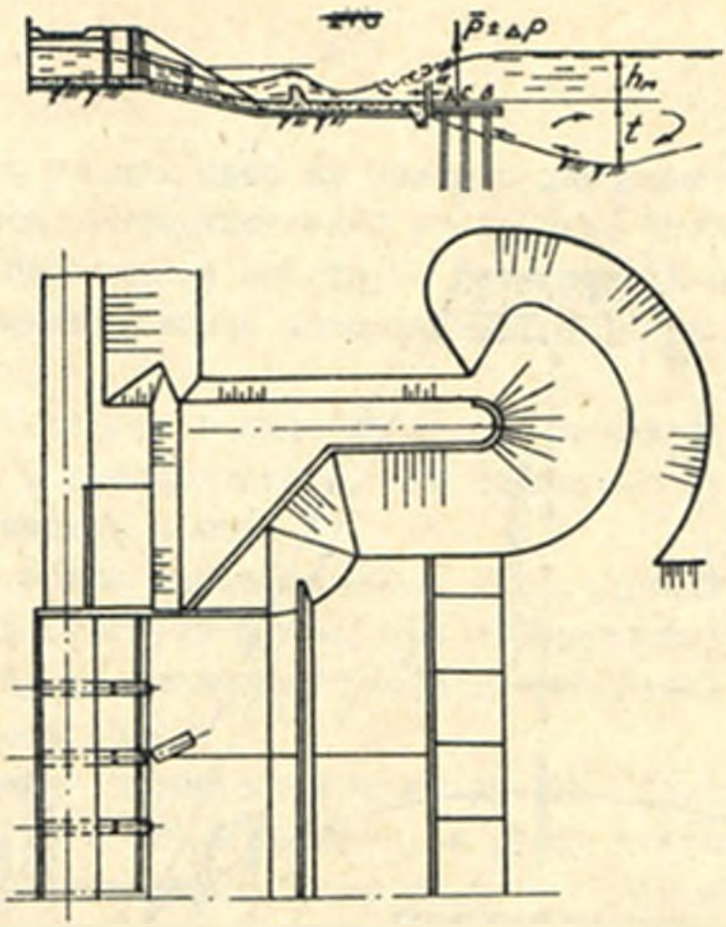


Рис.6. Водосброс с уральским полом на сваях, построенный на Зангском (Джаркурганском) гидроузле.

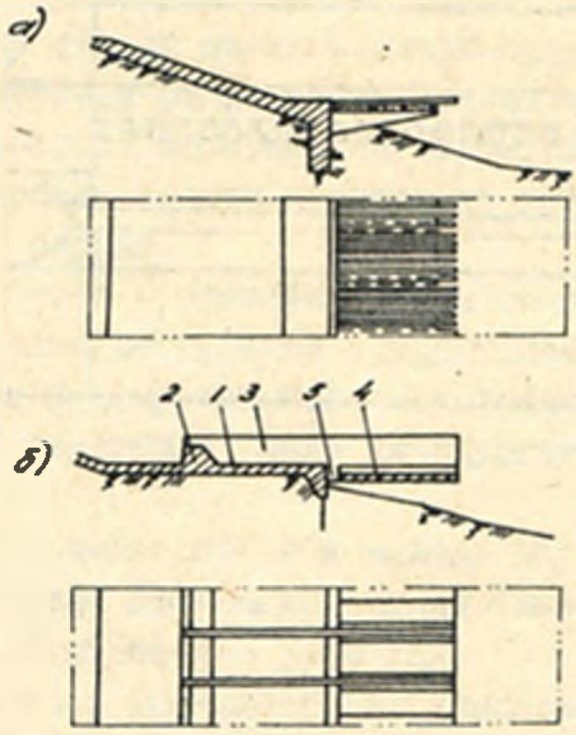


Рис.7. Конструкция уральского пола (а) на консольных балках, предложенная Узгипроводхозом и (б) на консольных стенках, предложенная САНИИРИ.

количественной оценкой.

В результате составлена методика проектирования и расчета уральского пола на сваях и консольных балках /4/, а также предложена конструкция уральского пола на консольных стенках (рис.7), в которой несущие консольные стенки одновременно выравнивают поток и позволяют делать зуб меньших размеров, что облегчает водоотлив /5/.

3-й случай. Совмещенный водовыпуск - водосброс на Каттакурганского водохранилища был построен в 1949-1951 гг. на Q_{max} = 125 м^3/с при Н = 20,0 м и $q_{вх}$ = 15,5 м^3/с, $q_{вых}$ = 4,7 м^3/с.

Вода поступала в нижнюю часть башни через три пары регулируемых отверстий, затем через сжатое отверстие на балочные гасители в водобойные колодцы и по трем безнапорным трубам выходила в открытый водобойный колодец и далее в отводящий канал.

В открытом водобойном колодце поток расширялся отклоняющими (криволинейными в плане) стенками, и энергия его хорошо гасилась в колодце. Открытие щитовых отверстий сначала регулировалось уравновешенными затворами, но из-за опасной вибрации они были заменены плоскими затворами.

В связи с увеличением емкости водохранилища, ростом максимального расхода водовыпуска до Q_{max} = 140 м^3/с при сниженной отметке уровня воды в водохранилище в 1968 г. была произведена реконструкция водовыпуска (рис.8). Двухсторонние входные отверстия были заменены односторонними, расположенными ниже, в передней стенке. Ликвидированы все гасители и засыпаны (забетонированы) водобойные колодцы. Поток на больших скоростях отводится в существующий открытый водобойный колодец, где очень хорошо гасится вся избыточная энергия его без дополнительных устройств, если не считать увеличения сечения отводящего канала.

4-й случай. Совмещенный водосброс строительных расходов и водовыпуск из Пачкамарского водохранилища на расход $Q_{max\,стр}$ = 120 м^3/с при Н = 12 м, $q_{вх}$ = 30 м^3/с, $q_{вых}$ = 4,6 м^3/с и $Q_{max\,раб}$ = 20 м^3/с при H_{max} = 57 м (рис.9) был построен к 1967 г.

Строительные расходы сбрасывались по донной двухочковой трубе сечением $b \cdot h$ = 3,1х4,3 м, проложенной под земляной плотиной, за которой устроен приподнятый на 0,5 м криволинейный водоскат с падением на 14 м в водобойный колодец.

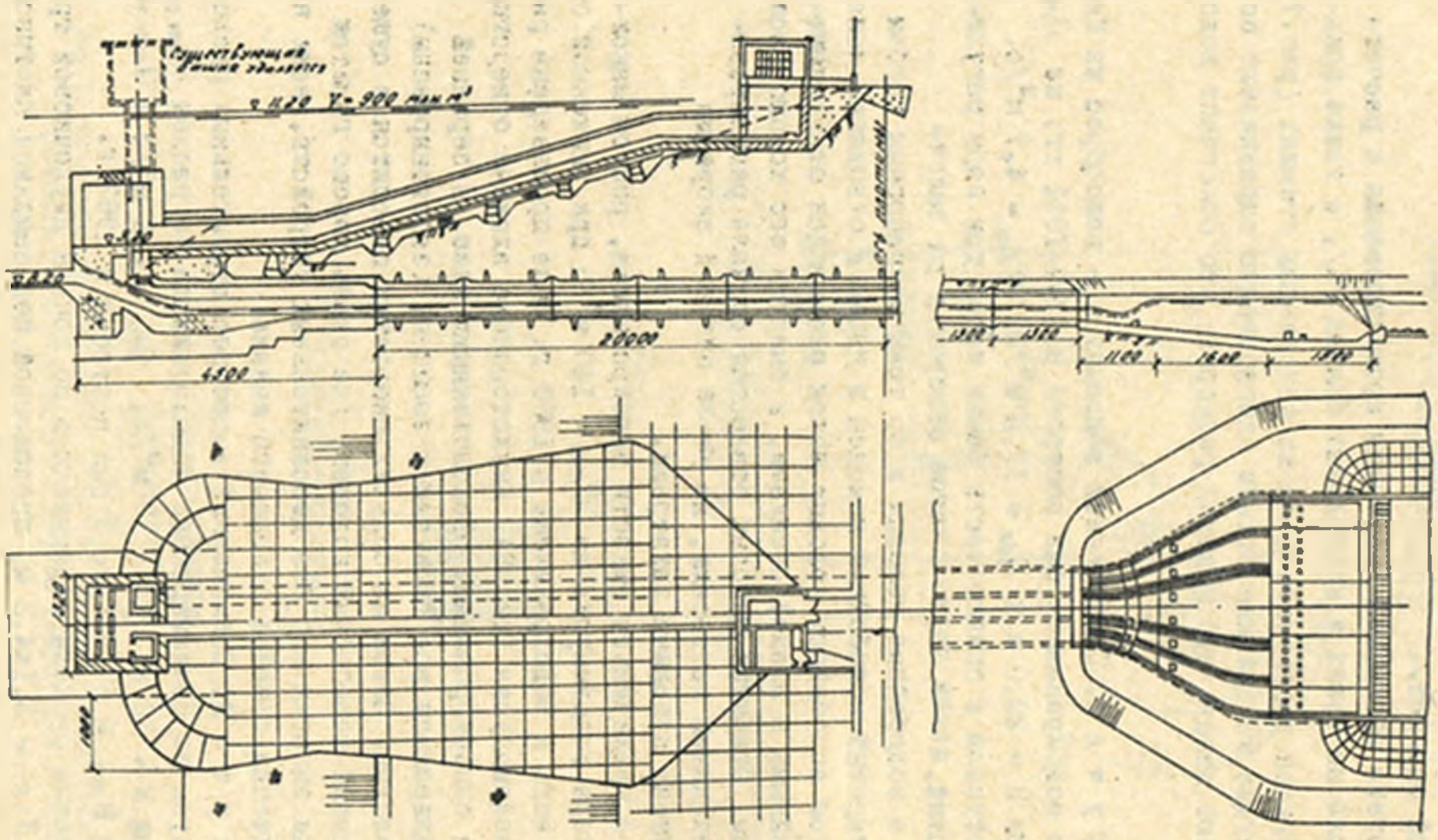


Рис.8. Реконструкция входной части водовыпуска-водосброса Каттакурганского водохранилища. Пунктиром показана удаленная башня управления, а заштрихованное - изменения при реконструкции сооружения.

