РАБОТА НИЖНИХ БЬЕФОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

НАУЧНЫЕ ТРУДЫ

ВСЕСОЮЗНАЯ ОРДЕНА ЛЕНИНА АКАДЕМИЯ
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ НАУК имени В. И. ЛЕНИНА

РАБОТА НИЖНИХ БЬЕФОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

ИЗДАТЕЛЬСТВО «КОЛОС»
Москва — 1969

УДК 626/627(082)

От издательства

В книге приведены теоретические и экспериментальные исследования по русловым процессам в нижних бьефах гидротехнических сооружений, имеющие большое практическое значение.

В ней помещены работы по гидравлике и прогнозу общего и местного размыва русла, расчеты и методика модельных исследований, анализы причин разрушения креплений в нижних бьефах, рациональные конструкции сбросных сооружений, мероприятия, обеспечивающие нормальный режим работы нижнего бьефа гидротехнических сооружений. Выводы и рекомендации основаны на обследованиях действующих гидротехнических сооружений.

Книга содержит избранные материалы научно-технического совещания по вопросу работы нижних бьефов построенных речных сооружений, которое состоялось 29—30 ноября 1966 г. во Всесоюзной академии сельскохозяйственных наук имени В. И. Ленина (Москва).

Подготовлено к печати под редакцией академика ВАСХНИЛ и АН УзССР *В. В. Пославского*

4—3—5
43—БЗ—47—69

СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ИЗУЧЕННОСТИ И НАПРАВЛЕНИЕ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРОБЛЕМЫ РУСЛОВЫХ ПЕРЕФОРМИРОВАНИЙ В НИЖНИХ БЬЕФАХ РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

М. Э. ФАКТОРОВИЧ,

доктор технических наук

(ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева)

1. Проблема русловых переформирований по своему физическому существу есть комплексная проблема, включающая в себя вопросы изменения очертания русла под воздействием потока и изменения характеристик наносонесущего потока в трансформируемом русле. Сложность этой комплексной проблемы определяется не только трудностями решения общей проблемы турбулентности, но и сложностью процесса взаимодействия турбулентного потока с размываемым руслом и дискретными элементами переносимой потоком твердой фазы, имеющей значительно больший удельный вес, чем удельный вес несущей жидкости. Будучи следствием взаимодействия большого количества факторов, изменение форм русла носит весьма разнообразный характер. Общий процесс руслоформирования складывается из непрерывных частных процессов локального характера. Это обстоятельство дает основание условно классифицировать изменения формы русла под воздействием потока в виде местных изменений, которые в дальнейшем будем называть местными деформациями русла, и обобщенных изменений русла, характеризующих его на значительном протяжении, которые будем условно именовать общими трансформациями русла.

Местные деформации русла характеризуют локальные действительные формы русла в масштабе гряд, перекатов, плесов, отмелей и т. п., а также их элементов. К этому же типу относятся изменения очертаний русла на участках резко изменяющегося движения, воды и, в частности, местные размывы в нижнем бьефе водосбросных сооружений.

Общие трансформации отражают интегральный характер изменения русла под воздействием потока на значительном протяжении и поэтому при изучении их представляется возможность схематизировать руслоформирующий поток в виде потока с плавно изменяющимся движением. Общие трансформации могут рассматриваться как некоторое осреднение по поверхности русла местных деформаций на участках значительной протяженности.

Таким образом, классифицируя изменение русла по характеру движения жидкости, можно принять с известной условностью следующие определения:

местные деформации есть изменения очертания русла под воздействием потока на участках его резко изменяющегося движения;

общие трансформации есть изменения очертания русла под воздействием потока на участках значительной протяженности, где действительный поток может быть схематизирован в виде эквивалентного потока в условиях плавно изменяющегося движения.

Ниже будут рассмотрены вопросы, касающиеся главным образом общих трансформаций русла.

2. Гидравлико-энергетические и воднотранспортные характеристики гидроузлов в значительной мере зависят от русловых процессов в бьефах этих сооружений. Опыт эксплуатации подпорных сооружений в Средней Азии показывает, что вопросы перемещения наносов в верхних и нижних бьефах являются первостепенными при рациональном проектировании и эксплуатации этих сооружений. Известно, что ряд гидроузлов, например Первомайский узел на р. Зеравшан, за относительно короткий срок эксплуатации полностью вышел из строя в результате занесения наносами его верхнего и нижнего бьефов. Русловые переформирования в нижних бьефах речных гидроузлов, расположенных на равнинных реках СССР, также существенно влияют на эксплуатационные характеристики гидроузлов и водно-транспортных сооружений, построенных на этих реках. Так, например, на Мингечаурском каскаде на р. Куре в результате русловых переформирований в нижних бьефах Мингечаурской и Варваринской ГЭС за относительно короткий срок произошло снижение уровней нижнего бьефа на 1,0 *м* на каждой из этих гидроэлектростанций. На Цимлянской ГЭС на р. Дон уровень нижнего бьефа снизился на 70—80 *см*; на Новосибирской ГЭС уровни упали на 60—70 *см*. Наблюдается снижение уровней нижнего бьефа Волжских ГЭС имени В. И. Ленина и имени XXII съезда КПСС. Все это указывает на то, что проблема русловых переформирований и перемещения наносов имеет важное практическое значение.

3. Современное состояние изученности и разработки комплексной проблемы перемещения наносов и русловых переформирований далеко не отвечает практическим требованиям гидротехнического строительства в СССР, и уровень исследований этой проблемы ниже современных возможностей техники проведения строгих физических экспериментов. Советский Союз, имеющий несомненный приоритет в рассматриваемой области исследований, за последние 10—15 лет не развил этих исследований в должной мере. Советская наука располагает сейчас рядом капитальных работ в области глубокого изучения турбулентного движения жидкости и взвесенесущих потоков (работы А. Н. Колмогорова, Л. Г. Лойцянского, В. М. Маккавеева, М. А. Великанова, И. И. Леви, М. А. Де-

ментьева, В. С. Кнороза, И. В. Егиазарова и др.), однако эти работы далеки от полного решения проблемы перемещения наносов и русловых переформирований. Выполненные за последние 3—4 десятилетия теоретические и экспериментальные исследования касаются хотя и очень важных, однако частных сторон рассматриваемой комплексной проблемы и не охватывают всей совокупности процессов и их взаимодействия, сопровождающих столь сложное явление, как перемещение наносов в размываемом русле. Так, например, достигнуты существенные успехи в разработке уравнений движения взвесенесущих потоков. Но из-за незамкнутости этих систем уравнений и математических трудностей их решения они не могут быть использованы для достаточно строгого решения практических инженерных задач. Несмотря на то, что полученные результаты представляют существенный теоретический интерес, они могут рассматриваться лишь как попытка решить хотя и самостоятельную, но все же частную задачу в общем комплексе рассматриваемой проблемы, до тех пор пока кинематические и динамические уравнения движения двухфазных потоков не будут замкнуты уравнениями, описывающими механизм и граничные условия процесса. Наиболее важные из них отражают взаимодействие потока с размываемым руслом. Здесь следует отметить отсутствие единства взглядов на механизм рассматриваемого явления, основная причина — недостаточный объем и не отвечающий современным возможностям измерительной техники качественный уровень имеющегося экспериментального материала в области изучения проблемы перемещения наносов в русловых переформированиях.

4. К настоящему времени наибольшее развитие получили исследования рассматриваемой проблемы в нескольких основных направлениях, представляющих самостоятельную значимость, но, как отмечалось выше, не охватывающих всю проблему в целом, т. е. совокупность задач, связанных и с перемещением наносов и с руслоформированием.

Среди этих направлений в первую очередь необходимо указать на разработку общей теории перемещения взвесенесущим потоком дискретных материалов, имеющих удельный вес, отличный от удельного веса несущей жидкости. Это направление исследований по существу рассматривает перемещение взвеси потоком жидкости в неразмываемом русле, что имеет важное практическое значение при решении инженерных задач в области гидромеханизации, гидрозолошлакоудаления и других видов гидротранспорта в водоводах с жесткими (истираемыми, но неразмываемыми) стенками.

Истоки развития теории движения наносов исходят из общей теории турбулентности, достигшей весьма существенных успехов в двадцатых — тридцатых годах нашего столетия. Это отражено в работах Прандтля и Кармана и в общепринятой теории А. Н. Колмогорова. Одной из первых заслуживающих внимания попыток теоретически рассмотреть движение наносов в гурбулент-

ном потоке следует считать работы В. М. Маккавеева, использовавшего теорию диффузионного массообмена Шмидта. Несмотря на известные достоинства диффузионной теории В. М. Маккавеева и других авторов, развивавших эту теорию (М. А. Великанов, А. В. Караушев и др.), она все же не отражает в полной мере физических процессов рассматриваемого явления, так как по существу не учитывает относительное движение дискретной среды во взвесенесущем потоке. Кроме того, эта теория не учитывает изменение расхода наносов и их концентрации за счет русловых переформирований. Имея в виду эти обстоятельства, диффузионная теория движения наносов может быть использована для решения задач о движении взвесенесущих потоков, перемещающих весьма малое количество мелких наносов в неразмываемом русле. В значительной мере это замечание относится и к другим теориям, которые рассматривают двух- или многофазный поток как движение фиктивного однофазного континуума.

Достигнуты успехи в разработке полуэмпирических теорий гидротранспорта тяжелых взвесей. Эти работы имеют важное практическое значение для гидротехнического строительства и других областей народного хозяйства.

Одним из основных исходных положений строгой теории движения двухфазных потоков следует считать необходимость рассмотрения относительного движения дискретной среды в несущем эту среду потоке. Движение компонентов двухфазного потока и их взаимодействие рассмотрены советскими учеными, среди которых в первую очередь следует отметить Ф. И. Франкля, Г. Н. Баренблатта, М. А. Дементьева и др. К сожалению, этот единственно правильный путь решения задачи не привел пока к удовлетворительным законченным результатам, так как замыкание строгих систем уравнений в настоящее время немыслимо без использования ряда допущений и малонадежных экспериментальных данных, что не может не привести к снижению строгости исходных теоретических предположений.

Таким образом, исследования движения наносов в неразмываемом русле пока еще не дали результатов, отвечающих современным научным требованиям, базирующимся на строгих теоретических предпосылках и физических экспериментах.

5. Другое важное направление, в котором развиваются теоретические и экспериментальные исследования комплексной проблемы перемещения наносов и русловых переформирований, состоит в изучении русловых процессов в реках в условиях естественного гидрологического режима и русловых трансформаций в бьефах гидроузлов в условиях зарегулированного гидрологического режима. Исследования русловых трансформаций проводятся в недостаточной связи с процессами перемещения наносов.

В связи с накоплением значительного материала натурных наблюдений, на основании их обобщения и статистической обработки Государственный гидрологический институт (Н. Е. Кондратьев,

И. В. Попов) счел возможным рекомендовать гидролого-морфометрические зависимости, характеризующие основные элементы естественных размываемых русел. Этот морфометрический материал, несомненно, имеет большую ценность для установления общих представлений о руслоформировании. Но он не освещает гидромеханических процессов и взаимодействия гидродинамических сил, развивающихся при движении наносонесущего потока в размываемом русле, и поэтому его нельзя положить в основу решения рассматриваемой проблемы.

Отмечая эти обстоятельства, нельзя разделить того оптимизма, который проявляют авторы гидролого-морфометрического метода исследований русловых процессов; к их рекомендациям по расчету русловых переформирований следует относиться с большой осторожностью, особенно в случаях существенного нарушения естественного гидрологического и гидравлического режимов в бьефах гидроузлов.

Более строгими и единственно перспективными надо считать пути использования гидромеханических методов решения задач русловых переформирований. Известные достижения в этом направлении применительно к инженерным требованиям проектирования русловых трансформаций в бьефах гидроузлов получены советскими исследователями на базе логически строгого, так называемого, балансового метода, или, вернее, уравнения баланса объема русловых трансформаций и объема приращения наносов на некотором участке потока.

Это уравнение, впервые сформулированное в начале тридцатых годов Н. М. Бернадским, в несколько развернутой форме представил М. А. Великанов, назвав его уравнением размыва. И. И. Леви называет его уравнением деформации. Следует также отметить, что в 1925 г. Ф. Экснер предложил без развернутого обоснования эмпирическую зависимость, названную им уравнением размыва, которая может быть при некоторых допущениях приведена к виду, используемому Н. М. Бернадским, М. А. Великановым, И. И. Леви и другими авторами.

К настоящему времени предложен ряд методов расчета русловых трансформаций, в основу которых положено упомянутое выше уравнение баланса, а также зависимости, определяющие гидравлические характеристики наносонесущего потока и его транспортирующую способность (методы Н. М. Бернадского, И. И. Леви, К. И. Россинского и И. А. Кузьмина, А. В. Караушева, В. Н. Гончарова, А. К. Проскурякова и др.). Как на наиболее строгий из этих методов надо указать на метод И. И. Леви, который базируется на общих уравнениях движения жидкости и уравнении деформации. Достоинство этого метода в том, что он может быть усовершенствован по мере изучения наносотранспортирующих и других характеристик потока и по мере развития практических приемов использования электронно-вычислительной техники для решения такого рода задач.

Широко распространен в проектной практике метод расчета русловых трансформаций в нижних бьефах гидроузлов, предложенный в институте «Гидропроект» имени С. Я. Жука К. И. Россинским и И. А. Кузьминым. Авторы этого метода рекомендуют оценивать транспортирующую способность потока путем использования натурных данных о мутности рассчитываемого водотока или мутности возможных его аналогов.

Метод Н. М. Бернадского, являющийся прообразом некоторых других методов расчета русловых трансформаций, не применяется в основном из-за неоправдавшей себя расчетной зависимости для определения транспортирующей способности потока.

Наряду с отмеченными выше методами расчета, которые с известной условностью могут быть названы гидромеханическими (так как в их основе лежат попытки аналитического и эмпирического описания гидромеханических процессов, определяющих русловые переформирования), имеется ряд методов, использующих гидролого-морфометрические закономерности русловых процессов (методы Н. А. Ржаницына, С. Т. Алтунина и И. А. Бузунова и др.). Поскольку указанные закономерности не отражают физических процессов руслоформирования, следует полагать, что морфометрические методы расчета должны иметь ограниченную область использования и едва ли могут оказать сколько-нибудь существенную помощь в развитии теории руслоформирования.

Выполненные в лаборатории речной гидравлики ВНИИГ расчеты по методам Н. М. Бернадского, И. И. Леви, К. И. Россинского и И. А. Кузьмина, В. И. Гончарова, А. В. Караушева и Н. А. Ржаницына * показали, что в сопоставимых условиях эти методы дают результаты, имеющие значительное расхождение между собой, а результаты, полученные по некоторым из них, существенно отличаются от данных натурных наблюдений. Расхождения обусловлены не только исходными положениями, на основании которых разрабатывались те или иные методы, но и различием в оценке транспортирующей способности потока.

Практические рекомендации по использованию упомянутых выше методов расчета русловых трансформаций исходят из того, что расход переносимых потоком наносов равен его (потока) транспортирующей способности. Такой подход к решению задачи имеет несомненное достоинство: при заданной в соответствии с гидродинамическими характеристиками потока его транспортирующей способности указанная задача становится хотя и трудоемкой, но по существу просто решаемой в отношении величины изменения очертания деформируемого русла. Принимаемое в большинстве расчетных методов условие о равенстве расхода наносов и транспортирующей способности потока является упрощением задачи,

---

* М. Э. Факторович, А. Б. Векслер, В. М. Доненберг, И. Г. Квасова. Сопоставление методов расчета общих трансформаций русла нижних бьефов речных гидроузлов. Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 36, изд-во «Энергия», Л., 1967.

позволяющим отказаться от рассмотрения процесса перемещения наносов и насыщения ими потока. Такое упрощение искажает физическую модель рассматриваемого явления, его нельзя допускать при решении многих практических задач, к числу которых относятся, например, расчет начальных участков размываемых русел, на которые поступает осветленный поток, расчет участков резко изменяющегося движения воды в размываемом русле и некоторые другие случаи. Здесь следует отметить, что некоторые авторы (К. И. Россинский и И. А. Кузьмин, А. К. Проскуряков) на основе диффузионной теории предпринимали попытки теоретической оценки длины участка насыщения потока наносами. Поскольку диффузионная теория перемещения наносов, как отмечалось выше, встречает ряд существенных возражений, то указанные попытки требуют развития на более строгой физической основе, учитывающей изменение концентрации наносов при их нестационарном движении. Некоторые сведения об учете этого обстоятельства даны М. А. Великановым* и развиты М. Э. Факторовичем**, который в 1964 г. предложил комплекс уравнений русловых трансформаций, учитывающих размывающую, транспортирующую и взвешивающую способности потока и изменение в нем концентрации наносов во времени и по длине.

Таким образом, второе основное направление исследований рассматриваемой комплексной проблемы привело к известным достижениям в отношении приближенного решения некоторых практических инженерных задач русловых трансформаций. Однако эти достижения в недостаточной мере отвечают требованиям возросшего уровня современных гидромеханических представлений главным образом по той причине, что в них не отражены вопросы перемещения наносов и насыщения ими потока, что изучается в работах первого направления, и потому, что совершенно не освещен процесс размыва, определяемый размывающей способностью потока.

6. Наряду с отмеченными двумя основными направлениями исследований комплексной проблемы перемещения наносов и русловых переформирований получили развитие исследования некоторых важных частных задач, имеющих непосредственное отношение к указанной проблеме. Среди таких исследований должно быть отмечено изучение предельных неразмывающих скоростей.

Сейчас накоплен значительный экспериментальный материал о предельных неразмывающих скоростях для несвязных грунтов, находящихся под воздействием потока в условиях установившегося равномерного или близкого к нему движения. Однако отсутствие единства взглядов на то, что вкладывается в понятие предельной неразмывающей скорости, обусловливает значительное расхожде-

---

* М. А. Великанов. Русловой процесс. Государственное издательство физико-математической литературы, 1958.

** М. Э. Факторович. Развитие аналитического описания процесса русловых трансформаций. Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 36, изд-во «Энергия», 1967.

ние между собой рекомендаций различных авторов. Среди этих рекомендаций наиболее надежны рекомендации, базирующиеся на тщательных и систематических опытах В. С. Кнороза и А. Н. Рахманова.

Значительно меньшее внимание до последнего времени уделялось изучению предельных неразмывающих скоростей для связных грунтов. Существенные успехи в этой области достигнуты за последнее десятилетие Ц. Е. Мирцхулава.

И наконец, почти совершенно неосвещенным остается вопрос о предельных неразмывающих скоростях как для несвязных, так и для связных грунтов, находящихся под воздействием потока в условиях неравномерного и неустановившегося движения. Этому вопросу для условий установившегося неравномерного движения посвящены исследования, проводимые в лаборатории речной гидравлики ВНИИГ.

Среди других важных исследований, имеющих отношение к рассматриваемой комплексной проблеме, следует отметить исследования гидравлической крупности наносов. Здесь, кроме достаточно надежных данных о гидравлической крупности одиночных частиц грунта, надо указать на исследования групповой гидравлической крупности, которая, несомненно, представляет более важное значение для изучения механизма перемещения наносов.

7. Отмечая существенные достижения в области изучения проблемы перемещения наносов и проблемы русловых переформирований, следует все же считать, что современные требования, предъявляемые к гидравлике бьефов гидротехнических сооружений, вызывают настоятельную необходимость изучения русловых процессов на более высоком научном уровне, отвечающем и указанным требованиям, и современным возможностям экспериментальной техники. Дальнейшие исследования русловых процессов в бьефах гидроузлов должны развиваться на базе следующих основных положений:

поскольку русловые процессы есть результат взаимодействия наносонесущего потока с трансформируемым руслом, эта проблема должна рассматриваться как комплексная проблема перемещения наносов и русловых переформирований;

взаимодействие потока с размываемым руслом сопровождается двумя процессами, обусловливающими русловые переформирования. Один из этих процессов есть процесс разрушения русла и выноса его структурных элементов в толщу потока. Этот процесс определяется размывающей способностью потока. Второй процесс представляет собой процесс перемещения наносов и определяется перемещающей способностью потока. Под размывающей способностью потока следует понимать весовое или объемное количество слагающего русло грунта, имеющего заданные физико-механические характеристики, которое поток с заданными гидромеханическими характеристиками может отделить и снять с единицы площади русла в единицу времени. Под перемещающей

способностью потока следует понимать предельное весовое или объемное количество наносов с заданными физико-механическими характеристиками, которое поток с заданными гидромеханическими характеристиками может перемещать в единицу времени во взвешенном или влекомом состоянии как в поступательном (транспортирующая способность), так и в перпендикулярном к нему направлении (взвешивающая способность);

строгая теория перемещения наносов должна развиваться на основе рассмотрения относительного движения дискретной среды в несущем эту среду турбулентном потоке. При этом особое внимание должно быть уделено анализу движения пристенного слоя наносонесущего потока. При замыкании систем уравнений движения наносонесущего потока, описывающих процесс руслоформирования, необходимо принимать в качестве граничного условия взаимодействие этого потока с трансформируемым руслом, учитывая размывающие и перемещающие возможности потока;

для успешной разработки строгой теории перемещения наносов и русловых переформирований должны быть поставлены высококачественные физические эксперименты с использованием современных возможностей измерительной и вычислительной техники. На основании этих экспериментов должны быть изучены механизм воздействия потока на размываемое русло, процесс разрушения русла, процесс насыщения потока наносами и перемещения последних, процесс выпадения наносов и формирования русла, а также должны быть установлены гидромеханические параметры наносонесущего потока, освещающие кинематическую и динамическую структуру потока и позволяющие замкнуть системы уравнений движения. Надобность в использовании этих эмпирических параметров будет отпадать по мере углубления знаний о механизме изучаемого явления, в результате чего будет получена возможность его строгого аналитического описания;

наряду с глубоким экспериментальным изучением механизма перемещения наносов и руслоформирования должны быть выполнены широкие экспериментальные исследования с целью установления надежных количественных значений размывающей способности потока, его перемещающей способности, предельных неразмывающих скоростей и некоторых других характеристик для движения наносонесущего потока в деформируемом русле при равномерном, а также при установившемся и неустановившемся неравномерном движении;

для корректировки результатов лабораторных экспериментальных исследований и намеченных к разработке усовершенствованных инженерных приемов расчетов русловых трансформаций должны быть предприняты систематические многолетние натурные исследования русловых переформирований в нескольких характерных нижних бьефах речных гидроузлов;

усовершенствование инженерных методов расчета русловых переформирований должно развиваться на основе совместного учета

размывающей и транспортирующей способностей потока и с учетом случаев нестационарности процесса (изменение степени насыщения потока наносами во времени и пространстве). При этом используемое в настоящее время уравнение русловых трансформаций должно быть дополнено членами, учитывающими изменение концентрации наносов во времени и по длине потока;

постановке высококачественных физических экспериментов для изучения процессов перемещения наносов и руслоформирования должны предшествовать весьма глубокая разработка методики исследований и разработка экспериментальных установок. Указанные разработки, включающие в себя в значительной мере элементы научного поиска, должны рассматриваться как сложная научно-исследовательская работа первостепенной важности;

имея в виду сложность, трудоемкость и длительность исследований рассматриваемой проблемы, целесообразно выполнять их поэтапно с использованием имеющихся на каждом этапе технических возможностей и накопленного теоретического и экспериментального материала. При планировании этапности исследований должна быть поставлена цель получить существенные достижения, имеющие важное научное и практическое значение в изучаемой области.

8. В состав исследований комплексной проблемы перемещения наносов и русловых переформирований должны входить следующие основные работы, имеющие важное самостоятельное, общенаучное и практическое значение:

а) разработка теоретических основ перемещения наносов и руслоформирования;

б) разработка методики экспериментальных исследований процесса размыва русла, сложенного из несвязных и связных грунтов, в условиях установившегося и неустановившегося движения;

в) разработка методики экспериментальных исследований процесса насыщения потока наносами при его движении в размываемом русле в условиях установившегося и неустановившегося движения;

г) разработка, проектирование и изготовление экспериментальных установок для проведения строгих физических экспериментов с целью изучения перемещения наносов и руслоформирования;

д) экспериментальные исследования механизма перемещения наносов и руслоформирования;

е) экспериментальные исследования размывающей способности потока и установление ее количественных характеристик;

ж) экспериментальные исследования перемещающей способности потока и установление ее количественных характеристик;

з) экспериментальные исследования предельных неразмывающих скоростей для несвязных и связных грунтов под воздействием потока в условиях равномерного движения, а также в условиях неравномерного установившегося и неустановившегося движения;

и) натурные исследования русловых переформирований в нижних бьефах речных гидроузлов;

к) разработка методики расчета трансформаций русла в нижних и верхних бьефах речных гидроузлов;

л) разработка технических указаний на проектирование русловых переформирований в бьефах речных гидроузлов;

м) разработка методики моделирования русловых переформирований.

9. Сложность проблемы перемещения наносов и русловых переформирований, ее научная и практическая значимость требуют сосредоточения достаточно больших научно-производственных кадров и ассигнований, а также развития на современном техническом уровне экспериментальной базы с тем, чтобы в относительно короткий срок могли быть достигнуты ощутимые результаты в решении этой проблемы.

10. При обеспечении надлежащих условий для выполнения исследований в соответствии с изложенными выше основными положениями в ближайшие 2—3 года, очевидно, можно получить следующие результаты:

а) конкретизация задач и направлений исследований изучаемой проблемы и осуществление организационно-технических мероприятий, обеспечивающих развитие исследований;

б) разработка и выбор методики проведения строгих физических экспериментов, освещающих механизм изучаемого явления, и проектирование экспериментальных установок, обеспечивающее возможность их производственного изготовления;

в) аналитическое описание процесса перемещения наносов с учетом взаимодействия наносонесущего потока с трансформируемым руслом;

г) установление на основе экспериментальных исследований на упрощенных моделях закономерностей развития процессов размыва русла и закономерностей насыщения потока наносами при его движении в размываемом русле;

д) установление предельных неразмывающих скоростей для несвязных грунтов, находящихся под воздействием потока в условиях неравномерного движения;

е) усовершенствование методики расчета трансформации русла нижних бьефов речных гидроузлов на основе имеющихся научно-исследовательских, проектных и натурных данных.

АНАЛИЗ ПРИЧИН РАЗРУШЕНИЯ КРЕПЛЕНИЙ В НИЖНИХ БЬЕФАХ ГИДРОУЗЛОВ

Ф. Ш. МУХАМЕДЖАНОВ,

кандидат технических наук

(Средазгипроводхлопок)

Явлениям, происходящим в нижних бьефах гидроузлов, посвящено немало работ. При проектировании более или менее крупных гидроузлов работу их проверяют на моделях в гидротехнических лабораториях. И все же на ряде крупных ирригационных гидроузлов, построенных в Средней Азии, происходят разрушения креплений нижнего бьефа, которые угрожают нормальному функционированию всего узла. Ремонт и восстановление элементов нижних бьефов часто требуют выполнения большого объема работ, нарушают график водоподачи и тем самым наносят ущерб народному хозяйству.

В институте «Средазгипроводхлопок» в 1963 г. были проанализированы причины разрушения креплений в нижних бьефах четырех гидроузлов, построенных по проектам института, и даны соответствующие рекомендации. Этими узлами, выбранными в связи с наличием натурных данных по их нижним бьефам, явились: 1) Дамходжинский на р. Зеравшан в Самаркандской области; 2) Карасуйский на р. Чирчик в Ташкентской области; 3) сброс из Большого Ферганского канала (БФК) в 2,7 *км* ниже Куйганьярской плотины в Андижанской области; 4) Кзылординский на р. Сырдарья в Казахской ССР.

В результате анализа причины, вызвавшие разрушения в нижних бьефах этих гидроузлов, можно разделить на три группы:

а) недостаточный учет общего понижения горизонта воды в нижних бьефах, вызываемого сбросом в них потока, недогруженного наносами;

б) неправильное назначение в проекте глубины местного размыва вследствие ошибочности результатов, даваемых многими рекомендуемыми для расчета формулами;

в) неправильная эксплуатация гидроузлов.

Общее понижение горизонта воды в нижних бьефах гидроузлов. Как показал анализ, основная причина разрушения нижних бьефов гидроузлов в том, что не учитывается общее понижение горизонта воды за плотиной, вызванное размывом русла на большой длине. При общем понижении горизонта воды изменяются условия гашения энергии потока в нижнем бьефе, что обычно и приводит к разрушениям.

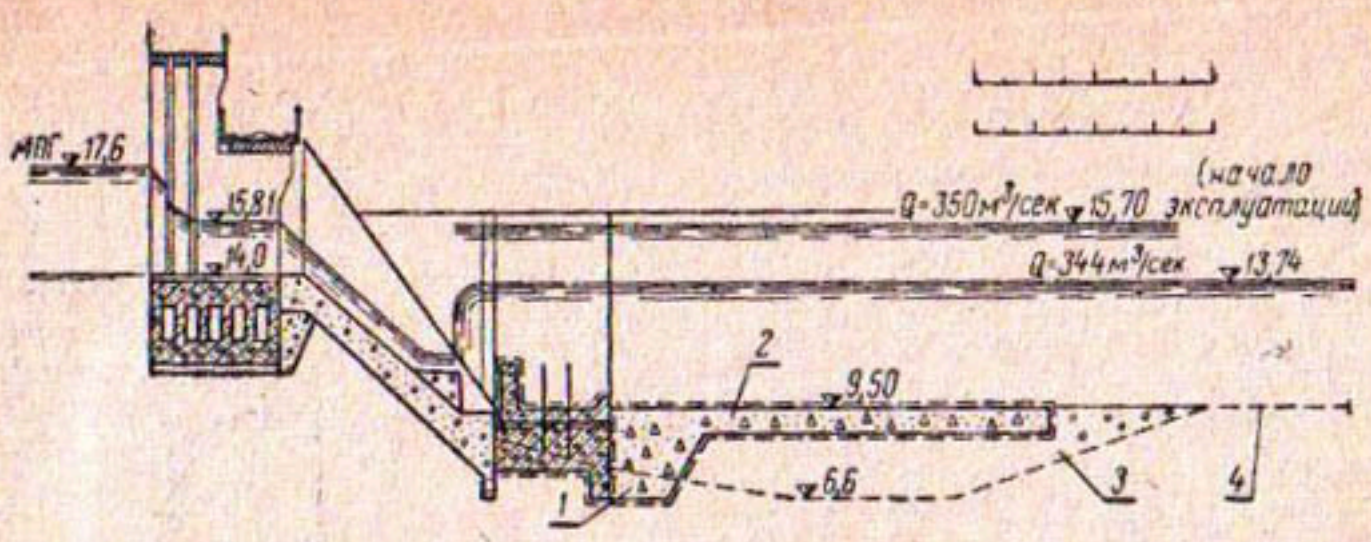


Рис. 1. Дамходжинский гидроузел. Разрез по водосливу:

1 — наброска из рваного камня $d>35$ *см*; *2* — то же, $d_{ср}=25$ *см*; *3* — отсыпка булыжника или рваного камня; *4* — наинизшая отметка дна.

До 1955 г. из-за отсутствия обоснованных методов расчета общее понижение горизонта воды за плотинами или совсем не учитывали, или делали это по формулам, не соответствующим условиям рек Средней Азии. Разрушение нижних бьефов трех гидроузлов было вызвано изменением условий гашения энергии в нижнем бьефе вследствие общего понижения горизонта воды.

Общее понижение горизонта воды в нижнем бьефе Дамходжинского гидроузла достигло к 12/VII 1958 г. 1,96 *м* (рис. 1), при этом «уральский пол», установленный за водобоем, оказался в зоне прыжка, вследствие чего пол, не рассчитанный на динамическое воздействие прыжка, разрушился.

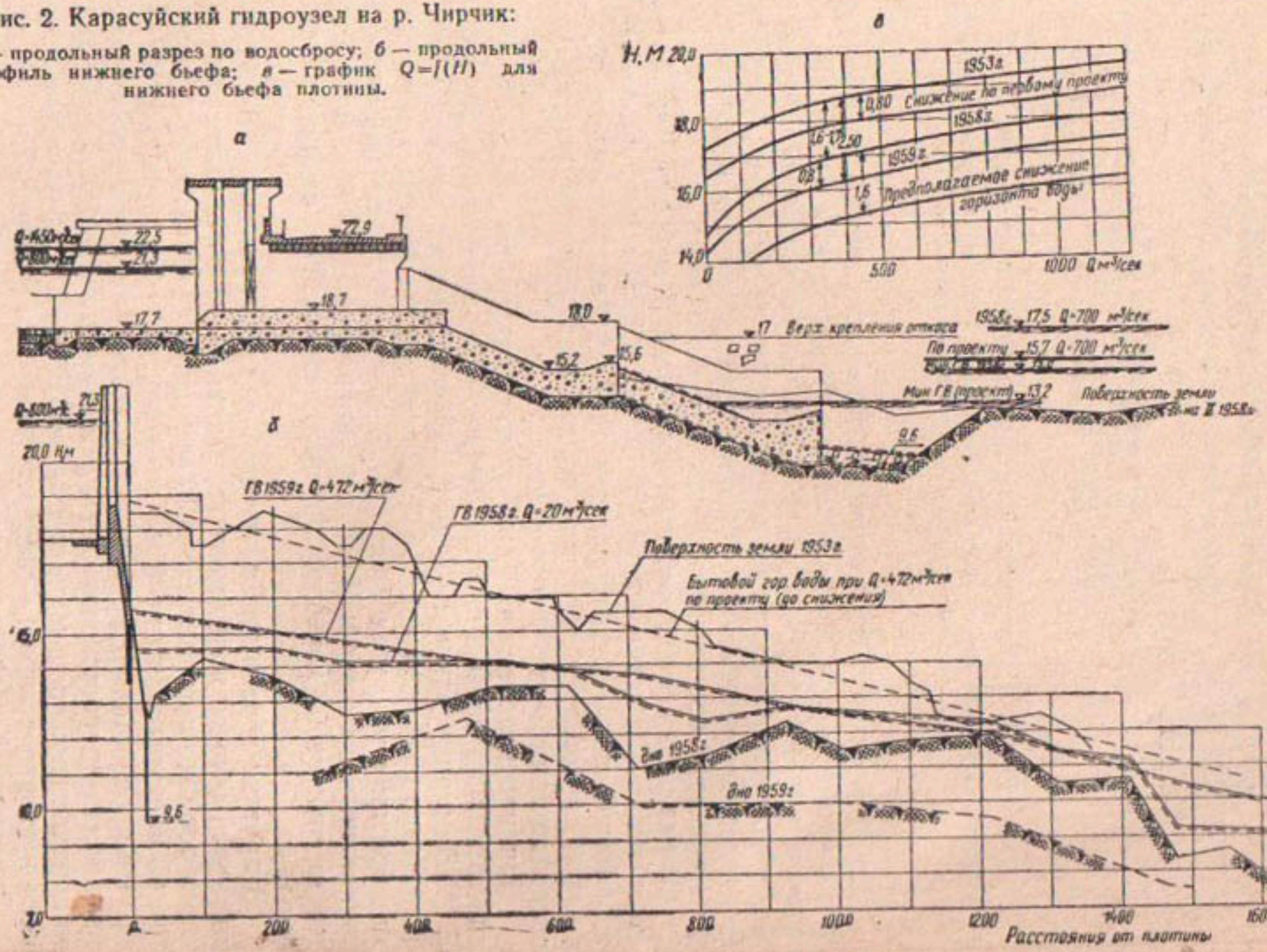
При проектировании Карасуйского гидроузла общее понижение горизонта воды в нижнем бьефе было определено по методу Е. А. Замарина равным 0,8 *м*. К 1959 г. горизонт воды в нижнем бьефе гидроузла снизился на 3,2 *м* при малых расходах и на 2,4 *м* при больших расходах (рис. 2). В данном случае разрушению крепления в нижнем бьефе содействовало изъятие большого количества грунтов из карьеров, заложенных в пойме реки ниже плотины.

В проекте сброса из Большого Ферганского канала (БФК) возможность общего понижения горизонта воды не учитывалась, так как сброс был построен через 12 лет после строительства Куйганьярской плотины и можно было полагать, что общее понижение русла уже произошло. В натуре же, отчасти из-за перемещения русла реки ближе к сооружению и сокращения длины сбросного тракта, понижение горизонта воды составило $0,6 \div 0,8$ *м*. Кроме того, здесь была и вторая причина — неправильная эксплуатация сооружения.

В проекте Кзылординского гидроузла также не учитывалась возможность общего понижения горизонта воды в нижнем бьефе сброса. Однако к 1960 г. общее понижение против бытового горизонта составило 0,5 *м*, что в условиях расположения гидроузла на мелких наносах имеет большое значение.

Рис. 2. Карасуйский гидроузел на р. Чирчик:

а — продольный разрез по водосбросу; *б* — продольный профиль нижнего бьефа; *в* — график $Q=f(H)$ для нижнего бьефа плотины.



Местный размыв русла в нижних бьефах гидроузлов. По местным размывам за плотинами так много опубликованных работ и предложенных расчетных формул, что проектировщикам очень трудно остановиться на какой-то одной из них, и обычно глубину местного размыва принимают по данным модельных исследований. Если же учитывать, что данные модельных исследований не всегда совпадают с натурными данными, то затруднения, возникающие у проектировщиков, становятся еще более понятными.

В связи со сказанным при анализе было сделано сопоставление величин натурных глубин местного размыва с результатами расчетов по ряду формул при горизонтальном сходе потока с водобоя.

Эти формулы были опубликованы в свое время в отдельных трудах и журналах. Для сопоставления были отобраны часто применяемые формулы И. И. Леви, Д. И. Кумина, М. С. Вызго (две формулы), Н. Т. Смольянинова, Е. А. Замарина (с поправкой на увеличение погонного расхода А. С. Образовского), К. И. Россинского и А. Шоклича.

Отобранные формулы можно разделить на две группы, существенно отличающиеся друг от друга (табл. 1):

а) формулы, исходящие из превышения скорости (энергии) сбрасываемого потока над неразмывающей скоростью для грунта основания, т. е. учитывающие крупность частиц грунта основания (И. И. Леви, Д. И. Кумина, М. С. Вызго (вторая формула), Н. Т. Смольянинова, Е. А. Замарина, К. И. Россинского);

б) формулы, исходящие из гашения энергии в толще воды без учета крупности частиц грунта (А. Шоклича и первая формула М. С. Вызго).

Анализ формул показал:

1) влияние длины крепления нижнего бьефа, этого важного расчетного элемента, на глубину местного размыва учитывают формулы И. И. Леви, Д. И. Кумина и М. С. Вызго. Но и эти формулы дают разноречивые результаты. Например, полное успокоение потока в нижнем бьефе, т. е. когда $k_r = 1$, происходит по формуле И. И. Леви при $\frac{l_{кр}}{h_2} = 12 \div 16$, по формуле Д. И. Кумина при $\frac{l_{кр}}{h_2} = 30{,}7 \div 33{,}7$ и по формуле М. С. Вызго при $\frac{l_{кр}}{h_2} = 16 \div 33$ (здесь k_r — коэффициент размывающей способности потока, $l_{кр}$ — длина крепления, h_2 — сопряженная глубина);

2) все формулы выведены исходя из размыва нижнего бьефа светлой водой и не учитывают влияния сброса наносов в нижний бьеф, что очень важно для низконапорных плотин на реках, несущих большое количество наносов (с этим явлением столкнулись при проектировании гидроузлов на Амударье);

3) почти все формулы (кроме формулы Д. И. Кумина для частного случая и М. С. Вызго, учитывающей только увеличение шероховатости) не учитывают влияния гасителей, расщепителей и

Таблица 1

Расчетные формулы

Авторы	Общий вид формулы	Величины, входящие в формулу	Пределы применения
И. И. Леви	$H_p = k_r \frac{q}{v_0}$	$k_r = \frac{1,0}{\frac{0,14\,F^{2/3}\,l_{кр}}{22\,h_2} + \frac{2,5}{F^{2/3}}}$; $F = \frac{2z}{\varphi_2 h_c}$; $\varphi = 0,97$; $v_0 = 1,4\sqrt{gd}\ \ln\frac{R}{7d}$ для $d > 1,5$ *мм*	$F = 8 \div 30$
Д. И. Кумин	$H_p = k_r \frac{q}{v_0}$	$k_r = 0,87\left[1 + \frac{4,55}{\frac{l_{кр}}{h_2} - 1,69\sqrt{\eta - 4} + 0,195\,(\eta - 4)}\right]$; $v_0 = 3,92\,d^{0,3}\,H_p^{0,2}$	$\eta = 4 \div 30$
М. С. Вызго (первая)	$H_p = 0,95\sqrt{q\sqrt{a_{кк}^2}}$	$a_{кк} = a_n - \frac{(a_n - 1)\,l_{кр}}{\lambda h_2}$; $a_n = 0,63\,\eta + 0,37$; $\lambda = \frac{1}{4,2\,(n - 0,005)}$; n — коэффициент шероховатости	Не указаны

Продолжение

Авторы	Общий вид формулы	Величины, входящие в формулу	Пределы применения
М. С. Вызго (вторая)	$H_р = a_{кк}^{0,25} \frac{q}{v_0}$	v_0 (формула не указана); $a_{кк}$ (по предыдущей формуле)	Не указаны
Н. Т. Смольянинов	$H_р = a + \frac{q}{v_0}$	$a = h_2 - h_c$; $v_0 = v_1 \sqrt[n]{H_р}$; v_1 (по таблицам или формуле И. И. Леви при $H = 1$ *м*)	Не указаны
Е. А. Замарин	$H_р = \left(\frac{q}{v_1 \sqrt{H_1}}\right)^{\frac{2n}{2+n}}$	H_1 — глубина в конце рисбермы; v_1 — неразмывающая скорость при $H = 1$ *м* (формула не указана)	Не указаны
К. И. Россинский	$H_р = \sqrt[1,2]{\frac{q}{v_1}} + \frac{\Delta}{\delta}$	v_1 — неразмывающая скорость при $H = 1$ *м*, для наименьших фракций отмостки, толщиной слоя Δ; δ — относительное содержание отмостки по объему	Не указаны
А. Шоклич	$H_р = 0,378\, z^{0,5}\, q^{0,35} + 0,15\, a + H$ н/б	a — превышение конца флютбета над дном отводящего канала	Не указаны

других устройств на глубину местного размыва, несмотря на то, что большинство гидроузлов имеют такие устройства;

4) все формулы выведены для плоской задачи и не учитывают растекания и сбойности потока в нижних бьефах; формула К. И. Россинского и поправка А. С. Образовского к формуле Е. А. Замарина учитывают только увеличение погонного расхода из-за сбойности потока, растекание же потока в нижних бьефах (обычно сбросной фронт плотины меньше ширины русла нижнего бьефа) и уменьшение погонного расхода, а следовательно, и глубины местного размыва не учитываются.

В таблице 2 приведены данные о нижних бьефах рассмотренных гидроузлов при проходе максимальных сбросных расходов, наблюденных в натуре. При вычислениях сжатая и сопряженная глубины определены по методу Л. С. Башкировой. На гидроузлах Дамходжа и Карасу длина крепления принята равной расстоянию от водобоя до места наибольшей глубины.

Таблица 2

Натурные данные о нижних бьефах гидроузлов

Элементы	Гидроузлы			
	Дамходжа	Карасу	Сброс из БФК	Кзыл-Орда
$Q_{сб}$, $м^3/сек$	344	718	~100	1580
$H_{ср.быт}$, $м$	2,90	2,90	2,00	5,66
$\Sigma\, b_{от}$, $м$	42	98	10,8	187
$d_{ср}$, $мм$	25,1	62	20	0,25
$D_{макс}$, $мм$	100	300	80	1,0
$q_{сб}$, $м^3/сек \cdot м$	8,2	7,33	9,25	8,45
Условная отметка г.в. в в/б	17,21	21,30	24,00	28,80
» » г.в. в н/б	13,74	16,80	19,45	28,02
» » пола флютбета	9,50	15,20	16,45	19,00
$Э$	7,71	6,10	7,55	9,80
P	3,47	4,50	4,55	0,78
$q^{2/3} Э$	0,528	0,621	0,569	0,424
$h_c'/q^{2/3}$ при $\varphi=0,95$	0,182	0,200	0,189	0,160
$h_2/q^{2/3}$ при $\varphi=0,95$	0,974	0,915	0,950	1,053
h_c, $м$	0,74	0,76	0,832	0,662
h_2, $м$	3,95	3,45	4,17	4,37
$\eta = \frac{h_2}{h_c}$	5,35	4,55	5,00	6,60
$z = Э - h_c$	6,97	5,34	6,72	9,12
$l_{кр}$, $м$	26*	19,5*	29,5	35,5
$l_{кр}/h_2$	6,60	5,65	7,08	8,13
H н/б	4,24	1,60	3,00	9,02
B н/б	57,6	127,6	31	187

* Расстояние от водобоя до места наибольшего размыва.

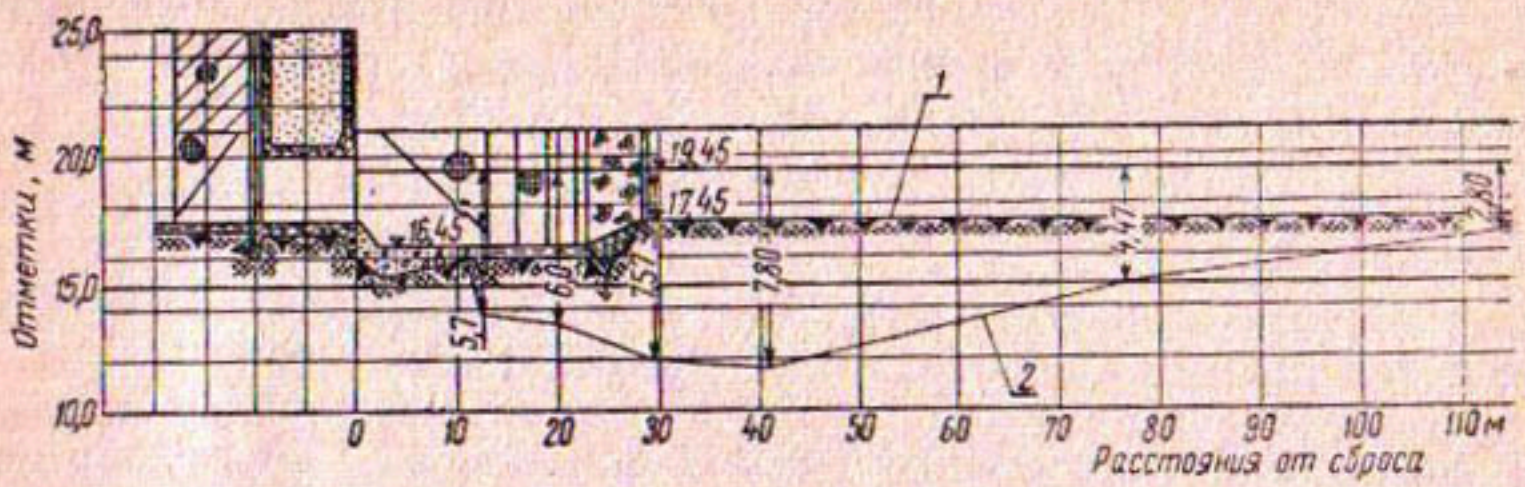


Рис. 3. Продольный профиль нижнего бьефа сбросного сооружения на ПК 469 БФК:

1 — уровень дна в отводящем русле по проекту; *2* — наинизшее дно отводящего русла после размыва.

В таблице 3 сопоставлены фактические и расчетные глубины местного размыва.

Таблица 3

Сопоставление натурных $H_ф$ и расчетных $H_р$ глубин местного размыва за сооружениями

Авторы формул	Буквенные обозначения	Гидроузлы				Средняя величина отношения $H_р/H_ф$
		Дамходжа	Карасу	Сброс на БФК	Кзыл-Орда	
Леви И. И.	$H_ф$	7,14	5,20	7,80	18,8	
	$H_р$	5,32	4,57	5,70	21,5	
	$H_р/H_ф$	0,75	0,88	0,73	1,14	0,875
Кумин Д. И.	$H_р$	7,16	5,39	8,00	19,5	
	$H_р/H_ф$	1,00	1,035	1,02	1,04	1,024
Вызго М. С. (первая)	$H_р$	5,75	5,00	5,95	4,80	
	$H_р/H_ф$	0,80	0,96	0,76	0,265	0,70
Вызго М. С. (вторая)*	$H_р$	5,75	4,14	6,67	15,1	
	$H_р/H_ф$	0,80	0,795	0,855	0,835	0,82
Смольяninов Н. Т.*	$H_р$	7,71	5,83	8,68	18,0	
	$H_р/H_ф$	1,08	1,12	1,11	0,96	1,07
Замарин Е. А.*	$H_р$	4,90	3,21	8,30	25,2	
	$H_р/H_ф$	0,69	0,62	1,06	1,34	0,93
Россинский К. И.*	$H_р$	4,90	3,50	14,6	14,2	
	$H_р/H_ф$	0,69	0,67	1,87	0,755	1,0
Шоклич А.	$H_р$	5,19	4,86	4,26	8,59	
	$H_р/H_ф$	0,73	0,93	0,55	0,46	0,67

* v_0 по Д. И. Кумину.

Неправильная эксплуатация гидроузлов. Одной из причин разрушения нижних бьефов гидроузлов является неправильная их эксплуатация. Сбросное сооружение на БФК, построенное для промывки головного участка канала при полном открытии отверстий сброса и свободном истечении с глубиной воды на пороге около

2 *м*, работало при пропуске воды из-под щита, с напором на пороге около 6,5 *м*. Такой пропуск воды при наличии общего понижения горизонта воды в отводящем русле привел к разрушению крепления в нижнем бьефе (рис. 3).

Выводы

1. Во всех проектах обязателен учет возможности общего понижения горизонта воды в нижних бьефах гидроузлов.

2. До получения новых данных максимальную глубину местного размыва за гидротехническими сооружениями следует определять по формулам Д. И. Кумина и М. С. Вызго (с введением поправочного коэффициента $K=1{,}25$), дающим наименьший разброс.

ОСОБЕННОСТИ ПОДДЕРЖАНИЯ В РАБОЧЕМ СОСТОЯНИИ НИЖНИХ БЬЕФОВ РЕЧНЫХ СООРУЖЕНИЙ В ГОРНО-ПРЕДГОРНОЙ ЗОНЕ

К. Ф. АРТАМОНОВ,

доктор технических наук

А. Н. КРОШКИН,

кандидат технических наук

(КиргНИИВХ)

Трудности эксплуатации нижних бьефов водозаборных узлов, связанные с общими и местными деформациями отводящих русел, общеизвестны. В Киргизской ССР эти трудности обусловлены почти полным разбором воды из рек на орошение и кольцеванием источников питания в условиях влечения по рекам большого количества крупных наносов и ограниченности речных пойм для аккумулирования твердого стока.

В области научного прогнозирования русловых деформаций в нижних бьефах сооружений трудами И. И. Леви, М. С. Вызго, К. И. Россинского, С. Т. Алтунина и И. А. Бузунова, В. Н. Гончарова и др. [1, 5, 6, 8] обобщены значительные результаты исследований. Однако такие факторы, как сложность сочетания русловых деформаций, связанных с местным и общим размывами, и явления завала наносами сбросных отверстий и отводящих русел, объясняемые часто не учитываемыми в расчетах условиями организации строительства и ввода в эксплуатацию водозаборных узлов, а также перспективами увеличения отбора воды из реки на этих узлах или в верховьях источника орошения, сводят на нет данные прогнозных расчетов. Аналогичная картина иногда наблюдается и с прогнозами, построенными на данных модельных (экспериментальных) исследований. В этих условиях в большинстве случаев затруднителен анализ работы нижних бьефов в аспекте расчет — модель—натура.

Многолетние полевые исследования переформирований бьефов речных гидротехнических узлов в Киргизии проводятся на горно-предгорном участке р. Чу: Западный и Восточный узлы БЧК, Бурдинская и Чумышская плотины (1955—1958 гг., 1962—1965 гг.), плотины Орто-Токойского (1958—1965 гг.) и Шамсинского (1960—1965 гг.) водохранилищ*.

Краткие эксплуатационные характеристики водозаборных узлов и плотин приведены в таблице 1 и более полные — в работе

---

* В исследованиях принимали участие научные сотрудники Э. В. Костюченко, С. И. Ибраимов, А. С. Лопатин, В. Г. Тесленко и др.

Таблица 1

Основные характеристики водозаборных узлов и плотин

Гидротехнический узел	Год ввода в эксплуатацию	Средний летний расход реки, $м^3/сек$	Уклон реки	% водозабора при среднелетних расходах воды в реке	Превышение НПГ над порогом плотины, м	Превышение порога плотины над средним дном бытового русла, м	Через сколько времени после ввода в эксплуатацию наступила стадия	
							опасного оголения низового зуба	недопустимого завала порога плотины отложениями
Буурдинский	1954	75	0,007	До 60	3,65	0	Не наблюдалось	До 1966 г. не наблюдалось
Восточный БЧК	1959	68	0,007—0,006	До 35	3,0	0,6	» »	То же
Западный БЧК	1954	62	0,0036	До 80	3,3	0	» »	В первый год эксплуатации
Чумыш	1934	50	0,002	До 80	3,5	0,5	Через четыре года	Через 9 лет
Орто-Токой	1956	45	0,003	—	—	52	Не наблюдалось	—
Шамси	1960	12	0,03	—	—	19	» »	—
Куршабский	1955	57	0,007	До 50	3,5	1,2	» »	Через 2 года
Караунгурский	1960	41	0,008	До 60	4,0	1,25	В первый год эксплуатации	До 1965 г. не наблюдалось
Карабалтинский	1955	10	0,045	До 30	Без подпора	0	Не наблюдалось	В первый год эксплуатации
Чон-Кызыл-Суйский	1956	12	0,025	До 80	Без подпора	0,8	» »	До 1965 г. не наблюдалось
Джарлы-каиндинский	1956	3	0,065	До 50	То же	1,2	» »	То же
Сары-Курганский	1948	78	0,012	До 80	4,0	2,0	» »	Через 10 лет
Кара-Суйский	1956	290	0,007	До 50	4,2	1,0	Через 3 года	До 1965 г. не наблюдалось
Кампыр-Раватский	1939	180	0,004	До 60	3,0	1,8	Не наблюдалось	Через семь лет

«Регулировочные сооружения при водозаборе на реках в предгорных районах», опубликованной в 1963 г. [2]. Компоновки низконапорных узлов Западный и Восточный БЧК основаны на использовании принципа поперечной циркуляции потока в криволинейных подводящих руслах и деления потока по высоте в створах водоприемников со сбросом влекомых наносов через донные промывники. Чумышская плотина построена по принципу схемы Эльсден, а Бурдинская имеет примитивную схему бокового водозабора с отстойником в голове отводящего канала.

Узел Западный БЧК состоит из трехпролетной щитовой плотины с общей длиной водосливного фронта 24 *м*, рассчитанного на расход 265 *м*³/*сек*, водоприемника с пропускной способностью до 55 *м*³/*сек* и трех донных промывных галерей (сечением 4×1 *м*) на расход 54 *м*³/*сек*.

По данным расчета и результатам модельных исследований, порог плотины намечалось повысить над средним дном реки на 1,0—1,8 *м*, т. е. основание промывных галерей находилось бы на средней отметке дна русла. Порог построенной плотины расположен на средней отметке дна русла, основание отверстий промывных галерей заглублено по сравнению с порогом плотины на 1,8 *м*. В этом заключаются два первых существенных отступления от проектных предложений, нарушившие более или менее нормальные условия эксплуатации узла.

Для бесподпорного сопряжения промывников с отводящим руслом в нижнем бьефе устроен прокоп с нулевым уклоном шириной по дну около 20 *м* и длиной 450 *м*. Головной узел вступил в эксплуатацию в июле 1954 г.

Наблюдения на нижнем бьефе до 1956 г. велись на протяжении 540 *м* (шесть промерных створов); с 1957 г. участок наблюдений увеличен до 1350 *м*.

Прогнозируемого по данным расчета и лабораторных исследований понижения дна русла за сооружением в первый период эксплуатации не установлено. Наоборот, измерениями, произведенными через месяц после ввода сооружения в эксплуатацию, было зафиксировано общее повышение дна и увеличение местного уклона в отводящем русле. К октябрю 1954 г. дно отводящего русла за сооружением поднялось более чем на 1 *м*.

Столь интенсивное повышение дна отводящего русла и отсутствие предполагаемого размыва его в первый период эксплуатации объясняется неучтенным в проектных проработках скоплением перед временными строительными перемычками 100 тыс. *м*³ наносов, образовавшихся в течение строительного периода (1951—1954 гг.), и скоротечным завалом ими подводящего и отводящего русел после ввода в эксплуатацию и разборки строительных перемычек (подпиравших реку на 1,3 *м*). В этом заключается третье существенное отступление от прогнозных предположений.

В последующие годы (1955—1956) завал нижнего бьефа влекомыми наносами продолжался (табл. 2), несмотря на то, что

процент водозабора находился в пределах проектных предположений (65—70%).

Таблица 2

Отложение наносов в нижнем бьефе плотины Западного БЧК

Показатели	Годы						
	1954	1955	1956	1957	1958	1963	1964
Средневегетационный расход в верхнем бьефе, $м^3/сек$	54,6	54,6	65,0	35,5	67	65	67
Средневегетационный расход в нижнем бьефе, $м^3/сек$	22,7	19,1	29,3	5,1	30,2	10,4	12,0
Коэффициент водозабора	0,70	0,71	0,68	0,82	0,59	0,84	0,82
Средний уклон в нижнем бьефе	0,0022	0,0021	0,0031	0,0020	0,0011	0,0022	0,0022
Объемы годичных отложений наносов, тыс. $м^3$	4,3	5,0	9,8	—	6,3	10,0	7,8

До 1956 г. первоначальные формы отводящего русла поддерживались механической очисткой. Однако в 1957 г. выявилась необходимость переустройства отводящего русла: старое русло на протяжении 1 *км* было спрямлено, новое русло уширили по дну в среднем до 10 *м* (устойчивое бытовое 40—45 *м*) и придали уклон 0,00272 (бытовой 0,0036). В 1958 г. при расходе 200 $м^3/сек$ (максимальный расход 40% обеспеченности) не закрепленный прокоп при созданном малом по сравнению с бытовым уклоне полностью деформировался, основная часть потока вновь протекала по поднявшемуся в результате отложений старому руслу реки, чему содействовал размещенный за ним неустойчивый, постоянно переформировывающийся участок естественного русла.

Нарастанию интенсивности переформирований способствовало также не предусмотренное проектом увеличение с 1957 г. водозабора до 80%, что вызвало еще бо́льшую перегрузку потока наносами в отводящем русле. В этом заключается четвертое существенное отступление от данных, на которых строились прогнозные предположения, расчеты и экспериментальные исследования.

Начиная с 1957 г. ежегодно в нижний бьеф поступало 8—10 тыс. $м^3$ наносов крупностью до 30—40 *мм*, удалявшихся механической очисткой. Судя по крупности русловых отложений в бытовых условиях верхнего бьефа ($d_{ср} = 50 \div 70$ *мм*) и в отводящем русле ($d_{ср} = 30 \div 40$ *мм*), процесс полного транзита наносов в нижний бьеф еще не наступил. В последнее время условия эксплуатации нижнего бьефа несколько улучшились в связи с организацией в отводящем русле карьера завода железобетонных изделий.

Головной узел Восточной ветки БЧК по компоновке, конструкции и пропускной способности аналогичен узлу Западного БЧК. Однако положительной особенностью этой плотины является то, что порог заложен выше отметки среднего дна спрямленного русла на 0,59 *м*, а порог промывных галерей сделан на одном уровне с порогом плотины; отводящее русло закреплено каменной наброской на протяжении около 100 *м* и выполнено шириной по дну 25 *м* (бытовая 35—40 *м*) с уклоном 0,0078 (бытовой 0,006—0,007); водозабор в канал не превышает 36—48% среднегодового и 40—56% средневегетационного расхода реки. Сооружение сдано в эксплуатацию в 1958 г. Наблюдения за переформированием нижнего бьефа ведутся на участке протяжением 1500 *м* (10 промерных створов). По данным промеров за период 1958—1963 гг. в нижнем бьефе деформаций (размывов или завалов русла), нарушающих нормальные условия водозабора, не наблюдалось.

Процесс формирования подводящего и отводящего русел этого узла полностью еще не завершился, о чем можно судить по различию величин средних диаметров наносов, слагающих русло: в бытовых условиях 8—12 *см* и отложившихся в зонах переформирований 3—5 *см*.

Головной узел Буурдинской ГЭС имеет бетонную щитовую плотину пропускной способностью 450 $м^3/сек$ (три пролета шириной по 10 *м*) и сброс — промывник шириной 3 *м*, предназначенный для смыва донных отложений перед порогом водоприемника. Порог плотины расположен на отметке среднего дна реки, имеющей бытовой уклон 0,007. Угол отвода бокового водоприемника 67°, высота порога 1,2 *м*. В состав узла входит двухкамерный отстойник общей длиной 106 *м*. В канал деривации подается вода в количестве 47 $м^3/сек$. Русло в нижнем бьефе незарегулировано. Сооружение эксплуатируется с 1954 г.; исследования в нижнем бьефе русловых деформаций начаты с 1956 г.; наблюдениями охвачен участок протяжением 1,2 *км* (7 створов).

В 1956—1958 гг. существенных деформаций русла в нижнем бьефе не наблюдалось. Отсутствие завала русла в нижнем бьефе было обусловлено сравнительно малым коэффициентом водозабора, задержанием крупных фракций (до 1957 г.) более 5 *см* в верхнем бьефе, постоянным сбросом излишков воды, регулярными кратковременными промывками, а также удалением механизмами грунта для нужд строительных организаций.

Наблюдениями 1963 г. (средний расход 110 $м^3/сек$, водозабор 40%) установлено, что в нижнем бьефе с 1958 г. на неустойчивом участке русла отложилось (в зоне блуждания речного потока) 13 тыс. $м^3$ наносов диаметром 6—15 *см* при уклоне 0,0044 (бытовой 0,0072—0,0077), сформировавшемся на протяжении 300 *м*. Отложения эти до 1966 г. не оказывали отрицательного влияния на нормальные условия эксплуатации водозаборного узла.

Чумышский гидроузел, вступивший в эксплуатацию в 1934 г., состоит из щитовой плотины (два пролета по 14 *м*) с пропускной

способностью 450 *м*³/*сек*, правобережного и левобережного отстойников с промывными устройствами перед регуляторами каналов, пропускающими расход до 42 *м*³/*сек* каждый. Отметка порога плотины превышает отметку среднего дна русла на 0,5 *м*, а отметка порога промывников совпадает со средней отметкой русла реки. Низовой зуб флютбета заложен на два метра ниже порога плотины.

Наблюдения за нижним бьефом проводятся ежегодно с 1934 г. на протяжении 1—2 *км* (7—16 промерных створов)*. Перед строительством узел в 1931—1933 гг. подвергался экспериментальной проверке на модели в лабораториях ЦАГИ и САНИИРИ.

По материалам полевых исследований установлено, что в период полного осаждения речных наносов в верхнем бьефе (до 1937 г.) и поступления в нижний бьеф осветленной воды за рисбермой наблюдались местные размывы русла (до 1,5 *м*), угрожающие разрушением низового зуба (глубина заложения 2 *м*). В 1933 г. в конце рисбермы была насыпана из камня весом до 0,2 *т* затопляемая перемычка объемом 800 *м*³ поперек всего русла, и оно приняло стабильную форму. В этот же период с верхнего бьефа в нижний начали поступать влекомые наносы. С 1939 г., т. е. после четырех лет эксплуатации сооружения, при водозаборе от 10 до 70% в нижнем бьефе начала формироваться гряда отложений наносов крупностью до 50 *мм*. К концу 1943 г. объем отложений составил около 35 тыс. *м*³, а к концу 1944 г. —40 тыс. *м*³. Средние отметки отводящего русла превышали отметки пола промывных галерей на 1,25 *м*, а порога плотины на 0,75 *м*. В результате уменьшилась пропускная способность водозаборного узла, снизилась эффективность промывки верхнего бьефа и камер отстойников, появилась угроза переполнения бьефов при максимальных расходах воды в реке.

Для предупреждения этих опасных явлений и трудностей эксплуатации узла в 1944 г. был проделан первый прокоп длиной 135 *м*, уменьшивший протяженность отводящего русла непосредственно за сооружением на 560 *м* и повысивший его транспортирующую способность. Первый прокоп способствовал смыву примерно 20 тыс. *м*³ наносов и стабилизации русла, однако угроза завала нижнего бьефа отложениями наносов осталась прежней. В 1945 г. выправление русла реки было продолжено устройством еще двух прокопов — спрямлений излучин на расстоянии 700 *м* от первого прокопа. Эти прокопы, один (№ 3) протяжением 470 *м* и другой (№ 4) протяжением 250 *м*, сократили длину отводящего русла на 650 *м* и увеличили уклон на участке спрямления до 0,0044 (бытовой 0,0015). Совместное действие трех прокопов обусловило в 1945 г. понижение средних отметок русла до первоначальных бытовых при среднегодовых сбросных расходах 30 *м*³/*сек*. Начиная с 1947 г. наступил период маловодья, сбросные расходы уменьшились до 20 *м*³/*сек* и завал нижнего бьефа наносами проявился вновь.

---

* Работы выполнялись инженерами Г. Т. Поповым и Н. П. Бутенко.

К 1949 г. объем отложившихся наносов составил 45 тыс. $м^3$ при средневегетационном (период май — сентябрь) водозаборе 55%. Промывками бьефов в 1949 г. удалось повторно ликвидировать опасность завала сооружения влекомыми наносами. Однако к концу 1951 г. объем отложений в нижнем бьефе в третий раз достиг критической величины (около 50 тыс. $м^3$) при средневегетационном водозаборе 64%. При этом наибольшие объемы отложений наносов были зафиксированы на неспрямленной излучине русла реки между прокопами № 1 и 3 с уклоном менее 0,0015. На этом участке в 1952 г. был сделан прокоп № 2 протяженностью более 500 *м*, сокративший длину отводящего русла на 350 *м* и увеличивший уклон реки до 0,0021. Последнее в сочетании с увеличением сбросных расходов воды (среднегодовой 25 $м^3/сек$) привело в 1952—1955 гг. к полному смыву отложений наносов в нижнем бьефе.

В последующие годы эксплуатации сооружения значительных завалов нижнего бьефа не наблюдалось, чему способствовали периодические промывки бьефов (7—8 промывок за год, из них 5—6 продолжительностью от 8 до 24 часов и две по 10 суток расходами от 1 до 66 $м^3/сек$). Исследованиями 1963 г. установлено, что при среднелетнем расходе воды в верхнем бьефе 75 $м^3/сек$ и среднем водозаборе 70% сформировавшийся средний уклон русловых отложений в нижнем бьефе составил 0,00282. После 10-суточной промывки (октябрь) расходом 36,5 $м^3/сек$ уклон уменьшился до 0,0020, приблизившись к бытовому.

Сопоставление поперечных профилей русла в нижнем бьефе до и после промывок показало, что при сбросном расходе 55,5 $м^3/сек$ (примерно среднелетнем расходе реки) в нижнем бьефе восстанавливаются бытовые условия, т. е. при этом сбросном расходе смываются все отложения наносов, скопившиеся за год в верхнем и нижнем бьефах, без опасных для сооружения деформаций отводящего русла, сложенного из фракций средним диаметром около 0,02 *м*. В 1964—1965 гг. промывной расход составил 66 $м^3/сек$, в результате были отмечены смыв 20 тыс. $м^3$ наносов из аллювиальных отложений бытового русла, понижение наименьших отметок дна в прокопах № 1 и 2 на 1 *м* и повышение дна на 0,5—1,2 *м* в прокопах № 3 и 4.

Поучительный опыт эксплуатации Чумышского гидроузла свидетельствует о сложности и разнообразии явлений русловых деформаций, наблюдающихся в нижнем бьефе, в зависимости от различных периодов его эксплуатации, о необходимости постоянного проведения регулировочных работ для поддержания отводящего русла в рабочем состоянии.

Орто-Токойский гидроузел состоит из глухой земляной плотины высотой 52 *м*, эксплуатационного тоннеля длиной 566 *м*, пропускной способностью 165 $м^3/сек$, оборудованного двумя затворами конусного типа на выходном портале, катастрофического водослива и быстротока длиной 623 *м*. Емкость водохранилища, эксплуатируемого с 1956 г., — 470 млн. $м^3$.

Наблюдения за деформациями в нижнем бьефе проводились в 25 створах на протяжении 29,4 *км* начиная с 1959 г. Данные по общим объемам деформаций приведены в таблице 3.

Таблица 3

Деформации русла в нижнем бьефе Орто-Токойского гидроузла*

Годы	Объемы деформаций русла, тыс. $м^3$			Сбросные расходы, $м^3/сек$		Продолжительность периода сброса воды, месяцев
	размыв	завал	разность	максимальные	средние	
1959	96	78	18	65	50	4
1961	44	31	13	95	60	3
1962	147	141	6	114	80	5
1963	276	224	52	132	46	7
1964	168	112	56	116	82	4

* Работы проведены В. Г. Тесленко.

Деформации в основном подверглись участки, не закрепленные выходами коренных скальных пород и булыжно-валунными отложениями естественной отмостки русла, достигающими 1 *м* в диаметре. Деформация русла происходила как из-за размывов (вымыв мелких фракций, местные размывы глубиной до 0,5 *м*, общие размывы на глубину до 0,2 *м*), так и вследствие отложений наносов в зонах малых уклонов и неустойчивых течений. За период 1959—1965 гг. общего понижения отметок русла реки в нижнем бьефе не установлено; имеются местные понижения дна русла с тенденцией укрупнения слагающих ложе реки частиц в условиях преобладания боковой деформации русла на отдельных участках. Общие объемы деформаций русла увеличивались с ростом максимальных и средних сбросных расходов воды, а также продолжительности их пропусков.

Фильтрующая плотина-завал на р. Шамси возведена в 1960 г. Высота ее 19 *м*, длина по тальвегу 250 *м*, заложение откосов: верхового 1,5, низового 6, емкость руслового отстойника перед плотиной 270 тыс. $м^3$.

Наблюдения за переформированием бьефов на плотине начаты с 1960 г., объемы отложений наносов в отстойнике по годам приведены в таблице 4.

Переформирование нижнего бьефа за период наблюдений изучалось в 16 створах на протяжении 4 *км*. Средний уклон русла 0,03, средний диаметр отложений наносов 0,18 *м*, отмостки ложа 0,5—0,6 *м*, участок аллювиальный, устойчивый. Период наблюдений отличался сравнительной маловодностью (табл. 4), поэтому общей деформации русла не наблюдалось, имели место лишь местные размывы до 0,5 *м* в пределах размеров выступов камней, слагающих естественную отмостку.

Таблица 4

Отложения наносов в отстойнике плотины на р. Шамси*

Годы	Обеспеченность года по среднегодовым расходам, %	Объемы отложений влекомых наносов, тыс. $м^3$	Объемы отложений взвешенных наносов ($d<1$ мм), тыс. $м^3$	Годы	Обеспеченность года по среднегодовым расходам, %	Объемы отложений влекомых наносов, тыс. $м^3$	Объемы отложений взвешенных наносов ($d<1$ мм), тыс. $м^3$
1960	80	6,5	6,1	1963	45	17,3	16,9
1961	65	9,0	5,4	1964	88	8,3	10,4
1962	50	22,7	8,6	1965	50	3,5	2,2

* Работы выполнены А. С. Лопатиным, А. Н. Крошкиным.

Анализ проведенных многолетних исследований нижних бьефов сооружений на горно-предгорном участке рр. Чу и Шамси, на рр. Куршаб и Караунгур с уклонами около 0,008, на реках горного типа, таких, как Чон-Кызыл-Су, Карабалты, Джарлы-каинды, с уклонами 0,03—0,05 в Киргизской ССР, а также водозаборов: Сары-Курганского, Кара-Суйского на р. Чирчик, Кампыр-Раватского (см. табл. 1) в Узбекской ССР и других с уклонами 0,004—0,01 позволяет отметить следующее:

1. Стадия опасного (сверх расчетного) оголения низового зуба флютбетов рассмотренных сооружений (см. табл. 1) в первый период их эксплуатации, как следствие общих деформаций отводящих русел, является редким исключением, обусловленным большой аккумулирующей емкостью верхнего бьефа (Чумышская, Кара-Суйская плотины) и вводом в эксплуатацию узлов непосредственно перед пропуском паводковых (близких к расчетным) расходов воды через сбросные сооружения (Караунгурская плотина).

На более поздних стадиях эксплуатации узлов опасные оголения низового зуба, как результат общих и местных размывов, обусловлены ошибками в определении максимальных расходов в сторону уменьшения (Кугартская, Варзобская, Гиссарская плотины).

Положительную роль в предупреждении опасного оголения низового зуба флютбетов играет самоотмостка ложа отводящего русла. Она образуется в результате вымыва из отложений только мелких фракций сбросными расходами осветленной в верхнем бьефе воды маловодных лет, непосредственно следующих за вводом сооружения в эксплуатацию (табл. 1, большинство приведенных узлов), а также вследствие смыва в нижний бьеф наносных отложений перед временными сооружениями, скопившихся в период строительства сооружения (Западный БЧК).

2. Сроки наступления стадии недопустимого завала порога плотины и промывных устройств со стороны нижнего бьефа находятся в прямой зависимости от ряда друг друга дополняющих факторов,

а именно: от высоты порога сооружения над дном реки, условий строительства и ввода сооружения в эксплуатацию, аккумулирующей емкости бьефов узла, процента отбора воды из реки, транспортирующей способности отводящего русла, от своевременности и объема промывок бьефов, предпринимаемых регулировочных и очистных работ, а также от соответствующего учета перспектив расширения орошаемых площадей, а следовательно, и увеличения процента водозабора на данном узле или на верхнем участке реки. Полноценный учет этих факторов сопряжен с большими трудностями, обусловленными отсутствием как надежных данных, характеризующих режимные особенности источника орошения, так и сложностью прогнозных расчетов влияния этих факторов на образование завала отводящего русла.

3. Условия эксплуатации нижних бьефов узлов в значительной степени определяются высотой порога плотины и промывников над дном реки. При порогах, размещенных на уровне средней отметки русла реки, завал нижних бьефов скоротечен (Западный БЧК, Карабалты), возможность эффективной гидравлической промывки отсутствует.

Проектирование (назначение) отметки порога представляется как сложная технико-экономическая задача, состоящая в увязке высоты порога с аккумулирующей емкостью бьефов, составом и конструкцией регулировочных мероприятий, транспортирующей способностью отводящего русла и местным размывом за сооружением. Стоимость полученных конструктивных решений целесообразно сопоставить со стоимостью механической очистки отводящего русла и других способов поддержания его в надлежащем состоянии. В процессе эксплуатации, очевидно, целесообразно в первые годы производить водозабор при минимальных подпорах, увеличивая их в сочетании с промывками по мере формирования бьефов.

В отдельных случаях высоту порога следует принимать по ширине сливного фронта переменной, увеличиваемой в зависимости от условий формирования гряд отложения наносов в бьефах сооружений. Эти особенности эксплуатации должны быть учтены в конструкции водоприемников, сбросных и промывных устройств и русловых участков.

4. Отводящее русло в силу перегрузки наносами отличается неустойчивостью и нуждается в постоянном поддержании его транспортирующей способности путем регулирования, характер которого определяется периодами и условиями эксплуатации сооружений. В первый период для предупреждения местных и общих размывов эффективно применяют поперечные затапливаемые перемычки из каменной наброски (Чумышская, Кугартская плотины) там, где общему размыву русла недостаточно сопротивляется естественная отмостка.

Во второй период эксплуатации затруднения, связанные с завалом нижнего бьефа наносами (Чумышская плотина), ослабляют при помощи последовательного спрямления излучин (в отличие от

тупиковых прорезей), сжатия и закрепления неустойчивого отводящего русла (Куршабская, Сары-Курганская плотины), устройства закрепленных прорезей и пр. в сочетании с гидравлическими промывками.

Спрямленные и зарегулированные участки русел, а также прорези необходимо рассчитывать на пропуск как средних, так и максимальных сбросных расходов воды с учетом естественной сопротивляемости ложа русла размыву.

5. Нарушение расчетных (проектных) условий эксплуатации нижних бьефов гидроузлов связано главным образом с интенсификацией водозабора после ввода сооружения в действие. Повышение процента отбора воды из реки ведет к снижению до малоэффективных размеров сбросов через промывные устройства и прекращению регулярных промывок бьефов большими расходами воды (Западный БЧК, частично Чумышский узел и др.). Это объясняется отсутствием полноценно и всесторонне разработанных побассейновых схем перспективного орошения с учетом кольцевания источников питания и оросительных систем, особенностей водозабора и целесообразности его рассредоточения по протяжению реки в целях увеличения емкости пойменных участков, используемых для аккумуляции наносов.

6. На низконапорных гидроузлах в горно-предгорной зоне из-за сравнительно малой аккумулирующей емкости бьефов в условиях повышенных коэффициентов водозабора (более 0,8) основные затруднения при эксплуатации сооружений связаны с завалом наносами нижних бьефов и осуществлением мероприятий по поддержанию их в рабочем состоянии.

В гидротехнической практике для борьбы с отложениями наносов применяют частичное или полное регулирование руслового потока [1]. При частичном регулировании используется аккумулирующая емкость поймы непосредственно за сооружением, при полном — наносы транспортируются от сооружения на предельно дальние расстояния. В ряде случаев при широкой пойме ($B_п > 3B$, где B — ширина русла реки) рационально применять поэтапное регулирование отложений наносов в отводящем русле [2, 3]. В этих случаях наносотранспортирующие закрепленные прорези строятся на коротких участках из расчета формирования за ними конуса отложения наносов в объеме твердого стока реки за 2—3 года. Поэтапное заполнение поймы отдаляет сроки опасного подтопления сбросных и промывных отверстий со стороны нижнего бьефа. Как новое предложение, поэтапное аккумулирование влекомых наносов в отводящих руслах было подвергнуто подробному изучению в КиргНИИВХ.