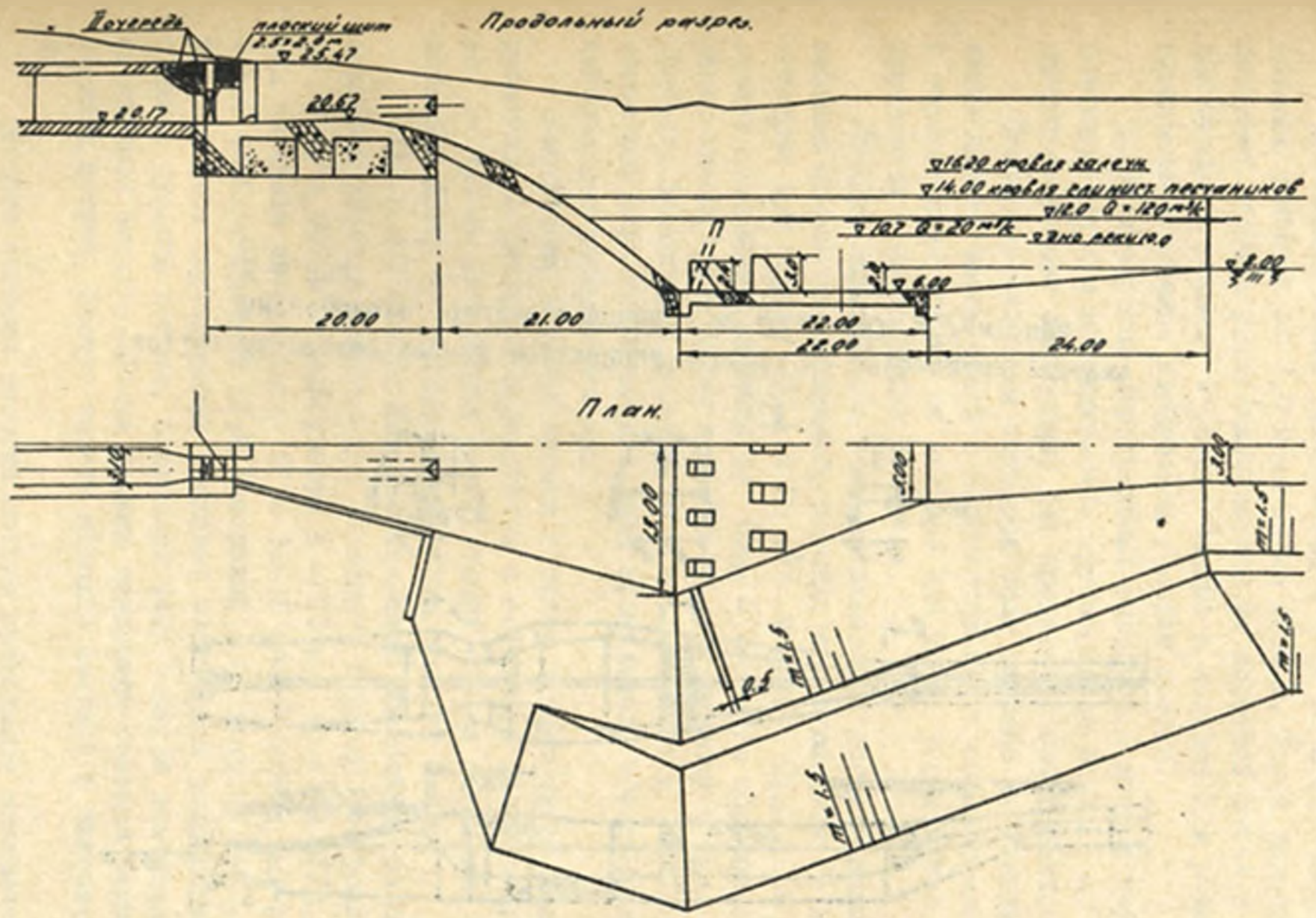


Рис.9. Совмещенный водосброс строительных расходов на Q =I20 м^3/с при H=I2 м и водовыпуска из Пачкамарского водохранилища на Q =20 м^3/с при H = 57 м.

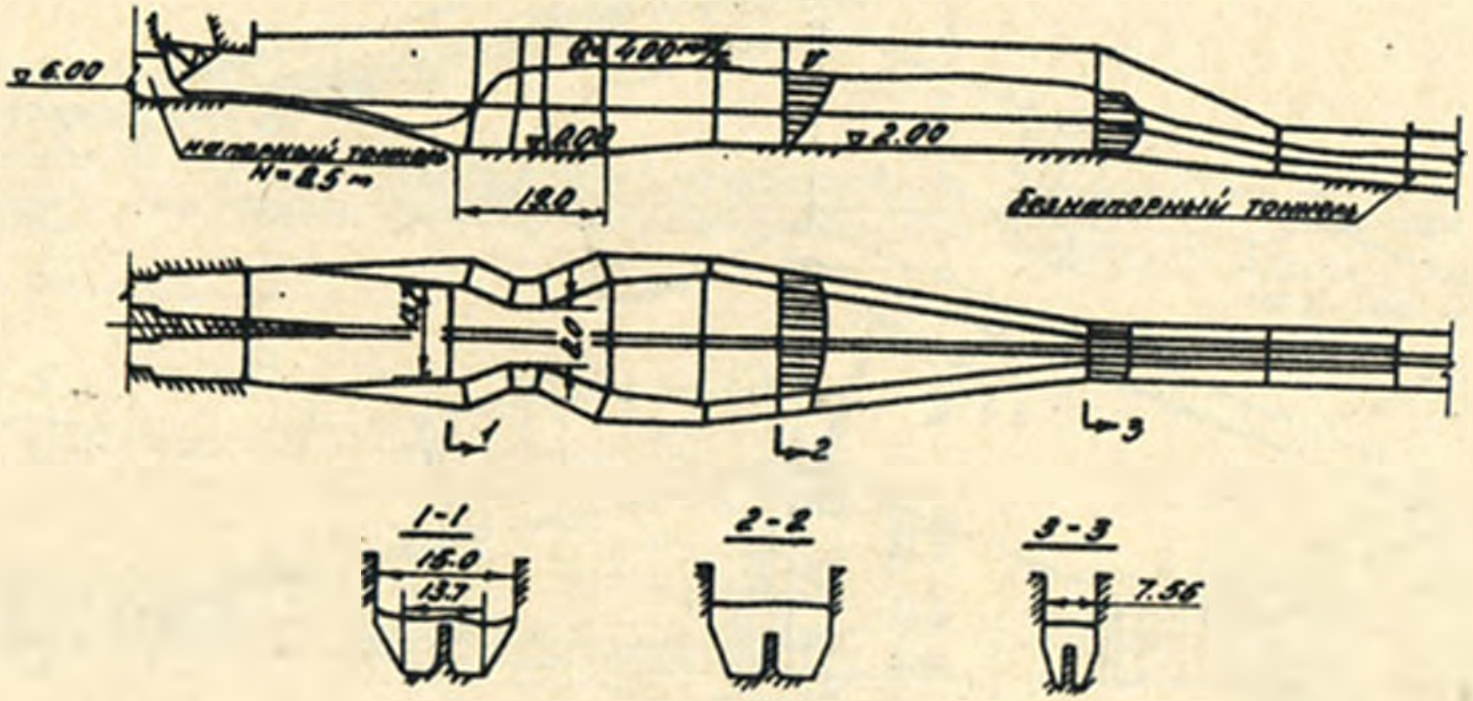


Рис.10. Непризматический водобойный колодец на переходном участке Ангренского обводного тоннеля на Q_{max}=400 м³/см при H = 85м.

Водоскат в плане расширяется с 7 до 26 м (в колодце), а последний сужается до 6,0 м на длине 46,0 м. Такой водоскат обеспечивает хорошее растекание потока на короткой длине и образование широкого прыжка, а установленные в колодце два ряда шпрсов - интенсивное гашение избыточной энергии потока.

После пропусков строительных паводков в донной трубе были смонтированы два металлических трубопровода ϕ = I,6 м, оканчивающихся конусными затворами, для пропуска рабочих расходов.

Положение конусных затворов было выбрано из условия сопряжения нижней части струи с водоскатом почти по касательной линии и относительно далеко от затвора для того, чтобы поток успел аэрироваться и не разрушал бы бетон.

Размеры водобойного колодца оказались достаточными для размещения сильно аэрированного потока, образующегося за конусным затвором при сбросе $Q_{раб}$ = 20 м^3/с и даже Q_{max} = 65 м^3/с. Излишние паводковые расходы до Q_{max} = 460 м^3/с сбрасываются по поверхностному береговому водосбросу, устроенному в виде прямоугольного быстротока шириной I0 м с i_1 = 0,44 и i_2 = 0,I2, в конце которого устроены два ряда трамплинов, обеспечивающих очень интенсивную аэрацию потока.

Избыточная энергия потока гасится в водобойном колодце, вырубленном в скале за быстротоком с перепадом дна отводящего русла ~ 9,0 м. Пятилетняя эксплуатация сброса показала, что аэрированный поток не размывает не очень прочную скалу.

5-й с л у ч а й. Непризматический водобойный колодец на переходном участке Ангренского обводного туннеля построен в I972 г. на Q_{max} = 400 м^3/с при напоре H = 85 м, q = 29 м^3/с и скоростях на входе из-под щита v = 30-35 м/с. Колодец был разработан в НИС САОГидропроекта (Г.И.Шпориной). Он устроен (рис.I0) так, что при всех сбрасываемых расходах образуется соударение косых прыжков бурного потока, благодаря чему гасится значительная часть избыточной энергии. Косые прыжки создаются боковым симметричным сжатием потока. Расчет такого колодца изложен в литературе /6,7, 8/.

Способы гашения энергии потока продолжают совершенствоваться.

Литература

1. Кеберле С.И. Причины разрушения нижних бьефов сбросных сооружений Чимкурганского и Южносурханского водохранилищ. Труды САНИИРИ, вып.120, 1970.

2. Белесков Б.И. Лабораторные исследования уральского пола катастрофического водосброса Южносурханского водохранилища. Труды САНИИРИ, вып.120, 1970.

3. Белесков Б.И. Лабораторные исследования гидродинамической нагрузки потока и воронки размыва за плитой уральского пола Зангского гидроузла. Труды САНИИРИ, вып.120, 1970.

4. Белесков Б.И. Расчет уральского пола на сваях. Труды САНИИРИ, вып.128, 1971.

5. Белесков Б.И. Щелевой водообойный пол уральского типа на консольных стенках. Труды САНИИРИ, вып.135, 1972.

6. Шиморина Г.И. Гидравлические исследования выходного участка камеры затворов высоконапорного туннеля. ТИИМСХ, вып.29, 1968.

7. Шиморина Г.И. Интенсификация процесса гашения энергии высоконапорного потока в гидравлическом прыжке с помощью плановой формы русла на примере Ангренского обводного туннеля. Труды координационного совещания по гидротехнике, вып.52, Л., 1969.

8. Шиморина Г.И. О влиянии формы водобойного колодца в плане на процесс гашения избыточной энергии потока. Труды САНИИРИ, вып.120, 1970.

А.М.Мухамедов, докт.техн.наук, А.В.Дмитриев
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ВЛИЯНИЕ КАРЬЕРНОГО ХОЗЯЙСТВА НА ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ, ПОСТРОЕННЫЕ НА РЕКАХ СРЕДНЕЙ АЗИИ

В Средней Азии сосредоточены богатейшие залежи нерудных ископаемых. Наибольшую ценность представляют пойменные гравелисто-галечниковые отложения рек, которые сосредоточены в пределах пояса наклонных долин. Кроме того, в этих районах наиболее развиты промышленность и сельское хозяйство.

В связи с указанным, в руслах рек, протекающих вдоль наклонных долин, наиболее часто, по сравнению с другими районами Сред-

ней Азии, заложены гидротехнические сооружения, мосты и другие инженерные конструкции. Большинство этих сооружений сейчас находятся под неблагоприятным влиянием русловых деформаций, развивающихся у карьеров нерудных материалов.

В настоящее время в Среднеазиатском регионе действуют более 20 пойменных карьеров производительностью от 0,1 до 2,5 млн.м^3 гравия в год. В результате разработок речных отложений увеличиваются уклоны русел на прилегающих к местам добычи верхних участках его и сокращается сток наносов ниже выработок, что влечет за собой появление эрозионных процессов.

Динамику наращивания объемов добычи и влияние карьеров на русловой процесс за последние сорок лет можно показать на примере наиболее мощных и длительно действующих Куйлюкского и Сергелийского карьеров, размещенных на приташкентском участке р.Чирчик. Длина его составляет около 30 км. Здесь расположены один за другим 3 крупных мостовых перехода по автодорогам Ташкент – Ахангаран, Ташкент – Тойтепа и по железной дороге Ташкент – Ангрен.

В 1930 гг. при назначении границ карьерных полей на указанном участке исходили не из возможного влияния разработок на мостовые переходы, а принимались во внимание близость промышленных объектов, строительных комбинатов, расположение жилых кварталов и другие факторы.

Оптимальным, с такой точки зрения, условиям удовлетворяло расположение карьерного поля на правом берегу р.Чирчик непосредственно выше моста на автодороге Ташкент – Тойтепа, где до 1947 г. добыча гравия составляла не более 0,5 млн.м^3 в год.

В пределах указанного участка выработки производились стихийно, в местах выхода наиболее чистых и подходящих по составу залежей песка и гравия. В связи с близким залеганием грунтовых вод слой грунта разрабатывался на глубине не более, чем 1,5-2,0 м. Выемки такого мелкого заложения и рассредоточенная добыча не оказывали заметного влияния на режим реки. Во время паводка такие выемки заиливались, в результате чего в пределах карьерного поля накапливались илистые фракции, снижающие качество сырья.

В последующие 1947-1957 гг. объемы добычи постепенно увеличивались, закладывались новые выемки на левом и правом берегах реки; кроме того, началось освоение карьерного поля ниже Тойтепинского моста. В этот период на участке выработок началась пос-

тепенная врезка русла в собственные отложения с понижением уровня реки и соответствующим понижением уровня грунтовых вод на пойме, что дало возможность увеличить глубину выработки гравия до 3...5 м.