Экспериментальные изучения выполнялись на трех русловых установках масштаба 1 : 20. На первой, имевшей длину 21 *м*, ширину 14,5 *м* и уклон 0,03, изучались вопросы формирования конуса занесения за порогом сооружения при помощи схематизированного гидрографа, на второй и третьей длиной соответственно 20 и

10 *м*, шириной 2,5 и 4 *м*, с уклонами 0,03 и 0,01* изучалось формирование одиночными попусками расходов воды конуса занесения за порогом сооружения и за участками прорезей. Расходы воды изменялись в пределах 0,6—25 *л/сек*, коэффициент водозабора — от 0,3 до 0,95, концентрация наносов — от 0,2 до 43 *г/л*, их средний диаметр — от 0,5 до 12,2 *мм*. Высота порога сооружения над средней отметкой русла составляла 7,5—12,5 *см*, а над средней отметкой поймы в створе сооружения —1,5—7,5 *см*. Зарегулированные прорези имели длину 1—5 *м*. Всего было проведено 60 опытов: фиксировались плановые и высотные характеристики конуса, фракционный состав наносов и русловых отложений, коэффициент водозабора, концентрация наносов и др.

Исследования показали, что отбор осветленной воды в каналы и перегрузка наносами сбросных расходов приводит к частичному или полному занесению нижнего бьефа. При этом может быть выделено три случая переформирований.

Первый случай. Процесс переформирования протекает при расходах воды в верхнем бьефе от среднемаксимальных и выше, а рекой транспортируются наносы средним диаметром более 0,5 $d_{ср}$ ($d_{ср}$ — средний диаметр русловых отложений). В этом случае наиболее крупные фракции в нижнем бьефе осаждаются непосредственно за порогом сооружения или за концом прорези. Промежутки между крупными частицами заполняются средними и мелкими фракциями, образуя первичную гряду отложений в пределах ширины русла. Затем за первичной грядой формируются новые отложения, уменьшающие общий уклон и создающие благоприятные условия для дальнейшего увеличения высоты конусной гряды, которая теперь уже распространяется на пойму. Поток, разделяясь на рукава и блуждая по пойме, образует конус занесения с вершиной у порога сооружения; уклон конуса достаточен для транспорта наносов на нижележащие участки. Наблюдаются периодические свалы потока в боковых направлениях с частичным размывом и последующим наращиванием конуса.

В первом случае переформирования транспортирующая способность потока в нижнем бьефе восстанавливалась за счет увеличения уклона, возрастающего в 2—20 раз по сравнению с бытовым уклоном при коэффициентах водозабора от 0,4 до 0,95.

Второй случай. Переформирование нижнего бьефа наблюдается при отложении наносов крупностью менее 0,5 $d_{р}$, при коэффициентах водозабора менее 0,8 и расходах воды меньше среднемаксимальных. В этом случае в нижнем бьефе уменьшается русловая шероховатость, что способствует восстановлению транспортирующей способности потока без заметного увеличения бытового уклона русла (уклон начинает увеличиваться при $\varphi > 0{,}8$); гряда наносов имеет распластанную форму, распространяясь вниз по течению путем заполнения неровностей ложа бытового русла.

---

* В опытах принимали участие Г. В. Калиниченко и В. Ф. Талмаза.

Третий случай — промежуточный между первым и вторым. Переформирование нижнего бьефа происходит в результате отложения наносов мелких фракций $d<0{,}5\ d_{ср}$ при повышенных концентрациях (концентрация увеличивается вследствие уменьшения среднего диаметра транспортируемых частиц) и больших коэффициентах водозабора $\varphi>0{,}8 \div 0{,}9$ или за счет отложения крупных фракций $d>0{,}5\ d_{ср}$ при малых коэффициентах водозабора $\varphi<0{,}4$. В этом случае конус имеет распластанную форму (уклоны увеличиваются в 1,2—4 раза), восстановление транспортирующей способности потока происходит как из-за уменьшения шероховатости русла, так и вследствие увеличения уклона. Геометрические размеры конуса увеличиваются как вниз, так и вверх по течению потока.

Исследованиями установлено, что конусы, формирующиеся за порогом сооружения или отдельными прорезями, по геометрическим размерам и формам идентичны при одинаковых сбросных расходах воды, диаметрах и концентрации наносов. Несущественные отличия объясняются своеобразием скоростного режима потока на выходе из сооружения и прорези.

Угол растекания потока в пределах вершины конуса α при уклонах бытового русла 0,01—0,03 составил в среднем $^2/_3\,\pi$ и в отдельных случаях он достигал значения π.

Уклоны на конусе занесения изменялись как в пространстве, так и во времени и определялись фракционным составом и концентрацией наносов в потоке, сбрасываемых в нижний бьеф, коэффициентами водозабора, шероховатостью русла реки. В продольном направлении наблюдалось некоторое уменьшение уклона конуса от вершины к подошве отложений. В плане уклоны несколько увеличивались от оси конуса к его периферии, при этом средневзвешенное по площади значение уклона приблизительно равнялось среднему уклону по оси русла модели ($\alpha=90°$), а в отдельных случаях — средним уклонам продольных профилей, снятых под углами 60 и 120°.

В состоянии динамического равновесия потока и русла, когда большая часть наносов в нижнем бьефе транспортируется к периферии конуса, средневзвешенное по площади значение уклона занесения $i_з$ характеризуется следующим приближенным соотношением:

$$i_з = 0{,}6d^{1{,}1}\left(\frac{\sqrt{g}}{Q}\right)^{0{,}44}\cdot\left(\frac{1}{1-\varphi}\right)^{n}, \qquad (1)$$

где Q — расход воды в верхнем бьефе;
d — средний диаметр наносов, транспортируемых расходом Q в бытовых условиях;
φ — коэффициент водозабора;
n — показатель степени; $n=0{,}85$.

Средний диаметр наносов d для уклонов более 0,001 рекомендуется определять по приближенной гидроморфометрической зависимости

$$d = 1{,}6\, i^{0.9} \left(\frac{Q}{\sqrt{g}}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{Q - Q_0}{Q_{10\%} - Q_0}\right)^{0.9}, \qquad (2)$$

где i, Q — бытовые уклон и расход воды в русле;

$Q_{10\%}$ — руслоформирующий расход, равный для условий горно-предгорной зоны примерно максимальному расходу десятипроцентной обеспеченности (пределы изменения обеспеченности 5—15%);

Q_0 — расход, соответствующий началу движения наносов; $Q_0 = kQ_{10\%}$; $k = 0{,}05 \div 0{,}20$; $k_{ср} = 0{,}10 \div 0{,}15$.

При протекании в верхнем бьефе руслоформирующих расходов выражение (1) по структуре совпадает с рекомендациями И. И. Леви, А. Н. Гостунского. Так как на участках рек с $i > 0{,}001$

$i = 0{,}6\, d^{1.1} \left(\frac{\sqrt{g}}{Q_{10\%}}\right)^{0.44}$, то

$$i_з = i \left(\frac{1}{1 - \varphi}\right)^{0.85} \qquad (3)$$

и отличается только величиной показателя степени. Среднеквадратичные величины отклонений расчетных значений $i_з$ по формуле (1) от измеренных составили 10—15%.

В задачу исследований входило также изучение фракционного состава отложений наносов на конусе.

Если пренебречь некоторым уменьшением крупности фракций от вершины конуса к его подошве, а также от геометрической оси русла к бортам модели, то периодическая смена в отводящем русле процессов транспорта наносов и их отложений обусловила почти равномерное плановое распределение фракционного состава частиц, формирующих конус. Транзит мелких фракций за пределы конуса вызывал увеличение в его толще средних диаметров русловых отложений по сравнению со средними диаметрами наносов, сбрасываемых в нижний бьеф, и уменьшение их коэффициента неоднородности. Приближенно отложения наносов в нижнем бьефе можно характеризовать средневзвешенным диаметром $d_к$, определяемым по гидроморфометрической зависимости:

$$d_к = 1{,}6 i_з^{0.9} \left(\frac{Q_{н.б}}{\sqrt{g}}\right)^{0.4}, \qquad (4)$$

где $Q_{н.б}$ — расход воды в нижнем бьефе.

Среднеквадратичные величины отклонений расчетных данных, полученных по формуле (4), от измеренных составили 15—20%. Приравниванием уклона занесения, определяемого по формуле

(1), к бытовому уклону получено критическое значение коэффициента водозабора φ_0, при котором уклон в нижнем бьефе не меняется и восстановление транспортирующей способности потока происходит за счет уменьшения шероховатости русла:

$$\varphi_0 = 1 - 0{,}55\frac{d^{1,3}}{i^{1,2}}\left(\frac{\sqrt{g}}{Q}\right)^{0,52}. \qquad (5)$$

Формула (5) позволяет определить вид переформирований, наблюдающихся в нижнем бьефе и соответствующих трем случаям, рассмотренным выше.

Если $\varphi \leqslant 1 - 0{,}55\frac{d^{1,3}}{i^{1,2}}\left(\frac{\sqrt{g}}{Q}\right)^{0,52}$, или $\varphi \leqslant \varphi_0$,

то имеет место второй случай переформирования нижнего бьефа, когда конус занесения не образуется. Если $\varphi > 1 - 0{,}55\frac{d^{1,3}}{i^{1,2}}\left(\frac{\sqrt{g}}{Q}\right)^{0,52}$, или $\varphi > \varphi_0$, то имеют место первый и третий случаи переформирования нижнего бьефа с образованием конуса занесения.

Для установления продолжительности периода занесения важно правильно определить объемы отложений за порогом сооружений и прорезями. Величина объема зависит от толщины слоя отложений z за порогом сооружения и прорезью, от $i_з$, α и от конфигурации русла и поймы.

В результате анализа произведенных опытов получены формулы, позволяющие определять объемы отложений наносов при формировании их на широкой пойме, т. е. при $B_п > 2a$ (a — длина образующей конуса занесения), и на пойме ограниченной ширины, т. е. при $B_п < 2a$.

Если $\alpha = \frac{2\pi}{3}$, то в этом случае:

а) широкая пойма $B_п \geqslant 1{,}74\frac{z - H}{i_з - i}$,

где H, i — средние глубина и уклон русла; объем конуса и гряд W за порогом сооружения

при $z > H$ $$W = \frac{B_р H\left(Z - \frac{1}{2}H\right)}{i_з - i} + 0{,}35\frac{(z - H)^3}{(i_з - i)^2}; \qquad (6)$$

при $z \leqslant H$ $$W = \frac{B_р H^2}{2(i_з - i)}, \qquad (7)$$

где $B_р$ — ширина устойчивого русла реки;

объемы отложений за отдельными участками зарегулированных прорезей W_i

$$\text{при } z - z_1 > H \quad W_i = W + \frac{l_i z_1 B_з}{2} - \frac{B_{пр} H \left(z - z_1 - \frac{H}{2}\right)}{i_з - i} - \frac{0{,}35 (z - z_1 - H)^3}{(i_з - i)^2}; \tag{8}$$

$$\text{при } z - z_1 \leqslant H \quad W_i = W + \frac{l_i z_i B_з}{2} - \frac{B_{пр} H^2}{2 (i_з - i)}, \tag{9}$$

где $z_1 = l_i (i_з - i)$;

l_i — протяженность зарегулированного участка прорези;
$B_{пр}$ — ширина зарегулированной прорези;
W — объем отложений за порогом сооружения, рассчитывается по формуле (6);

б) пойма ограниченной ширины $B_п < 1{,}74 \frac{z - H}{i_з - i}$;

объем конуса и гряд отложений за порогом сооружения

$$W = \frac{B_р H \left(z - \frac{1}{2} H\right)}{i_з - i} + 0{,}13 B_п^2 [2{,}6 (z - H) - B_п (i_з - i)] + \frac{0{,}2 B_п}{i_з - i} [1{,}74 (z - H) - B_п (i_з - i)]^2; \tag{10}$$

объем отложений наносов за прорезями

$$W_i = W + \frac{l_i z_i B_з}{2} - \frac{B_{пр} H}{i_з - i} \left(z - z_1 - \frac{H}{2}\right) - 0{,}13 B_п^2 [2{,}6 (z - H - z_1) - B_п (i_з - i)] - \frac{0{,}2 B_п}{i_з - i} [1{,}74 (z - H - z_1) - B_п (i_з - i)]^2. \tag{11}$$

Средняя величина отклонения расчетных данных (по формулам 6—11) от измеренных в опытах составила 15%.

Для наиболее полного использования регулирующей емкости поймы протяженность отдельных участков прорези принимается равной

$$l_i = \frac{2}{3} a, \text{ или } l_i = \frac{2}{3} \frac{z - H}{i_з - i}, \tag{12}$$

а высоты порога сооружений $H_п \geqslant H + d_{макс}$,
где $d_{макс}$ — максимальный диаметр русловых отложений.

Для определения продолжительности периода T завала нижнего бьефа сооружения, имеющего высоту порога z, при известных осредненных значениях Q, φ, i, $B_р$, $B_{пр}$, H, $B_п$ по формулам (1—2)

вычисляется $i_з$, затем по одной из зависимостей (6—11) определяется W и, наконец,

$$T = \frac{W\gamma_н}{G_1 - G_2}, \qquad (13)$$

где $\gamma_н$ — объемный вес отложившихся наносов; для булыжно-галечниковых отложений $\gamma_н = 1800$ *кг/м*³;

G_1, G_2 — расходы влекомых наносов, сбрасываемых в нижний бьеф и транзитных, уходящих за пределы конуса.

Как показали исследования, расход влекомых наносов с достаточной степенью точности можно определить по зависимости

$$G = k\gamma_{н_1} Q\left(\frac{\mathrm{Fr}}{f_0}\right)^2, \qquad (14)$$

где $\gamma_н$ — удельный вес наносов, $\gamma_{н_1} = 2650$ *кг/м*³;

k — безразмерный коэффициент; $k\gamma_н \approx 0{,}017$;

Q — текущий расход воды;

Fr — число Фруда; $\mathrm{Fr} = \frac{\alpha v^2}{gH}$;

f — коэффициент сопротивления подвижного русла, предложенный И. В. Егиазаровым [7].

Среднюю ширину устойчивого русла при руслоформирующих расходах и выше и уклонах более 0,001 можно получить по зависимости

$$B_р = \frac{2{,}6}{i^{0.2}}\left(\frac{Q}{\sqrt{g}}\right)^{0.4}, \qquad (15)$$

где $g = 9{,}81$ *м/сек*², ускорение силы тяжести;
при расходах менее руслоформирующих — по соотношению

$$B_i = B_р\left(\frac{Q_i}{Q}\right)^{\frac{0.4}{m}}, \qquad (16)$$

где $m = \frac{i^{0.06}}{1{,}06 - i^{0.06}}$;

среднюю глубину — приближенно по упрощенной формуле

$$H = \frac{0{,}3}{i^{0.03}}\left(\frac{Q}{\sqrt{g}}\right)^{0.4}, \qquad (17)$$

или ориентировочно

$$H = 0{,}35\left(\frac{Q}{\sqrt{g}}\right)^{0.4}. \qquad (18)$$

Одновременно проводилось исследование незакрепленных и закрепленных прорезей. Установлено, что незакрепленные прорези отличаются неустойчивостью и не обеспечивают транспорта повы-

шенных концентраций наносов в нижнем бьефе. Прорези с гладкой облицовкой по всему живому сечению русла обладают в десятки раз повышенной по сравнению с естественной транспортирующей способностью. Однако их применение ограничивается отсутствием прочных на истирание строительных материалов.

Прорези, закрепленные шероховатой облицовкой (каменной наброской), обладают большей устойчивостью, но меньшей транспортирующей способностью, чем закрепленные гладкой одеждой. Очевидно, наибольшее применение при поэтапном регулировании отложений в отводящих руслах должны найти прорези, закрепленные бортовыми вертикальными и наклонными бетонными стенками. Гидравлические характеристики этих прорезей при различных степенях стеснения потока продолжают изучаться.

Не менее интересным для практики вопросом исследований явилось определение целесообразной с эксплуатационной точки зрения высоты порога сооружения при повышенном коэффициенте водозабора ($\varphi > 0{,}8$) и занесении нижнего бьефа наносами. Нами высота порога определялась из условия равенства объема предельного конуса занесения, формирующегося за порогом сооружения и не вызывающего подтопления сбросных отверстий со стороны нижнего бьефа, объему твердого стока влекомых наносов за среднемноголетний по водности год. Расчет производился* по формулам (1, 2, 3, 6, 10) с учетом изменяемости уклонов в пределах $0{,}01 \div 0{,}05$, среднелетних расходов от 5 до 25 $м^3/сек$, руслоформирующих расходов от 20 до 100 $м^3/сек$, коэффициентов водозабора от 70 до 97%, ширины поймы от 1 до 5 устойчивой ширины русла реки. Было установлено, что высота порога сооружения при коэффициентах водозабора менее 0,8 составляет 0,5—2,0 $м$, т. е. находится в пределах размеров, обычно принимаемых в практике проектирования речных сооружений. При коэффициентах водозабора более 0,8 необходимая высота порога сооружения значительно увеличивается и при $\varphi = 0{,}95$ составляет 2—20 $м$ и более.

При идентичных значениях коэффициентов водозабора высота порога возрастает с увеличением уклона русла. С увеличением ширины поймы долины при одних и тех же уклонах и φ высота порога уменьшается. Изучение этих вопросов с учетом сложных условий эксплуатации нижних бьефов в КиргНИИВХ продолжается.

Полученные результаты исследований были сопоставлены с существующими в технической литературе рекомендациями [1, 2, 4, 8, 9]. Уклон конуса занесения вычислялся по формулам И. И. Леви и А. Н. Гостунского, С. Т. Алтунина, П. А. Понера, зависимости (1) и сравнивался с данными опытных измерений. Среднее отклонение расчетных данных от измеренных по формулам И. И. Леви, А. Н. Гостунского, С. Т. Алтунина, П. А. Понера составило от 50 до 100%, а по формуле (1) —10%. По формулам И. И. Леви, А. Н. Гостунского, С. Т. Алтунина наименьшие отклонения от 0 до

---

* Г. В. Калиниченко.

30% получены при руслоформирующих расходах, а наибольшие (до 400%) — при меньших расходах.

При анализе формулы (1) были использованы данные лабораторных исследований Т. Н. Поповой, П. А. Понера, а также полевых изысканий Я. А. Никитина и др., которые подтвердили ее правильность.

Для сравнения использовались также материалы полевых исследований водозаборных узлов Западного БЧК, Буурдинской ГЭС, Чумышской плотины (табл. 5).

Таблица 5

Данные полевых исследований некоторых водозаборных узлов

Гидроузел	$Q_{10\%}$, $м^3/сек$	$Q_{в.б}$, $м^3/сек$	φ	d, $м$	d_i, $м$	$i_з$		$\frac{i_{изм}}{i_{расч}}$
						измеренный	расчетный	
Западный БЧК	265	65	0,84	0,06	0,0055	0,0022	0,0025	0,88
Буурда	265	110	0,40	0,10	0,032	0,0043	0,0044	0,98
Чумыш	262	75	0,70	0,034	0,0065	0,0028	0,0027	1,04

Примечание. Средние диаметры русловых отложений и наносов подсчитывались по формуле (2), уклон занесения — по зависимости (1).

Уклон занесения, рассчитанный для Восточного БЧК по формуле (1), при $d=0{,}03$ $м$, $\varphi=0{,}56$, $Q_{в.б}=75$ $м^3/сек$ равен 0,006, а измеренный бытовой —0,006—0,007. В этих условиях в нижнем бьефе может сформироваться гряда отложений, что подтверждается данными полевых исследований.

Пользуясь расчетной формулой (2) для руслоформирующих условий, когда $d=1{,}6i^{0.9}\left(\frac{Q}{\sqrt{g}}\right)^{0.4}$, можно определить предельное значение промывного расхода воды Q, не деформирующего отводящее русло при $i=0{,}0021$ и $d=0{,}02$ $м$. Этот расход примерно равен 60 $м^3/сек$. Отклонения его величины от наблюденной (55,5 $м^3/сек$) составляет около 9%. Соотношения φ и φ_0, определяющие вид переформирований, наблюдающихся в отводящем русле, позволяют наметить способ регулирования руслового процесса, поддерживающего бьеф в рабочем состоянии. В первом случае переформирования бьефа при широкой пойме, когда в пределах конуса аккумулируется сток влекомых наносов за 2—3 года, следует применять поэтапное регулирование, при отсутствии же широкой поймы — частичное регулирование (периодические промывки с механической очисткой).

Во втором и третьем случае для поддержания отводящего русла в рабочем состоянии потребуется проведение своевременных и полных промывок, спрямлений излучин, закрепление неустойчивых участков русла и пр.

Исследования подтвердили возможность использования полученных результатов для приближенного прогноза деформаций и поэтапного регулирования пойменных отложений наносов в отводящих руслах гидроузлов на горно-предгорных участках рек (при уклонах более 0,001). Вместе с тем ввиду сложности рассмотренных вопросов и недостаточной их изученности в условиях разнофракционных грунтов необходимо проведение дальнейших полевых и лабораторных исследований.

Выводы

1. Повышение из года в год интенсивности отбора воды из рек горно-предгорной зоны все в большей степени усложняет условия эксплуатации отводящих русел водозаборных сооружений из-за деформаций, происходящих вследствие отложения наносов при больших процентах водозабора. Поэтому при проектировании, строительстве и эксплуатации водозаборов необходим всесторонний учет особенностей руслового процесса и режима источника орошения в комплексе с перспективами расширения и кольцевания оросительных систем и в увязке с требованиями все усложняющихся условий аккумулирования твердого стока рек в одних пунктах при сосредоточении (объединении) водозабора.

2. Наряду с выправительно-регулировочными мероприятиями, обеспечивающими удаление наносов от водозаборных сооружений и аккумулирование их в поймах рек, назрела острая необходимость сочетать эти мероприятия с мероприятиями по борьбе с эрозионной деятельностью в водосборных бассейнах источника орошения, проводимыми на основе закрепления осыпей, облесения склонов, запараживания притоков рек, закрепления берегов прочными одеждами.

3. Требования технической эксплуатации комплекса водозаборных и регулировочных сооружений должны быть повышены. Длительные производственные исследования на узлах должны служить базой для инженерного решения вопросов, связанных с поддержанием отводящих русел в рабочем состоянии на основе регулировочных мероприятий, гидравлических промывок и механизированных очисток.

Литература

1. Алтунин С. Т., Бузунов И. А. Вопросы формирования и расчета русел при водозаборе. Труды Института сооружений, вып. 7. Изд. АН Узбекской ССР, Ташкент, 1955.

2. Артамонов К. Ф. Регулировочные сооружения при водозаборе на реках в предгорных районах. Изд. АН Киргизской ССР, Фрунзе, 1963.

3. Артамонов К. Ф., Крошкин А. Н., Калиниченко Г. В. Поэтапное регулирование пойменных отложений наносов при водозаборе. «Вопросы водного хозяйства», вып. 2 (гидротехника), Фрунзе КиргНИИВХ, 1968.

4. Абдураупов Р. Р. Расчет занесения нижнего бьефа низконапорных гидроузлов наносами. «Вопросы гидротехники», вып. 27. Изд. «Наука», Ташкент, 1965.

5. Вызго М. С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями. Изд. «Наука», Ташкент, 1966.

6. Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков. Гидрометеоиздат, Л., 1962.

7. Егиазаров И. В. Влияние широкой смеси наносов и самоотмостки русла на движение и расход наносов. Известия АН Армянской ССР, т. XVII, № 2, 3, Ереван, 1964.

8. Леви И. И. Динамика русловых потоков. Госэнергоиздат, М.—Л., 1957.

9. Понер П. А. Некоторые результаты исследования формирований отложений наносов в нижнем бьефе сооружения с данной решетчатой галереей. Известия АН Казахской ССР, серия энергетическая, вып. I (12), Алма-Ата, 1957.

ИССЛЕДОВАНИЕ РУСЛОВЫХ ПРОЦЕССОВ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ ВОДОЗАБОРНОГО ГИДРОУЗЛА ИМЕНИ 1 МАЯ НА РЕКЕ ЗЕРАВШАН

А. М. МУХАМЕДОВ,

доктор технических наук

Р. Р. АБДУРАУПОВ, Х. А. ИРМУХАМЕДОВ,

кандидаты технических наук

(САНИИРИ имени В. Д. Журина)

Верхне-Зеравшанская плотина имени 1 Мая построена в 1930 г. для обеспечения водой орошаемых земель на правом и левом берегах р. Зеравшан. Суммарный водозабор из реки в паводок достигает 25% и еще более увеличивается в межень. Максимальный напор на плотине 2,75 *м* при расходе реки 1205 $м^3/сек$.

Рассматриваемая плотина относится к индийскому типу и состоит из правого и левого регуляторов, снабженных промывными карманами, и водосливной части (рис. 1).

Река Зеравшан в створе гидроузла несет большое количество наносов значительной крупности, которые в период эксплуатации отложились в верхнем бьефе и удлинили кривую подпора от 700 до 3750 *м*.

Во время отложения наносов перед гидроузлом в нижнем бьефе происходил размыв русла, когда же верхний бьеф был полностью занесен, наносы начали поступать в нижний бьеф, что привело в нем к перегрузке потока (коэффициент перегрузки достиг 1,40).

Анализ материалов эксплуатации и систематические наблюдения в период 1949—1955 гг. за русловым процессом показывают, что промывка карманов и отложившихся наносов за линией промывных шлюзов в нижнем бьефе проводилась бессистемно и носила случайный характер. Время промывки назначалось по мере скопления наносов в верхнем бьефе и в карманах и не увязывалось с величиной сбросного расхода реки, способного транспортировать вниз по течению смытое количество наносов, а незарегулированность расхода у плотины не давала возможности направить необходимый расход на промывку. Эффективную промывку можно было организовать в месте пропуска наибольшего расхода, но ее не всегда удавалось произвести, так как русло реки перед гидроузлом часто меняло свое направление.

Наносы больше всего откладывались за промывными шлюзами карманов. Скопление их за гидроузлом происходило, очевидно, не

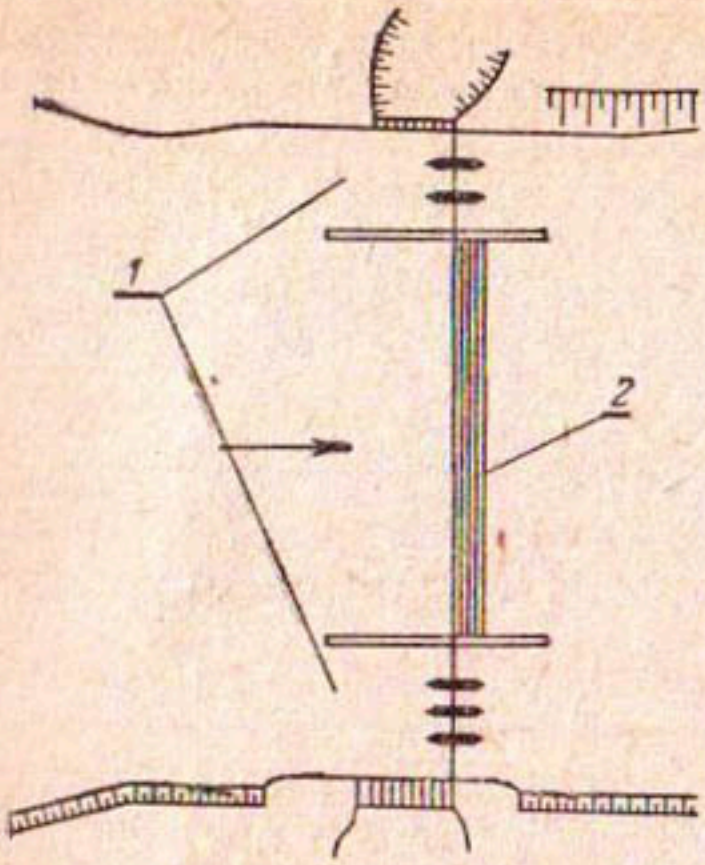


Рис. 1. Верхне-Зеравшанская плотина имени 1 Мая. План плотины до ее реконструкции:

1 — карманы; *2* — водосливная часть.

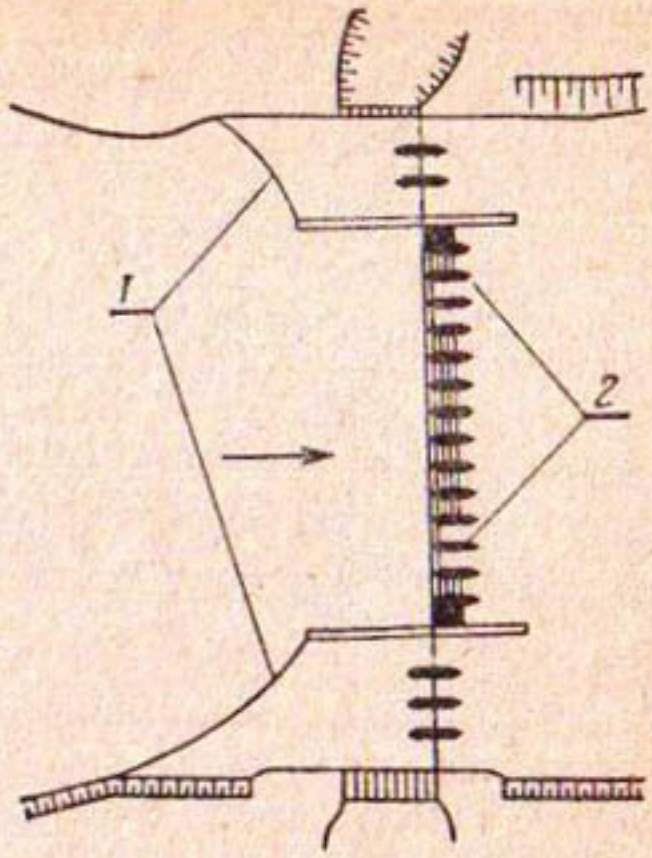


Рис. 2. Верхне-Зеравшанская плотина имени 1 Мая. План плотины после реконструкции:

1 — криволинейные пороги; *2* — заглубленные щитовые отверстия.

только за счет промывки карманов, но также вследствие стока наносов, проносимых паводковым расходом из верхнего бьефа.

В маловодный период промывка производилась путем поочередного открытия отверстий промывных шлюзов, однако из-за недостаточного расхода воды отбросить смытые наносы в нижнем бьефе на значительное расстояние вниз по течению не удавалось.

По мере занесения нижнего бьефа донными наносами дно реки ниже плотины поднялось, условия промывки наносных отложений ухудшились, в результате наносы начали усиленно поступать в регуляторы. Для обеспечения нормального водозабора эксплуатационники вынуждены были ежегодно в трудных условиях проводить большие, но малоэффективные регулировочные работы на гидроузле, на которые расходовались значительные средства и материалы.

Чтобы обеспечить бесперебойный водозабор и наилучшую защиту каналов от попадания донных наносов, было принято решение о реконструкции гидроузла. В связи с этим в 1950—1951 гг. проводились специальные полевые и лабораторные исследования, на основании которых была предложена схема реконструкции плотины (рис. 2) и разработан институтом «Средазгипроводхлопок» проект, заключавшийся в следующем: водосливная часть плотины перестраивается на щитовую; в четырех крайних щитовых отверстиях отметка порога понижается на 1,25 *м* от существующей от-

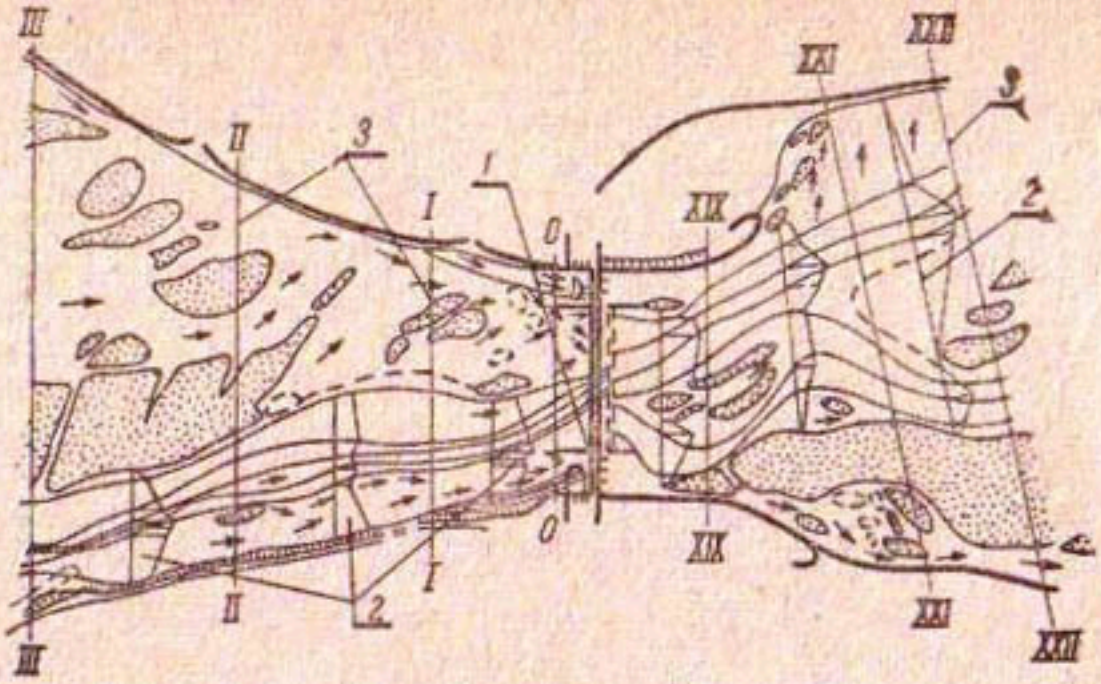


Рис. 3. План русла р. Зеравшан у плотины до ее реконструкции при проходе расхода 412 *м*³/*сек*:

1 — плотина; *2* — эпюры скоростей потока; *3* — створы.

метки гребня водослива, а для остальных щитовых отверстий порогом служит гребень прежнего водослива. Заглубленные отверстия начинаются с расстояния 16 *м* от раздельных стенок правого и левого промывных карманов. Перед карманами предусмотрен криволинейный Г-образный порог высотой 2 *м*.

Русловые процессы, происходившие в бьефах до реконструкции плотины, были изучены в лаборатории с учетом материалов натурных исследований (рис. 3). Процесс формирования русла в натуре фиксировался регулярно, что способствовало правильному выбору схемы реконструкции гидроузла. Однако лабораторные исследования, проведенные позднее с учетом реконструкции гидроузла, не были подкреплены материалами формирования русла в натуре. И хотя принятая схема реконструкции позволяла осуществить нормальный водозабор и промывку наносов из карманов и верхнего бьефа с помощью заглубленных отверстий и криволинейных порогов, а также регулировать горизонты воды в верхнем бьефе, отсутствие натурных данных по формированию русла в нижнем бьефе лишало возможности иметь более полное представление о работе сооружения после его реконструкции.

Поэтому через некоторое время были проведены дополнительные работы по исследованию формирования русла в нижнем бьефе на модели и в натуре. В результате выполнения этих работ должен быть разработан режим эксплуатации гидроузла, проверена работа заглубления отверстий и надежность крепления.

Основная задача модельных исследований заключалась в том, чтобы найти величину максимальной глубины размыва, проверить прочность крепления и возможность смыва наносов из нижнего бьефа, установить отметки минимального уровня при общем размыве и максимального при обратном завале. Были рассмотрены раз-

личные схемы открытия отверстий плотины, проверены крепления нижнего бьефа на размыв при различных расходах воды и открытиях.

Исходя из размеров открытой площади и учитывая опыт моделирования 1951 г., а также необходимость в какой-то степени приблизить характер формирования русла к виду его, наблюдавшемуся в опытах 1951 г., был принят метод искажения масштаба. Плановый масштаб был взят 1 : 100, а вертикальный — 1 : 33, т. е. исказили в 3 раза, как это принималось в 1951 г. Расход и диаметр донных наносов были определены из условия постоянства относительного количества донных наносов μ и относительной шероховатости $\frac{d}{H}$. Формирование русла происходило при расходах 449, 642, 963 *м³/сек*, а также при катастрофическом расходе 1205 *м³/сек* за вычетом водозабора.

Учитывая опыт эксплуатации прошлых лет и результаты исследования по выбору схем реконструкции 1951 г., было просмотрено 9 вариантов открытия отверстий плотины и промывных шлюзов карманов при выполнении 24 опытов.

Лабораторные опыты выполнялись в следующем порядке. Местный и общий размывы изучались с креплением и без крепления дна нижнего бьефа за водобоем. При изучении общего размыва и завала фиксировались изменения уровня воды. Конец опыта определялся при размыве прекращением движения наносов, а при завале установлением постоянного уровня и баланса наносов. При изучении процесса обратного завала за начальное дно принималось положение дна, полученного после размыва. Схема открытия отверстий и величины сбросных расходов были такими же, как при размыве.

Как показали опыты, процесс размыва дна русла в нижнем бьефе вначале происходил с различной интенсивностью в зависимости от расхода воды и уровня ее в нижнем бьефе.

По мере размыва глубина потока за водобоем увеличивалась и уменьшалась скорость. Размыв прекращался после того, как устанавливалась неразмывающая скорость. В первые моменты размыв происходил непосредственно за водобоем, затем распространялся в длину. Развитие размыва в длину вызывало понижение отметок дна и уровня воды непосредственно за плотиной. Величина понижения уровня в нижнем бьефе в зависимости от расхода и размыва была различной. Поскольку дно сложено из песка различных фракций, то сначала вымывались мелкие наносы, а крупные оставались неподвижными еще на некоторое время. Такой процесс размыва привел в конце опыта к образованию самоотмостки. При размыве от 70 до 80% река с соответствующим расходом протекала по левому протоку и, дойдя до головы оросительного канала Старый Даргом, продолжала протекать вдоль дамбы.

При обратном завале поступающие сверху наносы, скатываясь вниз по креплению, попадали в зону размыва, где наиболее круп-

ные откладывались, а мелкие уносились вниз по течению и осаждались на участке пониженной скорости. По мере занесения нижнего бьефа дно и горизонт воды повышались.

Процесс отложения наносов за плотиной происходил веерообразно. Часть наносов проникала в боковую водоворотную зону. После полного занесения водоворотных зон русло образовывалось в центральной части поймы. В конце опыта все наносы транзитом проходили вниз и горизонт воды оставался постоянным. Процесс занесения вначале происходил в одном русле, а по мере увеличения призмы отложения поток начинал отклоняться в ту сторону, где имелась более низкая отметка.

После анализа лабораторных опытов выяснилось, что максимальная величина размыва при отсутствии крепления не превышает 5—6 *м*, а при наличии крепления с тетраэдрами —1—2 *м*. В пределах длины крепления размыв почти отсутствовал, что характеризовало надежность конструкции крепления.

Уровень воды в нижнем бьефе при общем размыве установился на минимальной отметке 69,25 *м*, а при занесении на максимальной — 71,5 *м*. Эти отметки примерно соответствовали наблюденным.

Основной задачей натурных исследований было наблюдение за работой реконструированной плотины и состоянием крепления нижнего бьефа, а также изучение формирования русла в верхнем и нижнем бьефах гидроузла при работе промывных и заглубленных отверстий, изменения уровня воды в нижнем бьефе. Необходимо напомнить при этом, что намеченным режимом эксплуатации гидроузла после реконструкции предусматривалось не поддерживать в первые годы высоких горизонтов на плотине во избежание интенсивной аккумуляции наносов в верхнем бьефе и усиленного размыва нижнего бьефа. Предполагалось, что постепенное наращивание подпора до проектных величин в течение нескольких лет эксплуатации обеспечит благоприятное для водозабора переформирование русел верхнего и нижнего бьефов.

Однако эти условия не были выдержаны ни в процессе реконструкции гидроузла, ни после нее. Длительная задержка строительных и монтажных работ по реконструкции гидроузла не позволила провести оперативные регулирования горизонта воды, проверить работу криволинейных порогов и заглубленных отверстий, а также карманов.

В результате такой эксплуатации гидроузла произошло быстрое занесение верхнего бьефа, вызвавшее постоянное завышение подпертых горизонтов на узле. В результате прекратилось поступление наносов в нижний бьеф и произошел интенсивный размыв русла осветленной водой. Наблюдались также блуждания потока в верхнем и нижнем бьефах, затруднения при водозаборах, особенно при подаче воды в правобережный канал.

Описанные явления послужили поводом к дополнительному обследованию гидроузла до сдачи его после реконструкции в посто-

янную эксплуатацию. В результате обследования в сооружениях узла были к 20 июля 1963 г. произведены следующие изменения: на водосливной части возведены быки, которыми она разбита на 13 отверстий шириной по 8 *м* каждое. Эти отверстия перекрываются плоскими затворами.

У входа в регуляторы правобережного канала (на уровне порога) сделаны временные горизонтальные полки для защиты канала от наносов. Устроено четыре заглубленных отверстия. Водобойная часть плотины забетонирована до уровня существующего трамплина-расщепителя.

Во время обследования по реке шел расход 463 $м^3/сек$. Водозабор на ПБК составлял около 88 $м^3/сек$, Янги-Даргом — 70 $м^3/сек$. Впервые работали два правых заглубленных отверстия плотины и часть отверстия правого кармана. Небольшой расход шел по левому берегу против левого кармана. В результате такого неравномерного распределения расхода основной поток с расходом 200 $м^3/сек$ отклонился вправо и протекал вдоль правобережной дамбы. Как потом выяснилось, отклонению потока вправо способствовала также разработка грунта поймы строителями в зимний период вдоль правобережной дамбы. В результате неравномерного распределения расхода через отверстия плотины правобережная дамба в нижнем бьефе разрушилась. Разрушение крепления не замечалось.

Условия растекания потока в нижнем бьефе за 20 июля 1963 г. были проверены на модели. Расход воды у правого берега равнялся 220 $м^3/сек$. Образовавшийся водоворот у правой шпоры примерно сходился с натурой, на модели вдоль дамбы наблюдался размыв дна.

Однако прорыва правобережной дамбы на модели не было и основной поток поворачивался влево по направлению головы Старого Даргома. На модели, как и в натуре, между 21 и 22 створами, напротив правых заглубленных отверстий, образовались небольшие островки. В период обследований с 20 по 25 июля 1966 г. расход р. Зеравшан в створе плотины составлял около 630 $м^3/сек$. Около 75% расхода перед плотиной протекало у левого берега. Наблюдалось отложение наносов у правого берега. Напротив правых заглубленных отверстий перед плотиной образовались отдельные островки, которые пропускали воду к правобережному регулятору. Были открыты шлюзы левобережного и частично правобережного карманов, заглубленные отверстия, а также (не полностью) средние щитовые отверстия плотины.

Непосредственно в нижнем бьефе отложения наносов не наблюдалось. Образовались широкий поток в центральной части поймы, большой остров на правой части поймы и, начиная с 24 створа, протоки различных размеров по направлению головы Старого Даргома (рис. 4).

Условия растекания потока в нижнем бьефе на модели при расходе реки около 640 $м^3/сек$ примерно совпадали с натурой. От-

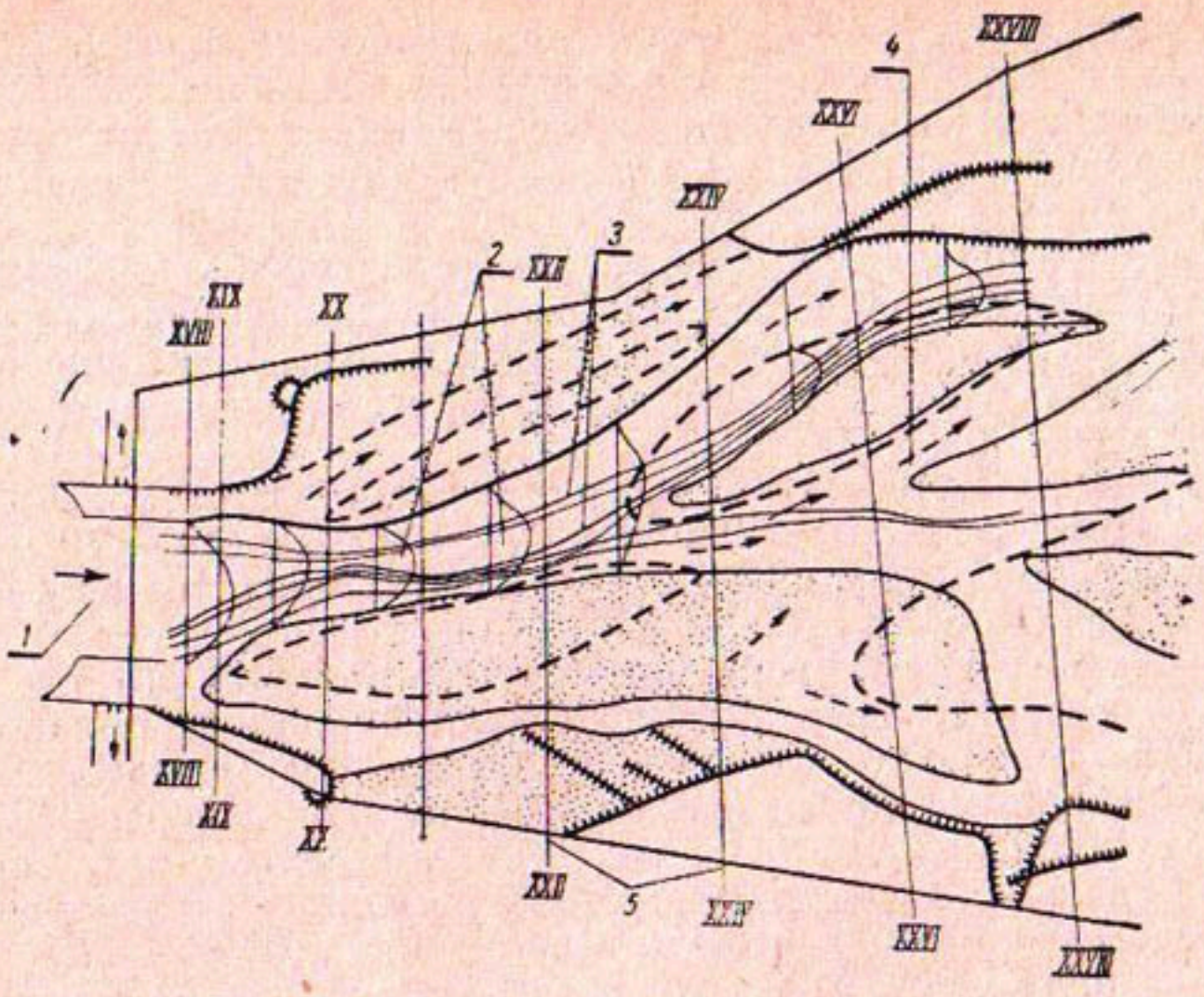


Рис. 4. План р. Зеравшан в нижнем бьефе плотины в период обследования 20—25 июля 1966 г. при $Q=620—640$ $м^3/сек$:

1 — профиль размыва при опыте с нормальным режимом скоростей в конце водобоя; *2* — то же, *4* — направление течения в большом центральном протоке; *5* — створы.

ложение наносов как на модели, так и в натуре наблюдалось на значительном расстоянии, за 24 створом.

На основании наблюдений за русловыми процессами может быть рекомендован следующий режим работы отверстий.

При маневрировании затворами плотины и промывных шлюзов необходимо сосредоточивать расход в заглубленных отверстиях, что увеличит транспортирующую способность потока. Криволинейный порог перед карманами и большой погонный расход создадут усиленную циркуляцию воды перед фронтом карманов по направлению к заглубленным отверстиям, что приведет к эффективной промывке верхнего бьефа, а также смыву значительной части отложившихся наносов в нижнем бьефе вниз по течению на достаточное расстояние от плотины.

При пропуске через плотину больших расходов, когда идет интенсивное движение донных наносов, необходимо максимально использовать те отверстия, за которыми больше всего наблюдается скопление наносов.

Промыв наносов из карманов должен быть организован в период прохождения паводка, так как промыв с малым расходом не даст желаемого эффекта.

Нужно иметь в виду, что при размыве образуется один главный проток. Сосредоточение расхода в одном протоке способствует усилению размыва и эффективному смыву наносных отложений в нижнем бьефе. Такое явление наблюдается особенно при пропуске больших расходов через заглубленные отверстия и через отверстия в средней части плотины.

Литература

1. Мухамедов А. М., Сивец Н. Н. Опыт эксплуатации Верхнезеравшанского водозаборного гидроузла, «Вопросы гидротехники», вып. 13. Изд. АН УзССР, Ташкент 1963.

2. Мухамедов А. М. Регулирование русла и наносов при водозаборе на примере реконструкции Верхнезеравшанского гидроузла им. 1 Мая. Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. XV, ВНИИГ. Изд. «Энергия», Ленинград, 1964.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ РАЗМЫВА ПАДАЮЩЕЙ СТРУЕЙ

Ц. Е. МИРЦХУЛАВА,

доктор технических наук, профессор

(ГрузНИИГиМ)

За последние годы предпринимались многочисленные попытки дать методы расчета местного размыва основания нижнего бьефа, сложенного из различных грунтов, ниспадающей струей. Отечественными и зарубежными авторами [2, 5, 7, 13, 15, 16, 17 и др.] получены заслуживающие интереса результаты. Однако сопоставление расчетных данных с данными наблюдений показывает, что методы эти недостаточно точны, нередко дают то преуменьшенное, то преувеличенное значение глубины местного размыва. Причина этого в том, что еще в недостаточной степени учитываются основные факторы, обусловливающие процесс местного размыва. К ним в первую очередь должны быть отнесены действительная картина скоростной структуры в яме размыва, сопротивляемость размыву грунтов, слагающих размываемое основание, их разнородность, аэрация и др.

Путем систематических исследований, организованных в Грузинском научно-исследовательском институте гидротехники и мелиорации (ГрузНИИГиМ), была сделана попытка восполнить этот пробел.

Опыты проводились на специальных установках, в том числе на крупномасштабных. Первая струйная установка со сменной насадкой (13×135 *мм* и 19×135 *мм*) размещалась в гидравлическом остекленном лотке длиной 450, шириной 16 и высотой 75 *см*, пропускающем удельный расход до 50 *л/сек*. Вторая установка в виде водослива-консоли, вращающейся вокруг горизонтальной оси, с удельным расходом 150 *л/сек* помещалась в гидравлическом лотке длиной 60, шириной 2 и высотой 1,5 *м*. Третья установка представляла собой консоль длиной 4,5, высотой 0,35 и шириной 0,50 *м*. Нижний бьеф имел ширину 2 и длину 60 *м*, высота перепада достигала 3,0 *м*, удельный расход равнялся 300 *л/сек*.

В процессе опытов при соответствующей характеристике основания измерялись величины удельного расхода, напора, скорости струи в начальном сечении при истечении из насадки и на конце консоли, глубины потока в нижнем бьефе, угла входа струи в поток, давалась характеристика пульсации, воздухонасыщенности.

Изменение осевых скоростей струи в воронке размыва. При сопряжении бьефов по типу отброшенной струи под динамическим воздействием струи размывается основание нижнего бьефа, образуется воронка размыва. Дно и откосы воронки оказывают сопро-

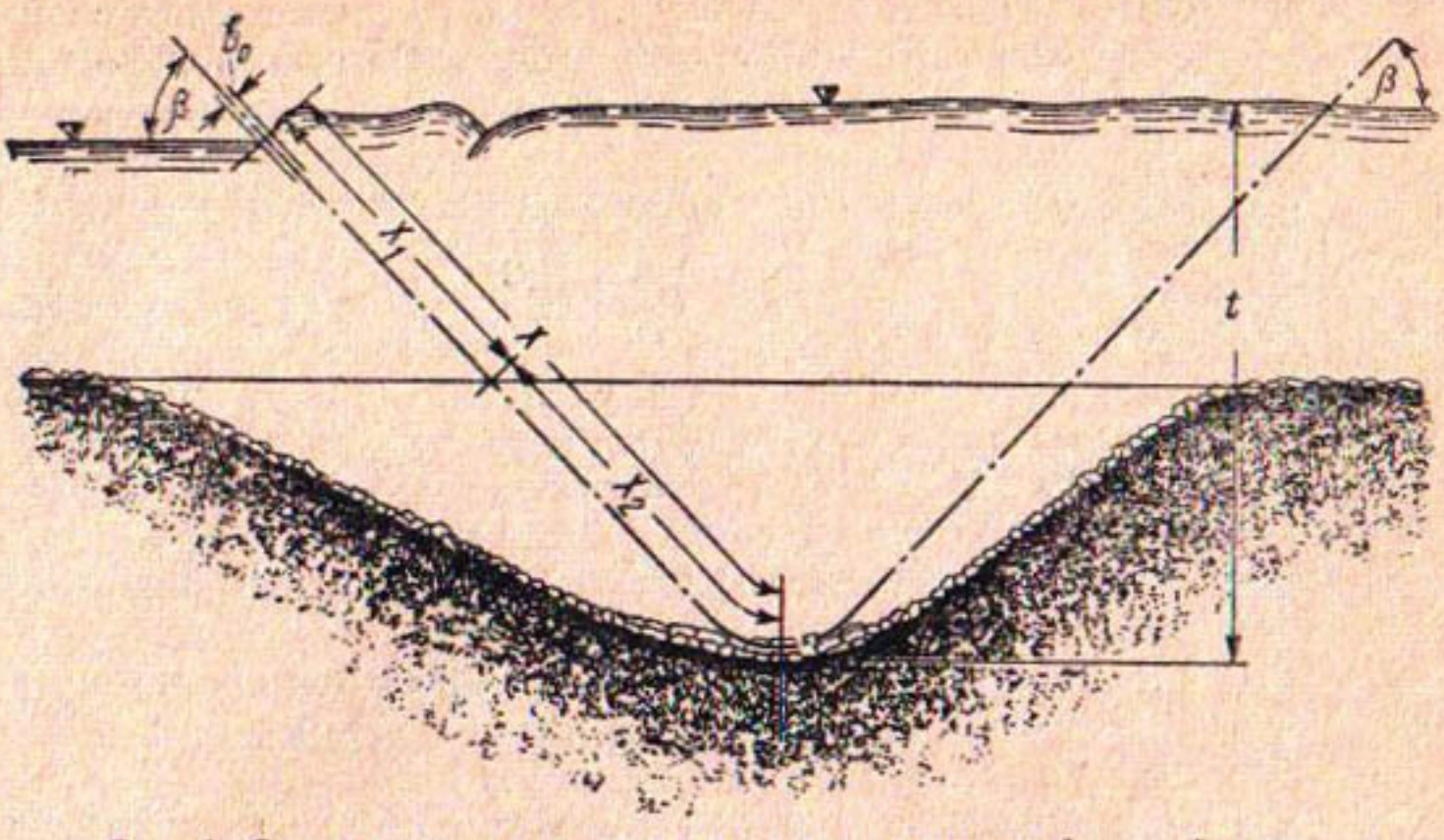


Рис. 1. Схема размыва несвязных грунтов падающей струей воды.

тивление свободному растеканию, и струя движется как несвободная. На нее накладывается ряд ограничений по сравнению со свободными струями. Ударяясь о дно воронки, струя отклоняется вверх приблизительно под тем же углом, под которым падающая струя наклонена к горизонту и из ниспадающей превращается в восходящую (рис. 1).

Силовое воздействие потока на дно, а также вынос оторванных со дна частиц, очевидно, зависят не только от значения осевых скоростей ниспадающей струи, но и от значений скоростей восходящей от дна струи.

Для установления закономерности изменения аэрированных ниспадающих струй, а также струй, восходящих от дна до горизонта воды в нижнем бьефе, были замерены скорости как по оси, так и в поперечном сечении при помощи батарей, динамических трубок, микровертушки типа ТНИСГЭИ и скоростной киносъемки.

Эти эксперименты позволили уточнить ряд ранее предложенных зависимостей [12, 13] и установить новые по закономерностям растекания струи, а именно:

зависимость изменения максимальной осевой скорости ниспадающей струи

$$u_м = \frac{u_{вх}}{0{,}9 + 0{,}09\frac{x_1}{b_0} + 0{,}12\frac{x_2}{b_0}}; \qquad (1)$$

зависимость изменения максимальных осевых скоростей струи, восходящей до свободной поверхности воды,

$$u_в = \frac{u_м}{0{,}9 + 0{,}4\left(\frac{z}{B_0}\right)^2} \qquad (2)$$

Проведенными опытами подтверждено, что осевые мгновенные актуальные скорости $u_м$ существенно отличаются от осредненных u_Δ. Отношение максимальных мгновенных скоростей к осредненным в точке равно

$$\frac{u_м}{\bar{u}_\Delta} = \eta = 1{,}5 \div 2{,}0.$$

Нижний предел этого отношения получен для лабораторных опытов, верхний — для полевых.

В зависимостях (1) и (2) обозначено:

$u_{вх}$, $u_м$ — соответственно скорость во входном сечении и максимальная скорость в сечении, отстоящем от входного на расстоянии x;

b_0 — ширина струи в точке входа с учетом изменения в плане. Для условий натуры часто $b_0 = \frac{0{,}8q}{u_{вх}}$;

B_0 — ширина струи * на расстоянии x от входного сечения, устанавливаемая по зависимости

$$B_0 = b_0 + 0{,}43x \qquad [13];$$

x_1, x_2 — соответственно расстояние по оси струи от входного сечения струи до основания нижнего бьефа и от основания до дна воронки размыва (рис. 1);

z — текущая координата по оси восходящей струи от точки соприкасания ниспадающей струи с дном.

Зависимость (1) указывает на то, что ограничение области растекания струи откосами и дном воронки, наличие в динамически устойчивой яме размыва постоянно циркулирующей взвеси вызывают более интенсивное гашение скоростей, чем в толще воды до размыва.

Зависимость (1) хорошо согласуется с экспериментальным фактором, свидетельствующим о том, что размывающая способность ниспадающей струи с образованием ямы уменьшается. Если, например, после прекращения размыва, воронку заровнять на уровне ее дна, основание вновь начнет размываться (углубляться).

Местный размыв несвязных грунтов. Наблюдение за процессом местного размыва основания, сложенного из несвязных грунтов различного гранулометрического состава (от $d = 0{,}25 \div 0{,}1$ *мм* до $d = 30$ *мм*), под действием ниспадающей струи с различными гидродинамическими параметрами показывает, что в начале процесс размыва происходит с повышенной интенсивностью. По мере углубления воронки, т. е. уменьшения действующих на дно скоростей

---

* Если ниспадающий поток растекается симметрично, ширину восходящей струи B_0 следует брать деленной пополам $\left(\frac{B_0}{2}\right)$.

и отчасти вымыва мелких частиц из воронки размыва и выстилки дна и откосов воронки более крупными зернами (отмостка), процесс размыва постепенно затухает. Количество взмываемого со дна материала постепенно уменьшается. В состоянии, приближающемся к динамическому равновесию, когда некоторое количество частиц находится в постоянном движении, отдельные частицы все же достигают горизонта воды в воронке и оттуда уносятся в нижний бьеф. Процесс размыва прекращается тогда, когда взмываемые под воздействием восходящей пульсирующей струи со дна и верхнего откоса частицы не в состоянии покинуть яму и вновь возвращаются на те места, откуда были подхвачены. Это свидетельствует о том, что в несвязных грунтах процесс размыва прекращается тогда, когда величина максимальной пульсационной скорости восходящей струи у горизонта воды в воронке будет равна гидравлической крупности тех частиц, которые в данный момент процесса размыва слагают дно воронки. Учитывая пульсационный характер скоростей, данное условие можно записать следующим образом:

$$\eta u_{в} = \omega, \tag{3}$$

где ω — гидравлическая крупность, которую можно установить по следующий зависимости [4]:

$$\omega = \sqrt{\frac{2g\,(\gamma_{ч} - \gamma_{0})\,d_{к}}{1{,}75\gamma_{0}}}; \tag{4}$$

$d_{к}$ — средний диаметр тех крупных частиц, которые слагают дно воронки в момент стабилизации;

$\gamma_{ч}$ — удельный вес частиц;

γ_{0} — удельный вес воды с учетом аэрации.

Экспериментами установлено, что значение этого среднего диаметра с ростом глубины воронки возрастает. До получения более точных данных в первом приближении можно принять, что значение характерного диаметра соответствует 90% зерна по весу.

Учет аэрации необходим, так как струя до сопряжения с горизонтом воды движется в воздухе, раздробляется и аэрируется. С увеличением аэрации скорость падения частиц в воде возрастает; эксперименты показывают, что с увеличением аэрации уменьшается глубина размыва. Степень аэрации приближенно можно установить в зависимости от скорости струи [11].

Используя экспериментальные данные о том, что динамическая ось восходящей струи наклонена к горизонту приближенно под тем же углом β, что и ниспадающая струя, можем принять $x = z$.

Согласно проведенным исследованиям [12], при угле наклона входа струи $\beta \geqslant 15°$ влияние его на параметры воронки размыва выражается зависимостью.

$$t = \frac{x \sin\beta}{1 - 0{,}175\,\mathrm{ctg}\,\beta} = \frac{(x_1 + x_2)\sin\beta}{1 - 0{,}175\,\mathrm{ctg}\,\beta}. \tag{5}$$

Подставляя в формулу (3) значения $u_в$ и $u_м$ и учитывая зависимость (5), после несложных преобразований * и упрощений получаем зависимость для установления максимальной глубины воды в воронке размыва:

$$t = \left(\frac{3\eta u_{вх} b_0}{w} - 7{,}5 b_0\right) \frac{\sin\beta}{1 - 0{,}175\,\mathrm{ctg}\,\beta} + 0{,}25 H_{н.б}, \qquad (6)$$

где $H_{н.б}$ — глубина потока в нижнем бьефе, которую при отсутствии ее величины можно установить, зная удельный расход q и допускаемую неразмывающую скорость $v_{доп}$.

Экспериментально установлено, что зависимость (6) для мелкозернистых частиц размером меньше 2,0 *мм* дает завышенное значение глубины местного размыва. Это следует объяснить изменением условий обтекания этих частиц при их подъеме до уровня горизонта воды в воронке, уменьшением интенсивности турбулентности, а также более резким падением скоростей (наблюденных нами вслед за Масаши Хома [8]), соответствующим мелким частицам и незначительным скоростям струй с малым числом Рейнольдса. На условия обтекания влияет, видимо, и то, что вымываемый песок перемещается не отдельными частицами, а пульсирующим сплошным слоем — «облаками». Эксперименты показали, что влияние указанной совокупности факторов приближенно можно учитывать умножением первого члена формулы (6) на коэффициент n_1, равный: для частиц $d = 2 \div 1$ *мм* — $n_1 = 0{,}6 \div 0{,}4$; $d = 1 \div 0{,}5$ *мм* — $n_1 = 0{,}4 \div 0{,}3$; $d = 0{,}5 \div 0{,}25$ *мм* — $n_1 = 0{,}3 \div 0{,}2$ и для частиц $d = 0{,}2 \div 0{,}1$ *мм* — $n_1 = 0{,}2 \div 0{,}1$.

Местный размыв связных грунтов. В отечественной и зарубежной литературе почти не освещены механизм местного размыва ниспадающей струей русел, сложенных из связных грунтов, факторы, обусловливающие процесс размыва, и методика прогнозирования возможных размеров воронки размыва.

В опубликованных работах [2, 13, 15 и др.] процесс размыва связных грунтов рассматривался по упрощенной схеме. В существующих формулах свойства грунтов, влияющих на размеры воронки размыва, учитываются коэффициентами, определяемыми в зависимости от вида грунтов. Между тем исследованиями ГрузНИИГиМ установлено, что виды грунтов (глина, суглинок, супесь и т. д.) не могут характеризовать сопротивляемость размыву. Более того, грунты одного и того же вида, механического состава и плотности нередко значительно отличаются между собой по устойчивости размыву [9, 10, 11].

Для раскрытия механизма процесса местного размыва ниспадающей струей и установления основных факторов, обусловливающих и определяющих явление, были проведены лабораторные и натурные наблюдения. В экспериментах наряду с измерением пара-

---

* При преобразованиях принято $b_0 + 0{,}43x \approx 0{,}43x$.

метров потока и ямы размыва определялись физико-технические и химические свойства, а также и минералогический состав грунтов основания.

На размыв воздействием потока без наносов испытывались связные грунты природного сложения в состоянии полного водонасыщения. Эти грунты отбирались в специальных разъемных металлических кассетах размерами 700×169×260 *мм* и 300×150×100 *мм* со съемными боковой и верхней стенками. Перед укладкой образца в лоток они снимались, что позволило через стеклянное окно наблюдать процесс визуально, фотографировать его и фиксировать киносъемкой.

Анализ результатов исследования связных грунтов различного механического и минералогического состава, происхождения и географического расположения, сопоставление значений донных скоростей (в установившейся воронке размыва) с физико-техническими и химическими показателями, а также минералогическим составом показали, что важнейшим свойством, характеризующим сопротивляемость глинистых пород местному размыву, аналогично общему размыву [9, 10, 11], является сцепление в состоянии полного водопасыщения.

Изучение влияния глубины потока на сопротивляемость размыву [10] выявило также, что наряду со сцеплением и весом агрегата (отдельности) в воде размыву (отрыву агрегатов, отдельностей) оказывает сопротивление пригружающее воздействие глубины воды в воронке и гидродинамическое давление, оказываемое струей на дно воронки.

Наблюдение, фотографирование, скоростная киносъемка (до 3000 кадров в секунду) позволили установить следующую картину механизма процесса местного размыва связного грунта.

Размыв вызывает разрушение грунта ниспадающей струей на агрегаты — отдельности. Размер этих отдельностей (агрегатов) обусловлен текстурными и структурными показателями грунтов, а также степенью превышения «активных» сил потока над «пассивными», обусловливающими сопротивляемость грунта размыву. С ростом значения этого отношения возрастает размер отрывающихся отдельностей. На начальном этапе отрываются более крупные отдельности, чем на конечном.

Исследованиями установлено, что до отрыва выступ шероховатости (отдельность, агрегат) грунта подвергается динамическому воздействию растекающейся струи потока (вибрации). Эти пульсирующие силы «утомляют» выступ (отдельность) до наступления благоприятной для отрыва отдельности ситуации, т. е. до тех пор, пока динамическое усилие, определяемое действительными мгновенными максимальными скоростями, не превзойдет сопротивляемость на размыв (усталостную прочность на отрыв, вес отдельности, пригружающее действие глубины воды в воронке и гидродинамическое давление, оказываемое струей на дно воронки [10, 11].

Оторванная отдельность, подхваченная вихрями потока, мгновенно выбрасывается за воронку размыва и транспортируется отводящим потоком. Отдельности большого размера, которые поток не в состоянии выбросить в нижний бьеф, движутся внутри ямы размыва и выбрасываются в нижний бьеф лишь после размельчения.

Воронка размыва стабилизируется только с момента, когда максимальная осредненная осевая скорость в придонной области (вследствие увеличения общей глубины потока, т. е. увеличения длины пути перемешивания) станет равной или меньше донной неразмывающей скорости в воронке.

Изложенное позволяет устанавливать вероятную глубину воронки размыва решением двух основных задач: а) определение придонных скоростей и их пульсационных характеристик (в зависимости от удельного расхода, толщины струи и длины пути перемешивания) и б) установление неразмывающих скоростей на дне воронки с возможно полным учетом факторов, обусловливающих эти скорости.

Решение первой задачи приведено выше. Решение второй задачи с учетом показателей сопротивляемости связных грунтов размыву, их изменчивости, условий работы, пульсационного характера скоростей также возможно с допустимой точностью на основе установленных нами ранее закономерностей размыва связных грунтов [9, 10, 11, 12].

По приведенному выше описанию механизма местного размыва можно судить о сходстве его с механизмом разрушения связного грунта при общем размыве [9, 10, 11]. Это сходство приводит нас к мысли использовать при определении вероятной глубины местного размыва методику и расчетную схему определения критических скоростей, примененные при описании общего размыва [11].

Ввиду резкого различия кинематики потока при местном и общем размывах при выводе зависимости следует пользоваться донными скоростями, которые непосредственно воздействуют на размываемое основание. Таким образом, учитывая данные экспериментов, а именно то обстоятельство, что максимальная донная скорость в установившейся воронке размыва есть функция сцепления грунта основания в состоянии полного водонасыщения, дно стабилизировавшейся воронки представляем в виде однородных агрегатов (отдельностей), связанных между собой силами сцепления. Будем считать, что агрегат имеет форму шара диаметром d. Растекающаяся в воронке размыва струя оказывает на агрегат (выступ шероховатости) лобовое и подъемное воздействия. Лобовая сила стремится сдвинуть агрегат вдоль течения, а подъемная сила — оторвать его от дна и переместить в вертикальном направлении. Растекающаяся струя оказывает на агрегат (выступ шероховатости) дна воронки гидродинамическое давление. Проведенные эксперименты [11] с достаточным основанием дают возможность полагать, что агрегаты, слагающие связные грунты стабилизировавшегося основания воронки, имеют контакты, не передающие

давление по законам гидростатики, поэтому действие гидродинамического давления на агрегат, так же как и глубины потока, считаем пригружающим — повышающим сопротивляемость отрыву от дна агрегата.

Рассматривая условия устойчивости грунта на дне стабилизировавшейся воронки размыва, имеем следующую картину: силы, действующие на агрегат связного грунта, уравновешиваются (при предельном состоянии) силами сцепления между агрегатами и дном, весом агрегата в воде, а также пригружающим действием столба воды и гидродинамического давления. Совместное действие этих сил вызывает внецентренное растяжение агрегата (отдельности).

Принимая для предельного состояния агрегата (выступа) грунта, с допустимой точностью [9], P_x приложенной выше середины выступа, а P_y — в центре, на основе принципов теории расчета конструкций по предельному состоянию, примененного нами для установления критических скоростей размыва [9], получаем

$$n\left(\frac{P_y}{m_p F}+\frac{P_x \delta_1 d}{m_и W}\right) \leqslant C_p + P_д + P_н + \frac{G_в}{F}, \qquad (7)$$

где m_p и $m_и$ — соответственно коэффициенты (совокупность коэффициентов) условий работы агрегата на растяжение и изгиб. Для данного расчета с приемлемой точностью можно принять $m_p = m_и = m$.

Вообще коэффициентом m учитывается влияние различных факторов на условия работы сооружения. К таким факторам в процессе размыва связных грунтов следует отнести состояние исходной влажности, наличие и качество наносов, аэрацию. Аэрация особенно резко проявляется при значительной высоте падения. Согласно проведенным исследованиям [3], степень аэрации рекомендуется брать при скорости струи 3—4 *м/сек* равной 20%, при 6—12 *м/сек*— 35—50%, а при 20—25 *м/сек* — 60—67%. Влияние аэрации, понижающей размывающую способность потока, предлагается приближенно учитывать введением в зависимости для определения силового воздействия потока удельного веса воды;

n — коэффициент перегрузки, учитывающий влияние пульсационного характера скоростей на размывающую способность потока, который определяется [11] по зависимости

$$n = \left(\frac{v'_{\Delta макс}}{v_\Delta}\right)^2 = \eta^2, \qquad (8)$$

где $v'_{\Delta макс}$ — максимальная пульсационная осевая скорость на дне воронки;

v_Δ — осредненная скорость в той же точке.

C_p — расчетное (наименьшее возможное) сопротивление связного грунта на растяжение.

Отношение максимальных мгновенных донных скоростей к осредненным в той же точке в наших лабораторных опытах (так же

как и в [13] получается, как было указано, равным 1,5, а в натурных условиях его следует принимать равным 2. Этим коэффициентом можно учитывать и другие случаи вероятного превышения нагрузки над их расчетными значениями.

Принимаем сопротивляемости грунта растяжению и изгибу равными. Показатель $C_р$ получается умножением нормативного (среднего) сопротивления $C_р^н$ на так называемый коэффициент однородности k, характеризующий изменчивость (неоднородность) показателя сцепления грунта [9, 11].

Ввиду динамического воздействия турбулентного — пульсирующего потока на агрегат за нормативное сопротивление следует принимать предел прочности на разрыв при динамической нагрузке $C_у^н$. Этот показатель следует устанавливать по опытным данным усталости связных грунтов, а при отсутствии их — по приближенной формуле в зависимости от статической прочности сцепления грунта, определяемой по вдавливанию сферического штампа [11]:

$$C_у^н = 0{,}035c.$$

Лобовое результирующее усилие

$$P_x = \gamma_0 \lambda_x \frac{v_\Delta'^2}{2g} \delta_2 d^2 \qquad (9)$$

Равнодействующая подъемного усилия

$$P_y = \gamma_0 \lambda_y \frac{v_\Delta'^2}{2g} \delta_3 d^2 \qquad (10)$$

Вес агрегата в воде

$$G_в = \frac{\pi}{6} (\gamma_а - \gamma_0) d^3 \qquad (11)$$

$P_д$ — давление, оказываемое струей на подлежащие отрыву агрегаты, слагающие дно воронки. Если дно воронки представить как криволинейную преграду, $P_д$ устанавливается видоизменением известной зависимости (1):

$$P_д = 2\varepsilon_1 \frac{\gamma_0 \alpha u_c'^2}{g} \sin\beta, \qquad (12)$$

где u_c — максимальная скорость движения струи при соприкосновении с дном;

β — угол наклона струи;

g — ускорение силы тяжести;

α — отношение сухих (или идентичных им по свойствам) контактов к общей опорной части агрегата. По исследованиям Р. Г. Данелия $\alpha = 0{,}01c$, где c — сцепление (запас расчета α не берется более 0,01) [10].

Подставляя в формулу (12) значение $\varepsilon_1 = (0{,}92 \div 0{,}96) = 0{,}94$ [1], получаем

$$P_1 = \frac{1{,}88\gamma_0 \alpha u_c^2 \sin\beta}{g}. \qquad (13)$$

Пригружающее действие, обусловленное глубиной воды в воронке размыва, определяется по зависимости

$$P_в = \gamma_0 t \alpha_1 \qquad (14)$$

где t — глубина воды в воронке размыва.

Площадь опорной части агрегата

$$F = \frac{\pi}{4}(\delta_4 d)^2. \qquad (15)$$

Момент сопротивления опорной части

$$W = 0{,}0982(\delta_4 d)^3. \qquad (16)$$

$\gamma_ч$ и γ_0 — соответственно удельные веса агрегата и воды, $\delta_4 d$ — диаметр опорной части агрегата, $\delta_1 d$ — плечо лобового усилия, $\delta_2 d^2$ и $\delta_3 d^2$ — площади миделя для лобового и подъемного усилий, λ_y и λ_x — коэффициенты подъемного и лобового усилий.

Подставляя значения (9), (10), (11), (15) и (16) в уравнение (7) и учитывая данные проведенных экспериментов, после несложных выкладок получим уточненное выражение допускаемых (неразмывающих) донных скоростей для условий воронки размыва:

$$v_{\Delta доп.в} = 1{,}25\sqrt{\frac{2gm}{0{,}3\gamma_0 n}\left[(\gamma_ч - \gamma_0)d + 1{,}25(C_v^ч k + P_2 + P_4)\right]}. \qquad (17)$$

Для грунтов, где силы сцепления играют преобладающую роль в сопротивляемости размыву (грунты со сцеплением $kC \geqslant 0{,}02$ *кг/см*^{2}), исследованиями выявлена возможность пренебрежения членом, учитывающим влияние веса отрывающегося агрегата $(\gamma_ч - \gamma_0)d$. Установлено, что при стабилизации наиболее часто встречаются агрегаты размерами от 3 до 5 *мм* (в среднем 4 *мм*).

Полученное выражение (17) свидетельствует о том, что при прочих равных условиях значение предельных неразмывающих скоростей в воронке размыва значительно больше, чем в равномерном потоке (примерно в 3 раза).

Таким образом, для приближенных расчетов, которые дают завышенные глубины размыва, можно пренебречь членами P_2 и P_4 и пользоваться нормативными данными, умноженными на 3,0 — $v_{\Delta доп.в} = 3{,}0 v_{\Delta доп}$.

Как уже было отмечено, вероятность углубления воронки размыва будет практически исключена только тогда, когда донная скорость растекающейся в воронке струи вследствие увеличения пути

перемешивания x, пропорционального глубине воды в воронке t, уменьшается до значения неразмывающих донных скоростей для грунта основания, установленных с возможно более полным учетом показателей сопротивляемости размыву, их изменчивости, условий работы и параметров потока. Таким образом:

$$u_м = v_{\Delta доп.в} \tag{18}$$

Подставляя в эту зависимость соответствующие значения и имея в виду формулу (5), получим зависимость для установления наибольшей глубины воронки размыва:

$$t = \left(\frac{8{,}3u_{вх}\, b_0}{v_{\Delta доп.в}} - 7{,}5b_0\right)\frac{\sin}{1 - 0{,}175\,\mathrm{ctg}\,\beta} + 0{,}25H_{н.б}. \tag{19}$$

Местный размыв скальных пород. Увеличение удельного веса строительства различных гидротехнических сооружений на скальных основаниях требует разработки экономичных и надежных методов прогнозирования вероятной глубины местного размыва скального ложа реки падающей струей.

Изучению местного размыва в скальных основаниях посвящены работы М. С. Вызго, Г. А. Юдицкого, Г. Л. Рубинштейна, Т. Х. Ахмедова и др. [2, 3, 16 и др.]. Однако еще во многих вопросах, имеющих важное теоретическое и практическое значение, нет надлежащей ясности.