Общий объем добычи гравия в районе Тойтепинского моста за период с 1947 по 1964 год составил около 15 млн.м^3 или 0,8 млн. м^3 в год. Кроме того, в 1959–1964 гг. была организована разработка гравия выше створа Ахангаранского моста с объемами выемок у левого берега 1,0 млн.м^3 и у правого – 0,5 млн.м^3 в год. В последующем на этом участке была сосредоточена вся добыча Куйлюкского карьера. Здесь вместо послойной и рассредоточенной добычи гравия был освоен более прогрессивный способ разработки сырья в одном глубоком и широком забое с продвижением его снизу вверх по течению и отводом грунтовых вод по специальным каналам. Такой способ позволил довести глубину выработок до 8–9 м при ширине фронта добычи 150–2000 м. Таким способом добыча на этом карьерном поле ведется и в настоящее время.

В 1962 г. в 2,5 км ниже Ахангаранского моста начал действовать Сергелийский карьер. К 1968 г. его производительность достигла 0,9 млн.м^3 гравия в год. В период с 1969 по 1982 год объем добычи составил 1,0...1,3 млн.м^3 в год. На этом карьере добыча велась также вдоль обоих берегов реки. На левом берегу ширина забоя составляла 100...150 м; на правом – 150...200 м; глубина выработки достигла 8–10 м. Между забоями была оставлена дамба шириной 20–30 м. При переносе фронта работ с одного берега реки на другой поток искусственно отводился в свободный забой.

В настоящее время запасы сырья на Сергелийском карьерном поле исчерпаны по условиям устойчивости Ахангаранского моста. В будущем предполагается перенести разработки на 12 км ниже по течению реки.

Всего к настоящему времени на карьерах Приташкентского участка р.Чирчик на длине около 30 км разработано около 50 млн.м^3 гравия. Суммарный объем твердого стока реки на входном створе участка за период добычи составил не более 5 млн.м^3.

Разработка гравия в пойме реки постоянно сопровождалась размывами ее русла и понижением уровня воды. Величина этого понижения составляет в среднем на участке 3...3,5 м по сравнению с бытовыми уровнями. Размыв русла создавал угрозу разрушения защитно-

регулировочных сооружений, опор мостов и устоев, что неоднократно приводило к необходимости выполнения дорогостоящих аварийно-восстановительных работ.

С момента возведения Ахангаранского моста ежегодно проводились аварийные работы на дамбах. В начале 1968 г. была выполнена русловыправительная прорезь, объем выемки которой исчислялся десятками тысяч кубометров. После паводка 1968 г. вновь повторялись аварийные работы на дамбах и у опор моста, а также производилось восстановление и реконструкция разрушенной гибкой облицовки из железобетонных плит. Гибкие тюфячные крепления облицовки откосов дамб своего назначения не выполняли, так как повисли над дном.

Защитно-регулировочные сооружения Куйлюкского мостового перехода также в результате понижения уровней воды неоднократно приходили в аварийное состояние. На левом берегу разрушалась габионная кладка, на правом - бетонная облицовка и защищающие ее гибкие сборные тюфяки. Для ликвидации аварийного состояния струенаправляющих сооружений применялась дорогостоящая отсыпка из крупного рваного камня.

У Сергелийского моста борьба с размывами ведется установкой на правом берегу поперек течения парнорядных шпор, собираемых из железобетонных параллелепипедов размером 2,0x1,2 м x 1,0м.

Кроме русловыправительных работ, на прилегающих к мостам участках реки проводятся работы по укреплению устоев. Для этой цели используется рваный камень, отсыпаемый с мостов в русло.

Выше рассмотрены лишь 3 моста на ограниченном участке р. Чирчик. Всего же на реках Средней Азии влияние размывов, распространяющихся от карьеров, испытывают еще не менее 15 мостов. Наиболее часто происходят разрушения конструкций и создаются аварийные ситуации у мостов в долинах р. Ахангаран и Сурхандарья.

Не меньшую угрозу представляют собой карьерные выработки и для гидроузлов. Первым гидроузлом, пострадавшим от выемок гравия, заложенных в нижнем бьефе без учета возможных деформаций русла, был Верхнечирчикский гидроузел, построенный в 1957 году на р. Чирчик. Отбор аллювия на карьерном поле, удаленном на 2,5 км ниже створа плотины, вызвал в первые годы эксплуатации понижение уровня воды и размыв дна русла до 3 м. В процессе развития размыва был выполнен большой объем ремонтных работ, которые ока-

зались малоэффективными; поэтому в 200 м ниже узла было построено перепадное сооружение.

В последующем такая же участь постигла гидроузлы: Чимкурганский на р.Кашкадарья, Южносурханский на р.Сурхандарья, Туябугузский на р.Ангрен и Аккарадарьинский на р.Зарафшан, на которых величины размыва от карьеров в нижних бьефах составили от 3 до 5 м, в связи с чем построены дополнительные перепадные сооружения.

Кроме аварийных и восстановительных работ у мостов и плотин, ежегодно приходится выполнять большие объемы работ по переносу вверх по течению многочисленных бесплотинных голов каналов, у которых утрачивается способность командовать речными уровнями в результате размывов русел.

Причина недостаточного учета деформаций русел в проектах дорожных и гидротехнических сооружений заключается в отсутствии специальных нормативов и методик, позволяющих получить точные прогнозы русловых процессов, вызванных отбором песка и гравия в пойменных карьерах. Накопленный к настоящему времени материал по проектированию и эксплуатации сооружений в условиях размыва пока не обобщен. Поэтому каждая расчетная группа придерживается своих расчетных схем, в которых имеются отдельные спорные положения, такие как значение отмостки, форма продольного профиля, взаимное влияние прямой и попятной эрозии и др.

В САНИИРИ первые исследования, направленные на усовершенствование существующих методов расчета деформаций русел у карьерных выработок, были выполнены в 1976–1978 гг. по договору с Министерством автомобильных дорог. В плоском лотке и на пространственной модели была изучена динамика размыва в зависимости от объемов и форм карьерных выработок. По результатам опытов были даны рекомендации по учету деформаций русла р.Чирчик у Ахангаранского моста.

В настоящее время (период с 1981 по 1985 год) ведутся лотковые исследования по разработке методики расчета формирования отмостки при размывах русел у карьерных выемок на поймах с разнозернистыми наносами. В результате будут составлены методические указания по составлению прогнозов общего размыва гравелисто-галечниковых русел.

На основании анализа влияния добычи гравия на инженерные со-

оружения, построенные на реках Средней Азии, опыта исследований и прогнозирования русловых деформаций у карьеров, можно сделать следующие выводы:

- добыча нерудных материалов приурочена к районам с наиболее развитыми промышленностью и сельским хозяйством, где на реках построено большое количество сооружений;

- карьеры закладываются без достаточного учета вызываемых ими размывов;

- появление размывов у инженерных сооружений приводит к необходимости выполнения большого объема ремонтных работ и возведению дополнительных перепадных сооружений;

- для более рациональной организации работы карьерного хозяйства необходимо разработать специальные нормативные документы по технологии добычи сырья, увязанные с закономерностями развития русловых деформаций;

- в САНИИРИ выполнены исследования по определению влияния формы и последовательности заложения карьерных выработок на величину размывов и изучена закономерность образования отмостки в процессе общего размыва;

- дальнейшие исследования необходимо направить на изучение особенностей переформирования русел при добыче гравия земснарядами из-под воды;

- в прогнозах русловых деформаций у карьерных выработок необходимо учитывать степень влияния динамики антропогенных воздействий на режимы рек Средней Азии.

А.Ю.Горский
(САО Гидропроект им.С.Я.Жука)
М.Р.Карапетян, канд.техн.наук
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ОСОБЕННОСТИ КОМПОНОВКИ ГИДРОУЗЛОВ ДЛЯ УСЛОВИЙ СРЕДНЕГО ТЕЧЕНИЯ р.АМУДАРЬИ (НА ПРИМЕРЕ КЫЗЫЛ-АЯКСКОГО ГИДРОУЗЛА)

Быстро развивающееся орошаемое земледелие на юге Туркмении и Узбекистана требует постоянного увеличения водоотбора из р. Амударьи в ее среднем течении. В перспективе объем годового от-

бора в системы орошения, "подвешенные" к Каракумскому и Каршинскому магистральным каналам (ККК и КМК), составит около 30 млрд. $м^3$ воды. К настоящему времени подача воды в головные части ККК и КМК, имеющие бесплотинные водозаборы, составила, примерно, 14 млрд.$м^3$ и достигла своего предела. Дальнейшее, даже незначительное увеличение водоотбора сопряжено с резким ростом эксплуатационных расходов, а в маловодье вообще технически неосуществимо. Поэтому было принято решение о проектировании Кызылаякского гидроузла.

Кызылаякский гидроузел представляет собой крупный комплекс гидротехнических речных и береговых сооружений, предназначенных для гарантированного забора воды, ее очистки от наносов и деления между ККК, КМК и местными каналами, орошающими прибрежные земли вдоль р.Амударьи на территории Туркмении (рис.1).

Расчетные максимальные расходы в ККК и прибрежные земли составят 800 $м^3/с$, в КМК – 540 $м^3/с$. Основные сооружения гидроузла расположены в районе существующих водозаборов в Каракумский и Каршинский каналы (створ водоподпорных сооружений – на расстоянии 7 км ниже существующей головы Каракумского канала).

Задача отбора почти 50% среднемноголетнего стока из такой крупной реки, как Амударья не имеет примеров решения в отечественной и зарубежной практике. По различным причинам проектирование Кызылаякского гидроузла длилось с перерывами почти 20 лет. Общий замысел решения гидроузла за это время претерпел коренные изменения, так как этот замысел был тесно связан с отдельными требованиями к гидроузлу, а также природными и строительно-хозяйственными условиями и, главное, с проблемами, характерными для водозаборов из рек с высокой мутностью, каковой является р. Амударья (среднегодовая – 4 $кг/м^3$), со значительными уклонами водной поверхности (0,0002÷0,00025), мелкопесчаным руслом и неравномерным стоком.

Первоначальная компоновка гидроузла (1962 г.) была связана с идеей борьбы с наносами с помощью отстойников с гидравлической промывкой и сбросом наносов в нижний бьеф. Однако исследования и расчеты показали, что Амударья обладает высокой транспортирующей способностью только в отдельные периоды многоводья, а при последовательном рассмотрении ряда лет баланс твердого стока, поступающего в нижний бьеф гидроузла, нарушается, и там постепенно идет

накопление крупных фракций наносов, что ведет к повышению отметок дна и уровней воды в нижнем бьефе, уменьшению перепада на гидроузле и нарушению работы отстойников.

Таким образом, гидроузел с гидравлическим промывом наносов оказался несостоятельным при заданном уровне водоотбора, его осуществление привело бы к постепенному "захоронению" гидроузла.

Для создания нормальных условий работы гидроузла необходимо изымать из отстойников наносы механическим путем или транспортировать их в крупные береговые емкости для отстоя.

Отсюда, как следствие, появилась противоположная задача: вместо традиционного избавления от наносов при водозаборе за счет сбрасывания их в реку ниже гидроузла потребовалось, наоборот, отобрать из реки в водозабор вместе с водой определенный объем наносов, который не должен быть меньше расчетного. Такая постановка вопроса была сформулирована проектировщиками и учеными в конце семидесятых годов, когда схема гидроузла была полностью пересмотрена.

При этом были сделаны проработки вариантов гидроузла с механической очисткой отстойников от наносов, которые показали их малую экономическую эффективность: велики эксплуатационные расходы и трудоемки работы по очистке, большой расход металла и электроэнергии при намыве отвалов.

Рассмотрены были также компоновки гидроузла с двухсторонним водозабором и осаждением наносов в водохранилищах-отстойниках на левом и правом берегах. При этом на левом берегу предполагалась самотечная подача в Зеидское водохранилище, а на правом берегу, из-за отсутствия подходящего естественного понижения местности, предусматривалась закачка в емкость с обваловани-ем. Эксплуатация правобережного тракта в таком случае была бы весьма сложной, а мероприятия - дорогостоящими.

Однако в целом решение с отстоем наносов в крупных емкостях оказалось наиболее рациональным. После многочисленных проработок был сделан вывод: гидравлическая промывка наносов невозможна, механическая очистка нерациональна, от наносов необходимо избавляться в удалении от гидроузла, в водохранилищах-отстойниках; при этом транспортирование воды и наносов должно быть самотечным.