Анализ выполненных экспериментальных исследований, натурных наблюдений, а также работ в этой области, опубликованных советскими и зарубежными исследователями, приводит к выводу, что ошибки при прогнозировании воронки размыва в основаниях, сложенных из скальных пород (так же как и других видов грунтов), возникают в основном из-за недостаточного учета с возможной полнотой: а) действительных показателей сопротивляемости пород размыву (разрушению) и изменчивости этих показателей как по площади основания, так и с течением времени; б) действительных значений силового воздействия потока на основание ложа реки; в) изменения размывающей (разрушающей) способности потока вследствие пульсации и аэрации потока в воронке размыва; г) влияния количества и качества наносов, транспортируемых потоком, на размывающую способность потока; д) условий работы сооружения.

Скальными грунтами именуются широко распространенные на земле различные как по своему происхождению, так и по минералогическому составу породы. К скальным грунтам относятся породы магматического и осадочного происхождения: граниты, базальты, туфы, порфириты, гнейсы, кристаллические сланцы, кварциты, мраморы, конгломераты, песчаники, алевриты, известняки и др.

Несмотря на общепринятое представление о скале как о монолитном и высокопрочном материале, в этих грунтах всегда встречаются видимые и невидимые для глаз трещины, обусловленные воздействием различных факторов. Трещиноватость скальных грунтов

в природе весьма распространена и ее рассматривают как характерную особенность структурного сложения породы. Несмотря на кажущуюся беспорядочность, трещины в горных породах образуют определенные системы, закономерно сопряженные друг с другом.

С точки зрения устойчивости размыву — разрушению скальных пород их можно разделить на две основные группы. К первой группе относятся трещиноватые породы, раздробленные трещинами на отдельности различного размера, между которыми отсутствует связность или значение последней мало́. Вторую группу составляют породы, в которых трещины между отдельностями заполнены цементирующим материалом, обусловливающим связность между ними.

Если для первой категории грунтов сопротивляемость размыву определяется характерными размерами отдельностей, то для грунтов второго вида к этому фактору должно добавляться влияние связности между отдельностями и разрушение должно происходить после преодоления сил сцепления между ними. Для проверки этого предположения и установления механизма местного размыва скального основания и главных факторов, обусловливающих это явление, были проведены специальные исследования.

На модели воспроизводилось скальное основание нескольких типов. Первый тип создавался в виде кладки отдельностей, изготовленных из природных сланцевых пород. Отдельности укладывались свободно горизонтальными слоями без связей между собой.

Второй тип скальных пород был создан из искусственных отдельностей, изготовленных из мраморной крошки с добавлением 15% цемента, уложенных в виде кладки горизонтальными слоями. Третий тип скальных пород был представлен отдельностями, изготовленными, как и во втором типе, и уложенными горизонтальными слоями на глиноцементном растворе, воспроизводящем связность между отдельностями в натуре. Четвертый и пятый типы скального основания отличались от второго и третьего тем, что слои отдельностей укладывались наклонно к горизонту. Эти типы воспроизводили скальное основание наклонного напластования, нередко встречающегося в натуре.

Сцепление между отдельностями устанавливалось путем разрыва образцов на специально сконструированном приборе. Образцы размерами $10\times10\times15$ *см*, идентичные по своим характеристикам с размываемым основанием, хранились в водной среде до наступления стабилизации воронки, после чего испытывались на разрыв.

Анализ явления, лабораторные экспериментальные исследования и натурные наблюдения дают основание считать, что процесс размыва скального основания протекает следующим образом: пульсирующая ниспадающая струя, действуя на основание динамически, вызывает вибрацию отдельностей скального основания. В результате этого связи между отдельностями разрушаются, отдельности расшатываются в гнезде и аналогично процессу, происходящему при размыве связных грунтов (когда равнодействующая

«активных» сил превзойдет значение «пассивных» сил сопротивления), мгновенно срываются. В начале размыва, когда «активные» силы значительно превосходят «пассивные», процесс протекает с повышенной интенсивностью, отрываются отдельности большого размера. С углублением ямы разница между этими силами сокращается и размер отрываемых отдельностей тоже постепенно уменьшается. Подхваченные вихрями потока оторванные отдельности мгновенно выбрасываются из ямы, причем часть их транспортируется потоком, а часть откладывается у бровки воронки размыва в виде бара. Отдельности большого размера, которые поток не в состоянии выбросить, расшатываются, у них обламываются ребра и они уменьшаются. Это происходит до тех пор, пока в результате значительного размельчения, вследствие движения внутри ямы, они не будут из нее выброшены потоком. Следует отметить, что бар из выброшенных отдельностей не образуется или имеет незначительную высоту при наличии между ними связности.

Результаты экспериментов по влиянию сцепления показали, что увеличение его между отдельностями повышает сопротивляемость размыву; после преодоления сил связности отдельность мгновенно отрывается.

Опытами выявлено влияние уклона напластования на устойчивость размыву. Установлено, что наклон против течения повышает сопротивляемость размыву, и наоборот.

Интересно отметить, что отдельности, не обладающие связностью между собой, выбрасываются — отрываются перекатыванием (вращением) через нижнее (по течению потока) крайнее ребро.

При отсутствии связности между отдельностями они обычно заклинены между собой, но, как показывают наблюдения, заклинивание влияет лишь на величину времени, необходимого для стабилизации, так как в результате динамического воздействия кромки и выступы отдельностей постепенно истираются и обламываются и действие заклинивания исчезает.

Стабилизация воронки наступает (процесс разрушения прекращается) лишь тогда, когда динамически действующие максимальные актуальные нагрузки, определяемые параметрами струи на дне воронки, с углублением воронки станут равными силам сопротивления разрушению скальных пород или меньше этих сил. В первом приближении актуальные нагрузки можно устанавливать в зависимости от продольных скоростей растекающейся струи с учетом пульсационных характеристик. Силы сопротивления определяются весом (характерными размерами) отдельности скального основания в воде, а при наличии между отдельностями связности — усталостной прочностью на разрыв этой отдельности, устанавливаемой по методике автора [11].

Точное теоретическое решение вопроса прогнозирования воронки размыва ввиду исключительной сложности явления и его многофакторности на данном этапе вряд ли возможно. Расчетная схема

приближенного решения должна учитывать с возможной полнотой перечисленные выше факторы.

Решение предлагается путем рассмотрения устойчивости отдельности скального основания на дне воронки в соответствии с принципами расчета сооружений по предельным состояниям. В предельном состоянии, в момент стабилизации воронки, динамически действующие силы, обусловленные параметрами струи, уравновешиваются действием веса отдельности в воде, а при наличии между отдельностями связности — усталостной прочностью этих связей. Действующие силы вызывают внецентренное растяжение отдельности. Точность решения уравнения предельного состояния, а в конечном счете надежность данных по прогнозированию глубины размыва зависит от точности, с которой установлены значения актуальных нагрузок и сил сопротивления.

Определение сил сопротивления, обеспечивающих устойчивость, возможно с достаточной точностью на основе данных инженерно-геологических исследований и испытаний скальных пород.

Схематизируя явления, отдельность скального массива представляем как параллелепипед размерами a, b, c, где c — размер отдельности по вертикали, a и b соответственно размеры по направлению вдоль и поперек течения потока (рис. 2).



Рис. 2. Схема размыва скального основания падающей струей воды.

Отдельность, выступающая от дна на $\delta_3 c$, подвергается лобовому и подъемному воздействию динамически действующих струй потока.

Предполагаем, что лобовая сила P_x стремится сдвинуть отдельность вдоль течения, а подъемное усилие P_y — оторвать отдельность от дна и переместить ее в вертикальном направлении.

Рассматривая условия устойчивости отдельности на дне в момент стабилизации воронки, имеем следующую картину: силы, действующие на отдельность скального осно-

вания, уравновешиваются влиянием веса отдельности и силами сцепления между ними. Действующие силы вызывают внецентренное растяжение.

Принимая при предельном состоянии с допустимой точностью P_y, приложенной в центре дна отдельности, а P_x, — у верхней кромки, для общего случая, когда отдельность расположена наклонно, получаем

$$n\left(\frac{P_y}{m_p F}+\frac{P_x \delta_1 c}{m_u W}\right)=R_{ус}+\frac{G_N}{F}\pm\frac{G_T\cdot 0{,}5c}{W}, \qquad (20)$$

где m_p, m_u — соответственно коэффициенты (совокупность коэффициентов) условия работы отдельности на растяжение и изгиб; для данного расчета с приемлемой точностью можно принять $m_p = m_u = m$;

n — коэффициент перегрузки;

$R_{ус}$ — усталостная прочность связей между отдельностями скального основания.

Показатель $R_{ус}$ получается из произведения нормативной (средней) усталостной прочности и так называемого коэффициента однородности k, характеризующего изменчивость показателя прочности связей между отдельностями.

Целесообразность установления усталостной прочности очевидна вследствие динамического воздействия турбулентного пульсирующего потока на основание

Лобовое результирующее усилие

$$P_x = \gamma_0 \lambda_x \frac{v_\Delta^2}{2g} \delta_3 ac \sin\beta. \qquad (21)$$

Равнодействующая подъемного усилия

$$P_y = \gamma_0 \lambda_y \frac{v_\Delta^2}{2g} \delta_2 ab \sin\beta. \qquad (22)$$

Вертикальная составляющая веса отдельности

$$G_N = G_в \cos\alpha = abc\gamma_в \cos\alpha \qquad (23)$$

Тангенциальная составляющая веса отдельности

$$G_T = G_в \sin\alpha = abc\gamma_в \sin\alpha. \qquad (24)$$

Площадь опорной части

$$F = ab \qquad (25)$$

Момент сопротивления опорной части

$$W = \frac{ab^2}{6}. \qquad (26)$$

Подставляя эти значения в формулу (20), получаем

$$\frac{n}{m}\left(\frac{\gamma_0 \lambda_y v_\Delta^2 ab\delta_2 \sin\beta}{2gab} + \frac{6\gamma_0 \lambda_x v_\Delta^2 ca\delta_3 \sin\beta\delta_1 c}{2gab^2}\right) =$$

$$= R_{yc} + \frac{abc\gamma_в \cos\alpha}{ab} \pm \frac{6abc\gamma_в \sin\alpha\, 0{,}5c}{ab^2}. \qquad (27)$$

Отсюда

$$v_\Delta = \sqrt{\frac{2mgb^2\left(R_{yc} + c\gamma_в \cos\alpha \pm \frac{3c^2\gamma_н}{b}\sin\alpha\right)}{n\gamma_0 \sin\beta\,(\lambda_y\delta_2 b^2 + 6\lambda_x c^2\delta_3\delta_1}}. \qquad (28)$$

Знак минус ставится в том случае, если наклон напластования направлен вдоль течения, а плюс — против течения.

Осредненная во времени скорость струи v_Δ на дне ямы размыва, установленная из уравнения предельного состояния, соответствует моменту стабилизации ямы. Учет пульсационного характера скоростей, а также коэффициента однородности является достаточной гарантией прекращения процесса размыва — разрушения основания после достижения осевой скоростью ниспадающей струи предельного значения

$$u_м = v_\Delta. \qquad (29)$$

Подставляя значение $u_м$ в (28) и решая это уравнение относительно глубины воды в яме размыва, имея в виду зависимость (5), получим зависимость для прогнозирования наибольшей глубины воды в воронке размыва

$$t = \left(\frac{8{,}3b_0 u_{вх}}{\sqrt{\frac{2mgb^2\left(R_{yc} + c\gamma_в \cos\alpha \pm \frac{3c^2\gamma_в \sin\alpha}{b}\right)}{n\gamma_0 \sin\beta\,(\lambda_y\delta_2 b^2 + 6\lambda_x c^2\delta_3\delta_1)}}} - 7{,}5b_0\right) \times$$

$$\times \frac{\sin\beta}{1 - 0{,}175\,\mathrm{ctg}\,\beta} + 0{,}25H_{н.б}. \qquad (30)$$

Учитывая данные проведенных многочисленных (до 1000) экспериментов, обработанных на ЭЦВМ, а также анализ явления, имеем $\delta_1 = \delta_3 = 0{,}1$; $\delta_2 = 1{,}0$; $\lambda_x = 0{,}60$; $\lambda_y = 3{,}28$. Тогда

$$t = \left(\frac{8{,}3b_0 u_{вх}}{\sqrt{\frac{2mgb^2\left[R_{yc} + c(\gamma_ч - \gamma_0)\cos\alpha \pm \frac{3c^2\gamma_в \sin\alpha}{b}\right]}{n\gamma_0 \sin\beta\,(0{,}6b^2 + 0{,}2c^2)}}} - 7{,}5b_0\right) \times$$

$$\times \frac{\sin\beta}{1 - 0{,}175\,\mathrm{ctg}\,\beta} + 0{,}25H_{н.б}) \qquad (31)$$

Для потоков, чистых от наносов, $m = 1$.

Влияние аэрации до окончания специальных экспериментальных исследований учитывается аналогично предыдущему.

Коэффициент перегрузки n, определяющий влияние пульсационного характера скоростей на разрушающую способность потока, определяется аналогично вышеприведенным расчетам для связных грунтов.

Прогнозирование размеров отрывающихся отдельностей, обусловленных трещиноватостью, возможно на основе инженерно-геологического исследования основания. Для установления усталостной прочности скальных пород следует пользоваться методикой, изложенной в работе автора [11].

Сопоставление расчетных результатов с данными лабораторных и натурных исследований. Для проверки предложенной расчетной схемы и зависимостей прогнозирования вероятной глубины размыва было произведено сопоставление расчетных результатов с данными наблюдений.

В экспериментах установлению размеров ямы размыва и физико-технических показателей грунта основания сопутствовало измерение поля скоростей и их пульсации в воронке, а также измерение параметров растекающейся струи (часть данных сведена в табл. 1).

При сопоставлении, согласно [13], а также по нашим данным, для лабораторных опытов принято $n=2{,}25$; $m=1$. Коэффициент однородности k и показатели грунта установлены на основе испытания образцов по методике, изложенной в [11]. Наиболее часто встречаемые значения $k=0{,}5$.

В таблице 1 наряду с данными натурных исследований, проведенных нами на водохозяйственных системах Грузинской ССР, приведены данные исследований других авторов [6, 14, 16, 17]. При определении расчетных данных, согласно [11] и настоящим исследованиям, принято $n=4$, а значение коэффициента, учитывающего влияние взвешенных наносов для основания, сложенного из связных грунтов, взято $m=1{,}6$.

При расчете вероятной глубины воронки размыва для связных грунтов необходимо учесть влияние этой глубины. Расчет проводится с последовательным приближением. Для первого приближения допускалось, что $P_h = P_д = 0$, и устанавливались $v_{\Delta доп.в}$ и t. Для второго приближения, зная t и $v_{\Delta доп.в}$, по зависимостям (13) и (14) устанавливались $P_д$ и P_h (при этом принималось $v_c = v_{\Delta доп.в}$).

При расчете наибольшей глубины размыва для несвязных грунтов и скальных пород для эксплуатируемых сооружений за расчетный размер принимались размеры, указанные А. И. Каменевым и В. В. Пославским [6, 14].

При расчете наибольшей глубины местного размыва для несвязных грунтов в случае натурных опытов значение коэффициента η было принято равным 2.

Удовлетворительное для такого сложного процесса совпадение расчетных максимальных глубин воронки размыва с результатами наблюдений подтверждает приемлемость расчетной схемы и некоторых, не совсем строгих, допущений.

Таблица 1

Сооружение	Вид грунта	Характерный размер грунта, м	Сцепление или сопротивление размыву, кг/м²	Коэффициент однородности	Удельный расход, м²/сек
Водосброс Кондопожской ГЭС	Несвязный	$d_к$=0,40	—	—	14
Лабораторная установка	»	$d_к$=0,007	—	—	0,10
Опытная установка	»	$d_к$=0,003	—	—	0,0093
» »	»	$d_к$=0,008	—	—	0,026
» »	»	$d_к$=0,006	—	—	0,0026
Водосливная плотина	Скальная порода	$a=b=c=2$	—	—	50
Опытная установка	То же	$a=b=c=0,03$	—	—	0,52
Консольный сброс в Бакурцихе	Связный грунт	d=0,004	0,11	0,7	4,66
Цнорский быстроток	То же	d=0,004	0,11	0,52	2,40
Консольный сброс	» »	d=0,004	0,09	0,70	2,32
Опытная установка	» »	d=0,004	0,20	0,70	0,15

Продолжение

Сооружение	Полный перепад, м	Угол наклона, градусов	Наибольшая глубина воды в воронке размыва		Источник
			фактическая	расчетная	
Водосброс Кондопожской ГЭС	11,4	30	6,25	6,88	[6]
Лабораторная установка	2,8	80	0,50	0,51	Автор
Опытная установка	0,16	80	0,19	0,18	»
» »	0,55	35	0,24	0,23	[16]
» »	0,20	70	0,23	0,23	[17]
Водосливная плотина	16	20	17,0	16,30	[14]
Опытная установка	0,36	41	0,29	0,33	Автор
Консольный сброс в Бакурцихе	13,0	82	11,20	11,36	»
Цнорский быстроток	4,5	76	5,30	6,30	»
Консольный сброс	6,20	78	6,05	6,50	»
Опытная установка	1,25	70	0,65	0,56	»

Заключение

Предложена общая методика приближенного расчета максимальной глубины местного размыва ниспадающей струей для различных грунтов. Эта методика, основанная на принципах расчета сооружений по предельному состоянию и на теории растекания турбулентных струй, учитывает основные факторы, обусловливающие процесс размыва с возможной полнотой, и даст удовлетворительные, согласующиеся с данными наблюдений, результаты. По изложенным выше причинам из-за многофакторности явления трудно дать окончательное решение данной проблемы. Надежность, долговечность и экономичность рассчитанных по этой методике сооружений будет все возрастать по мере учета данных лабораторных исследований и результатов эксплуатации.

Литература

1. Агроскин И. И. и др. Гидравлика. М., 1956.
2. Вызго В. С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями. Изд. «Наука», Ташкент, 1966.
3. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения. Стройиздат, М., 1947.
4. Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков. Гидрометеоиздат, М.—Л., 1954.
5. Избаш С. В. Гидравлика местных размывов. Известия ВНИИГ, т. 21, 1937.
6. Каменев А. И. Размыв русла свободно падающим потоком. Труды гидравлической лаборатории, сб. 11, Стройиздат, М., 1965.
7. Леви И. И. Движение речных потоков в нижнем бьефе гидротехнических сооружений. Госэнергоиздат, М.—Л., 1955.
8. Masashi H. An experimental study on water fall. Proceedings of Minnesota International Hydraulies Convention, 1953.
9. Мирцхулава Ц. Е. Размывающие и допускаемые скорости водного потока и факторы, их обусловливающие. Труды Всесоюзного научно-технического совещания по водозаборам и русловым процессам, т. II, Тбилиси, 1960.
10. Мирцхулава Ц. Е., Данелия Р. Г. О роли глубины потока в повышении сопротивляемости размыву грунтов, слагающих размываемое потоком русло. Доклады АН СССР, т. 147. № 6, 1962.
11. Мирцхулава Ц. Е. Указания по определению допускаемых (неразмывающих) скоростей водного потока для различных грунтов и облицовок, М., 1965.
12. Мирцхулава Ц. Е. Прогнозирование наибольшей глубины местного размыва связных грунтов свободно падающей струей. «Гидротехническое строительство» № 8, 1965.
13. Михалев М. А. Гидравлика струи, сбрасываемой с консольного перепада. ЛПИ. Научно-технический информ. бюллетень «Гидротехника» № 1—2, 1958.
14. Пославский В. В. О размыве скалы в нижнем бьефе водосливной плотины. Труды Института сооружений Уз. ССР, вып. 1, 1949.
15. Россинский К. И. Местный размыв речного дна в нижних бьефах крупных гидротехнических сооружений. Сб. «Проблемы регулирования речного стока», вып. 6, АН СССР, М., 1956.
16. Соловьева А. Г. О размыве русла струей, отбрасываемой трамплином. Известия ВНИИГ, т. 68, 1961.
17. Schoklitsh. Kolkbildung unter Uberfallstrahlen. Die Wasserwirtschaft, 1932, № 24.

О МОДЕЛИРОВАНИИ МЕСТНЫХ РАЗМЫВОВ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ В УСЛОВИЯХ СКАЛЬНЫХ ПОРОД

А. Г. НАЗАРЯН,

кандидат технических наук

(АрмНИИ водных проблем и гидротехники)

Для оценки величины подмыва основания сбросных гидротехнических сооружений необходимо знание возможных глубин и форм местного размыва грунтов в нижнем бьефе. Опыт эксплуатации ряда сооружений [4, 7, 11, 13], построенных на скальном основании, показывает, что могут быть значительные размывы даже в случае достаточно прочной скалы.

Если в вопросе оценки вероятной величины местного размыва несвязных (галечно-песчаных) грунтов достигнуты значительные результаты, то в отношении определения размыва скальных пород имеется еще много неясностей. Многие вопросы относящиеся к механизму размыва нижнего бьефа, в частности вопрос о процессе разрушения скальных грунтов под воздействием падающей струи, еще недостаточно исследованы. Начаты только методические разработки в целях выявления вероятной схемы размыва скалы, а также оценки наиболее важных факторов, влияющих на процесс размыва [3, 10, 14]. Особенно большое внимание уделяется разработке методики моделирования и, в частности, выбору для модели материала, заменяющего скалу [1, 3, 4, 10].

Основными задачами лабораторных исследований являются: а) выявление физической картины явлений размыва; б) определение разрушающих нагрузок; в) выбор заменителя скалы на модели; г) определение масштабных соотношений, при помощи которых осуществляется переход от модели к натуре.

Рассмотрим эти вопросы в отдельности.

Размыв скальных пород можно рассматривать как процесс, протекающий в трех основных фазах.

Любая скала, даже самая прочная, всегда имеет трещины того или иного размера. Эти трещины иногда образуют систему, расчленяющую скальный массив на отдельные блоки.

Хотя скальные породы можно отнести к упругим материалам, подчиняющимся закону Гука, тем не менее под воздействием переменной нагрузки в этих породах в силу особенностей их строения сильно сказываются явления усталости (петля упругого гистерезиса).

В первой стадии размыва под воздействием гидродинамических нагрузок и в особенности под воздействием сильно пульсирующих давлений внутри массива происходит развитие процесса трещино-

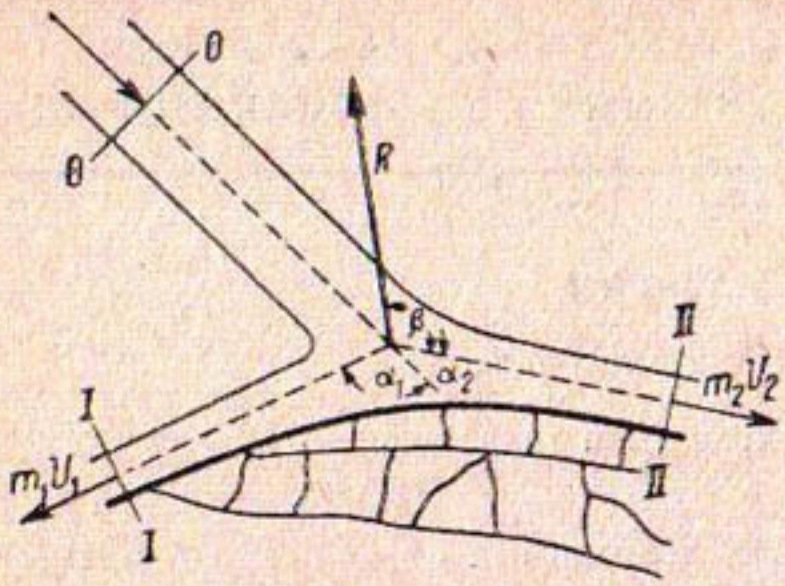


Рис. 1. Расчетная схема объема жидкости, заключенного между поверхностью тела, свободной поверхностью струи и сечениями *0—0*, *I—I* и *II—II*.

образования. Вследствие этого происходит образование отдельностей различных размеров.

Вторая фаза размыва характерна тем, что эти отдельности под воздействием пульсации гидродинамических сил начинают расшатываться и подвергаться дальнейшим разрушениям, аналогичным тем, которые возникают в результате абразивного истирания. При этом скальная порода размельчается, превращаясь в отдельные глыбы, щебень и даже песок.

В третьей стадии, при определенном соотношении между вырывающей силой и собственным весом вырванных блоков породы, последние под воздействием водного потока уносятся вниз по течению.

Некоторые исследователи [1, 4] считают возможным моделировать скальный грунт, заменяя его гравием довольно значительной крупности. Однако опыт эксплуатации ряда сооружений [1, 2, 5] показал, что такая замена не оправдывает себя. Фактические размеры размыва в этом случае оказались значительно больше предсказанных на основе лабораторных опытов. Вследствие шероховатости скальной поверхности образуются каверны, обусловливающие возникновение кавитации, а она невозможна в случае зернистого строения русла, если его моделировать при помощи несвязных грунтов. То же относится и к явлению абразии. Следовательно, такой метод моделирования неправильно и не полностью отражает характер размыва и действительные свойства скального грунта [5].

Для того чтобы удовлетворить требования воспроизводства на модели всех характеризующих размыв скального грунта явлений, необходимо провести исследования по установлению тех закономерностей, которым подчиняются эти явления. На основании этих закономерностей должны быть выведены критерии подобия и масштабные коэффициенты для моделирования соответствующих физических величин. Только тогда можно выбрать тот или иной материал модели. При этом становится ясным, наконец, и основной вопрос о переходе от модели к натуре.

Для установления разрушающих сил, вызванных падающей струей, рассмотрим ее динамические свойства. Допустим, что струя набегает на неподвижную твердую преграду под некоторым углом, считая при этом, что в непосредственной близости от тела, на которое струя воздействует, она имеет почти цилиндрическую

форму. Выделим из потока объем жидкости, заключенный между поверхностью тела, свободной поверхностью струи и сечениями *0—0*, *I—I* и *II—II* (рис. 1). Применим к выделенному объему теорему о количестве движения. Из действующих на отсек жидкости сил будем учитывать силу реакции R, с которой преграда действует на струю. Сила удара P струи по величине равна и по направлению противоположна силе R.

После известных выкладок и преобразований, которые здесь не приводятся, получим выражение для силы реакции в виде

$$R=-P=\frac{m_0v_0-m_1v_1\cos\alpha_1-m_2v_2\cos\alpha_2}{\cos\beta}. \qquad (1)$$

Здесь использованы общепринятые обозначения, которые ясны из рисунка, а промежуток времени Δt принят равным единице.

В случае, когда размыв нижнего бьефа происходит под воздействием струи, вытекающей из строительного тоннеля, можно принять

$$m_1v_1=0; \qquad m_0v_0=\rho\frac{Q^2}{\omega_0};$$

$$m_2v_2=\rho\frac{Q_2^2}{\omega_2} \qquad Q_0=Q_2=Q.$$

Тогда из выражения (1) получим

$$R=-P=\rho\frac{Q^2}{\omega_0\cos\beta}\left(1-\frac{\omega_0}{\omega_2}\cos\alpha_2\right). \qquad (2)$$

Из выражения (2) видно, что наименьшее значение разрушающей силы P получается при $\alpha_2=0$, а при $\alpha_2=180°$ ($\beta=0$) эта сила достигает своего максимального значения:

$$P_{max}=\rho\frac{Q^2}{\omega_0}\left(1-\frac{\omega_0}{\omega}\right). \qquad (3)$$

Предельная величина размыва будет обусловлена именно этой силой.

Подобие разрушающих сил на модели и в натуре будет обеспечено, если в качестве критериального уравнения моделирования сил будет применено выражение (3).

С целью выявления силового эффекта скала в данной работе рассматривается как твердое деформируемое тело, в котором силовые воздействия вызывают напряженное состояние. Изменение формы скального массива при различном напряженном его состоянии является следствием изменения взаиморасположения слагающих этот массив частиц, а также их перемещения.

Известно, что напряженное состояние упомянутой скальной породы выражается дифференциальными уравнениями теории упру-

гости и законом Гука. По направлению одной из координатных осей эти уравнения запишутся в виде:

$$\frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \rho_1 g = 0, \qquad (4)$$

$$\sigma = \varepsilon E,$$

где σ_{zx}, σ_{zz} — компоненты тензора напряжения;

$\varepsilon = \frac{\delta}{l}$ — относительная деформация;

$\rho_1 g$ — объемная сила;

δ — перемещение частиц скалы;

ρ_1 — плотность;

E — модуль упругости;

g — ускорение силы тяжести;

l — длина.

В процессе размыва скальных пород одним из основных факторов является трещинообразование. Наличие в породах даже незначительных трещин вносит существенные изменения в напряженное состояние массива. Величина этих изменений в сильной степени зависит от характера трещин. При воздействии сжимающих или растягивающих усилий появляющиеся трещины уменьшают рабочую площадь сечения и тем самым резко увеличивают нормальное напряжение $\sigma = \frac{P}{\omega}$. В результате рост напряжения прогрессивно увеличивается и быстро приводит к полному разрушению массива.

Этому явлению некоторым образом препятствует сила сцепления $c\omega$.

При воздействии сдвигающих усилий явление разрушения происходит аналогично вышеописанному, только с той разницей, что в данном случае прогрессивно увеличивается касательное напряжение $\tau = \frac{T}{\omega}$, а разрушению породы частично препятствует сила трения fP.

Следовательно, сопротивление деформации в скальных породах создается благодаря совместному влиянию внутреннего трения и сил сцепления. Под воздействием гидродинамических нагрузок при определенном условии в скале происходит нарушение сил сцепления и порода разрушается. Такое условие для размыва скалы выражается следующим соотношением [8]:

$$T = fP + c\omega, \qquad (5)$$

где T — касательное усилие;

P — нормальное усилие, действующее на площадь ω;

f — коэффициент трения;

c — удельная сила сцепления.

Переходя к напряжениям (делят на ω), получим

$$\tau = f\sigma + c. \qquad (6)$$

Выражения (4), (5) и (6) являются критериальными уравнениями подобия напряженного состояния скального массива в натуре и на модели. Одновременно эти уравнения в некоторой мере характеризуют качество размываемого материала. Так как он рассматривается как упругое тело, то следует к (4), (5) и (6) присоединить также и критерий подобия Коши:

$$\mathrm{Ca} = \frac{\rho_1 v_1^2}{E}, \tag{7}$$

где $v_1 = \frac{\delta}{t}$;

ρ_1 — плотность скалы;
δ — перемещение частиц скалы;
t — время перемещения.

Состояние нижнего бьефа выражается двумя уравнениями:

а) прыжковой функцией

$$\frac{\alpha Q^2}{gw} + \omega h = \pi(h), \tag{8}$$

обусловливающей гидравлическую картину нижнего бьефа: возможность появления и вид гидравлического прыжка, влияние бытовой глубины и др.;

б) уравнением баланса

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{b}\frac{\partial G}{\partial x} = 0, \tag{9}$$

которое связывает глубину воронки размыва с количеством выносимого размытого материала.

Как критериальные, уравнения (8) и (9) сводятся к удовлетворению для натуры и модели соответственно числу Фруда $\mathrm{Fr} = \frac{v^2}{gh}$ и числу Струхалья $\mathrm{St} = \frac{vt}{h}$.

Так как из условий (3) и (5) вытекает критерий Фруда, то функция (8) в дальнейшем не рассматривается. Таким образом, в качестве основных критериальных уравнений, из которых получаются критерии моделирования, остаются условия (3), (4), (5), (6), (7) и (9).

Записывая эти уравнения в виде масштабных коэффициентов, получим

$$\begin{aligned}
&\alpha_P = \alpha_\rho \alpha_Q^2 \alpha_\omega^{-1}; && \alpha_\tau = \alpha_l \alpha_\sigma;\\
&\alpha_\tau = \alpha_{\rho_1} \alpha_l; && \alpha_\tau = \alpha_c;\\
&\alpha_\sigma = \alpha_{\rho_1} \alpha_h; && \alpha_{\rho_1} = \alpha_h \alpha_l^{-1} \alpha_E^{-1};\\
&\alpha_\sigma = \alpha_h \alpha_E \alpha_l^{-1}; && \alpha_h^2 \alpha_l = \alpha_l \alpha_Q;\\
&\alpha_\vartheta = \alpha_\omega \alpha_v,
\end{aligned} \tag{10}$$

где $\alpha_h = \alpha_\delta$ — масштаб глубин (перемещение);

α_l — масштаб длины;

α — символ масштабного отношения соответствующих величин в натуре и модели;

$\alpha_\tau = \alpha_{\sigma_{zx}}$ — масштаб касательных напряжений;

$\alpha_\sigma = \alpha_{\sigma_{zz}}$ — масштаб нормальных напряжений.

В систему (10), состоящую из десяти уравнений, входит тринадцать неизвестных масштабных коэффициентов, т. е. она не замкнута.

Для замыкания системы необходимо задаваться значениями трех масштабных коэффициентов, а остальные легко определять из (10). От правильного выбора этих независимых масштабных коэффициентов в основном и зависит положительный исход эксперимента.

Рассмотрим теперь вопрос о выборе заменителя скалы на модели. Так как речь идет о таких параметрах, как сила сцепления, напряжение, упругость и др., то замена сыпучими материалами здесь не имеет смысла и с этой точки зрения вполне справедлива критика со стороны М. С. Вызго [5] тех авторов, которые скалу на модели заменяют гравием. Действительно, такая замена лишает возможности воспроизвести на модели многие важные факторы, сопутствующие процессу размыва.

В практике лабораторного исследования явлений размыва была сделана попытка заменить скалу на модели грунтами, связанными алебастровым или тощим цементным раствором [3, 4]. Однако необходимо учесть, что физическая картина явления размыва на модели получается близкой к натурной только в том случае, когда в состав тощего бетона, кроме цемента и песка, включаются гравий (или щебень). В составе бетона они (гравий или щебень) имитируют отдельные блоки скального массива, разделенные трещинами.

Предполагается, что все физические и механические свойства натурного грунта, а также силовые факторы известны. Поэтому при выборе вышеупомянутых трех независимых масштабных коэффициентов необходимо, чтобы по возможности были учтены физические и механические свойства наличного модельного материала (заменителя).

Принимая в качестве независимых параметров масштабные коэффициенты для плотностей — α_{ρ_1}, напряжений — α_σ и коэффициента трения — α_f, получим из (10):

$$
\begin{aligned}
&\alpha_P = \alpha_\sigma^3 \alpha_{\rho_1}^{-3} \alpha_f, \quad \alpha_t = \alpha_\sigma^{0,5} \alpha_{\rho_1}^{-0,5} \alpha_f^{0,5};\\
&\alpha_\tau = \alpha_\sigma \alpha_f; \qquad \alpha_Q = \alpha_\sigma^{2,5} \alpha_{\rho_1}^{-2,5} \alpha_f^{-1,5};\\
&\alpha_h = \alpha_\sigma \alpha_P^{-1}; \qquad \alpha_c = \alpha_\sigma \alpha_f;\\
&\alpha_l = \alpha_\sigma \alpha_{\rho_1}^{-1} \alpha_f; \quad \alpha_\omega = \alpha_\sigma^2 \alpha_{\rho_1}^{-2} \alpha_f^2;\\
&\alpha_E = \alpha_\sigma \alpha_f; \qquad \alpha_v = \alpha_\sigma^{0,5} \alpha_{\rho_1}^{-0,5} \alpha_f^{-0,5}.
\end{aligned}
\tag{11}
$$

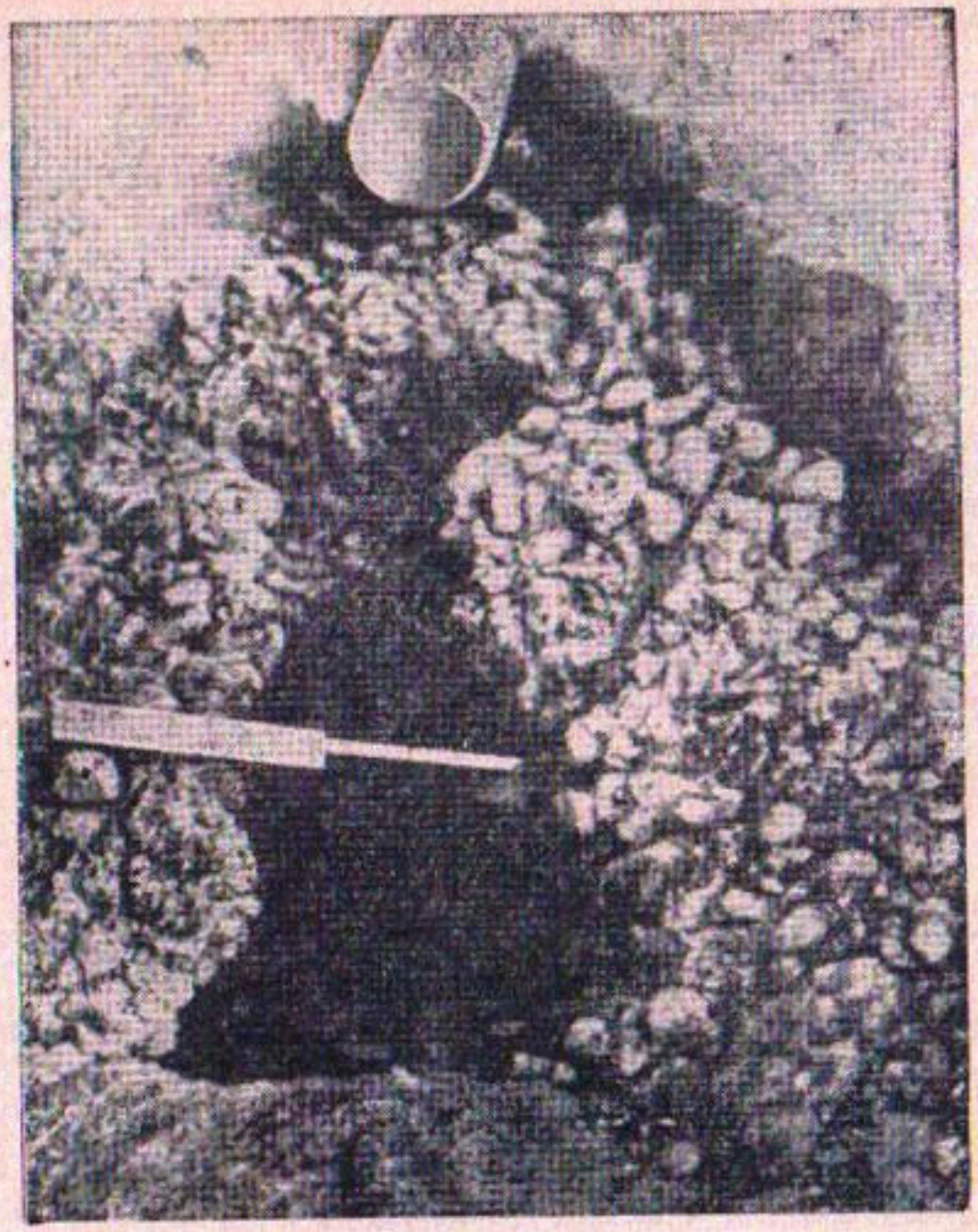


Рис. 2. Общий вид размыва в нижнем бьефе.

При моделировании явления размыва нижнего бьефа сооружений на скальном основании соотношения (11) должны быть максимально удовлетворены. Этим будет обеспечено полное подобие между явлениями в натуре и на модели, а также правильность переходных коэффициентов от модели к натуре. В системе (11) нетрудно заметить, что когда $\alpha_f \neq 1$, масштаб глубины размыва α_h отличается от геометрического масштаба модели α_l. Такой факт наблюдался в экспериментах Н. Н. Суровой [12].

Несколько слов о натурных значениях рассматриваемых физических величин. Известно, что механические свойства натурного материала — скалы определяются путем испытания стандартных проб, выбранных специальным способом так, чтобы в них не было нор, трещин, слоистости и других «дефектов». Поэтому полученные в результате испытания таких проб величины временного сопротивления, коэффициента упругости и др. не могут быть отнесены к скальному массиву в целом, а лишь к его отдельным образцам — цилиндрикам с площадью основания $\omega = 2{,}0\ см^2$.

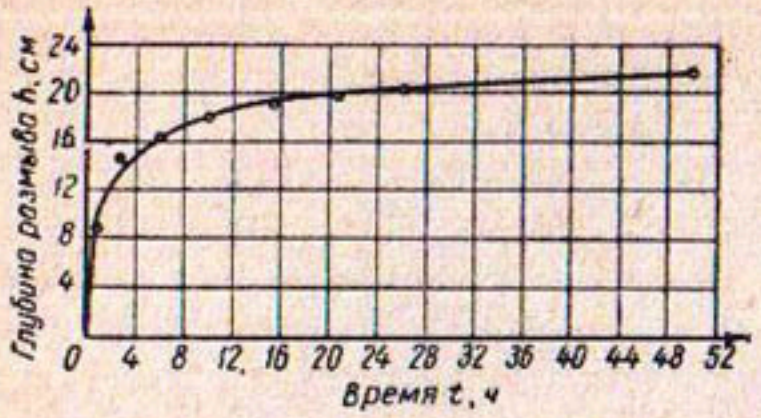


Рис. 3. Кривая зависимости глубины размыва от времени.

Исследованиями проф. М. М. Протодьяконова [9] установлено, что трещиноватость, пористость и другие пороки скалы сильно снижают ее механические свойства. В результате испытания больших моделей — образцов, отличающихся от стандартных размеров, М. М. Протодьяконов пришел к выводу, что снижение механического свойства скалы (например, предел прочности) выражается зависимостью

$$\sigma = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^n}, \qquad (12)$$

где величины с индексами «0» относятся к стандартному образцу, а величины без индексов — к реальному массиву скалы.

По построенному на основании (12) экспериментальному графику значение степени n определяется в пределах $n = 0{,}30 \div 0{,}35$.

Для простоты можно принять среднее значение $n = 0{,}33 \approx 1/3$ и, допуская возможность некоторой экстраполяции по формуле (12), произвести пересчет данных натурных величин.

В Армянском институте водных проблем и гидротехники с целью установления возможной величины размыва нижнего бьефа водосборных сооружений одного крупного водохозяйственного объекта была применена вышеизложенная методика.

Для иллюстрации на рисунке 2 показан общий вид размытого нижнего бьефа, сложенного из тощего бетона (соотношение цемента, песка и щебня — 1 : 20 : 20), а на рисунке 3 приведена кривая зависимости глубины размыва от времени.

Литература

1. Абелев А. С. Применение водослива — виража для защиты сооружений от подмыва в условиях сжатого водосливного фронта. Известия ВНИИГ, т. 40, 1949.

2. Абелев А. С. и Кручинина А. А. Уменьшение размывающего действия потока специальной конструкцией носиков водосливных плотин. Известия ВНИИГ, т. 52, 1949.

3. Ахмедов Т. Х. Лабораторное исследование местного размыва скальных пород. Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. VII, 1962.

4. Veiga da Cunha Luis — La dissipation de l'energie dans un Evacuateur en caut de ski observation ole l'erosion pw Lisbon Purtugal. XI IAHR, Leningrad, 1965.

5. Вызго М. С. О размывах скального русла за плотинами и о методике их исследований. Известия АН Уз. ССР, № 3, Ташкент, 1956.

6. Вызго М. С. Процесс размыва грунтов и предохранение плотин. Известия АН Уз. ССР, № 6, Ташкент, 1952.
7. Каменев И. А. Размыв русла свободно падающим потоком. Труды гидротехнической лаборатории Водгео, сб. № 11, М., 1965.
8. Орнатский Н. В. Механика грунтов, 1962.
9. Протодьяконов М. М. и Чирков С. Е. Трещиноватость и прочность горных пород. М., 1962.
10. Рубинштейн Г. Л. Лабораторное исследование местного размыва скалы в нижних бьефах высотных водосливных плотин. Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. VII, 1963.
11. Смолянинов Н. Т. Разрушение скалы в нижнем бьефе падающей струей. «Гидротехническое строительство» № 2, 1952.
12. Сурова Н. Н. К вопросу о методике моделирования местных размывов за гидротехническим сооружением. АН Уз. ССР, № 11, 1955, М.
13. Токарев И. И. Разрушение водобоя высокой плотины. «Гидротехническое строительство» № 5, 1955.
14. Юдицкий Г. А. Силовое воздействие падающей струи на отдельности скального основания и условия его разрушения. Известия ВНИИГ, т. 72, 1963.

РАСЧЕТ МЕСТНОГО РАЗМЫВА ВО ВРЕМЕНИ

И. В. ДОЛИДЗЕ,

инженер

(ГрузНИИГиМ)

В Грузинском научно-исследовательском институте гидротехники и мелиорации (ГрузНИИГиМ) были организованы полевые и лабораторные исследования с целью установить основные факторы, вызывающие и определяющие явление местного размыва связного грунта ниспадающей струей воды. Полевые опыты проводились при помощи передвижной установки по разработанной автором методике [3].

В настоящей статье делается попытка подвести итоги проведенных исследований, раскрыть по их результатам механизм процесса местного размыва, выявить главные факторы этого процесса и предложить на их основе приближенные расчетные зависимости для установления глубины местного размыва как в конечном виде деформации, так и во времени *.

В основу рассматриваемого метода установления вероятной (конечной) глубины размыва положена гипотеза, согласно которой размыв происходит до тех пор, пока донная скорость растекающейся в воронке размыва струи не достигнет в ней предельного значения, соответствующего сопротивляемости грунта размыву. Изменение осевой скорости можно найти по зависимости [4, 6]:

$$u_м = \frac{v_{вх}}{0{,}9 + 0{,}09\,\frac{x}{b_0}}, \qquad (1$$

где $v_{вх}$ и $u_м$ — соответственно скорость во входном сечении и максимальная скорость в сечении, отстоящем от входного на расстоянии x; b_0 — ширина струи в точке входа.

Нашими исследованиями, а также работами других авторов [1, 4, 7] установлено, что пульсирующая струя движется в водяной подушке под тем же углом к горизонту, под которым пересекает свободную поверхность потока; с практически допустимой точностью можно принять, что максимальная глубина размыва получается в точке пересечения среднего положения пульсирующей динамической оси струи с дном воронки размыва.

В силу вышеизложенного из геометрических соображений зависимость (1) можно выразить в виде

---

* Работа выполнена в ГрузНИИГиМ под руководством доктора технических наук профессора Ц. Е. Мирцхулава.

$$u_м = \frac{v_{вх}}{0{,}9 + 0{,}09\,\dfrac{h_б + h_i}{b_0 \sin\beta}}, \qquad (2)$$

где $h_б$ — бытовая глубина воды нижнего бьефа;
h_i — текущая координата глубины воронки размыва.

Доказано, что сопротивляемость размыву связных грунтов достаточно надежно можно установить допускаемыми (неразмывающими) скоростями потока, учитывающими как показатели грунта, так и параметры потока [8]. Следовательно, для стабилизировавшейся воронки размыва имеем

$$u_м = v_{\Delta доп.в}. \qquad (3)$$

Подставляя значение $u_м$ по (3) в уравнение (2), после элементарных выкладок получаем зависимость для установления общей глубины воды в воронке размыва:

$$H = h + h_б = 11{,}1 b_0 \left(\frac{v_{вх}}{v_{\Delta доп.в}} - 0{,}9\right) \sin\beta. \qquad (4)$$

Для определения связи между допускаемыми (неразмывающими) скоростями при местном и общем размыве $v_{\Delta доп.в}$ и $v_{\Delta доп}$ наряду с полевыми экспериментами производились исследования тех же грунтов в лабораторных условиях на специальных установках. Одновременно определялись физико-технические и химические характеристики грунтов (часть данных приведена в таблице 1). Допускаемые (неразмывающие) скорости в воронке размыва в полевых условиях устанавливались по разработанной нами методике [3].

Проведенные лабораторные эксперименты, аналогичные полевым опытам по методике и принципу воздействия водного потока на грунт, дали результаты, совпадающие с данными полевых исследований, а испытание этих же образцов на общий размыв показало, что допускаемые (неразмывающие) скорости в воронке размыва в несколько раз превышают значение таковых для плоского потока (табл. 1).

Это обстоятельство находится в полном соответствии с физи-

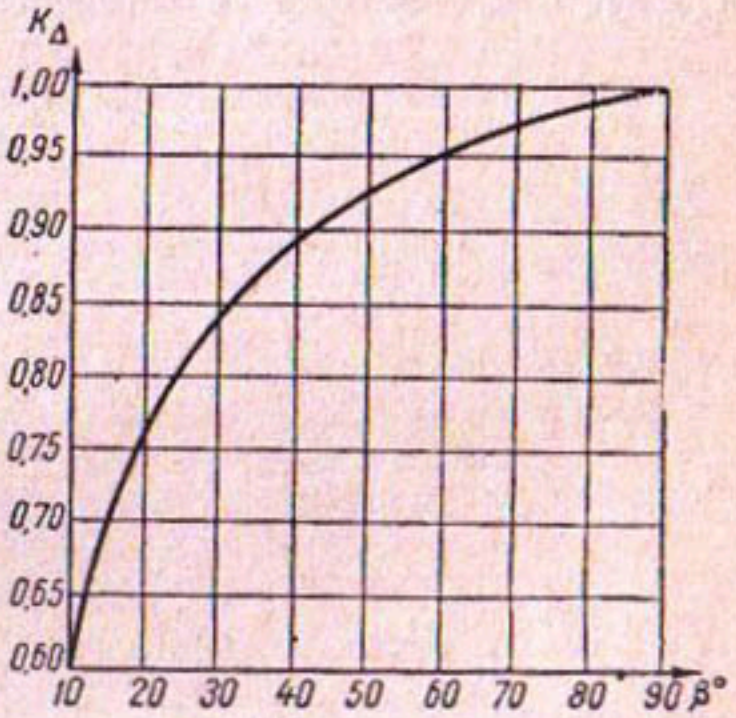


Рис. 1. Кривая зависимости относительной величины допускаемой (неразмывающей) донной скорости в воронке размыва K_Δ от угла наклона входа струи β.

$$K_\Delta = \frac{v_{\Delta доп.в\beta}}{v_{\Delta доп.в\beta=90^\circ}} = \frac{\cos^3\beta}{3} + \sqrt[3]{\sin^2\beta}$$

кой явления и объясняется изменением условий обтекания агрегата в воронке размыва, вызванном воздействием вихрей струй, направленных сверху вниз.

Вследствие двухстороннего обтекания агрегата, в зависимости от угла наклона входа струи β, уменьшается дефицит давления, который обусловливает уменьшение подъемного усилия потока. Уменьшается также момент, вырывающий агрегат и вызванный лобовым воздействием потока.

Обработка экспериментальных данных, включающая специальные опыты по установлению влияния угла наклона входа струи на размывающую способность потока (рис. 1), дала возможность выявить связь между допускаемыми (неразмывающими) скоростями при общем и местном (падающей струей) размывах в виде

$$v_{\Delta доп.в} = v_{\Delta доп} \left(\cos^3 \beta + 3\sqrt[3]{\sin^2 \beta}\right). \qquad (5)$$

На основании зависимости (5) получены графики связи $v_{\Delta доп}$ с c и β, приведенные на рисунке 2.

В полученной зависимости допускаемая (неразмывающая) донная скорость при общем размыве определяется [8] по формуле

$$v_{\Delta доп} = 1{,}25 \sqrt{\frac{2gm}{2{,}6\gamma_0 n}\left[(\gamma_ч - \gamma_0)\, d + 1{,}25\left(kC_y^n + P_и\right)\right]}, \qquad (6)$$

где $\gamma_ч$ и γ_0 — соответственно удельные веса материала частиц грунта и воды;

m — коэффициент, учитывающий влияние взвешенных наносов;

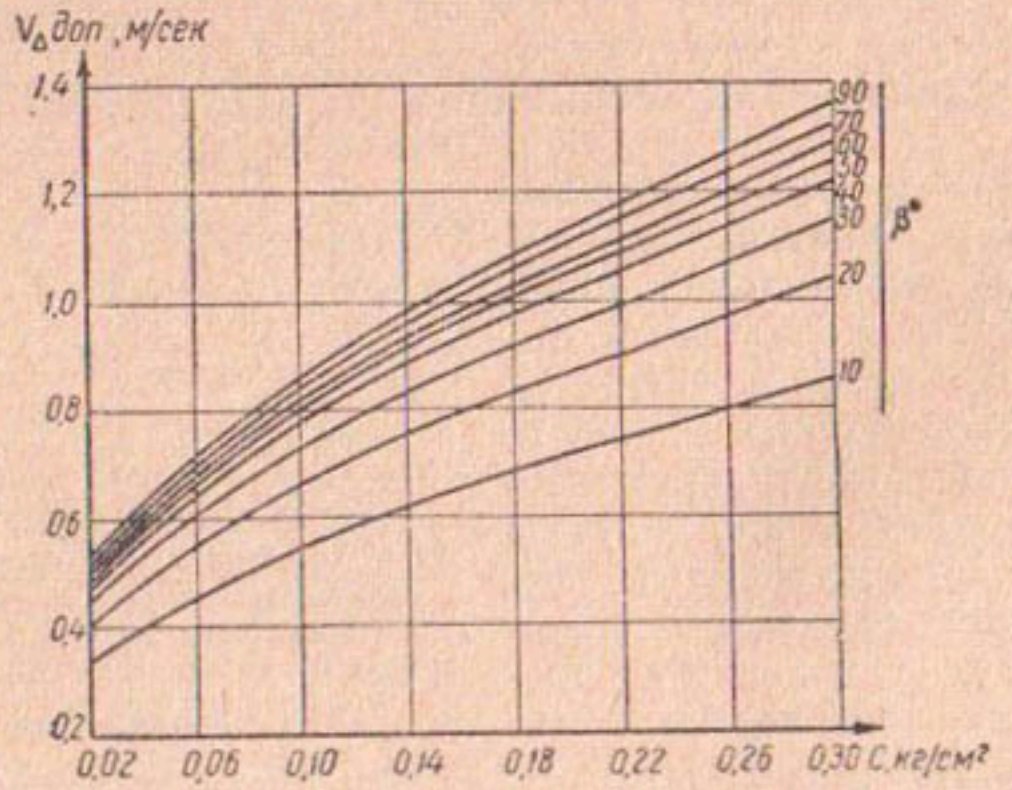


Рис. 2. Кривые зависимости допускаемой (неразмывающей) донной скорости в воронке размыва $v_{\Delta доп.в}$ от сцепления c и угла наклона входа струи β.

n — коэффициент, учитывающий влияние пульсации скоростей; для потоков с вполне развившейся турбулентностью значение n принимается равным 4;

d — средний диаметр отрываемых отдельностей при предельном состоянии деформации; для грунтов, наиболее часто встречающихся на практике, $d=4$ *мм*;

k — коэффициент однородности, характеризующий изменчивость (неоднородность) показателя сцепления грунта;

$C_y^н$ — 0,0035 c — нормативная усталостная прочность на разрыв;

c — среднее значение сцепления;

$P_н = 0{,}01\ c\ \gamma_0 H$ — пригружающее влияние глубины потока (в запас расчета числовой коэффициент не берется более 0,01).

Зависимость (6) не учитывает влияния аэрации, понижающей размывающую способность потока. Этот фактор приближенно можно учесть введением в формулу (6) действительных (пониженных вследствие аэрации) удельных весов воды. Согласно проведенным исследованиям [2], степень аэрации при скоростях струи 3—4 *м/сек* рекомендуется [4] брать равной 20%, при скоростях 6—12 *м/сек* — 35—50%, а при скоростях 20—25 *м/сек* — 60—67%.

Для проверки предложенной расчетной схемы и зависимости (4) автором произведено сопоставление расчетных результатов с данными полевых и натурных исследований (часть данных сведена в таблицы 1 и 2).

При сопоставлении, согласно [8], для полевых опытов принято $m=1$, а для натурных исследований — $m=1{,}6$. Коэффициент однородности и показатели грунта установлены на основе испытания образцов по методике, изложенной в [8].

Зависимость (4) с учетом (5) дает возможность прогнозировать глубину местного размыва падающей струей, но не дает ответа на вопрос о продолжительности процесса и последовательности его развития. Однако в ряде случаев необходимо знать не только величину конечной глубины размыва дна в нижнем бьефе, определяемую по ожидаемому максимальному расходу, но и характеристику нарастания глубины во времени, что при известных значениях вероятной продолжительности максимального расхода при расчете сооружения может дать существенный экономический эффект.

Для установления влияния фактора времени на глубину местного размыва связного грунта падающей струей автором предлагается метод расчета, разработанный на основе анализа процесса взаимодействия струи с размываемым дном. Исходным положением для данного метода является схема, примененная для расчета интенсивности деформации при общем размыве [5].

В результате проведенных исследований по установлению усталостной прочности глинистых грунтов на разрыв, а также опытов

Таблица 1

Результаты полевых исследований по местному размыву связных грунтов

№ полевого опыта / № монолита	Вид грунта и место проведения опыта	Предел пластичности, %			Пористость	Сцепление по Н. А. Цытовичу c, $кг/см^2$	Параметры струи во входном сечении			Глубина воды в нижнем бьефе $h_б$, $см$	Донная допускаемая скорость при общем размыве $v_{Δдоп}$, $м/сек$	Донная допускаемая скорость в воронке размыва $v_{Δдоп.в}$, $м/сек$	Наибольшая глубина воды в воронке размыва H, $см$	
		верхний	нижний	число			скорость $v_{вх}$, $м/сек$	ширина $b_в$, $см$	угол наклона $β_в$				фактическая	расчетная
1 / 414	Средний суглинок. Самгорское СУ, с. Орхеви	42,6	22,6	20,0	52,2	0,043	2,98	1,5	40	15	0,22	0,618	42,0	44,9
2 / 415	Легкий суглинок. Самгорское СУ, с. Лило	33,9	20,7	13,2	49,3	0,074	1,94	1,5	40	13	0,26	0,676	21,1	20,0
8 / 418	Суглино-супесь. Сагареджойское СУ, с. Манави	28,4	18,8	9,6	45,8	0,163	2,93	1,5	40	13	0,35	0,805	29,3	23,6
10 / 419	Суглино-супесь. Сагареджойское СУ, с. Тохлиаури	29,5	23,2	6,3	47,1	0,033	2,69	1,5	40	12	0,20	0,568	41,1	43,4
12 / 420	Суглинок. Сагареджойское СУ, с. Ниноцминда	26,9	22,4	4,5	42,8	0,127	3,00	1,5	40	15	0,32	1,016	22,0	27,9
14 / 421	Тяжелый суглинок. Сагареджойское СУ, с. Сартичала	59,5	29,3	30,2	50,6	0,232	2,94	1,5	40	13	0,41	1,134	18,1	18,8

16/422	Супесь. Алазанское СУ, с. Качрети	28,6	22,2	6,4	41,4	0,103	2,68	1,5	40	12	0,29	0,761	28,1	27,0
18/423	Тяжелый суглинок. Тирипонское СУ, с. Хидистави	56,1	28,7	27,4	54,6	0,115	3,03	1,5	40	13	0,30	0,992	23,4	30,8
20/424	Суглино-супесь. Тирипонское СУ, с. Шавшвети	31,4	20,4	11,0	42,4	0,280	2,99	1,5	40	12	0,45	1,163	17,9	17,0
22/425	Средний суглинок. Мцхетское СУ, с. Мухрани	39,6	20,5	19,1	48,8	0,032	2,59	1,5	40	15	0,20	0,594	37,0	41,7
24/426	Суглинок. Мцхетское СУ, с. Ленингори	33,0	24,5	8,5	49,1	0,082	2,53	1,5	40	13	0,27	0,794	24,5	27,8
26/427	Глина. Мцхетское СУ, с. Вазиани	42,1	20,9	21,2	42,2	0,142	3,06	1,5	40	12	0,33	0,990	23,5	26,9
30/429	Суглинок. Ксанское СУ, с. Цихисдзири	51,2	28,2	23,0	49,3	0,091	2,37	1,5	40	14	0,28	0,746	23,9	24,2
34/431	Суглинок. Мцхетское СУ, с. Дзалиси	47,6	25,0	22,6	51,0	0,086	2,88	1,5	40	13	0,27	0,773	30,3	32,5
36/432	Тяжелый суглинок. Каспское СУ, с. Ламинскана	44,5	25,7	18,8	49,7	0,061	2,99	1,5	40	13	0,24	0,656	39,2	39,2
38/433	Супесь. Самгорское СУ, с. Джандари	41,5	21,9	19,6	45,6	0,126	2,80	1,5	40	13	0,32	0,805	27,6	25,6

Таблица 2

Сопоставление данных натурных исследований с расчетными

Сооружение	Источник	Вид грунта	Сцепление по Н. А. Цытовичу c, $кг/см^2$	Коэффициент однородности k	Удельный расход q, $м^2/сек$	Перепад z, $м$	Угол входа струи β, $град$	Наибольшая глубина воды в воронке размыва H, $м$		Время стабилизации процесса T, $сут.$		Примечание
								фактическая	расчетная	фактическая	расчетная	
Мухрани, консольный перепад, ГрузССР	Автор	Суглинок	0,18	0,56	1,23	1,3	70	3,20	3,54	34	30,2	Фактическое время стабилизации процесса взято по опросу эксплуатационного персонала с учетом периодичности работы сооружения
Сагареджо, консольный сброс, ГрузССР	»	Глина	0,28	0,51	1,19	1,9	68	2,70	3,15	19	25,9	
Марнеули, консольный сброс, ГрузССР	»	Суглинок	0,22	0,48	1,62	2,8	80	3,4	4,65	23	37,6	
Бакурцихе, консольный сброс № 2, ГрузССР	Литература [4]	»	0,12	0,62	4,66	4,0	76	9,80	10,40	—	—	
Консольный сброс Карагачи, Груз. ССР	То же	Глина	0,09	0,70	2,32	6,2	80	6,05	7,50	—	—	
Цнорский быстроток К-29-а, Груз. ССР	» »	»	0,11	0,52	2,40	4,5	76	5,30	6,95	—	—	
Бурджар (г. Ташкент), консольный сброс № 2	» »	Шох (мергель)	0,80	0,50	8,00	3,2	36	9,40	8,41	—	—	
Канал садовый, консольный перепад № 1	» »	Просадочный лёсс	0,30	0,70	2,50	6,3	56	5,00	5,22	—	—	

по интенсивности деформации общего размыва Ц. Е. Мирцхулава [5] получена зависимость:

$$N = \frac{188\,000}{\frac{\sigma_{нач}}{\sigma_{кон}} - 1}, \tag{7}$$

где N — число циклов изменения напряжения;

$\sigma_{нач}$ и $\sigma_{кон}$ — соответственно напряжения разрыва в начальный и конечный моменты воздействия нагрузки.

Лабораторные и полевые исследования показали, что размыв — разрушение связного грунта ниспадающей струей происходит агрегатами отдельностей. Непрерывное беспорядочное перемешивание частиц жидкости в струе ведет к появлению в каждой ее точке непрерывных нерегулярных пульсаций скорости. Проекции скорости в фиксированной точке струи принимают с течением времени различные значения, ограниченные лишь некоторыми пределами. Пульсация донной скорости вызывает непрерывное колебание агрегата, под влиянием чего слабеют его связи с массивом ложа. Если направленные вверх актуальные нагрузки на агрегат по величине и периоду достаточны для его вырывания, он отрывается и уносится потоком, т. е. агрегат удерживается в массиве ложа до тех пор, пока актуальные вырывающие нагрузки вследствие расшатывания агрегата не превзойдут сопротивляемости грунта размыву.

Опыты показали, что если отдельность оторвана от дна, она выносится потоком из воронки размыва. Следовательно, условием формирования воронки является условие отрыва агрегата от массива ложа, что и положено в основу расчета. Если динамическую нагрузку на агрегат, вызванную пульсирующей скоростью, с которой падающая струя достигает поверхности размываемого грунта в начальный момент деформации, выразить через $v_{\Delta нач}$, то значение усталостной прочности в этот момент

$$\sigma_{нач} = \alpha\gamma_0 \frac{v^2_{\Delta_{нач}}}{2g}, \tag{8}$$

где α — коэффициент, учитывающий форму агрегата.

Так как конечному моменту деформации соответствует стабилизированная воронка размыва, то выражение усталостной прочности для этого момента деформации можно выразить в виде

$$\sigma_{кон} = \alpha\gamma_0 \frac{v^2_{доп.в}}{2g}. \tag{9}$$

Подставляя значения $\sigma_{нач}$ и $\sigma_{кон}$, полученные по формулам (8) и (9) в зависимость (7), получим

$$N = \frac{188\,000}{\frac{v^2_{\Delta_{нач}}}{v^2_{\Delta_{доп.в}}} - 1}, \tag{10}$$

Откуда следует, что число колебаний N, требуемое для отрыва отдельности от дна, зависит от отношения начальной фактической донной скорости струи к допускаемой (неразмывающей) скорости в воронке размыва.

Как было сказано, агрегат колеблется вследствие пульсации донной скорости, т. е. вследствие постоянного изменения приложенной к нему нагрузки. Если известно, сколько раз в единицу времени меняется величина скорости, т. е. средняя частота пульсационных колебаний ω, можно установить время, требуемое для отрыва агрегата:

$$\Delta t = \frac{N}{\omega}. \tag{11}$$

Подставляя значение N по выражению (10) в зависимость (11), получим

$$\Delta t = \frac{188\,000}{\omega\left(\dfrac{v^2_{\Delta_{\text{нач}}}}{v^2_{\Delta_{\text{доп.в}}}} - 1\right)}. \tag{12}$$

Для определения продолжительности размыва разобьем вероятную (предполагаемую) глубину воронки $h_в$ на достаточно малые интервалы h_i, размываемые за t_i-й промежуток времени. Суммированием отдельных значений Δt по числу агрегатов, содержащихся в толще h_i, получим время, необходимое для размыва на глубину h_i и равное

$$t_i = \sum_{i=1}^{P} \frac{188\,000}{\omega\left(\dfrac{v^2_{\Delta_{\text{нач}}}}{v^2_{\Delta_{\text{доп.в}}}} - 1\right)}, \tag{13}$$

где $P = \frac{h_i}{D}$; D — диаметр отрываемых отдельностей.

С целью установления D в лабораторных опытах при помощи специального приспособления улавливались и отбирались отрываемые отдельности. Было установлено, что размер оторванных отдельностей в основном зависит от сопротивляемости грунта размыву и гидравлических параметров потока: с уменьшением в процессе размыва отношения $\frac{v_{\Delta_{\text{нач}}}}{v_{\Delta_{\text{доп.в}}}}$, D уменьшается и стремится к своему предельному значению $d = 4$ *мм* (рис. 3).

Несмотря на разбросанность опытных точек, вызванную многочисленностью факторов, влияющих на величину отрываемой частицы (текстурные и структурные показатели грунта, наличие трещин и

др.), анализ опытных данных показал, что между D и $\frac{v_{\Delta_{нач}}}{v_{\Delta_{доп.в}}}$ существует прямая корреляционная связь:

$$D = 3d\left(\frac{v^2_{\Delta_{нач}}}{v^2_{\Delta_{доп.в}}} - 1\right). \quad (14)$$

Подставив значение диаметра отрываемых отдельностей по выражению (14) в (13) и суммируя отдельные значения интервалов t_i, получим

$$t = \sum_{i=1}^{n} \frac{62\,660 h_i}{\omega d\left(\frac{v^2_{\Delta_{нач}}}{v^2_{\Delta_{доп.в}}} - 1\right)^2}, \quad (15$$

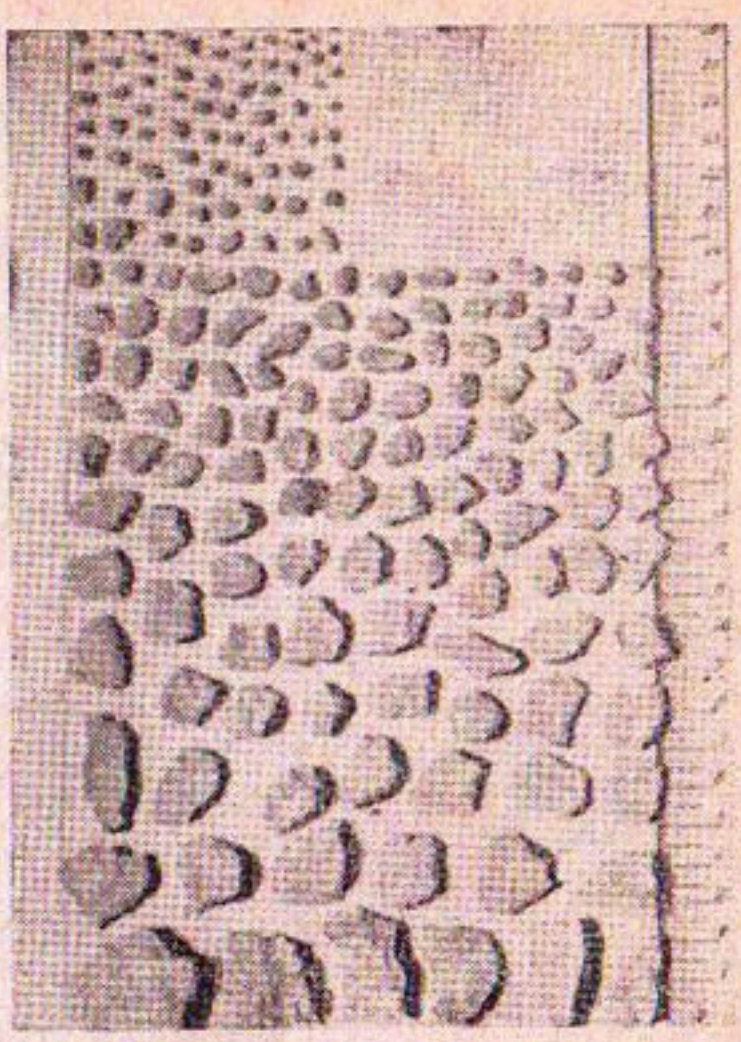


Рис. 3. Размеры отрываемых отдельностей в процессе размыва.

где $n = \frac{h_t}{h_i}$; h_i — глубина размыва, соответствующая времени t.

Так как для каждого заданного значения глубины размыва скорость, с которой струя достигает размываемого дна, является для данного момента деформации начальной скоростью, то формулу (2) изменения осевой скорости по оси струи для любого i-го момента деформации можно выразить в виде

$$v_{\Delta_{нач.i}} = \frac{v_{вх}}{0{,}9 + 0{,}09\frac{(h_б + h_i)}{b_0 \sin\beta}}. \quad (16)$$

Полученную зависимость (16) подставим в формулу (15) и, переходя к пределу при $h_i \to 0$, получим

$$t = A\int_0^{h_t} \frac{dh}{\left\{\frac{F^2}{[0{,}9 + B(h_б + h)]^2} - 1\right\}^2}. \quad (17)$$

где $A = \frac{62\,660}{d\omega}$, $B = \frac{0{,}09}{b_0 \sin\beta}$, $F = \frac{v_{вх}}{v_{\Delta_{доп.в}}}$.

Интегрирование выражения (17) после некоторых преобразований дает зависимость между временем и глубиной размыва

$$t = \frac{A}{B}\left\{1{,}725F \lg \frac{(h_b - h_t)E}{h_6(E + Bh_t)} + \right.$$

$$\left. + \frac{F^2}{2}\left[\frac{E - F + Bh_t}{B(h_6 - h_t)(E + Bh_t)} - \frac{E - F}{BEh_6}\right] + Bh_t\right\}, \qquad (18)$$

где $E = 2F - Bh_6$.

Для установления входящей в (18) средней частоты пульсационных скоростей была использована осциллографическая запись (микровертушкой ТНИСГЭИ) поля скоростей и их пульсационных характеристик. Записи были проведены в различных точках воронки размыва и при различных значениях параметров струи.

Обработка осциллограмм методами математической статистики показала, что ω варьирует в пределах 12—16 герц.

Как видно из зависимости (18), если разница между конечной (вероятной) и текущей координатной глубиной размыва стремится к нулю $(h_6 - h_t) \to 0$, т. е. если отношение $\frac{v_{\Delta_{нач}}}{v_{\Delta_{доп.в}}} \to 1$, то время размыва стремится к бесконечности. Специально поставленные опыты со значительной продолжительностью показали, что практически стабилизация наступает, когда

$$v_{\Delta_{нач}} \approx 1{,}15 v_{\Delta_{доп.в}}. \qquad (19)$$

Аппроксимация уравнения (18) с учетом (19) (рис. 4 и 5) позволяет получить более удобную в обращении функцию связи времени и глубины размыва, а также зависимости для определения интенсивности I и времени стабилизации процесса T (20).

$$t = T\left(\frac{h_t}{h}\right)^{\frac{1}{b}}; \qquad (20)$$

$$h_t = h\left(\frac{t}{T}\right)^{b}, \qquad (21)$$

где

$$b = 0{,}15\left[6\left(\frac{v_{\Delta_{нач}}}{v_{\Delta_{доп.в}}}\right)^{-5} + 1\right]; \qquad (22)$$

$$I = 0{,}2 \cdot 10^{-4} d\omega \sqrt{\frac{v_{\Delta_{нач}}}{v_{\Delta_{доп.в}}} - 1}; \qquad (23)$$

$$T = \frac{10^4 h}{0{,}2 d\omega \sqrt{\frac{v_{\Delta_{нач}}}{v_{\Delta_{доп.в}}} - 1}}, \qquad (24)$$

где h — глубина воронки размыва, определенная по (4).

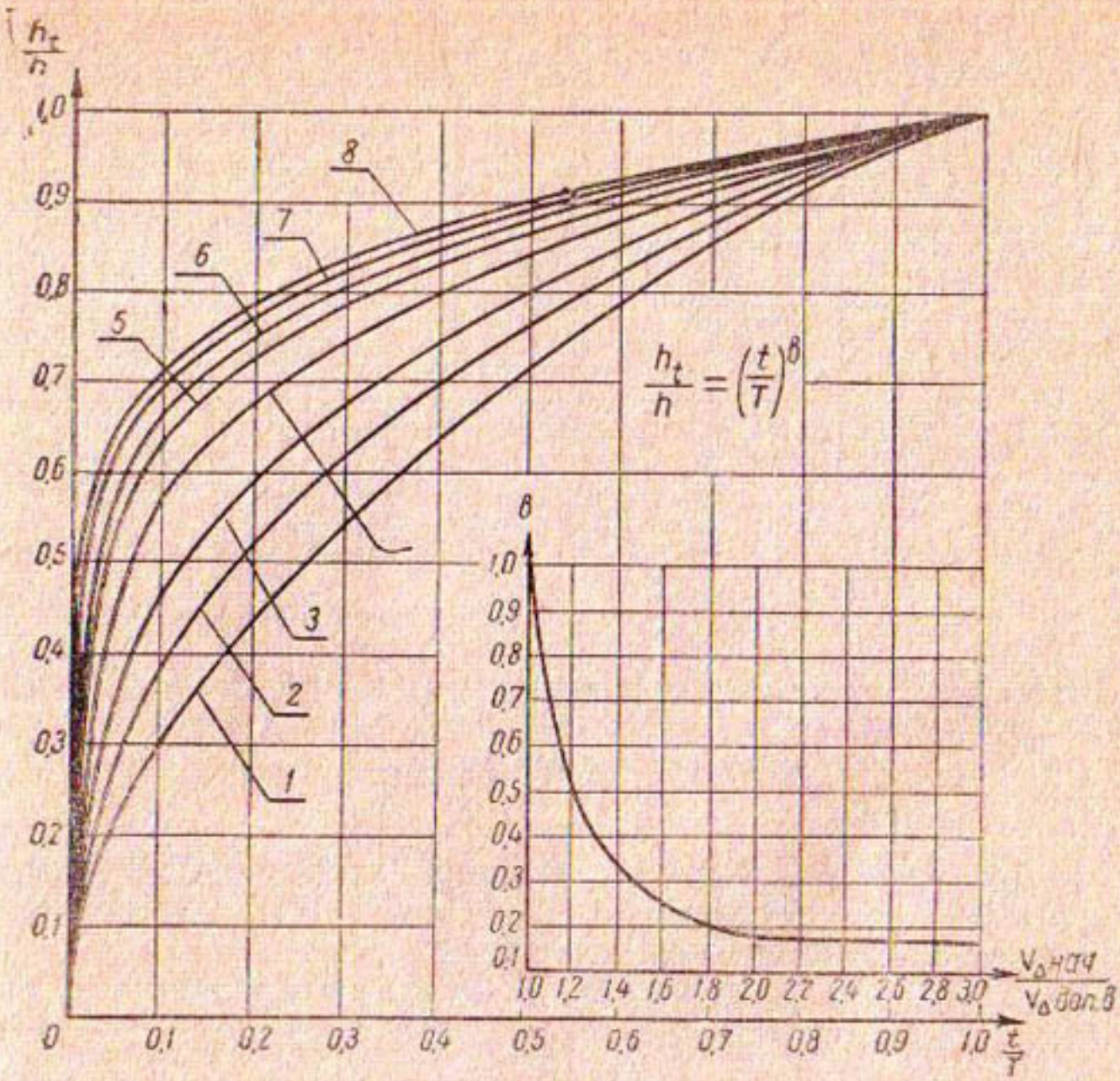


Рис. 4. Кривые зависимости относительной глубины размыва $\frac{h_t}{h}$ от относительного времени размыва $\frac{t}{T}$ для различных значений отношения $\frac{v_{\Delta нач}}{v_{\Delta доп.в}}$:

1 — $\frac{v_{\Delta нач}}{v_{\Delta доп.в}}$ =1,2; *2* — то же, =1,3; *3* — то же, =1,4; *4* — то же, =1,6; *5* — то же, =1,8; *6* — то же, =2,0; *7* — то же, =3.

Полученные зависимости дают возможность прогнозировать как время, необходимое для наступления стабилизации (при превосходстве фактических скоростей над допускаемыми), так и глубину размыва за определенный промежуток времени.

Сопоставление результатов расчета по вышеприведенным зависимостям с данными обследований некоторых эксплуатируемых сбросов приведено в таблице 2.

Использование предложенных методов определения глубины и времени размыва проиллюстрируем на примере.