Модельные исследования различных компоновок речного гидро-

узла с двухсторонним водозабором показали, что обеспечить захват требуемого количества наносов нисколько не проще, чем от них избавиться, по крайней мере, при двухстороннем водозаборе и длинном подводящем канале, который рекомендуют нормы.

Модельными исследованиями на Кызылаякском гидроузле найдено компоновочное решение, обеспечивающее захват наносов в требуемом количестве только для одностороннего водозабора. Учитывая это обстоятельство и то, что самотечная подача воды возможна только на левом берегу (в Зеидское водохранилище в голове Каракумского канала), проектными решениями, разработанными в ТЭО Кызылаякского гидроузла (I980 г.) предусматривается весь водоотбор осуществлять на левом берегу. После отстоя в Зеидском водохранилище осветленная вода подается в системы ККК и КаК. В последний вода с левого берега Амударьи на правый поступает по акведуку. Восполнение потерь напора по длине всего тракта - от головного водозабора до акведука - производит левобережная насосная станция перекачки. Переход на односторонний водозабор позволил отказаться от длинного зарегулированного русла (которое ранее предусматривалось для создания равномерного подхода потока к бетонным сооружениям и обеспечения благоприятных условий по регулированию поступления наносов в каналы) и внес существенные изменения в компоновку сооружений. Сооружения, входящие в комплекс гидроузла, показаны на рис.I.

Неотъемлемым элементом гидроузла является также Зеидское водохранилище с комплексом сооружений, хотя оно проектируется отдельно (строительство его начато в I98I г.). Регулирование поступления наносов в каналы решено в настоящей компоновке с использованием местных условий. Эту задачу предполагается реализовать путем создания условий, благоприятствующих забору крупных наносов во входное отверстие левобережного водозаборного сооружения. С этой целью вход в водозаборное сооружение размещен на стабильном фарватере реки, который образуется в результате отклонения потока от выступающего мыса Гаурдак на правом берегу реки. Этот мыс, сложенный коренными породами, способствует тому, что река здесь (согласно многолетним наблюдениям) занимает стабильное положение. На всем протяжении достаточно длинного участка реки, где можно было выбрать створ подпорных сооружений для Кызылаякского гидроузла, это место - единственное, где имеется выход коренных

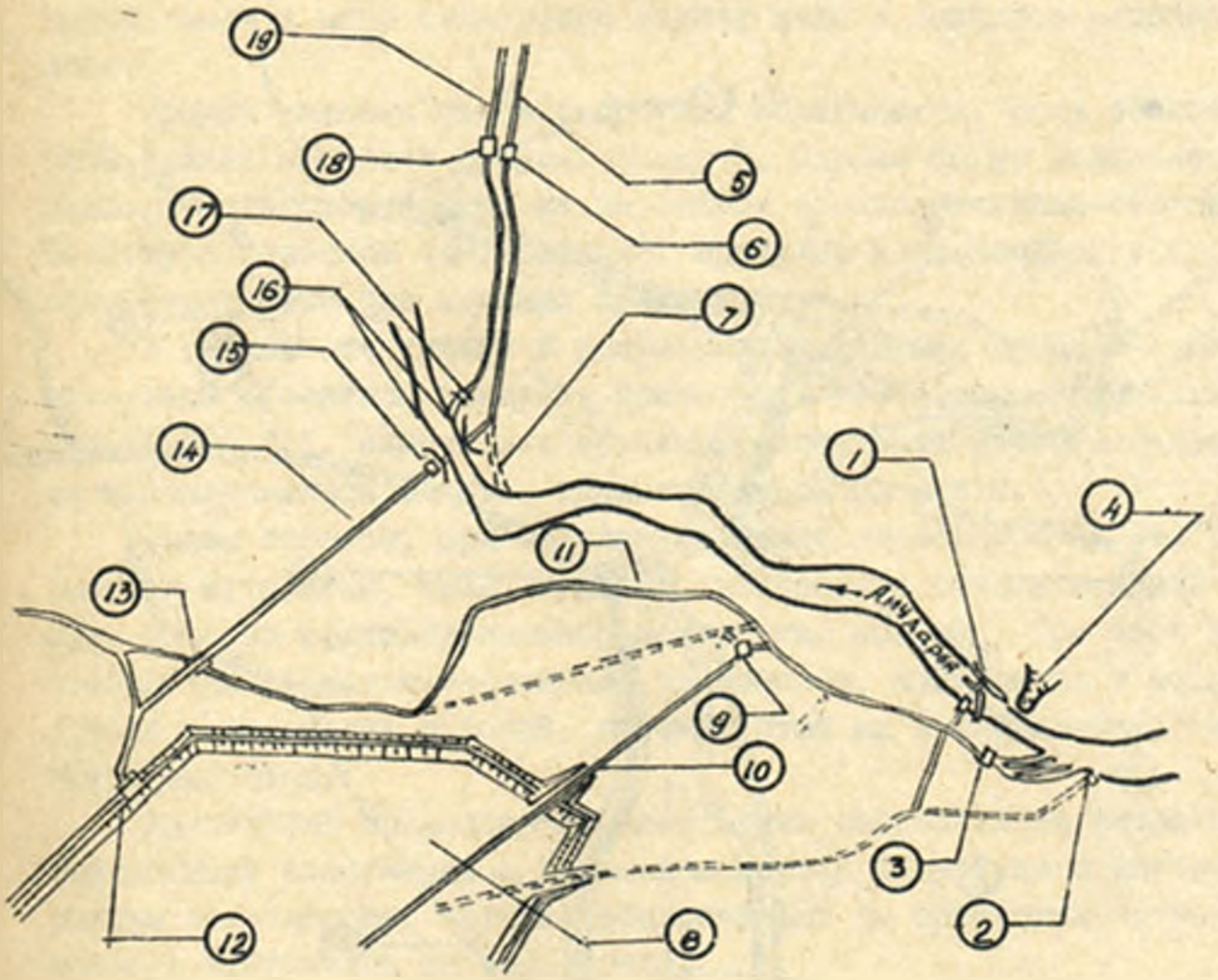


Рис.I. Кызылаякский гидроузел на р.Амударье:
I – речной гидроузел; 2 – водозабор строящегося Зеидского водохранилища; 3 – существующий бесплотинный водозабор в ККК; 4 – скальный мыс; 5 – КМК; 6 – существующий бесплотинный водозабор КМК; 7 – Зеидское водохранилище; 9 – узел-делитель; I0 – соединительные каналы; 22 – ККК; I2 – водовыпуск из Зеидского водохранилища в ККК и КМК; I3 – докер; I4 – левобережный участок НКМК; I5 – насосная станция перекачки; I6 – берегоукрепление; I7 – шлюз-регулятор бесплотинного водозабора НКМК; I8 – насосная станция № Iа НКМК; I9 – НКМК.

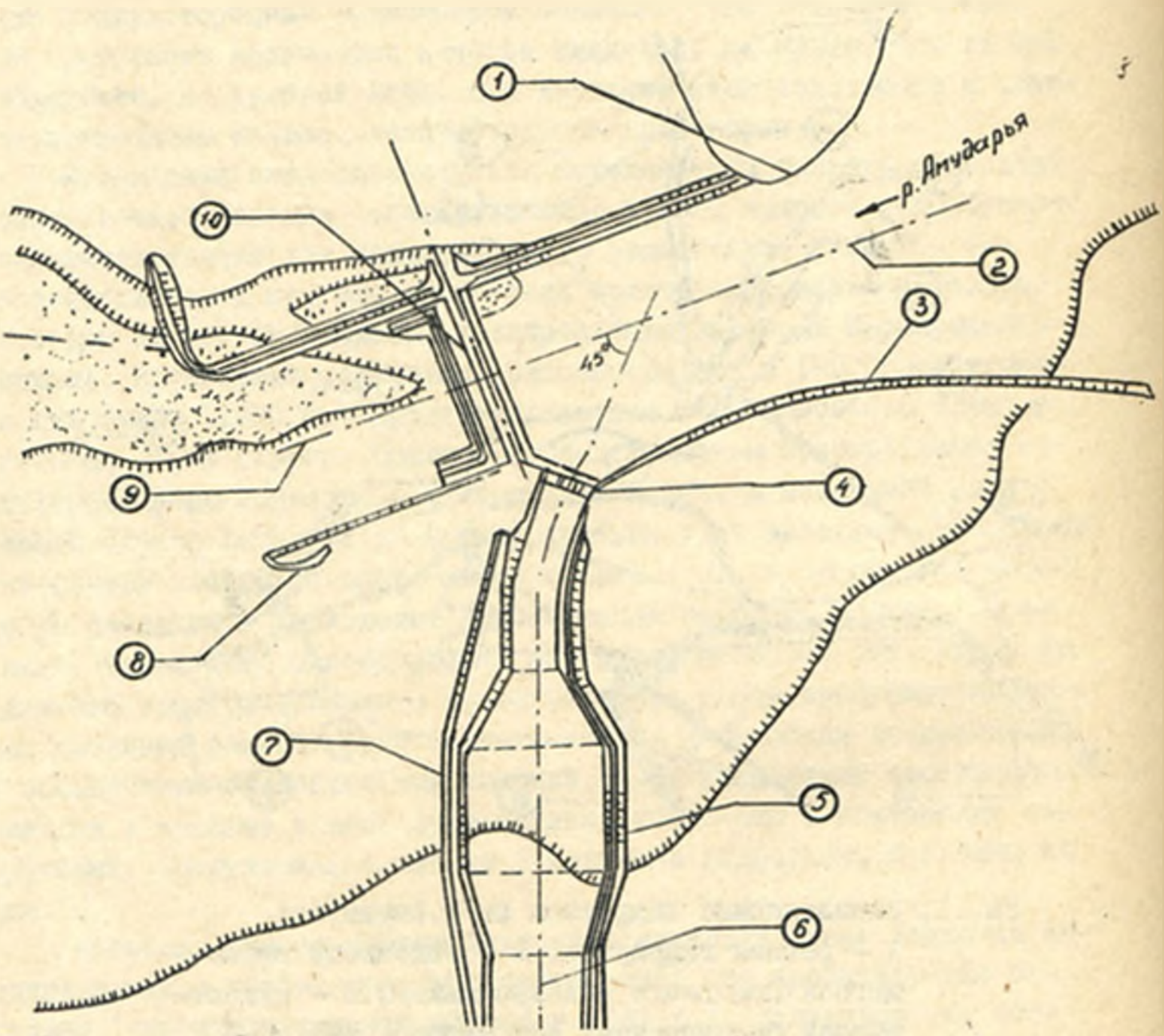


Рис.2. Компоновка речного гидроузла: I – скальный мыс; 2 – ось подводящего канала; 3 – струенаправляющая дамба; 4 – водозаборное сооружение; 5 – земляная плотина; 6 – соединительный канал; 7 – отстойник; 8 – дамба отводящего канала; 9 – отводящий канал; I0– водосбросная плотина.

пород, имея в виду самотечную подачу воды в Зеидское водохранилище.

Промыв нижнего бьефа гидроузла облегчается, если обеспечить захват наиболее крупных фракций. Однако тогда возникает проблема транспортировки их по каналу в водохранилище-отстойник. Поэтому в головной части канала, сразу за водозабором, устраивается песколовка для крупных фракций.

В результате увязки и разрешения возникших проблем в окончательном проектном решении, принятом в ТЭО Кызылаякского гидроузла (1980 г.), компоновка основных сооружений речного гидроузла сформировалась в виде, представленном на рис.2.

Таким образом, при большом проценте водоотбора из рек с большой мутностью, типа Амударьи, необходимо вместе с водой изымать из реки пропорциональное количество наносов. При этом целесообразным является избавление от наносов, попадающих в водозаборные узлы вместе с водой, путем отстоя их в специальных береговых емкостях.

Дальнейшие исследования необходимо направить на разработку конструкций сооружений и такие компоновки гидроузла с двухсторонним водозабором, которые обеспечивали бы требуемый захват наносов в регуляторы на оба берега.

Г.Э.Пилосов, Х.А.Ирмухамедов, канд.техн.наук
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИИ РУСЛА, ЗАРЕГУЛИРОВАННОГО ПОПЕРЕЧНЫМИ ДАМБАМИ

В результате регулирования жидкого и твердого стока р.Амударьи Туямуюнским водохранилищем происходит переформирование русла в верхнем и нижнем бьефах гидроузла. В верхнем бьефе происходит отложение наносов - заиление чаши водохранилища; в нижнем, вследствие поступления осветленной воды, - общий размыв русла и понижение уровня воды.