Пример. Заданы следующие величины для Мухранского консольного перепада (табл. 2): удельный расход $q=1{,}23$ *м²/сек*; вы-

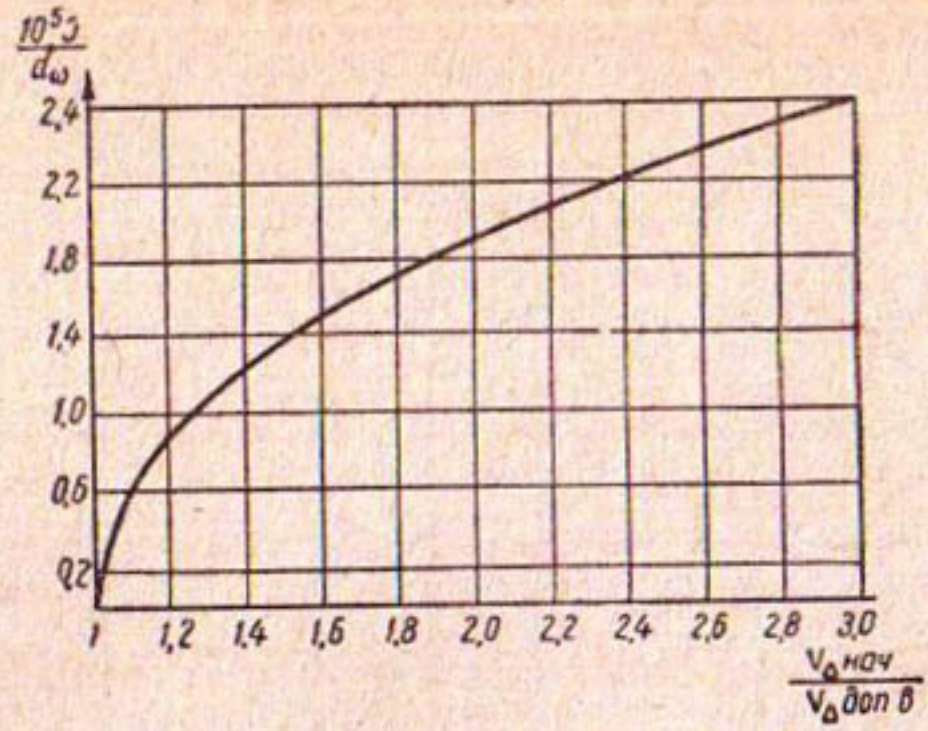


Рис. 5. Кривая зависимости средней интенсивности размыва I от отношения начальной донной скорости $v_{\Delta нач}$ к допускаемой (неразмывающей) донной скорости в воронке размыва $v_{\Delta доп.в}$

сота падения струи $z=1{,}3$ *м*; угол наклона $\beta=70°$; коэффициент однородности $k=0{,}56$; сцепление по Цытовичу $c=0{,}18$ *кг/см*^{2}, бытовая глубина воды в нижнем бьефе $h_б=1{,}2$ *м*.

Общая глубина воды в воронке размыва определяется по формуле

$$H = 11{,}1 b_0 \left(\frac{v_{вх}}{v_{\Delta_{доп.в}}} - 0{,}9 \right) \sin\beta,$$

где $v_{вх}$ — скорость струи во входном сечении,

$$v_{вх} = 0{,}88 \sqrt{2gz} = 0{,}88 \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}3} = 4{,}4 \text{ м/сек};$$

b_0 — ширина струи в точке входа,

$$b_0 = \frac{q}{v_{вх}} = \frac{1{,}23}{4{,}4} = 0{,}28 \text{ м};$$

$v_{\Delta_{доп.в}}$ — допускаемая (неразмывающая) донная скорость в воронке размыва устанавливается по формуле:

$$v_{\Delta_{доп.в}} = 1{,}25 \left(\cos^3\beta + 3\sqrt[3]{\sin^2\beta} \right) \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2gm}{2{,}6\gamma_0 n}\left[(\gamma_ч - \gamma_0)\, d + 1{,}25 \left(C_y^н k + P_н \right) \right]}.$$

Так как мы получили, что $v_{вх}=4{,}4$ *м/сек*, то $\gamma_0=0{,}80$.

$C_y^н$ — нормативная усталостная прочность на разрыв в $т/м^2$ определяется в зависимости от сцепления грунта по формуле:

$$C_y^н = 0{,}035c = 0{,}035 \cdot 1{,}8 = 0{,}063 \ т/м^2.$$

Для первого приближенного вычисления допустим, что $P_и = 0$, тогда

$$\text{I шаг. } v_{\Delta_{доп.в}} = 1{,}25\left(0{,}342^3 + 3\sqrt[3]{0{,}94^2}\right) \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}6}{2{,}6 \cdot 0{,}8 \cdot 4}\left[(2{,}65 - 0{,}8)\,0{,}004 + 1{,}25 \cdot 0{,}063 \cdot 0{,}56\right]} = 1{,}61 \ м/сек;$$

$$H = 11{,}1 \cdot 0{,}28\left(\frac{4{,}4}{1{,}61} - 0{,}9\right) \cdot 0{,}94 = 5{,}35 \ м.$$

$$\text{II шаг. } P_и = 0{,}01 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}35 = 0{,}0428 \ т/м^2;$$

$$v_{\Delta_{доп.в}} = 1{,}25\left(0{,}342^3 + 3\sqrt[3]{0{,}94^2}\right) \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}6}{2{,}6 \cdot 0{,}8 \cdot 4}\left[(2{,}65 - 0{,}8)\,0{,}004 + 1{,}25\,(0{,}063 \cdot 0{,}56 + 0{,}0428)\right]} =$$

$$= 2{,}21 \ м/сек;$$

$$H = 11{,}1 \cdot 0{,}28\left(\frac{4{,}4}{2{,}21} - 0{,}9\right) 0{,}94 = 3{,}19 \ м.$$

$$\text{III шаг. } P_и = 0{,}01 \cdot 0{,}8 \cdot 3{,}19 = 0{,}0254 \ т/м^2;$$

$$v_{\Delta_{доп.в}} = 1{,}25\left(0{,}342^3 + 3\sqrt[3]{0{,}94^2}\right) \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}6}{2{,}6 \cdot 0{,}8 \cdot 4}\left[(2{,}65 - 0{,}8)\,0{,}004 + 1{,}25\,(0{,}063 \cdot 0{,}56 + 0{,}0254)\right]} =$$

$$= 2{,}05 \ м/сек;$$

$$H = 11{,}1 \cdot 0{,}28\left(\frac{4{,}4}{2{,}05} - 0{,}9\right) 0{,}94 = 3{,}70 \ м.$$

$$\text{IV шаг. } P_и = 0{,}01 \cdot 0{,}8 \cdot 3{,}70 = 0{,}0296 \ т/м^2;$$

$$v_{\Delta_{доп.в}} = 1{,}25\left(0{,}342^3 + 3\sqrt[3]{0{,}94^2}\right) \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}6}{2{,}6 \cdot 0{,}8 \cdot 4}\left[(2{,}65 - 0{,}8)\,0{,}004 + 1{,}25\,(0{,}063 \cdot 0{,}56 + 0{,}0296)\right]} =$$

$$= 2{,}11 \ м/сек;$$

$$H = 11{,}1 \cdot 0{,}28\left(\frac{4{,}4}{2{,}11} - 0{,}9\right) 0{,}94 = 3{,}46 \ м.$$

$$\text{V шаг. } P_и = 0{,}01 \cdot 0{,}8 \cdot 3{,}46 = 0{,}0277 \ т/м^2;$$

$$v_{\Delta_{\text{доп.в}}} = 1{,}25\left(0{,}342^3 + 3\sqrt[3]{0{,}94^2}\right) \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2\cdot 9{,}81\cdot 1{,}6}{2{,}6\cdot 0{,}8\cdot 4}\left[(2{,}65-0{,}8)\,0{,}004 + 1{,}25\,(0{,}063\cdot 0{,}56 + 0{,}0277)\right]} =$$

$$= 2{,}08 \text{ м/сек};$$

$$H = 11{,}1\cdot 0{,}28\left(\frac{4{,}4}{2{,}08} - 0{,}9\right)0{,}94 = 3{,}54 \text{ м}.$$

Время стабилизации процесса определяется по зависимости

$$T = \frac{10^4 h}{0{,}2 d\omega \sqrt{\frac{v_{\Delta_{\text{нач}}}}{v_{\Delta_{\text{доп.в}}}} - 1}},$$

где $v_{\Delta_{\text{нач}}}$ — фактическая донная скорость по оси струи в начальный момент деформации,

$$v_{\Delta_{\text{нач}}} = \frac{v_{\text{вх}}}{0{,}9 + 0{,}09\frac{h_б}{b_0 \sin\beta}} = \frac{4{,}4}{0{,}9 + 0{,}09\frac{1{,}2}{0{,}28\cdot 0{,}94}} = 3{,}36 \text{ м/сек},$$

где h — глубина воронки размыва,

$$h = H - h_б = 3{,}54 - 1{,}2 = 2{,}34 \text{ м};$$

ω — средняя частота пульсационных колебаний, $\omega = 15$ герц;

$$T = \frac{10^4\cdot 2{,}34}{0{,}2\cdot 0{,}004\cdot 15\cdot 3600\cdot 24\sqrt{\frac{3{,}36}{2{,}08} - 1}} = 30{,}2 \text{ сут}.$$

Глубина размыва за заданное время t находится по формуле:

$$h_t = h\left(\frac{t}{T}\right)^{0{,}15\left[6\left(\frac{v_{\Delta_{\text{нач}}}}{v_{\Delta_{\text{доп.в}}}}\right)^{-5}+1\right]}.$$

Если задано $t=3$ *сут* и $t=15$ *сут*, тогда соответственно имеем

$$h_{t=3\text{сут}} = 2{,}34\left(\frac{3}{30{,}2}\right)^{0{,}15\left[6\left(\frac{3{,}36}{0{,}08}\right)^{-5}+1\right]} = 1{,}37 \text{ м};$$

$$h_{t=15\text{сут}} = 2{,}34\left(\frac{15}{30{,}2}\right)^{0{,}15\left[6\left(\frac{3{,}36}{2{,}08}\right)^{-5}+1\right]} = 1{,}99 \text{ м}.$$

Таким образом, наибольшая глубина воды в воронке размыва $H=3{,}54$ *м*, а время стабилизации процесса $T=30{,}2$ *сут*.

Несмотря на некоторые допущения, удовлетворительное для такого сложного процесса совпадение расчетных максимальных глубин и времени стабилизации воронки размыва с результатами наблюдений свидетельствует о приемлемости расчетных схем.

Литература

1. Вызго М. С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями. Изд. «Наука», УзССР, Ташкент, 1966.
2. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения. Стройиздат, М., 1947.
3. Долидзе И. В. Методика установления допускаемых (неразмывающих) скоростей в полевых условиях. Вопросы гидротехники и мелиорации. Тбилиси, 1966.
4. Мирцхулава Ц. Е. Прогнозирование наибольшей глубины местного размыва связных грунтов свободно падающей струей. «Гидротехническое строительство» № 8, 1965.
5. Мирцхулава Ц. Е. Метод расчета деформации русел каналов. «Речной транспорт» № 5, 1966.
6. Михалев М. А. Определение глубины размыва нескального основания падающей струей. «Гидротехническое строительство» № 9, 1960.
7. Соловьева А. Г. О размыве русла струей, отбрасываемой трамплином. Известия ВНИИГ, т. 68, 1961.
8. Указания по определению допускаемых (неразмывающих) скоростей водного потока для различных грунтов и облицовок. ВСН2-65, Госземводхоз СССР, М., 1965.

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕСТНЫХ РАЗМЫВОВ В НИЖНИХ БЬЕФАХ ГИДРОУЗЛОВ

К. И. РОССИНСКИЙ, И. А. КУЗЬМИН,

кандидаты технических наук

(Гидропроект)

Глубина местного размыва за водосбросными сооружениями зависит от величины удельного расхода воды над ямой размыва, от степени гашения кинетической энергии потока в пределах крепления нижнего бьефа, от состава грунтов, слагающих дно реки, и от конструкции крепления дна, особенно концевой его части.

Если русло нижнего бьефа крупных гидротехнических сооружений сложено легкоразмываемым грунтом на значительную глубину, наиболее целесообразно заканчивать крепление дна ниже сооружений устройством ковша. Ковш служит хорошим гасителем избыточной энергии потока.

Верховому откосу ковша из условия безотрывного течения воды обычно придают уклон 1 : 4. Дно ковша закладывают на отметках ожидаемого размыва. Верховой откос и его подошву покрывают гибким креплением, дно ковша засыпают камнем. При правильном устройстве ковша размыв дна за рисбермой останавливается при средней скорости, близкой к неразмывающей скорости в равномерном потоке.

Без ковша, когда крепление состоит только из горизонтального участка или заканчивается вертикальным зубом, глубина размыва зависит от того, погашена ли избыточная кинетическая энергия в пределах горизонтального крепления, и если она не погашена, то размыв увеличивается. Глубина воды в месте наибольшего размыва при сбеге с рисбермы неуспокоенного потока оказывается в 1,6 раза больше, чем при потоке успокоенном (рис. 1). Из этого рисунка видно также, что форма режима (поверхностный, донный) не оказывает существенного влияния на глубину размыва.

Под влиянием повышенной активности неуспокоенного потока происходит подмыв в конце горизонтального крепления, вследствие чего в пределах верхового откоса ямы размыва образуется обширный валец, способствующий более глубокому размыву русла. При устройстве ковша закрепление его верхового откоса исключает указанный подмыв, что существенно сокращает вальцовую область, способствуя выравниванию по глубине ковша осредненных скоростей и лучшему гашению пульсаций.

Как показывают опыты над моделями ковшей, пульсация придонных скоростей в ковшах с пологим верховым откосом в полтора

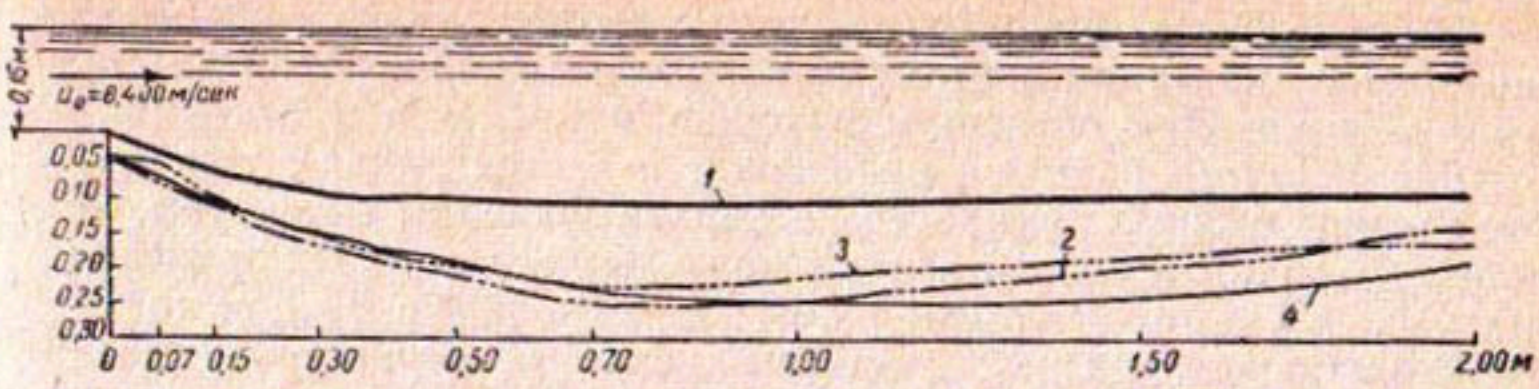


Рис. 1. Совмещенные профили местного размыва при различных гидравлических режимах в конце крепления. Опыты в лотке шириной 1,5 *м* с Q=0,090 $м^3/сек$:

1 — профиль размыва при опыте с нормальным режимом скоростей в конце водобоя; *2*—то же, при опыте с поверхностным режимом; *3* — то же, при опыте с донным режимом; *4* — то же, с донным режимом.

раза меньше, чем за вертикальным уступом при одинаковых средних скоростях и отношениях значения глубины воды на рисберме к величине ее за уступом.

Закрепленное каменной наброской дно ковша служит местом дальнейшего выравнивания потока. На горизонтальной части ковша гасится та часть оставшейся избыточной энергии воды, которая не может быть погашена на откосе в условиях углубляющегося потока.

В результате гашения избыточной энергии ковш уменьшает и глубину размыва за ним. Если ковш устроен с горизонтальным участком дна достаточной длины, то размыв русла, даже при неуспокоенном режиме в конце этого участка, может быть уменьшен до глубины, отвечающей полному гашению избыточной энергии в пределах водобоя и рисбермы. Таким образом, при устройстве ковша нет надобности делать рисберму значительной длины, рассчитанной на полное успокоение потока.

Устройство ковша полезно также в тех случаях, когда в грунте, слагающем дно, содержатся крупные частицы, что способствует образованию естественной отмостки. При некоторых соотношениях между скоростями течения и крупностью включений в зоне, непосредственно лежащей у подошвы откоса ямы размыва, происходит расшатывание отмащивающих частиц пульсационными скоростями различного направления; ниже этой зоны, где осредненные скорости течений приобретают положительные значения, расшатывание отсутствует, и размыв дна ограничивается меньшими глубинами. При устройстве ковша зона расшатывания отмостки оказывается закрытой каменной наброской на дне ковша, вследствие чего русло предохраняется от переуглубления за подошвой откоса.

В тех местах, где под песчаной толщей на небольшой глубине в русле реки залегают плотные породы, на кровле которых может задержаться размыв дна, вместо ковша в конце рисбермы проще устраивать зуб, опущенный до плотных, неразмываемых пород. В современных сооружениях зуб часто делают ячеистой конструкции из металлического шпунта.

Нижние бьефы крупных гидротехнических узлов должны закрепляться надежно, поэтому выбору конструкции креплений и их размерам уделяют обычно большое внимание. В силу этого расчет глубин местного размыва производят в соответствии с тем, о чем говорилось выше, т. е. просто по неразмывающим скоростям, но с наиболее полным учетом всех обстоятельств, в которых происходит размыв: с учетом осветления потока, возможного увеличения над ямой размыва удельных расходов воды, особенностей строения грунтов, слагающих дно реки, и пр.

В отделе Русла и Термики Гидропроекта, где проектируют русловые процессы, местные размывы рассчитывают по методике, разработанной К. И. Россинским *.

В случае поступления в нижний бьеф полностью осветленного потока глубину размыва определяют по формуле (1), в основе которой лежит соотношение В. Н. Гончарова для расчета неразмывающих скоростей течения:

$$h = K_{\Phi} \sqrt[1,2]{\frac{q}{v_{н}}}, \qquad (1)$$

где h — глубина воды после размыва;

q — удельный расход воды в месте размыва (в общем случае не равный удельному расходу на рисберме);

$v_{н}$ — неразмывающая дно средняя по вертикали скорость течения при глубине воды 1 *м*.

Коэффициент формы конца рисбермы K_{Φ} принимают равным 1,05, когда рисберма завершается ковшом с закрепленным верховым откосом, обеспечивающим выход потока в яму размыва, и 1,70, когда рисберма заканчивается уступом с вертикальной гранью, за которой в потоке образуется донный валец.

Зависимость (1) применяют и в случаях сброса в нижний бьеф значительного количества руслоформирующих фракций наносов, что бывает, в частности, при сниженном горизонте воды в верхнем бьефе в период строительства. В этом случае вместо неразмывающей в формулу (1) вводят скорость течения в верхнем бьефе с поправкой на его глубину, т. е. принимают

$$v_{в} = \frac{v_{в}}{h_{в}^{0,2}},$$

где $v_{в}$ — скорость течения в верхнем бьефе до креплений перед плотиной;

$h_{в}$ — глубина воды в верхнем бьефе.

Для случая пропуска максимальных сбросных расходов через все полностью открытые пролеты плотины, когда она работает рав-

---

* Сборник «Проблемы регулирования речного стока», вып. 6, Изд. АН СССР, 1956.

номерно по всему фронту, удельный расход воды в месте размыва определяют из соотношения

$$q = K_н q_0, \tag{2}$$

где $K_н$ — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения удельных расходов под влиянием промежуточных бычков плотины;

q_0 — удельный расход воды, осредненный по фронту плотины или гидростанции.

Величину коэффициента $K_н$ принимают в зависимости от удельного расхода воды и размера бычков. При обычных размерах бычков и удельном расходе воды до $q_0 = 40$ *м²/сек* $K_н = 1{,}20 \div 1{,}30$. При больших расходах (или утолщенных бычках) он повышается. Если в параллель с расчетами производится гидравлическое моделирование, то величину $K_н$ берут на основе данных модельных испытаний.

При неравномерном сбросе воды по фронту водосбросных сооружений или при сбросе узким фронтом в широкий нижний бьеф происходит сжатие потока на входе в зону местного размыва. Причина этого явления заключается в следующем.

При резком изменении скоростей течения (из-за изменения глубины на входе в яму размыва) в движущейся воде развиваются значительные силы инерции. Поскольку в пределах короткого участка силы трения весьма малы, постольку силы инерции уравновешиваются главным образом действием продольного уклона водной поверхности. При плавном изменении ширины русла, когда поток, не отрываясь от берегов, занимает все сечение русла и водоворотные зоны отсутствуют, равновесие достигается в результате возникновения обратного уклона, необходимого для уравновешивания сил инерции, определяющихся полностью изменениями размера сечения русла по длине.

В резко же расширяющемся потоке, что отвечает случаю работы части фронта сооружения, транзитная струя, не будучи ограничена с одной или обеих сторон берегами в пределах широкого бьефа, может свободно изменять свою ширину за счет водоворотных зон. Поверхность же транзитной струи оказывается связанной с уровнем воды в застойных пазухах и не может приобретать уклона независимо от поверхности воды в этих пазухах. Равновесие достигается не только в результате изменения уклона водной поверхности, зависящего от водоворотных зон, но и вследствие изменения сил инерции, регулируемых сужением или расширением транзитной струи. Влияние водоворотных зон на поверхность транзитной части потока выражается в том, что они уменьшают его обратный уклон. По этой причине и происходит увеличение удельных расходов воды в месте повышения глубин.

Подобное явление наблюдается и при резко неравномерном распределении расхода воды по фронту сооружения. В этом случае происходит отрыв потока от берега со стороны струи, несущей мень-

шие удельные расходы или разрыв (с образованием промежуточной вальцовой зоны) по границе струи с разными расходами.

При работе частью фронта удельный расход в месте размыва определяют по формуле К. И. Россинского:

$$\frac{q}{q_0} = \frac{1}{2}\frac{\alpha_0}{\alpha}\frac{h}{h_0} + \frac{1}{4}\frac{B_0}{B}\left(1 - \frac{\alpha_0}{\alpha}\frac{h}{h_0}\right) + \sqrt{\frac{1}{4}\left(\frac{\alpha_0}{\alpha}\right)^2\left(\frac{h}{h_0}\right)^2 + \frac{1}{2}\frac{B_0}{B}\left(1 - \frac{\alpha_0}{\alpha}\frac{h}{h_0}\right)\left[\frac{1}{8}\frac{B_0}{B}\left(1 - \frac{\alpha_0}{\alpha}\frac{h}{h_0}\right) + \frac{1}{2}\frac{\alpha_0}{\alpha}\frac{h}{h_0} + 1\right]}, \quad (3)$$

где B_0, h_0 — ширина и глубина транзитной струи на подходном участке (на горизонтальной рисберме);

B — полная ширина нижнего бьефа;

h — глубина в месте размыва;

α_0, α — корректирующие множители соответственно для подходного участка и участка размыва.

Как показал опыт проектирования, отношение $\frac{\alpha_0}{\alpha}$ можно принимать равным 0,95 без большой погрешности для большинства случаев.

В формуле (3) в число аргументов, определяющих удельный расход воды q, входит глубина в месте размыва h, которую находят подбором путем последовательного совместного решения равенств (1) и (3). Для облегчения расчетов используют график, построенный по зависимости

$$\frac{q}{q_0} = f\left(\frac{B_0}{B}\frac{\alpha_0}{\alpha}\frac{h}{h_0}\right).$$

В случае работы всем фронтом, но при резко неравномерном по ширине сбросе используют ту же формулу (3), принимая

$$\frac{B_0}{B} = \frac{B_1 + B_2\frac{q_2}{q_1}}{B_1 + B_2},$$

где B_1 — ширина потока в той части, где имеются большие удельные расходы q_1;

B_2 — ширина потока в части фронта с малыми удельными расходами q_2.

Геологическое строение дна во всех практических случаях бывает в той или иной мере неоднородно по глубине. Поэтому расчет обычно ведут не на одно значение неразмывающей скорости течения, а на несколько. Расчет в таком случае производят по слоям, имеющим разные значения $v_н$. Сначала принимают величину $v_н$, отвечающую верхнему слою. Если результат расчета показывает, что верхний слой вымывается полностью, то расчет продолжают по значению $v_н$ для следующего слоя, и далее до тех пор, пока не бу-

дет получено решение, т. е. полученная отметка размытого дна не окажется в пределах слоя или не достигнет его поверхности (в последнем случае размыв остановится на поверхности данного слоя).

Если в относительно мелком несвязном грунте имеются включения небольшого количества более крупного материала, который может образовать естественную отмостку дна при вымыве мелких фракций, то расчет ведут с учетом естественной отмостки. Для этого используют формулу (1) с соответствующей поправкой:

$$h = \sqrt[1.2]{\frac{q}{v_н}} + \frac{\Delta}{n}, \qquad (4)$$

где Δ — толщина слоя отмостки;

n — относительное содержание крупных включений по объему.

Значение $v_н$ в этом случае принимают как для неразмывающей скорости, отвечающей наименьшему размеру частиц материала, образующего отмостку. При наличии достаточно детальных механических анализов грунта расчет ведут на несколько значений крупностей. Чем крупнее размер частиц, принимаемый в расчете, тем больше величина $v_н$ и меньше соответственно первый член правой части равенства (4). Но вместе с тем при увеличении расчетного размера частиц отмостки уменьшается содержание частиц крупнее расчетной величины, т. е. увеличивается второй член правой части в указанном равенстве. Поэтому заранее трудно сказать, какой крупности материал образует слой отмостки нужной толщины. Ответ может быть найден сравнением полученных для разных значений $v_н$ результатов, причем глубину размыва принимают наименьшую из полученных.

Величину Δ выбирают в зависимости от того, насколько выдержан крупный материал по площади дна, от детальности имеющихся данных изысканий и т. п. Расчетная толщина слоя отмостки должна быть равна нескольким средним диаметрам частиц, образующих отмостку. При гравийно-галечном материале достаточно надежные результаты получаются, если толщина слоя отмостки принята в 10 *см*.

Правильный учет геологического строения нижнего бьефа возможен только в том случае, если имеются достаточно подробные данные о составе грунтов по площади бьефа на необходимую глубину в границах будущего размыва. Без таких данных бесполезно производить расчеты. Поэтому при производстве изысканий для проектирования ответственных гидротехнических сооружений необходимо назначать бурение достаточного количества скважин в русле реки вниз по ее течению за границей будущего крепления нижнего бьефа.

Ниже приведены расчеты, выполненные по описанной методике, и данные натурных наблюдений на Волжских ГЭС им. В. И. Ленина и им. XXII съезда КПСС. За первые годы эксплуатации Волжской ГЭС им. В. И. Ленина ниже водосбросных сооружений произошли значительные местные размывы дна.

Сброс воды в нижний бьеф производится на этом гидроузле через водосливную плотину и через совмещенное здание гидроэлектростанции, имеющее заглубленные водосбросные отверстия. Плотина и ГЭС расположены раздельно. Удельные расходы воды при пропуске максимального расчетного половодья по проекту составляют: на рисберме плотины 40 *м²/сек*, а за гидроэлектростанцией в среднем по фронту около 50 *м²/сек*.

Состав грунтов в основании водосливной плотины и гидроэлектростанции неодинаков. Плотина покоится на мелкозернистых песках с включением гравия и гальки, содержание которых местами доходит до 40%; под гидроэлектростанцией же залегают сильно перемятые овражные глины, переслоенные суглинками с гравием и галькой.

Пропуск половодий через водосбросные сооружения гидроузла начался в 1956 г. Наибольшие водосбросные расходы в этот и последующие годы были следующими:

Годы	1956	1957	1958	1959
Наибольший сбросной расход воды, *м³/сек*	24 000	41 500	32 000	25 000

Половодье 1956 года пропускалось через недостроенную плотину с пониженным порогом. Из 38 пролетов по строительным условиям были открыты только 26. Течение в нижнем бьефе стеснялось остатками перемычек.

Удельный расход воды на рисберме плотины составил в 1956 году примерно 35 *м²/сек*. Так как сброс воды производился через часть водосливного фронта, то удельные расходы воды в яме размыва должны были превышать удельный расход на рисберме, а степень превышения должна была расти по мере углубления дна. Расчеты показали, что удельный расход транзитного потока увеличивался за креплениями до 45 *м²/сек* (проводить натурные измерения скоростей в нижнем бьефе при сбросах не представлялось возможным). Наибольшие размывы произошли в левой части русла, где поток отжимался остатками перемычки. Дно здесь размывалось на глубину более 10 *м*.

К весне 1957 г. строительство водосливных пролетов было завершено до полного профиля, однако в работу включались не все пролеты плотины. Вследствие некоторой неравномерности сброса удельные расходы воды, как показали расчеты, в 1957 г. доходили примерно до тех же значений, что и в 1956 г. Тем не менее русло реки подвергалось дальнейшему размыву, причем в левой части русла отметки дна понизились еще на 3—5 *м*.

Половодье 1958 года пропускалось через весь фронт плотины при сравнительно равномерном распределении воды по фронту. Удельные расходы были ниже, чем в предыдущие годы. В результате равномерного сброса воды по всему водосливному фронту ранее неразмытые участки русла промылись.

В 1959 и 1960 гг. существенных деформаций дна за креплениями плотины уже не происходило.

В процессе размыва дно реки покрылось отмосткой из гравийно-галечного материала, содержащегося в песчаной толще. При этом прослеживалась некоторая связь между содержанием крупного материала и глубиной размыва: в тех местах, где дно деформировалось сильнее, отмостка содержала большое количество крупного материала.

Сопоставление отметок размытого дна с результатами расчета показало, что размыв дна за плотиной не превысил проектных значений. Рельеф дна, полученный в натуре, не показал и не мог показать полного совпадения результатов расчета с действительными размывами, поскольку проектом не мог быть предусмотрен продиктованный обстановкой на строительстве порядок пропуска половодья через сооружения в начальный период их эксплуатации.

Критерием для оценки проектных предположений в рассматриваемых условиях могут служить близость наинизших и наивысших отметок по расчету к соответственным отметкам, наблюденным в натуре, а также сходство общего характера рельефа размытого дна (рис. 2). Наибольшие расхождения сравниваемых планов отмечаются только в правой части русла. Причины расхождения объясняются тем, что правые пролеты плотины в 1956 и 1957 гг. были большей частью закрыты и размыв здесь задержался.

Для завершения местного размыва до стабильного положения дна, соответствующего пропускаемым удельным расходам, потребовалось всего два половодных сезона 1956 и 1957 гг. Последующие половодья не привели к значительным углублениям дна.

За зданием гидроэлектростанции размывы начались также в 1956 г., но они были сравнительно невелики, поскольку удельные расходы достигали значительно меньших величин, нежели на плотине. Но в 1957 г. произошли значительные размывы, превзошедшие проектные предположения. Дело в том, что во второй половине мая сброс воды через ГЭС осуществлялся по схеме, обусловленной состоянием строительства и не предусмотренной проектом, поскольку эта проектная схема в данных условиях могла вести к значительным размывам. Режим потока характеризовался большой неравномерностью (рис. 3). На участке длиной около 90 *м*, где работали турбины и водосбросные отверстия, удельный расход воды доходил до 54 $м^2/сек$. На участке длиной 225 *м* против блоков, где работали только турбины, удельные расходы не превышали 27 $м^2/сек$. На остальном участке длиной 285 *м* вода вообще не сбрасывалась.

Неблагоприятное распределение сброса воды вызвало рост и без того больших удельных расходов при сбеге потока с рисбермы в яму размыва. Неравномерность режима потока возрастала по мере углубления дна, а вместе с тем росла и интенсивность размыва. В итоге против действовавших водосбросных отверстий дно опустилось на 32 *м* от уровня горизонтального крепления, а глуби-

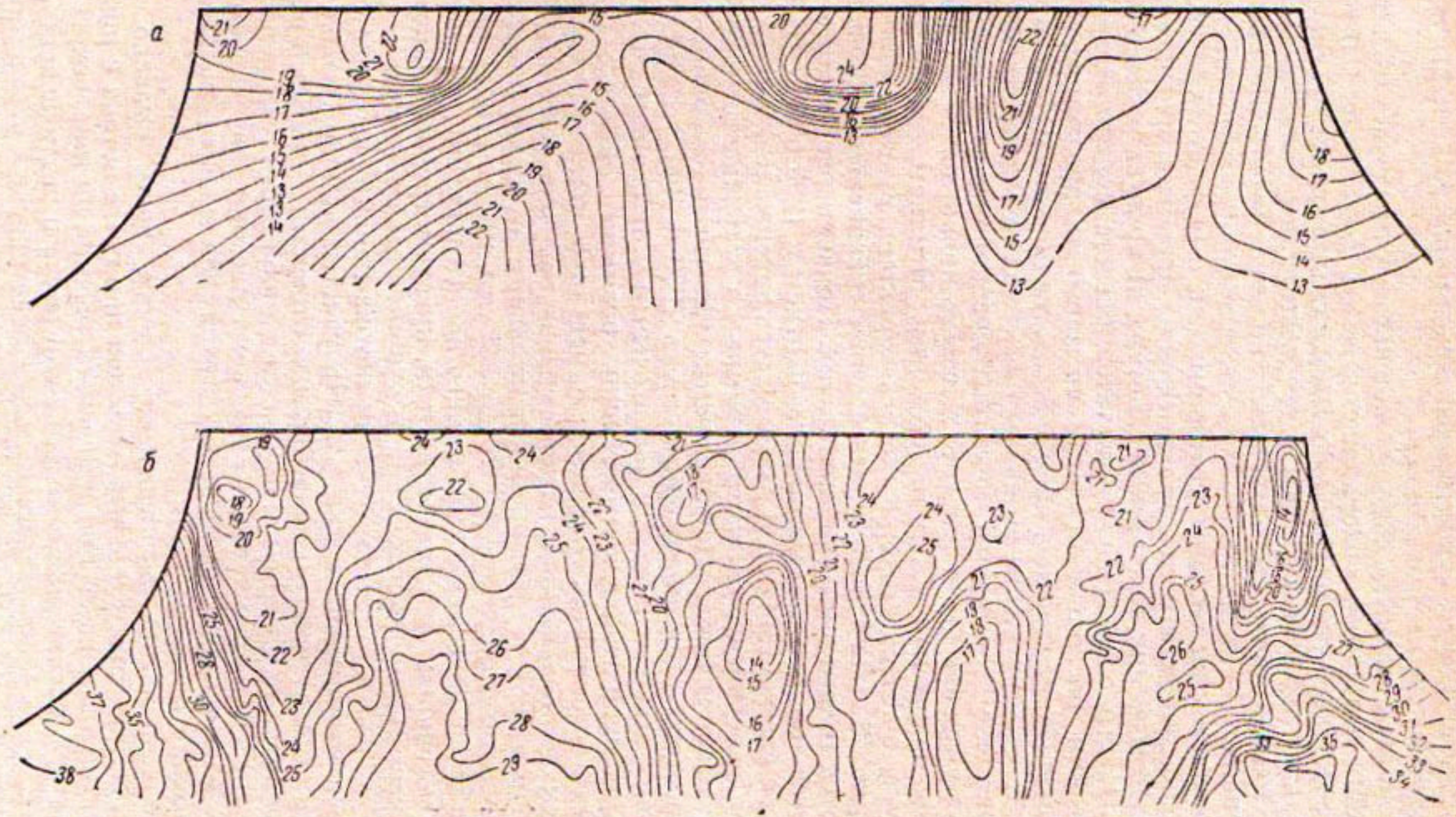


Рис. 2. Рельеф дна с условными изобатами в яме местного размыва за водосливной плотиной:
а — план русла по расчету; *б* — то же, по промерам 15/VI-1959 г.

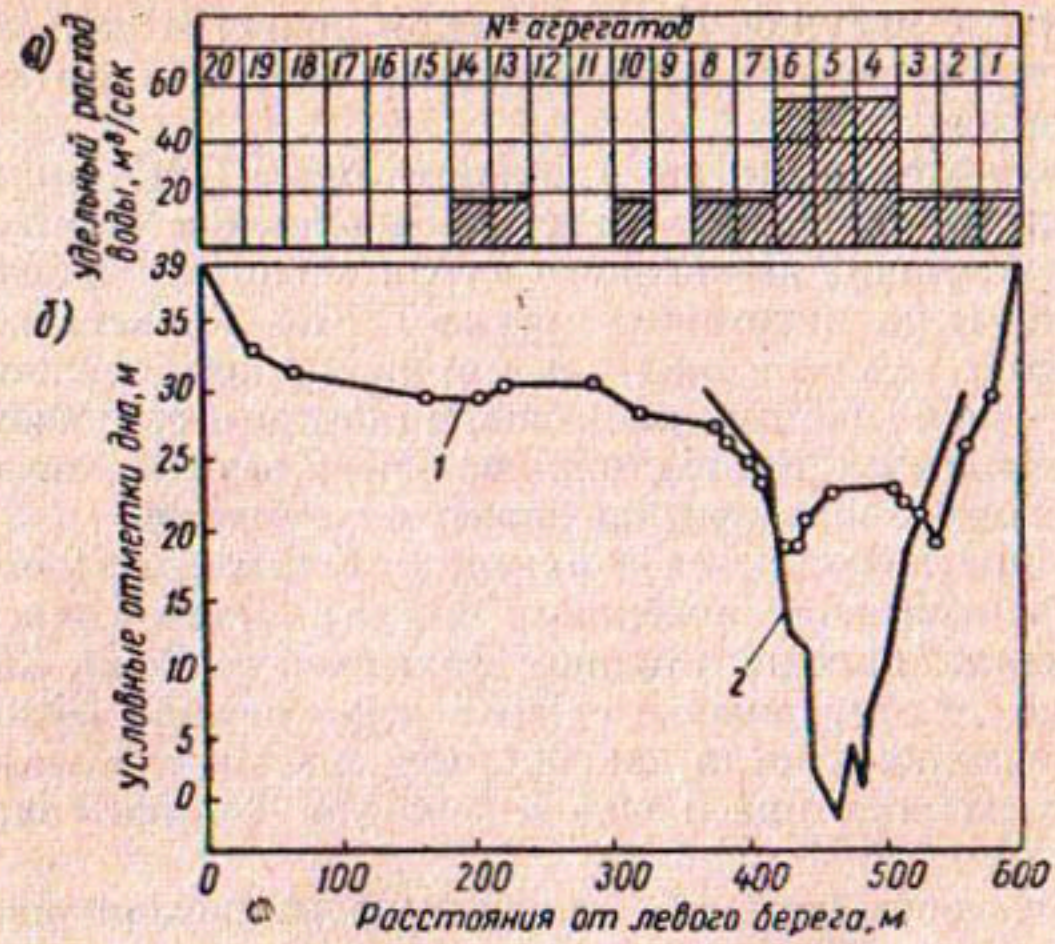


Рис. 3. Схемы к пропуску расходов воды через турбины и водосбросные отверстия ГЭС:

а — график распределения удельных расходов воды за агрегатами; *б* — поперечные профили отводящего канала ГЭС по яме местного размыва, замеренные *1*—19/XI 1956 г., *2*—22/VII 1957 г.