Так как чаша водохранилища Туямуюнского гидроузла будет заиляться длительный период, общий размыв русла нижнего бьефа будет протекать долго и распространится на много километров ниже

плотины.

Согласно рекомендациям С.Т.Алтунина /1/, регулирование русла в нижних бьефах гидроузлов на значительно большой длине производится в целях предупреждения блуждания реки и размывов берегов, а также для увеличения транспортирующей способности потока. Для регулирования русла и предотвращения размыва берегов на р. Амударье ниже Туямуюнского гидроузла на большой длине применяются траверсные дамбы из местного грунта /2/.

При построении системы траверсных дамб на реке важно установление закономерностей растекания потока и процессов переформирования русла, стесненного поперечными дамбами. Как показали исследования, в стесненной части русла происходят деформации (размыв или намыв), а в междамбовом пространстве вдоль берегов наблюдается отложение наносов и подъем дна /2/.

Прогноз деформации русла, зарегулированного поперечными дамбами, позволит определить величину размыва дна и снижение уровней воды в зарегулированном русле; установить, когда целесообразнее производить крепление оголовков дамб, расположенных в зоне общего размыва, – до или после и какими материалами эффективнее и выгоднее осуществить крепление откосов земляных защитно-регулировочных сооружений и дна реки в зоне действия этих сооружений, а также назначение отметки верха траверсных дамб и др. Определение объема деформации позволит выявить, какая часть наносов из продуктов размыва будет отлагаться в водоворотных зонах вдоль обоих берегов, что необходимо знать при освоении пойменных земель.

Для решения задачи о деформации в средней части русла необходимо установить закономерности растекания потока (скоростного поля) за дамбами.

В другой стороны, необходимо выяснить, каким образом происходят деформации русла, зарегулированного дамбами.

Произведем приближенный расчет русловой деформации в пределах между дамбами и рассмотрим случай планового расширения потока и деформации русла за симметрично расположенной системой дамб.

Расчетная схема растекания потока за дамбами принята аналогично схеме растекания турбулентных струй в ограниченном пространстве /3,4/.

Для расчета деформации русла принят балансовый метод, пред-

ложенный И.И.Леви /5/, К.И.Россинским и И.А.Кузьминым /6/, дающий наиболее удовлетворительное совпадение с натурными данными. На рисунке изображена расчетная схема растекания потока за дамбами.

Поток протекает между оголовками дамб шириной b_0 со скоростью v_0, расходом наносов P_0 и растекается в русло шириной B. Положение разделительных линий характеризует: $0'-1-0'-3$ – граница зоны интенсивного турбулентного перемешивания шириной b со скоростью v; $0'-4$ – граница транзитного потока шириной $b_т$, скоростью $v_т$, расходом наносов $P_т$; $0'-3$ – граница ядра шириной $b_я$, скоростью $v_я$, расходом наносов $P_я$; $0'-1$ – граница обратных течений шириной $b_н$, скоростью $v_н$, расходом наносов $P_н$; $0'-2$ граница точек, где продольная скорость равна нулю.

Решение задачи сводится при известных расходах воды Q, ширине $B_р$, глубине потока $h_р$, скорости $v_р$, расходе наносов $q_т$ в условиях русла реки на подходе к траверсным дамбам к определению скорости $v_т$, ширины $b_т$, глубины потока $h_т$ и расхода наносов $P_т$ в транзитном потоке, где происходит в основном деформация русла. В зонах водоворота происходит отложение наносов; поэтому необходимо установить скорость $v_н$, ширину $b_н$ и расход наносов $P_н$.

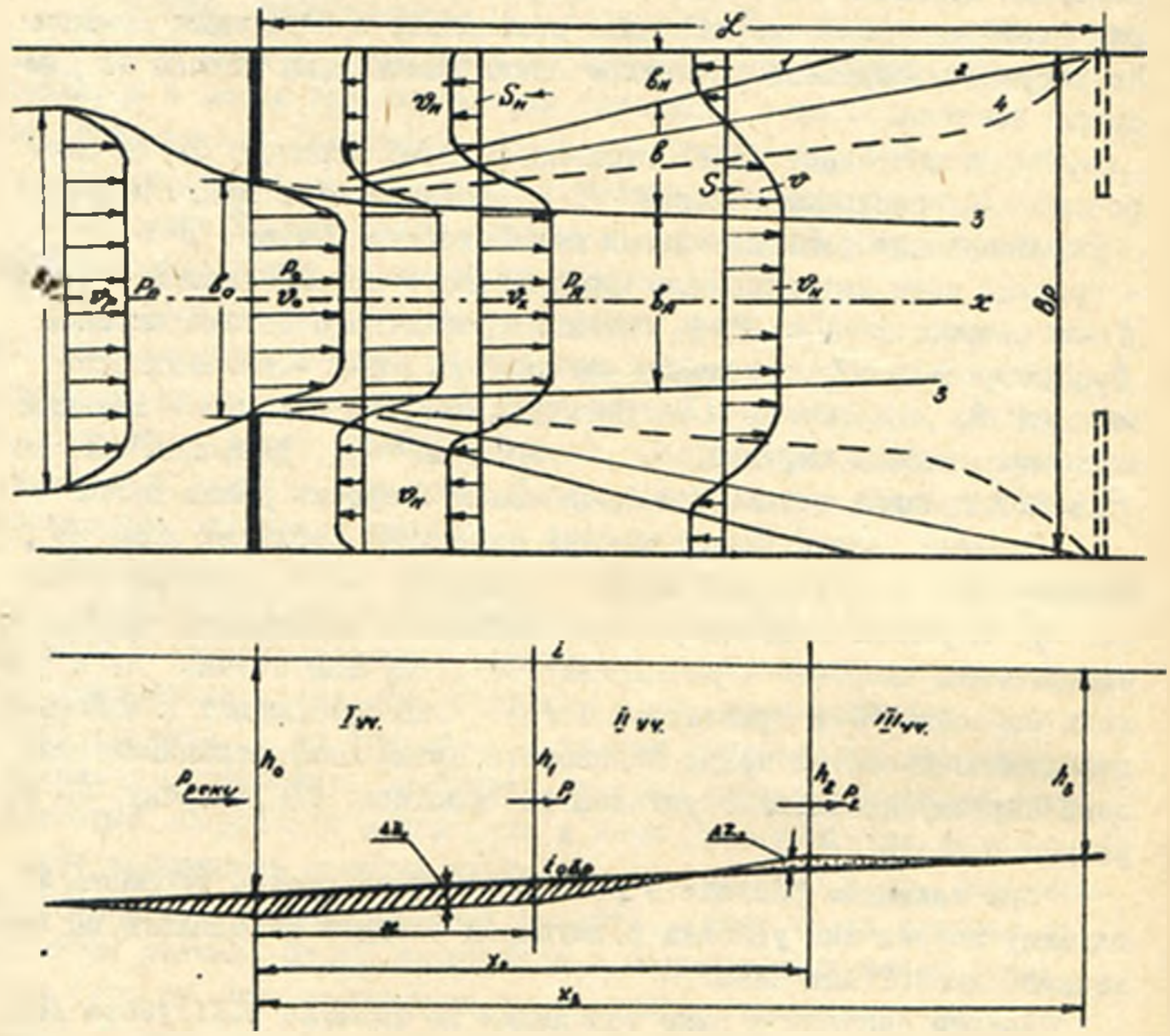
При заданном расходе в реке $Q_р$ ширину русла, скорость и глубину потока для условий р.Амударьи следует определять по зависимостям С.Т.Алтунина.

Расход наносов в реке определим по формуле В.Е.Тузова /8/, полученной на основании исследований русловых деформаций в мелкопесчаных руслах:

$$P_р = 0{,}00002 \frac{Q \cdot h_р}{d \cdot \left(\frac{v_р}{g \cdot h_р}\right)^{0{,}5}}, \qquad (1)$$

где d – средний диаметр донных отложений, мм.

Результаты натурных наблюдений и эксперименты на размываемых моделях /9/ показали, что деформация русла происходит в основном в зоне транзитного потока, где скорости наибольшие. В зоне интенсивного турбулентного перемешивания шириной b происходит взвешивание и перемешивание наносов, приносимых потоком из продуктов размыва, которые захватываются поперечными токами в зону водоворотов и отлагаются вдоль берегов.



Расчетная схема растекания потока и деформации русла за дамбами.

Для решения задачи о деформации русла необходимо установить закон изменения скоростей в зоне ядра потока $U_я$, его ширину $b_я$ и глубину $h_я$ вдоль расширяющегося потока.

Закон изменения скоростей в зоне ядра $U_я$ определен с помощью уравнения сохранения количества движения, а ширина ядра $b_я$ – из уравнения равномерного движения; порядок решения такой же, как в работах /3,4/:

$$\left(\frac{U_я}{U_0}\right)^2 = \frac{1}{(\bar{b}_я + 0{,}41\bar{b})}(1 - i_g \cdot \varepsilon \cdot \varphi)^{\frac{\lambda}{2g}-1}, \qquad (2)$$

$$\bar{b}_я = -0{,}112\,\varepsilon + \frac{1}{(1 - i_g \cdot \varepsilon\varphi)^{1-\frac{\lambda}{2g}}}, \qquad (3)$$

где $\bar{b}_я = \frac{b_я}{b_0}$; $\bar{b} = \frac{b}{b_0}$; $\varepsilon = \frac{x}{b_0}$; $\varphi = \frac{b_0}{h_0}$;

i_g – уклон дна, равный $i_g = \frac{h_0 + h_p}{\mathcal{L}}$;

λ – коэффициент гидравлического сопротивления.

Глубина потока в стесненной части русла между оголовками дамб h_0 определяется по формуле В.С.Алтунина:

$$h_0 = \left(\frac{B_p}{B_c} \cdot h_p^{1,2}\right)^{0,833}. \qquad (4)$$

Глубина потока в бытовом русле h_p в конце растекания потока за дамбами устанавливается также по формуле С.Т.Алтунине.

Длина растекания потока $\mathcal{L}$ равна

$$\mathcal{L} = (2 \div 3)\, b_0. \qquad (5)$$

Значение b, согласно работам /3,4/, можно принять равной

$$b = 0{,}27x. \qquad 6)$$

Определив из (2) и (3) значения скорости $U_я$, ширины $b_я$, глубины потока $h_я = h_0 - i_g \cdot x$ в средней части русла, можно выявить возможные величины деформации русла, зарегулированного поперечными дамбами.

Деформация (размыв или намыв) в зарегулированном русле про-

исходит, в основном, в средней части его, где скорости потока наибольшие.

Для определения величины деформации русла составим уравнение баланса /5,6/в конечных разностях:

$$(P_2 - P_1)\Delta t = B_{ср} \cdot \Delta X \cdot \Delta Z \ , \qquad (7)$$

где P_1 – расход наносов, поступающих на расчетный участок длиной ΔX , м³/с;

P_2 – расход наносов, выходящих за его пределы;

$B_{ср}$ – средняя ширина русла на участке реки длиной ΔX ;

ΔX – длина элементарного расчетного участка;

Δt – время при $Q = const$;

ΔZ – величина размыва (намыва) дна русла за время Δt .

Расход наносов P_1 и P_2 определяется по формуле (I). Заменив в ней расход Q гидравлическими элементами потока на участке размыва – $Q = b_я \cdot h \cdot V$, – получаем:

$$P_g = 0{,}00002 \ \frac{h^{2,5} \cdot b \cdot \sqrt{g}}{d} \ . \qquad (8)$$

Параллельно с расчетом деформации русла на каждом участке производится расчет кривой свободной поверхности по формуле:

$$\Delta H = \frac{B^2}{K_{ср}^2} \cdot \Delta l \ , \qquad (9)$$

где ΔH – падение свободной поверхности;

Δl – длина расчетного участка;

$K_{ср} = \frac{K_1 + K_2}{2}$ – среднее на участке значение модуля расхода,

$$K = \omega C \sqrt{h}$$

Порядок расчета деформации русла следующий.

При заданном расходе воды Q по исходным данным устанавливают гидравлические элементы потока по формулам (I,2,3); по зависимости (8) – расход наносов в реке.

При заданной ширине русла у сголовков дамб b_0 определяем из (4) глубину потока h_0 и скорость $V_0 = \frac{Q}{b_0 h_0}$.

По данным b_0 , h_0 , V_0 по формулам (2–5) находим значения $V_я$, $b_я$, $h_я$, α . Разбив участок русла на элементарные отрезки

длиной Δx_i для каждого створа, находим $v_{яi}$, $b_{яi}$, $h_{яi}$, определяем по (8) расход наносов P_g в начале и конце участка, и по зависимости (7) устанавливаем величину деформации русла.

После произведения нескольких циклов расчета при различных значениях расхода Q и времени Δt определяем общий объем деформации русла в течение года, что позволит установить общую величину деформации русла (размыва или намыва).

При расчете деформации русла необходимо учесть, что в нижний бьеф Туямуюнского гидроузла поступает осветленный поток. Наносы могут образоваться за счет размыва русла и смыва русловых образований. Следовательно, в первом случае надо рассмотреть деформации русла, когда поступления наносов нет, т.е. расход наносов в створе поперечных дамб равен нулю – $P_1=0$, а во втором случае наносы образуются за счет размыва русла, т.е. $P_1 \neq 0$.

В резко расширяющихся и криволинейных руслах (плановая задача) балансовый метод расчета требует соответствующих преобразований. В этом случае весь исследуемый участок по ширине и длине разбивается на элементарные струи, и каждая струя рассматривается как самостоятельный поток и для каждой из них применяется уравнение баланса наносов в виде (7).

П р и м е р. Рассчитаем деформации русла, стесненного поперечными дамбами, при следующих данных: Q = 2500 м^3/с; B = 659м; h = 2,36 м; d = 0,2 мм; i = 0,0002; b_0 = 600 м; Δt = 5 суток h_0 = 2,55 м, $\mathcal{L}$ = 1500 м, i_g = 0,0013, λ = 0,0022, v_0 = 1,63 м/с, φ = 235,3 м.

Разбив русло по длине на элементарные участки (Δx = 200 м), сведем расчет в табличную форму:

Гидравлические элементы	Номера участков		
	I	II	III
1	2	3	4
x, м	200	400	600
b, м	54	108	162
β,	0,09	0,18	0,27
δ	0,333	0,667	I
ΔH, м	0,04	0,08	0,12
$h_я$, м	2,52	2,65	2,35
$\beta_я$,	0,928	0,79	0,68

Продолж.таблицы

I	2	3	4
$b_я$, м	557	475	409
$U_я$, м/с	I,60	I,56	I,63
$P_я$, м³/с	I,88	I,85	I,26
ΔZ, м	-0,45	+0,I2	-

Как видно по результатам таблицы, на участке Ш глубина и скорость приблизились к бытовым и все наносы транспортируются за пределы участка - деформации русла не происходит. Это является критерием завершения расчета для данного расхода воды.

Литература

I. Алтунин С.Т. Регулирование русел. М.:Сельхозгиз, I956.

2. Тузов В.Е., Раджапов К.Ю. Регулирование русла р.Амударьи поперечными сооружениями из местного грунта. Сб.научных трудов САНИИРИ. Ташкент, I983.

3. Михалев М.А. К вопросу о распространении струи капельной жидкости вдоль шероховатой поверхности. Известия ВНИИГ, т.77, М.-Л.:Энергия, I965.

4. Ирмухамедов Х.А., Бакиев М.Р., Мирзиятов М. О растекании потока за глухой шпорой при наличии обратного уклона дна. Известия АН УзССР, серия техн.наук, вып.6. Ташкент, I979.

5. Леви И.И. Инженерная гидрология. М.:Высшая школа, I968.

6. Россинский К.И., Кузьмин И.А. Балансовый метод расчета деформации дна потока. Труды Гидропроекта. Сб. I2. М., I964.

7. Векслер А.Б., Доненберг В.М. Переформирование русла в нижних бьефах крупных гидроэлектростанций. М.:Энергоатомиздат, I983.

8. Тузов В.Е. К вопросу определения расхода донных наносов по объему русловой деформации. Сб. "Движение наносов в открытых руслах". М.:Наука, I970.

9. Пилосов Г.Э. Исследования интенсивности береговых деформаций в процессе общего размыва мелкопесчаных русел. Тезисы докладов XI научно-практической конференции молодых ученых и специалистов Узбекистана по вопросам интенсификации сельского хозяйства. Ташкент, I983.

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

РЕЖИМ ОСАЖДЕНИЯ НАНОСОВ В ГОЛОВНОМ ОТСТОЙНИКЕ КАРШИНСКОГО МАГИСТРАЛЬНОГО КАНАЛА

В первые годы после ввода Каршинского магистрального канала (КМК) в эксплуатацию водоподача из реки в канал осуществлялась через точку водозабора, расположенную ниже мыса Пулизиндан. Начальная пропускная способность составляла 80–100 м^3/с. По рекомендации САНИИРИ, в 1981 г. точку водозабора и головной участок КМК перенесли на южную скалистую часть мыса Пулизиндан.

В связи с пуском нового подпитывающего канала через трудноразмываемые грунты режим поступления и динамика осаждения наносов на подводящей части КМК стали отличаться от ранее существовавших.

С целью разработки рациональных методов регулирования твердого стока в подводящих участках каналов, выполняющих функции головного отстойника, нами в 1982–1983 гг. в течение вегетационных периодов (март–ноябрь) были проведены натурные исследования в районе бесплотинного водозабора и подводящей части КМК.

В задачу натурных исследований входили следующие вопросы:

– изучение режима поступления и динамики осаждения наносов на подводящей части канала;

– определение характера изменения фракционного состава донных отложений и взвешенных наносов во времени и по длине подводящей части канала;

– установление интенсивности глубинной деформации (заиление–размыв) русла подводящей части канала.

Исследование наносного режима подводящей части КМК имеет большой практический и научный интерес. Изучение динамики осаждения наносов в подобных условиях в литературе почти не встречается. Проведенные ранее исследования А.Н.Гостунского, А.Г.Хачатряна и других авторов были выполнены при глубинах до 4,0 м и относительно больших уклонах – i = 0,0001–0,00003 и средних скоростях – V = 0,3–1,0 м/с.

Особенностью головного отстойника Каршинского магистрального канала являются большие глубины – 5–8 м (местами до 9–10 м),

изменчивость уровня воды, синхронно отражающая колебание уровня воды в реке, маленькие уклоны – i = 0,00001–0,000008 при средних скоростях U = 0,15–0,35 м/с. Расход воды в канале колеблется от 80 до 230 м^3/с.

Для решения поставленных задач при различных режимах измеряли расход воды, расход взвешенных наносов, уклон водной поверхности. Наблюдения велись на следующих створах: ПК-II (у входа в канал), ПК-0, ПК-8, ПК-20, ПК-40, ПК-65, ПК-103.

Два-три раза в месяц детально измеряли мутность и определяли скорость движения потока. Для этого использовали гидрометрическую вертушку ГР-21 и батометр-бутылку объемом 0,5 л, которые крепили на рыбовидном гидрометрическом грузе весом 15 кг. В точке измерения и отбора проб груз с прибором опускали с помощью лебедки "Нива".

Во время измерений вдоль створа натягивали трос со специальными метками через 2,5 м. Катер во время измерения закрепляли на тросе, и дальнейшее движение катера вдоль створа производилось вручную. Одновременно через каждые 2,5 м измеряли глубину потока. Скорость и мутность определяли на каждом створе в пяти (местами трех) вертикалях пятиточечным способом: у поверхности; 0,2H; 0,6H; 0,8H и у дна.

По характеру изменения гидравлических элементов потока, заиления и очистки длину исследуемого канала можно разделить на 3 участка:

– первый – скальный участок канала. Расположен в районе от ПК-II (вход в канал) до ПК-0. Ширина канала 50–60 м, глубина воды в канале 3–5 м, средние и поверхностные скорости воды составляют 0,46–0,95 м/с и 0,62–1,20 м/с – в зависимости от расхода и горизонта воды в канале. Скорость движения воды по глубине потока распределена равномерно с некоторым уменьшением величины ее у дна, а мутность имеет вид "сапожка" с наибольшим значением у дна;

– второй участок расположен в районе от ПК-4 до ПК-42 на расширенной и углубленной части канала. Ширина канала изменяется от 120 до 170 м; средняя глубина воды 4,0–7,0 м. Наибольшая глубина наблюдается в подводных землесосных забоях.

Средняя скорость движения воды составляет 0,14–0,35 м/с – зависит от расхода и уровня воды в канале. На этом участке кана-

ла скорость и мутность распределены по глубине неравномерно. У поверхности воды и до глубины 0,2Н наблюдаются наибольшие значения скорости и, наоборот, мутность имеет наименьшее значение. Начиная от глубины 0,6Н, величина скорости падает и, наоборот, мутность резко возрастает за счет движения придонных слоев наносов (в виде грязевой - сгущенной массы наносов);

- третий участок находится ниже ПК-42 до НС-I. Ширина канала по урезу воды изменяется от 75 до 85 м. Средняя глубина 4,0-7,0 м в зависимости от уровня и расхода воды. Средняя и поверхностная скорости воды, соответственно, составляют 0,23-0,48 м/с и 0,46-0,67 м/с. На этом участке скорость и мутность распределяются по глубине относительно равномерно.

Данные 4 серий измерений за 1983 г. нанесены на графики (рисунок), из которых видно закономерное изменение мутности и фракционного состава наносов как по длине подводящей части КМК, так и по времени в связи с заилением его и падением горизонтов в реке.

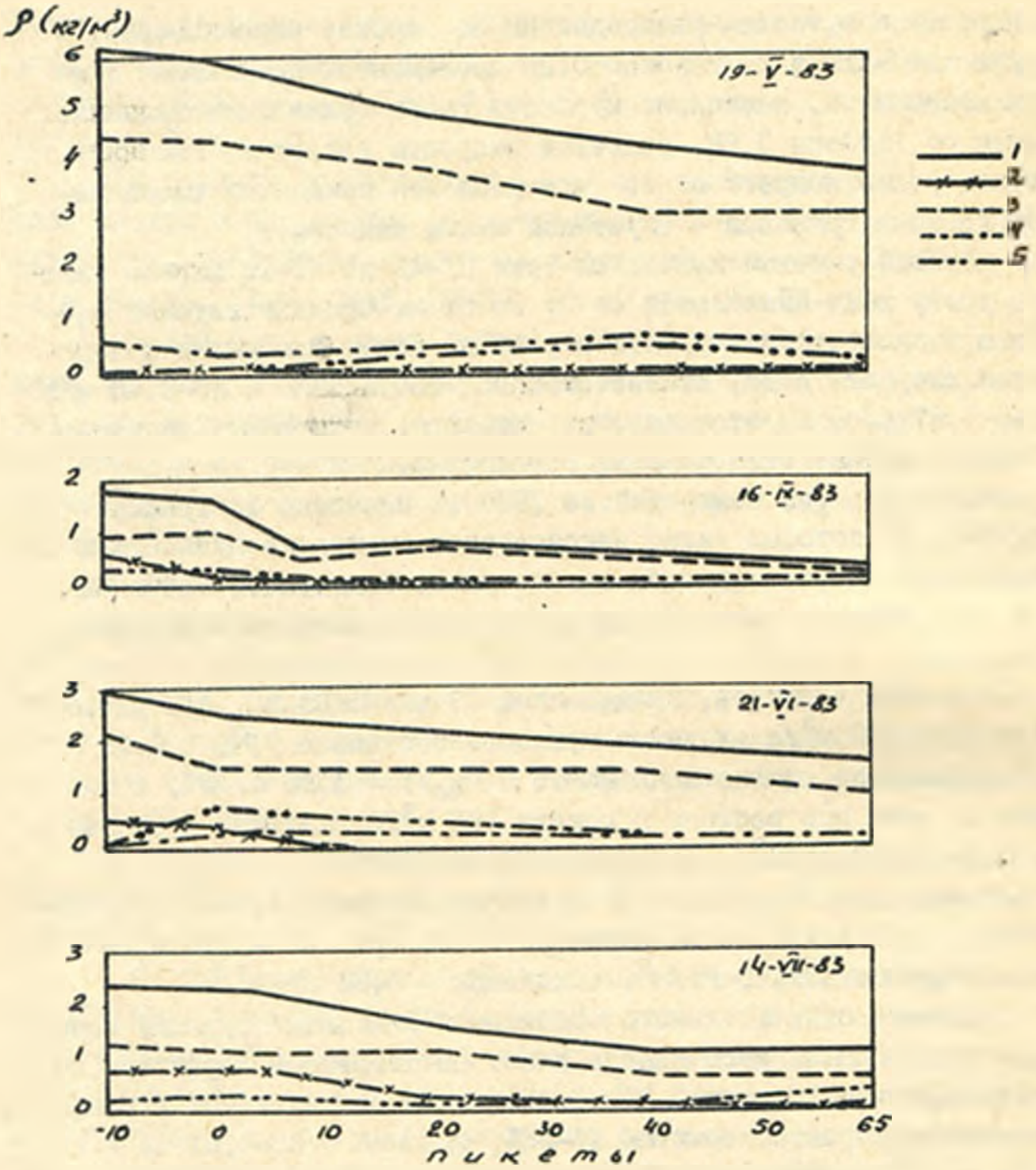
По данным анализов, проведенных 19 мая 1983 г., при расходе в канале 180 $м^3/с$ входящая мутность составила ($\rho_{вх}$) 6,20 $кг/м^3$, выходящая мутность на ПК-65 ($\rho_{вых}$) - 3,80 $кг/м^3$, а по данным 21 июня, при расходе в канале 185 $м^3/с$ входящая мутность была равна 2,98 $кг/м^3$, выходящая - 1,50 $кг/м^3$.

14 июня при Q = 135 $м^3/с$ входящая мутность 2,35 $кг/м^3$, выходящая - 1,07 $кг/м^3$, а 16 сентября 83 г. при Q = 130 $м^3/с$ входящая мутность 1,83 $кг/м^3$, выходящая - 0,32 $кг/м^3$.

Изменение относительного содержания отдельных фракций наносов по длине подводящего канала имеет своеобразный характер (см. рисунок). Песчаных фракций ($d>0,05$) в составе входящих в канал взвешенных наносов содержится 14-20%, фракции 0,05-0,01 мм - 55-75%, а $d<0,005$ - 6-17%.

Песчаные фракции ($d>0,05$ мм) полностью осаждаются до ПК-10, а содержание фракций $d<0,01$ мм мало изменяется по длине канала. С увеличением расстояния от входного створа относительное содержание мелких фракций наносов повышается.

Процесс заиления отстойника при одних и тех же горизонтах и мутностях в реке обусловливается двумя основными факторами: отложением выпавших из взвешенного состояния наносов и объемом вынутого грунта при очистке отстойника /1/.



Изменение мутности и фракционного состава наносов по длине подводящей части КМК в 1983 г.: I – общая мутность; 2 – фракции более 0,05 мм; 3 – фракции 0,05–0,01 мм; 4 – фракции 0,01–0,005 мм; 5 – фракции менее 0,005 мм.

Распределение заиления по длине подводящего канала находится в зависимости от хода его очистки. Ход заиления приводит к непрерывному изменению живых сечений, перераспределению уклона свободной поверхности воды и скоростей по длине головного отстойника.

Проведенные исследования показали, что основными факторами, определяющими режим поступления и динамику осаждения наносов в подводящем участке канала при бесплотинном водозаборе являются:

а) уровень воды в реке, в створе у входа в канал;

б) мутность воды в реке;

в) расход воды в канале;

г) уклон водной поверхности на подводящем канале;

д) фракционный состав поступающих взвешенных и донных наносов;

е) степень заиления головной части канала.

Полученные количественные параметры динамики изменения мутности потока и его фракционного состава по длине подводящей части канала могут быть использованы при определении величины наносов, оставшихся во взвешенном состоянии после отстаивания, а также категории грунтов.

Дальнейшие исследования должны быть направлены на разработку рациональной технологии очистки подводящих участков каналов.

Литература

1. Хачатрян А.Г. Отстойники на оросительных системах. М.: Сельхозгиз, 1957.

2. Материалы к техническим условиям и нормам проектирования оросительных систем (Отстойники на оросительных системах). М., Союзгипроводхоз, 1957.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

стр.

I. М у х а м е д о в А.М. История развития и современное состояние исследований по русловой гидротехнике в Средней Азии 3

2. А л т у н и н В.С. Гидроморфологическая теория руслового процесса I2

3. А б д у р а у п о в Р.Р. О занесении русел рек в бытовых условиях и его последствиях I8

4. А б а л ь я н ц С.Х. Морфологические зависимости для земляных каналов 28

5. И р м у х а м е д о в Х.А., Т у з о в В.Е., Р а д ж а п о в К.Ю. Регулирование русла р.Амударьи ниже Туямуюнского гидроузла траверсными дамбами..... 32

6. И с м а г и л о в Х.А. Расчет формирования селевых отложений в селехранилищах 39

7. Ц о й Г.А. Борьба с наносами при боковом водозаборе с наносоперехватывающими галереями..... 45

8. М у х а м е д о в Я.С. Регулирование русла и режима наносов Амударьи у бесплотинных водозаборов руслорегулировочными сооружениями 53

9. Б е к и м б е т о в Н., Х а с а н о в Д.Р. Об изменении режима наносов реки Амударьи после ввода в эксплуатацию Тахиаташского гидроузла 6I

I0. С к р ы л ь н и к о в В.А., Д о к т и о н о в А.Г. Расчет деформации русла в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов 67

II. И б р а г и м о в И.Ю. Натурные исследования пропускной способности перегораживающего сооружения 72

I2. Ч е р н и к о в а Г.И. К вопросу о структуре зависимости для скорости потока в несвязных грунтах 76

I3. Л а т и п о в К.Ш., А р и ф х а н о в А.М. Исследование движения взвесенесущего потока в одномерной постановке задачи 8I

14. Тихонова О.Н., Мухамедов Я.С. Распределение скорости движения и мутности по глубине потока на подводящем участке Каршинского магистрального канала 86
15. Махидов Т.Ш. Анализ гидравлических сопротивлений размываемого дна методом множественной корреляции... 90
16. Тураев А.И., Кучкаров М.М., Меремет овский А.А. Результаты исследований по определению расхода влекомых наносов в среднем течении Амударьи 96
17. Каюмов О.А., Когтева И.В., Сорокин А.Г. Некоторые результаты лабораторных исследований по затоплению территории паводковой волной 100
18. Садыков А.Х., Белесков Б.И., Закурдаев А.К. Прогноз деформации откосов низконапорных дамб из слабых грунтов при воздействии ветровых волн. 107
19. Загиров Э.Г. Оценка параметров сопротивления неравномерного турбулентного потока 111
20. Дусматова Д., Кадиров О. Гидравлика потока на участке растекания при стеснении его поперечными сооружениями 118
21. Тураев Т.Х., Иванов Х.Х., Курбанов Х.А. Исследование влияния формы русла на величину неразмывающей скорости течения в песчаных каналах 122
22. Мухамедов Д.А. Исследование условий отбора воды при пересечении открытых потоков 128
23. Тимирова Р.В. Порядок и величина открытия пролетов плотины на водозаборных узлах 133
24. Туракулов А.Э., Мирзиятов М. Конструкции берегозащитных сооружений с повышенной шероховатостью для условий предгорных участков рек Сурхандарьи..... 140
25. Скрыльников В.А. Определение устойчивых значений параметра формы русла при расчетах гидравлических элементов каналов в несвязных грунтах 147

26. К у ч к а р о в М.М., Х а м и д о в З.А. Результаты исследований берегозащитных каменно-хворостяных дамб с вреднем течении р.Амударьи 156
27. К о ж е в н и к о в а М.С. Характерные особенности наносов, попадающих в проточную часть гидротурбин ГЭС, на реках Вапч, Бартанг, Гунт и Пяндж 164
28. К е б е р л е С.И. Способы гашения энергии потока в нижнем бьефе водопропускных водохранилищных сооружений. 169
29. Д м и т р и е в А.Б., М у х а м е д о в А.М. Влияние карьерного хозяйства на инженерные сооружения, построенные на реках Средней Азии 184
30. Г о р с к и й А.Ю., К а р а п е т я н М.Р. Особенности компоновки гидроузлов для условий среднего течения р.Амударьи (на примере Кызылаякского гидроузла)..... 189
31. П и л о с о в Г.Э., И р м у х а м е д о в Х.А. Расчет деформации русла, зарегулированного поперечными дамбами 195
32. У р к и н б а е в Р., Х а м д а м о в Ш.Р. Режим осаждения наносов в головном отстойнике Каршинского магистрального канала 203
Р е ф е р а т ы 211

Р Е Ф Е Р А Т Ы

к сборнику научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии"

УДК 627.4

История развития и современное состояние исследований по русловой гидротехнике в Средней Азии. Мухамедов А.М.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.3-12.

Приведена краткая биография С.Т.Алтунина, а также показана деятельность его в области компоновки берегозащитных и руслорегулировочных сооружений, по изучению русловых процессов и разработке методов их прогнозирования.

УДК 627.15

Гидроморфологическая теория руслового процесса. Алтунин Б.С.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.12-18.

Показано значение ученых - В.Г.Глушкова, М.А.Великанова, С.Т.Алтунина - в установлении основного принципа поперечного динамического равновесия русла - гидроморфологического соотношения между шириной русла (в его бровках) и средней глубиной.

На основании исследований С.Т.Алтунина развита концепция Т.Г.Войнич-Сяноженцкого и получен новый критерий плановой устойчивости потока, связывающий параметр формы русла с коэффициентом Шези.

Табл.3.

УДК 627.157

О занесении русел рек в бытовых условиях и его последствиях. Абдураупов Р.Р.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.18-27.

Рассмотрены вопросы переформирования русел рек в бытовых условиях. Систематизирован ход развития русловых процессов на основе изучения материалов литературы и натурных наблюдений.

Установлено, что почти все реки на равнинных участках протекают в аллювиальных отложениях своих конусов выноса. В процессе взаимодействия потока и ложа реки образуются различные русловые формы, разделяемые на простые и сложные.

В естественных условиях занесение связано с нарушением баланса наносов по различным причинам. Подъем дна в процессе занесения основного русла сопровождается образованием макроформ, которые отклоняя поток, способствуют плановой деформации. Даны методика прогнозирования занесения русла и оценка русловых форм и их влияние на смыв береговой полосы.

Библ.11, иллюстр.3.

УДК 626.821.3

Морфологические зависимости для земляных каналов. Абальянц С.Х.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984 с.28-52.

Рассмотрен вопрос о морфологических зависимостях для земляных каналов и предлагается их обобщенное выражение,

основанное на втором варианте формул М.А.Великанова и анализе эмпирических формул.

Библ.6 , табл.I.

УДК 627.42

Регулирование русла р.Амударьи ниже Туямуюнского гидроузла траверсными дамбами". Ирмухамедов Х.А., Туаов В.Е.,Раджапов К.Ю.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии" Ташкент, САНИИРИ,1984, с.32-38.

Рассматривается вопрос регулирования русла р.Амударьи ниже Туямуюнского гидроузла траверсными дамбами, выполненными из местного грунта, и приводится методика их гидравлического расчета, основные размеры и параметры зарегулированного русла и траверсных дамб.

Библ.5, иллюстр.I.

УДК 627.141.I

Расчет формирования селевых отложений в селехранилищах.Исмагилов Х.А.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984.с.39-45.

Приведена методика расчета формирования селевых отложений в селехранилищах для предгорной зоны Средней Азии, полученная на основе натурных, лабораторных и теоретических исследований, проведенных в течение более IO лет.

По предлагаемой методике произведен расчет формирования селевых отложений; получены удовлетворительные результаты.

Табл.I, иллюстр.I.

УДК 627.42.4

Борьба с наносами при боковом водозаборе с наносоперехватывающими галереями. Цой Г.А.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.45-55.

Приведены зависимости для описания поля скоростей потока перед боковым водозабором с наносоперехватывающими галереями.

Расчетные формулы, основанные на общем уравнении движения потока и теории источников и стоков, могут найти применение при поиске оптимальных конструктивных решений по борьбе с наносами при водозаборе на предгорных участках рек.

Библ.7, иллюстр.2.

УДК 627.157

Регулирование русла и режима наносов Амударьи у бесплотинных водозаборов руслорегулировочными сооружениями. Мухамедов Я.С.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.55-61.

На основании натурных исследований изучен режим русловых переформирований основного потока, режим жидкого и твердого стоков Амударьи у водозаборного узла и подводящего канала. Разработаны конкретные рекомендации по регулированию русла и режима наносов руслорегулировочными сооружениями.

Библ.3, иллюстр.1.

УДК 627.157

Об изменении режима наносов р. Амударьи после ввода в эксплуатацию Тахиаташского гидроузла. Бекимбетов Н., Хасанов Д.Р.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.61-67.

В результате исследований выявлено, что мутность потока в связи с вводом Тахиаташского гидроуала заметно уменьшилась. Разработан режим совместной поочередной работы отстойника с верхним бьефом узла, при котором годовой объем очистки снижается от 1143 тыс.м^3 до 368 тыс.м^3; а остальные объемы отложений - 775 тыс.м^3 - удаляются гидропромывкой подводящего русла реки в период пропуска паводковых расходов через щитовую плотину или в конце вегетационного периода.

Иллюстр.1.

УДК 627.152.12

Расчет деформации русла в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов. Скрыльников В.А., Локтионов А.Г.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.67-72.

Выведены формулы для определения продольного профиля и снижения уровня воды в расчетных створах. При определении глубины потока в начальном створе размываемого участка использована зависимость, полученная из формулы Шези; ширина русла установлена по формуле С.Т.Алтунина.

Библ.3.

УДК 626.824

Натурные исследования пропускной способности перегораживающего сооружения. Ибрагимов И.Ю.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.72-76.

В результате исследований уточнена пропускная способность перегораживающего сооружения Правой ветки Левобережного магистрального канала Кызылординского гидроузла; уточнен коэффициент расхода, входящий в расчетную формулу, для определения пропускной способности трубчатого сооружения.

Библ.4, иллюстр.I.

УДК 532.517.4

К вопросу о структуре зависимости для скорости потока в несвязных грунтах. Черникова Г.И.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.76-81.

Путем анализа и графической обработки натурных и экспериментальных исследований выведено уравнение скорости для расчета любых турбулентных потоков в мелкопесчаных несвязных грунтах. Показатель степени этого уравнения изменяется в зависимости от интенсивности турбулентности.

Библ.8, иллюстр.2.

УДК 532.543

Исследование движения взвесенесущего потока в одномерной постановке задачи. Латипов К.Ш., Арифханов А.М.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.81-86.

Исследование движения взвесенесущего потока является проблемным вопросом русловых процессов.

Приведено общее дифференциальное уравнение, описывающее движение взвесенесущего потока в открытом русле, которое может быть использовано для решения инженерных задач, связанных с транспортирующей способностью потока.

Библ.8, иллюстр.1.

УДК 532.543

Распределение скорости движения и мутности по глубине потока на подводящем участке Каршинского магистрального канала. Тихонова О.Н., Мухамедов Н.С.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.86-90.

Приведены расчетные зависимости по расчету гидроморфологических характеристик потока, а также зависимости распределения скорости и мутности потока по вертикали.

Библ.5, табл.1, иллюстр.2.

УДК 532.543

Анализ гидравлических сопротивлений размываемого дна методом множественной корреляции. Махидов Т.Ш.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.90-95.

В результате статистической обработки лабораторных и натурных данных методом прямолинейной множественной корреляции с использованием ЭВМ получены зависимости для расчета коэффициента Шези.

Табл.2, библ.9.

УДК 627.157

Результаты исследований по определению расхода влекомых наносов в среднем течении Амударьи. Тураев А.И., Кучкаров М.М., Переметовский А.А.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.96-100.

Приведены результаты вычислений расхода донных (влекомых) наносов в Амударье на участке измерений и на участке водозабора в Амубухарский канал; определено их процентное соотношение, отмечены границы их изменения.

Библ.3, табл.1, иллюстр.1.

УДК 627.51

Некоторые результаты лабораторных исследований по затоплению территории паводковой волной.
Каюмов О.А., Когтева И.В., Сорокин А.Г.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии," Ташкент. САНИИРИ, 1984. с.100-107.

Проведены экспериментальные исследования волн прорыва и переформирования русла после их прохождения.

Выявлено, что параметры волн прорыва зависят от начальной глубины воды в водохранилище, характера разрушения плотины, объема волн, геометрических и гидравлических характеристик нижнего бьефа, наличия пойменных массивов и дамб обвалования.

Библ.5, табл.2. иллюстр.2.

УДК 627.514

Прогноз деформации откосов низконапорных дамб из слабых грунтов при воздействии ветровых волн. Садыков А.Х., Белесков Б.И., Закурдаев А.К.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984. с.107-111.

По результатам выполненных исследований получена зависимость, позволяющая прогнозировать заложение неукрепленных откосов в зависимости от энергии воздействующих на них ветровых волн.

Библ.3, иллюстр.2.

УДК 532.517.4

Оценка параметров сопротивления неравномерного турбулентного потока. Загиров Э.Г.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.111-117.

Предлагаются новые способы определения нетрадиционных параметров гидравлических сопротивлений и расчет с их помощью средней скорости равномерного и неравномерного течения воды.

Библ.6, иллюстр.2.

УДК 532.543

Гидравлика потока на участке растекания при стеснении его поперечными сооружениями. Дусматова Д., Кадиров О.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984. с.118-122.

На основании исследований получены зависимости, позволяющие установить границы раздела потока, распределения скоростей по ширине и длине его, длине водоворотов, расстояние между сооружения, а также величины обратных скоростей потока вдоль берега, позволяющие построить скоростное поле в зоне действия дамб.

Библ. 9, иллюстр.1.

УДК 627.152.12:532.543

Исследование влияния формы русла на величину неразмывающей скорости течения в песчаных каналах.
Хураев Т.Е., Иманов Х.Х., Курбанов Х.А.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.122-129.

Излагаются результаты исследований неразмывающей скорости течения на крупномасштабных размываемых моделях в пространственных условиях. Предлагается формула для расчета неразмывающей скорости течения в плоских и пространственных условиях. Установлено, что при прочих равных условиях значение скорости течения в плоских потоках больше, чем в русловых. Соотношение этих скоростей не постоянное, а зависит от формы русла.

Библ.10, иллюстр.2, табл.1.

УДК 532.543

Исследование условий отбора воды при пересечении открытых потоков. Мухамедов Д.А.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.129-134.

Специальными исследованиями выявлена целесообразность проведения открытых пересечений канала переброски с местными водотоками. Получены данные по характеру распределения расходов в узле пересечения; даны практические рекомендации по назначению различных вариантов пересечения при различных исходных параметрах.

Библ.2, иллюстр.1

УДК 626.816

Порядок и величина открытия пролетов плотины на водозаборных узлах. Тимирова Р.В.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984,с.134-141.

Предлагаются схемы маневрирования затворами на плотине для следующих типов водозаборных узлов: индийского, бычкового, послойного и ферганского. На конкретном примере доказана необходимость для каждого конкретного случая правильного выбора схемы эксплуатации водозаборных узлов.

Иллюст.4

УДК 627.417

Конструкции берегозащитных сооружений с повышенной шероховатостью для условий предгорных участков рек Сурхандарьи. Туракулов А.Э., Мирзиятов М.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984,с.141-147.

Разработано несколько вариантов конструкций берегозащитных сооружений с использованием каменной наброски при различной крупности камня. При этом использован метод торможения потока с целью снижения скоростей течения путем создания повышенной шероховатости. Установлено предельное состояние равновесия камня, находящегося на подводном откосе.

Библ.6, иллюстр.1.

УДК 627.I52.I2:626.82I.3

Определение устойчивых значений параметра формы русла при расчетах гидравлических элементов каналов в несвязных грунтах. Скрыльников В.А.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, I984, с.I48-I55.

Показано, что основным фактором, влияющим на изменение отношения B/H является устойчивость русла, которая характеризуется параметром Шильдса.

Установлено, что в формулах, в которых B/H зависит от расхода воды, в скрытом виде заложен закон переменной устойчивости с изменением расхода воды, а внешне создается впечатление, что B/H зависит от расхода воды.

Показано также, что существующие морфометрические зависимости пересчитывают неустойчивые русла натуры в устойчивые русла модели.

Предлагаются формулы по расчету гидравлических элементов каналов в мелкопесчаных грунтах.

Библ.3, табл.3, иллюстр.I.

УДК 627.5I4.2

Результаты исследований берегозащитных каменно-хворостяных дамб в среднем течении Амударьи. Кучкаров М.М., Хамидов З.А.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, I984, с.I56-I64.

Приведены данные об изменении величины и направления поверхностных и придонных скоростей течения потока по ширине русла в различных поперечных створах. Выявлена зависимость эффективности работ по защите берега от размыва, русловой обстановки участка, длины дамб и расстояния

между выше- и нижерасположенными дамбами. Установлено, что существующая система поперечных и продольных дамб вдоль правого берега Амударьи у г.Чарджоу полного предотвращения размыва берега не гарантирует.

Библ.4, иллюстр.3, табл.I.

УДК 627.157

Характерные особенности наносов, попадающих в проточную часть гидротурбин ГЭС,на реках Ванч, Бартанг, Гунт и Пяндж.
Кожевникова М.С.
Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984. с.164-169.

Выявлены причины быстрого истирания турбин ГЭС на реках Западного Памира. Тщательный анализ частиц менее 0,10 мм показал, что они состоят из твердых минералов, которые и являются причиной износа турбин ГЭС.

Библ.3, табл.2.

УДК 532.55:627.8.06

Способы гашения энергии потока в нижнем бьефе водопропускных водохранилищных сооружений.
Кеберле С.И.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984.с.169-184.

На примере эксплуатации пяти водосбросов показано, что несмотря на совершенствование способов гашения энергии потока в нижнем бьефе средне- и высоконапорных водохранилищ Узбекистана, есть еще много нерешенных вопросов в этой области. Необходимо усовершенствовать методику расчета; провести поиск новых конструктивных решений; разработать типизацию схем гашения энергии потока с целью повышения их надежности и экономичности.

Иллюстр.10, библ.8.

УДК 627.15

Влияние карьерного хозяйства на инженерные сооружения, построенные на реках Средней Азии. Дмитриев А.Б., Мухамедов А.М.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984.с.184-189.

На основании проведенных исследований показано влияние динамики наращивания карьеров на русловой процесс, а также на инженерные сооружения, построенные на реках Средней Азии. Выявлена необходимость разработки специальных нормативных документов по технологии добычи сырья, увязанных с закономерностями развития русловых деформаций.

УДК 626.816

Особенности компоновки гидроузлов для условий среднего течения р.Амударьи (на примере Кызылаякского гидроузла). Горский А.Ю., Карапетян М.Р.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984, с.189-195.

Обосновывается возможность перехода от бесплотинного водозабора к плотинному. Раскрывается сущность нового водозабора, начиная от отстойников с гидравлической промывкой до устройства наносохранилищ при большом проценте водоотбора из рек с большой мутностью (типа Амударьи).

Иллюстр.2.

УДК 627.42

Расчет деформации русла, зарегулированного поперечными дамбами. Пилосов Г.Э., Ирмухамедов Х.А.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984.с.195-202.

Приводится метод расчета деформации русла, зарегулированного дамбами. При использовании основных положений теории турбулентных струй и уравнения баланса наносов выведены расчетные зависимости и произведен расчет деформации русла, зарегулированного дамбами.

Иллюстр.1,библиогр.9

УДК 627.157:626.821.3

Режим осаждения наносов в головном отстойнике Каршинского магистрального канала. Уркинбаев Р., Хамдамов Ш.Р.

Сборник научных трудов "Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии", Ташкент, САНИИРИ, 1984. с.203-207.

Изложены результаты натурных исследований режима осаждения наносов на подводящей части Каршинского магистрального канала.

На основании анализа данных измерений расхода взвешенных наносов установлен характер распределения объема заиления и изменения фракционного состава донных отложений по длине канала.

Полученные результаты позволят производить очистку канала-отстойника в оптимальном режиме и уточнить категории грунтов.

Иллюстр.1, библиогр.2.

По разрешению Главнауки МСиВХ СССР, 1984 г.

РАЗВИТИЕ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ РУСЛОВОЙ ГИДРОТЕХНИКИ В СРЕДНЕЙ АЗИИ

Редактор Д.Х.Володина

Р-03209 Подписано в печать 29/XII-1984 г.
Т-400 экз. Формат 60x90 1/16 Усл.п.л.11,8
Уч.-изд.л. 8,0. Заказ № 1018 Цена 90 коп.

Картфабрика ин-та "Узгипроазем"
Ташкент, Мукими,176