на воды в яме размыва достигла 50 *м*. Как показали расчеты, удельный расход в яме размыва достиг примерно 100 *м²/сек*.

Эту же величину дали и поверочные исследования в лаборатории на модели с рельефом отводящего канала, повторяющим размытый рельеф дна в натуре. Надо сказать, что еще во время проектирования гидроузла до начала строительства Гидропроектом производились лабораторные исследования возможной глубины размыва дна в аварийных случаях, когда вынужденно работают водосбросы только в одном из блоков гидростанции, т. е. в случаях, близких такому, который происходил при пропуске расходов в 1957 г. Деформации дна в этих опытах воспроизводились на модели методом А. Д. Халтурина, заключающемся в последовательном изменении рельефа дна на жесткой модели в соответствии с данными наблюдений за ее гидравлическим режимом. Исследования показали, что размыв дна при работе малого числа водосбросов достигнет отметки минус 2,0 *м*. Как можно видеть на рисунке 3, этот результат хорошо подтвердился практикой.

Контрольные расчеты, выполненные с применением различных формул, показали, что лучшие результаты дает соотношение В. Н. Гончарова, согласно которому повышение неразмывающей скорости с ростом глубины происходит пропорционально степени 0,2. Если же брать более высокие степени влияния глубины, как это рекомендуется иногда в литературе, то результаты расчета рез-

ко расходятся с натурой. Неприемлемой является уже степень 0,3, дающая при расчете глубину меньшую, чем та, которая наблюдалась в натуре.

Таким образом, размывы в нижнем бьефе ГЭС вышли за пределы проектных значений вследствие нарушения нормального порядка эксплуатации, вызванного строительными условиями (это наблюдалось и на некоторых других ГЭС — Горьковской, Пермской). Вместе с тем этот опыт дал материал, подтверждающий правильность теории местных размывов, и прежде всего указал на весьма неблагоприятные последствия сбойности потока как результата неравномерного сброса воды по фронту сооружения.

Хорошо подтверждаются в натуре результаты расчетов глубин местного размыва за сооружениями Волгоградского гидроузла.

Водосливная плотина и здание Волжской ГЭС им. XXII съезда расположены рядом, образуя единый водосбросной фронт. Размывы за сооружениями были запроектированы на удельные расходы 43,7 *м²/сек* на плотине и 45,5 *м²/сек* на здании гидроэлектростанции.

В 1959 г. через бетонные сооружения гидроузла пропускалось первое половодье. Наибольший расход воды, прошедший через сооружения, составил 23 200 *м³/сек*. В половодье 1960 г. наибольший расход воды, сброшенный в нижний бьеф, равнялся 25 900 *м³/сек*. Сбросы воды в эти половодья вызвали глубокие (до 20 *м*) размывы дна непосредственно за креплениями нижнего бьефа в зоне местных размывов. Размыв дна ниже гидроэлектростанции и плотины на большей части водосбросного фронта достиг проектных отметок.

Причиной относительно глубоких размывов за сооружениями при пропуске первых двух половодий была неравномерность работы водосбросного фронта, вследствие чего при сравнительно небольших расходах воды в половодья указанных лет удельные расходы против открытых пролетов достигали проектных величин, составив в 1960 г. вследствие сбойности потока 60 *м²/сек* за рисбермой гидростанции и 50 *м²/сек* за рисбермой плотины.

Выводы

1. Состояние теории местных размывов в нижних бьефах сооружений и методики их расчета позволяют вполне удовлетворительно прогнозировать местные размывы. В частности, это относится к методам, применяемым Гидропроектом. В расчетах должны учитываться влияние конструкций концевых частей крепления, возможное образование сбоев в нижнем бьефе, а также особенности геологического строения нижнего бьефа.

2. Особенно опасными для местных размывов за сооружениями являются режимы потока, характеризующиеся большой неравномерностью распределения удельных расходов по ширине; возникающая в этом случае сбойность потока ведет к глубоким, сосре-

доточенным размывам дна. Такие режимы могут быть как при нормальной эксплуатации в результате маневрирования затворами водосбросных отверстий, так и в период начальной временной эксплуатации, когда не завершены строительные работы и не весь фронт сооружений полностью готов к работе. Поэтому расчетам подлежат не только случаи пропуска максимальных расходов воды, но и другие, неблагоприятные, которые могут возникать в процессе маневрирования затворами, а также во время строительства.

3. Хорошие результаты дает соединение расчетов с лабораторными экспериментами. В частности, плодотворным является метод моделирования деформаций дна, предложенный А. Д. Халтуриным и широко используемый в гидравлической лаборатории Гидропроекта. Метод этот представляет собой комбинирование гидравлических измерений на изменяемой жесткой модели с расчетами деформации дна.

4. Расчеты и лабораторные исследования должны быть обеспечены необходимыми данными изысканий, получение которых должно предусматриваться в программах изыскательских работ для проектирования сооружений.

МЕСТНЫЙ РАЗМЫВ И ПОНИЖЕНИЕ ДНА НИЖНИХ БЬЕФОВ ВОДОЗАБОРНЫХ УЗЛОВ И СБРОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Н. В. ЛАПТУРЕВ,

инженер

(Киргизгипроводхоз)

Местный размыв дна русла падающей струей воды неизбежно возникает при сопряжении бьефов гидротехнических сооружений, имеющих разные уровни воды и размываемое (не закрепленное прочной облицовкой) дно отводящего русла. Поток, проходя через сооружение, приобретает избыточную энергию, не нужную ему для последующего движения в русле. При вступлении такого потока в нижний бьеф сооружения эта избыточная энергия освобождается, производя разрушительную работу по размыву дна отводящего русла до пределов, необходимых потоку для гашения избыточной энергии.

По физической сущности гашение избыточной энергии потока в воронке местного размыва дна отводящего русла аналогично гашению энергии в гидравлическом прыжке, возникающем при определенных условиях в жестком (неразмываемом) русле. В качественном отношении процесс гашения энергии в гидравлическом прыжке и в воронке местного размыва имеет некоторое различие.

При гидравлическом прыжке в жестком русле с горизонтальным дном (без водобойного колодца) донные слои потока не испытывают тормозящего действия крутого обратного откоса воронки местного размыва и лобового сопротивления выступов крупных камней донных отложений, которое обычно бывает при местном размыве в русле из несвязных крупнозернистых грунтов. Следовательно, эффект гашения энергии в гидравлическом прыжке происходит в основном за счет интенсивного вихреобразования, соударения струй и трения частиц воды между собой в массе жидкости. При местном размыве значительная доля энергии расходуется на преодоление лобового сопротивления выступов крупных камней при обтекании шероховатого обратного откоса воронки размыва, сопровождающегося общим изгибом потока по форме ее.

Учитывая указанную аналогию структуры и большое физическое сходство явлений гидравлического прыжка в жестком русле и местного размыва в русле с размываемым дном, некоторые авторы за основу расчета глубины воды в воронке размыва дна падающей струей взяли общеизвестное уравнение сопряженных глубин гидравлического прыжка. Исходя из допущения пропорцио-

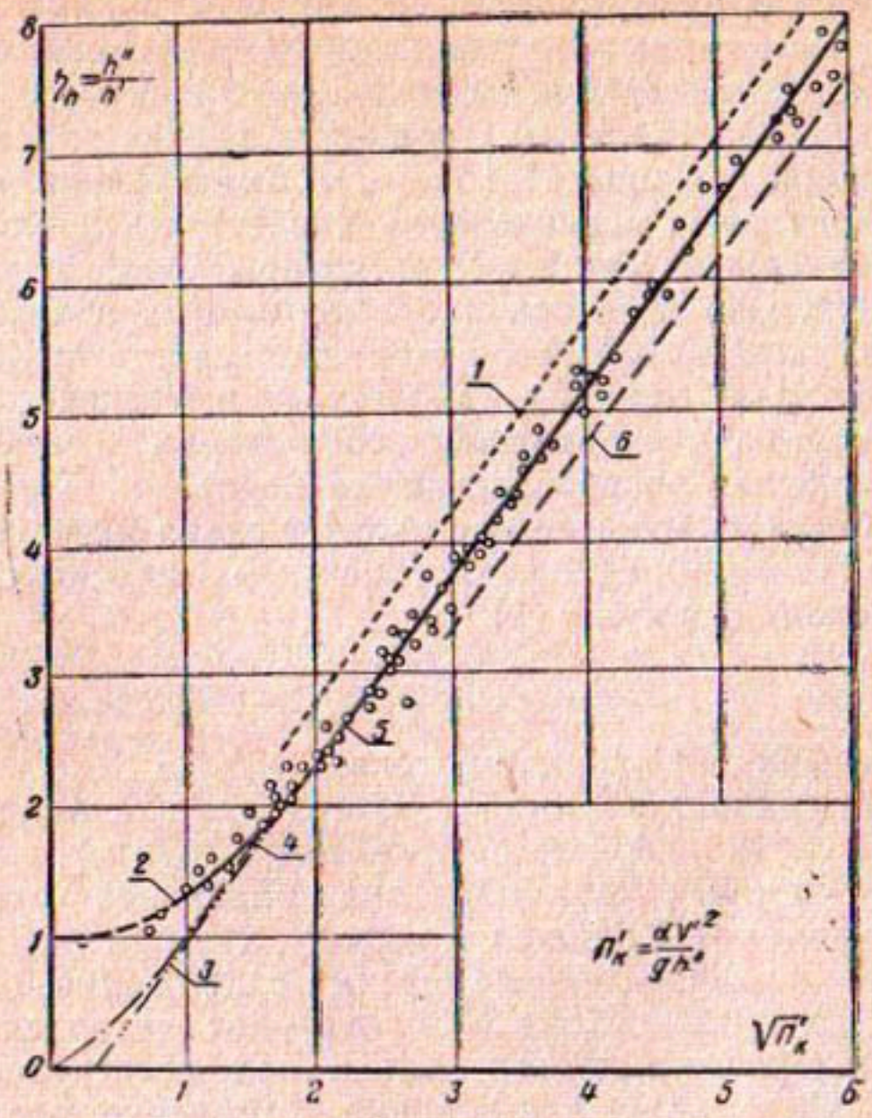


Рис. 1. Сравнение точности определения коэффициента сопряжения взаимных глубин $\eta_н = \frac{h''}{h'}$ по различным формулам (опытные данные Бахметева, Гибсона, Эйнвахтера, Сметаны и др.):

$$1 - \frac{2}{h'}\sqrt{a\sqrt{\frac{z'}{2g}}}\,;\ 2 - 1 + \frac{\Pi к'}{3}\,;\ 3 - \sqrt{2\Pi к'} - 0{,}5;\ 4 - 0{,}5\left(\sqrt{1 + 8\Pi к'} - 1\right);$$

$$5 - \frac{2\varphi}{h'}\sqrt{a\sqrt{\frac{z''}{2g}}}\,;\ 6 - \frac{2}{h'}\sqrt{a\sqrt{\frac{z^*}{2g}}}\,.$$

нальности наибольшей глубины потока в воронке местного размыва t его второй сопряженной глубине h'', взаимной с первой глубиной в сжатом сечении h', глубину воды в воронке местного размыва можно выразить в следующем виде:

$$t = h''\sigma, \qquad (1)$$

где σ — коэффициент пропорциональности*, учитывающий все условия и факторы, влияющие на глубину воды в воронке размыва

* Аналогичен коэффициенту затопления гидравлического прыжка в жестком русле.

(состав и свойства размываемого грунта, конструкцию сооружения и режим сопряжения бьефов, угол наклона падающей струи и аэрацию потока, насыщенность воды донными наносами).

Наиболее просто (расчетом) решается задача определения второй сопряженной глубины h'' (рис. 1). Значительно труднее (по данным лабораторных исследований и натурных наблюдений) находят влияние других факторов, от которых зависит величина σ.

При проектировании нижних бьефов плотин водозаборных узлов и других сопрягающих сооружений опасность появления местных размывов учитывалась в недостаточной степени, что в ряде случаев приводило к разрушению сооружений и необходимости проведения больших реконструктивных работ.

Одним из первых это сложное явление начал изучать тщательно М. С. Вызго [4]. Им предложена расчетная зависимость (2), построенная по типу формулы (1)

$$t = Ak\sqrt{q\sqrt{z_0}}, \qquad (2)$$

где A — коэффициент аэрации потока;

k — коэффициент размыва (зависит от угла наклона падающей струи и свойств размываемого грунта).

Наблюдая процесс размыва дна падающей струей воды, Н. Т. Смольянинов [17] пришел к выводу, что при незакрепленном нижнем бьефе в случае донного режима сопряжения бьефов после образования глубины потока h'' происходит затопление прыжка с образованием поверхностного вальца над действующей струей. От больших скоростей на дне воронки углубление последней продолжается, действующая часть струи расширяется в сторону дна, а максимальные пульсирующие скорости в струе снижаются. При этом высота вальца над затопленной струей является величиной постоянной и равной высоте гидравлического прыжка. По мере углубления воронки, когда максимальные пульсирующие скорости у дна достигнут величины, допускаемой на размыв грунта русла, размыв прекращается (в то же время валец сохраняет свою величину).

Исходя из такого характера движения потока после затопления прыжка, расчет глубины потока в воронке размыва при донном режиме сопряжения бьефов Н. Т. Смольянинов рекомендует производить по зависимости

$$t = a_{пр} + \frac{q}{v_0}, \qquad (3)$$

где $a_{пр}$ — высота прыжка в момент его затопления (находится методом приближения аналогично расчетам при нахождении глубины водобойного колодца);

q — удельный расход воды на водосливе сопрягающего сооружения, $м^3/сек$;

v_0 — средняя скорость потока, допускаемая на размыв, для грунта данного русла, $м/сек$.

Таким образом исследования Н. Т. Смольянинова подтверждают большое сходство явлений гидравлического прыжка в жестком русле и в воронке местного размыва дна размываемого русла, а следовательно, и возможность использования аналогии для получения расчетных зависимостей.

Сейчас накоплено достаточно опытных данных, по которым можно доказать правильность или ошибочность расчетных формул и вполне определенно высказаться о направлении и методике дальнейших исследований в этой области знаний.

Исходя из накопленных знаний о местном размыве, сначала определим комплекс постоянных и переменных величин, влияющих на глубину потока t в воронке размыва дна падающей струей воды, а затем на конкретном примере покажем разработанную нами методику обработки опытных данных и вывод по ним расчетных зависимостей.

Исследованиями многих авторов было установлено, что при местном размыве несвязных грунтов чистой водой (не насыщенной крупными донными наносами) в условиях плоской задачи глубина потока в воронке размыва t прямо пропорциональна удельному расходу q, высоте падения струи z^*, коэффициенту однородности размываемого грунта $K=\frac{d_{cp}}{d_{max}}$ и обратно пропорциональна среднему диаметру смеси частиц размываемого грунта d_{cp}.

В общем случае на величину размыва оказывают влияние еще ряд дополнительных факторов и условий: конструкция сопрягающего сооружения, режим сопряжения бьефов, условия расширения струи после ее падения в массу воды нижнего бьефа, угол наклона падающей струи, относительная мелкозернистость размываемого грунта, его коэффициент однородности и объемный вес, насыщенность воды донными наносами, длительность времени размыва, аэрация потока и др.

В общем виде искомая зависимость для глубины потока t будет выглядеть следующим образом:

$$t=\frac{aq^m p^n K^i}{g^u d_{cp}^e}\delta_t, \qquad (4)$$

где a — безразмерный коэффициент, характеризующий конструкцию сооружения;

δ_t — безразмерный комплексный множитель (поправочный коэффициент), которым учитывается влияние всех дополнительных факторов и условий;

g — ускорение силы тяжести ($g=9{,}81$ *м/сек*²)**.

---

* В дальнейшем высоту падения струи (перепад уровней воды с учетом подходной скорости) будем обозначать буквой p, что соответствует принятой нами ранее [10] терминологии.

** Постоянная размерная величина g введена нами в знаменатель формулы (4), чтобы придать ей правильную размерность.

Из требований теории размерности вытекают следующие уравнения степеней формулы (4):

$$2m + n - u - e = 1, \tag{5}$$

$$m = 2u. \tag{6}$$

Уравнения (5) и (6) допускают множество решений, в том числе и такие, при которых $e=0$. По-видимому, не все эти решения соответствуют действительности, а только некоторые.

Наиболее вероятно, что существует только одно решение, которое более других соответствует закономерностям местного размыва дна. Так как теория размерностей не может на этот вопрос дать определенного ответа, то приходится прибегать к опытным данным, соответствующим образом полученным и обработанным.

В 1956—1958 гг. на Киргизской опытно-мелиоративной станции автором проведены лабораторные исследования местных размывов по специальной методике, основанной на теории подобия. Эта методика позволила получить конечные результаты, хорошо согласующиеся с действительностью.

Исследования проводили в определенной последовательности масштабными сериями, состоящими из нескольких групп опытов. Каждая серия характеризовалась постоянством относительной крупности размываемого грунта $\frac{d_{ср}}{h_{кр}}$ ($d_{ср}$ — средний диаметр частиц, $h_{кр}$ — критическая глубина потока)* и коэффициента однородности этого грунта $K = \frac{d_{ср}}{d_{max}}$.

Каждая группа опытов, входивших в одну серию, проводилась при определенном значении удельного расхода q, но при разной величине отношения $\frac{p}{h_{кр}}$, характеризующего кинетичность падающей струи.

При обработке опытных данных, применяя формулы гидравлического моделирования (по Фруду), все результаты исследований приводили к одному масштабу (и расходу), принятому за эталон для сопоставления данных.

Таким путем устанавливали влияние масштабности сооружения и кинетичности струи на результаты размыва, границы сохранения геометрического подобия воронки размыва, а также причины и характер отклонения от геометрического подобия при уменьшении абсолютной крупности частиц размываемого грунта до размеров $0{,}1 \leqslant d_{ср} \leqslant 2$ *мм*, когда при обтекании частиц донными струями потока уже сказывалось влияние вязкости жидкости.

В качестве объекта для лабораторных исследований сначала была взята простейшая конструкция сопрягающего сооружения в ви-

---

* Для плоского потока можно принимать $h_{кр} \cong \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$.

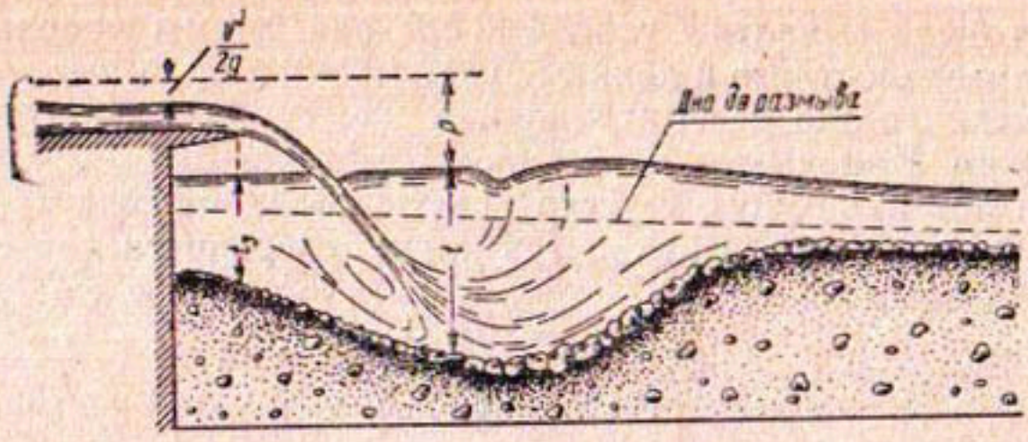


Рис. 2. Схема сопрягающего сооружения, исследованного в лабораторном лотке.

де консольного сброса (перепада) с горизонтальным носком и плавным входом потока на его порог (рис. 2).

Исследования проводили в условиях плоской модели потока при разных ширинах русла (от 0,20 до 0,75 *м*) и в условиях пространственного растекания струй в нижнем бьефе сооружения.

В опытах расход q изменялся в пределах от 3 до 60 *л/сек*, перепад p от 4 до 40 *см*.

В качестве размываемого материала употребляли песчано-гравелистую смесь грунта со средним диаметром частиц $d_{ср}$ = =0,08—16 *мм*, при коэффициенте однородности K=0,15—0,91 (рис. 3) и с объемным весом частиц $\gamma \cong 2{,}65$ *т/м*^{3}.

Длительность опытов была достаточной для завершения процесса размыва дна, на что указывало отсутствие выноса частиц грунта из воронки размыва и относительная стабильность ее очертания (контура).

Чтобы под струей не образовывался вакуум *, под консольный носок сооружения по специальной трубке подводили воздух. На первом этапе исследований изучали донный режим сопряжения, как наиболее опасный с точки зрения размыва нижнего бьефа.

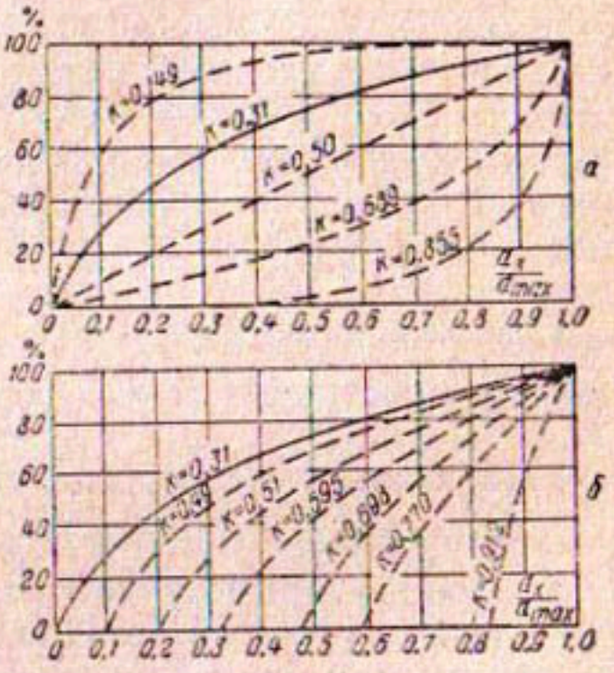


Рис. 3. Смеси частиц грунта, испытанные в опытах (d_x — диаметр сита, через которое прошла данная фракция; d_{max} — максимальный диаметр частиц данной смеси грунта):

а — с нормальным характером распределения частиц в составе смеси; *б* — с отсутствием в составе смеси фракций мелких частиц.

* Образование под струей вакуума нарушает естественную картину местного размыва и делает полученные в опытах наблюдения непригодными для обработки.

Сначала были выявлены условия перехода формы сопряжения бьефов от поверхностного к донному режиму.

Оказалось, что для рассматриваемой конструкции сооружения донный режим возникает и устойчиво существует лишь в тех случаях, когда под падающую с уступа струю попадает воздух и уровень воды нижнего бьефа находится ниже поверхности дна концевого уступа сооружения:

$$p > 1{,}5h_{кр} = 1{,}5\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}, \tag{7}$$

или

$$\sqrt{\Pi_к} = \sqrt{\frac{2\sqrt{2g}\,p^{1,5}}{q}} > 2{,}52, \tag{8}$$

где $\Pi_к$ — параметр кинетичности падающей струи $\left(\Pi_к = \frac{2\sqrt{2g}\,p^{1,5}}{q}\right)$.

Значению $\sqrt{\Pi_к} = 2{,}0—2{,}5$ соответствует неустойчивое состояние потока в нижнем бьефе с периодической сменой режима сопряжения с донного на поверхностный и обратно, форма воронки размыва при этом довольно быстро изменяется. При $\sqrt{\Pi_к} < 2{,}0$ наблюдается только поверхностный режим.

Всего было проведено свыше 200 опытов*, что оказалось достаточным для того, чтобы определить степень влияния на глубину потока t каждого из основных факторов в отдельности и найти поправочные множители для учета влияния дополнительных факторов и условий.

Методика обработки опытных данных заключалась в следующем. Был построен график $\frac{t}{h_{кр}} = f\left(\frac{p}{h_{кр}}\right)$ для каждой серии опытов, характеризовавшихся постоянством величин $\frac{d_{ср}}{h_{кр}}$, K и равенством $\delta_t = 1$**.

В качестве примера на рисунке 4 приведен такой график, построенный для опытов I и II серий таблицы 1, характеризующихся коэффициентом однородности $K = 0{,}295—0{,}320$.

Из этого графика (имея в виду, что данному случаю соответствует $\delta_t = 1$) получим

$$\frac{t}{h_{кр}} = C\left(\frac{p}{h_{кр}}\right)^{0{,}375}. \tag{9}$$

---

* Некоторая часть из них (с наиболее крупными фракциями) приведена в таблице 1.

** В условиях плоской задачи для размыва крупнозернистых грунтов чистой водой (без донных наносов) при донном режиме сопряжения бьефов и отсутствии существенного влияния аэрации $\delta_t = 1{,}0$.

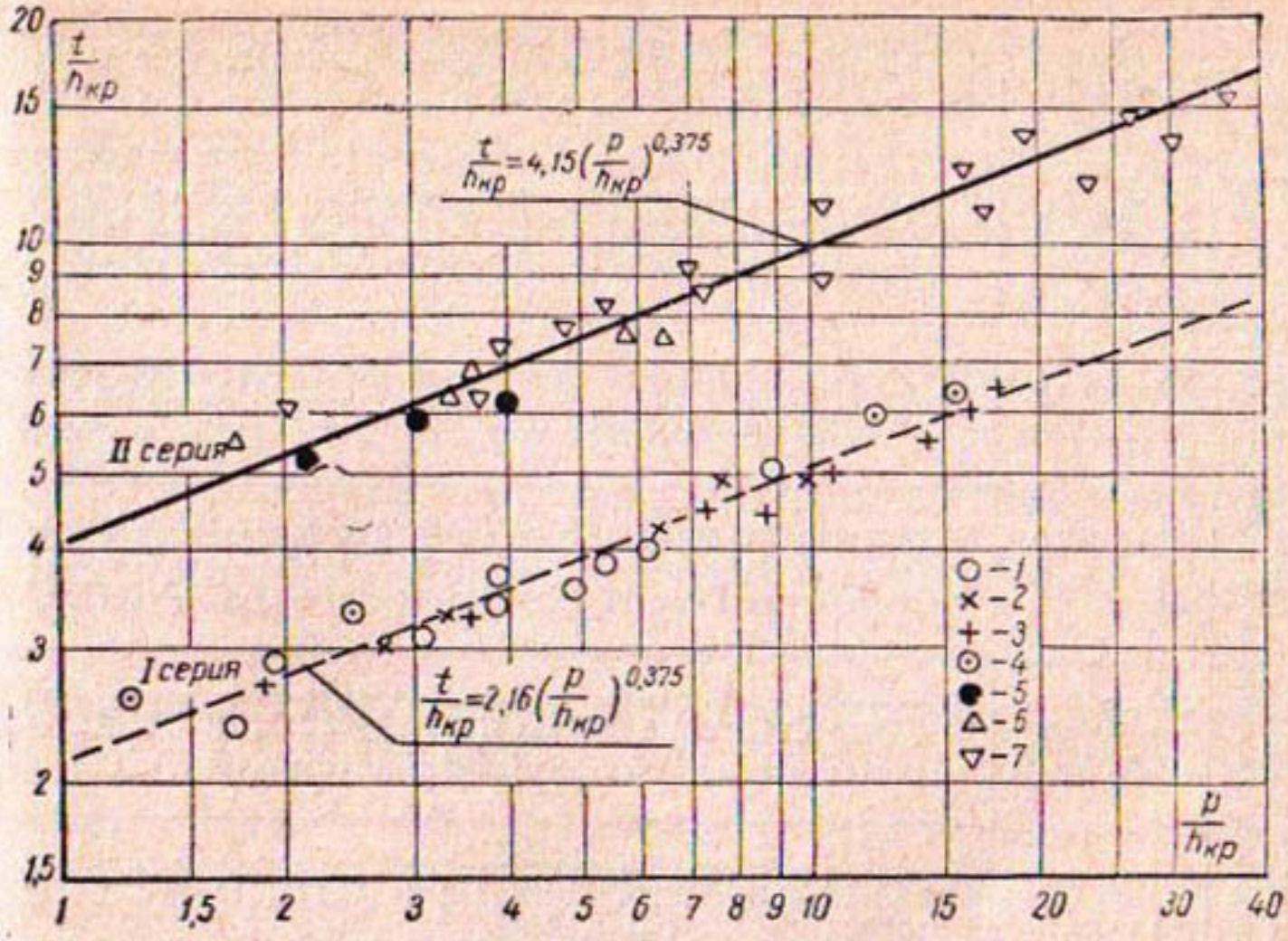


Рис. 4. График зависимости $\frac{t}{h_{кр}} = f\left(\frac{p}{h_{кр}}\right)$:

1, 2, 3, 4 — опытные данные I серии, соответствующие 1, 2, 3, 4 группам опытов в таблице 1; *5, 6, 7* — то же, для II серии и 1, 2, 3 — группам опытов в той же таблице.

Так как для I серии, при $\frac{d_{ср}}{h_{кр}} \approx 0{,}300$, $C_I = 2{,}16$, а для II серии, при $\frac{d_{ср}}{h_{кр}} \approx 0{,}079$, $C_{II} = 4{,}16$, то, построив аналогичным образом по этим данным график $C = f\left(\frac{d_{ср}}{h_{кр}}\right)$, будем иметь общую зависимость для C в следующем виде

$$C = \frac{1{,}20}{\left(\frac{d_{ср}}{h_{кр}}\right)^{0{,}50}}. \qquad (10)$$

Подставив полученное значение C в формулу (9) после преобразований, получим

$$t = \frac{1{,}20\left(\frac{p}{h_{кр}}\right)^{0{,}375} h_{кр}}{\left(\frac{d_{ср}}{h_{кр}}\right)^{0{,}50}} = 1{,}20\,\frac{p^{0{,}375}\, h_{кр}^{1{,}125}}{d_{ср}^{0{,}50}}. \qquad (11)$$

Таблица 1

Сопоставление опытных данных по местному размыву несвязных гравелисто-песчаных грунтов падающей струей чистой воды (без донных наносов) в плоском лотке с расчетными значениями, полученными по формулам разных авторов

№ п. п.	Опытные данные									Расчетная глубина $t_{\text{ра-ч}}$, м				
	№ серий	№ групп опытов	q, м³/сек	p, м	$\alpha°$	$d_{\text{ср}}$, мм	K	d_{90}, мм	$t_{\text{опыт}}$, м	по формуле (14) автора	по формуле (23) автора	по формуле М. С. Вызго*	по формуле А. Н. Патрашева	по формуле А. Шоклича
1	I	1	0,0375	0,198	58	16,23	0,318	40,0	0,181	0,184	0,185	0,288	0,199	0,163
2	I	1	0,0375	0,160	53	16,23	0,318	40,0	0,162	0,171	0,162	0,246	0,190	0,156
3	I	1	0,0375	0,162	42	16,23	0,318	40,0	0,151	0,161	0,132	0,223	0,170	0,141
4	I	1	0,0375	0,090	37	16,23	0,318	40,0	0,125	0,138	0,101	0,209	0,164	0,139
5	I	1	0,0375	0,283	62	16,23	0,318	40,0	0,204	0,210	0,284	0,316	0,219	0,175
6	I	1	0,0375	0,312	66	16,23	0,318	40,0	0,213	0,217	0,238	0,335	0,224	0,178
7	I	1	0,0375	0,205	58	16,23	0,318	40,0	0,197	0,186	0,191	0,290	0,202	0,164
8	I	1	0,0375	0,259	62	16,23	0,318	40,0	0,189	0,205	0,216	0,314	0,214	0,171
9	I	2	0,0205	0,339	69	10,53	0,310	25,0	0,173	0,186	0,192	0,250	0,190	0,150
10	I	2	0,0205	0,266	67	10,53	0,310	25,0	0,171	0,165	0,174	0,232	0,178	0,142
11	I	2	0,0205	0,217	65	10,53	0,310	25,0	0,150	0,152	0,159	0,221	0,170	0,138
12	I	2	0,0205	0,145	63	10,53	0,310	25,0	0,130	0,131	0,140	0,202	0,154	0,126
13	I	2	0,0205	0,113	58	10,53	0,310	25,0	0,116	0,120	0,121	0,183	0,144	0,121
14	I	2	0,0205	0,095	51	10,53	0,310	25,0	0,105	0,111	0,103	0,166	0,138	0,116
15	I	2	0,0205	0,173	45	10,53	0,310	25,0	0,089	0,101	0,085	0,152	0,129	0,110
16	I	2	0,0205	0,061	39	10,53	0,310	25,0	0,073	0,094	0,072	0,137	0,124	0,106
17	I	3	0,0121	0,227	67	7,49	0,312	18,0	0,126	0,123	0,129	0,170	0,142	0,113
18	I	3	0,0121	0,216	65	7,49	0,312	18,0	0,112	0,121	0,123	0,165	0,141	0,112
19	I	3	0,0121	0,178	68	7,49	0,312	18,0	0,113	0,112	0,124	0,162	0,135	0,109
20	I	3	0,0121	0,260	66	7,49	0,312	18,0	0,125	0,129	0,131	0,173	0,148	0,117
21	I	3	0,0121	0,087	55	7,49	0,312	18,0	0,082	0,086	0,085	0,126	0,112	0,094
22	I	3	0,0121	0,356	71	7,49	0,312	18,0	0,140	0,145	0,153	0,226	0,160	0,124
23	I	3	0,0121	0,046	46	7,49	0,312	18,0	0,067	0,067	0,060	0,103	0,097	0,082
24	I	3	0,0121	0,397	50	7,49	0,312	18,0	0,150	0,151	0,135	0,165	0,164	0,127
25	I	3	0,0121	0,045	39	7,49	0,312	18,0	0,029	0,028	0,051	0,094	0,095	0,083

Продолжение

№ пп.	Опытные данные									Расчетная глубина $t_{расч}$, м				
	№ серий	№ групп опытов	q, м³/сек	p, м	$\alpha°$	$d_{ср}$, мм	K	$d_{экв}$, мм	$t_{опыт}$, м	по формуле (14) автора	по формуле (23) автора	по формуле М. С. Вызго*	по формуле А. Н. Патрашева	по формуле А. Шоклича
26	I	3	0,0121	0,429	75	7,49	0,312	18,0	0,163	0,157	0,234	0,192	0,210	0,189
27	I	4	0,0051	0,166	70	4,17	0,320	10,0	0,083	0,076	0,082	0,103	0,099	0,078
28	I	4	0,0051	0,097	66	4,17	0,320	10,0	0,069	0,063	0,067	0,088	0,087	0,070
29	I	4	0,0051	0,043	53	4,17	0,320	10,0	0,043	0,046	0,044	0,066	0,071	0,059
30	I	4	0,0051	0,017	—	4,17	0,320	10,0	0,035	0,032	—	—	0,056	0,049
31	I	3	0,0051	0,210	78	4,17	0,320	10,0	0,389	0,083	0,096	0,115	0,105	0,082
32	II	1	0,0375	0,207	61	4,17	0,320	10,0	0,326	0,372	0,395	0,296	0,288	0,254
33	II	1	0,0375	0,157	56	4,17	0,320	10,0	0,312	0,351	0,336	0,272	0,266	0,240
34	II	1	0,0375	0,110	52	4,17	0,320	10,0	0,280	0,303	0,286	0,250	0,244	0,224
35	II	2	0,0205	0,060	35	2,71	0,338	6,3	0,197	0,192	0,118	0,128	0,174	0,163
36	II	2	0,0205	0,125	61	2,71	0,338	6,3	0,243	0,240	0,234	0,192	0,210	0,189
37	II	2	0,0205	0,115	52	2,71	0,338	6,3	0,221	0,217	0,198	0,175	0,205	0,187
38	II	2	0,0205	0,200	65	2,71	0,338	6,3	0,266	0,287	0,281	0,217	0,236	0,208
39	II	1	0,0205	0,220	60	2,71	0,338	6,3	0,267	0,291	0,270	0,211	0,242	0,212
40	II	1	0,0205	0,173	61	2,71	0,338	6,3	0,228	0,269	0,256	0,203	0,227	0,202
41	II	1	0,0205	0,173	61	5,49	0,686	7,7	0,236	0,239	0,242	0,204	0,214	0,189
42	II	1	0,0205	0,178	60	4,45	0,556	7,7	0,285	0,221	0,244	0,202	0,217	0,192
43	II	1	0,0205	0,158	62	7,25	0,907	7,8	0,225	0,216	0,224	0,202	0,210	0,185
44	II	1	0,0205	0,173	62	6,30	0,768	7,8	0,248	0,225	0,240	0,205	0,217	0,190
45	II	3	0,0121	0,248	70	2,15	0,330	5,0	0,203	0,240	0,253	0,183	0,202	0,173
46	II	3	0,0121	0,172	66	2,15	0,330	5,0	0,211	0,209	0,226	0,159	0,184	0,161
48	II	3	0,0121	0,114	55	2,15	0,330	5,0	0,188	0,179	0,171	0,133	0,166	0,148
49	II	3	0,0121	0,078	52	2,15	0,330	5,0	0,155	0,157	0,147	0,120	0,151	0,140
50	II	3	0,0121	0,049	41	2,15	0,330	5,0	0,149	0,132	0,105	0,098	0,134	0,125

* При $A = 0{,}55 + 0{,}30 \frac{q}{p}$.

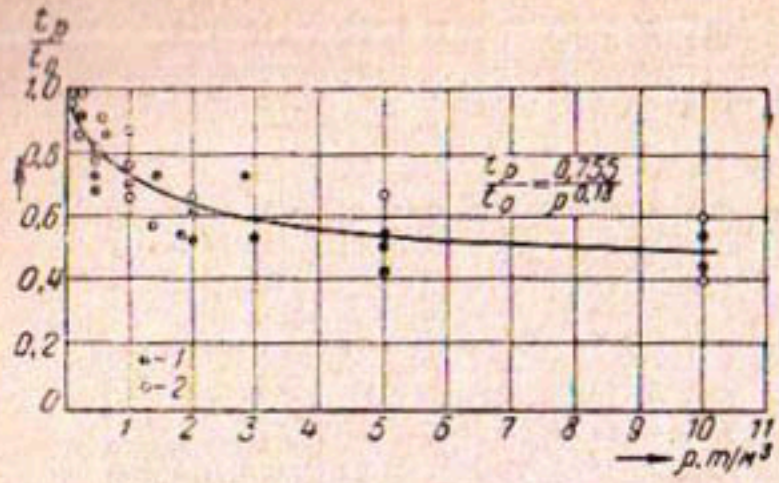


Рис. 5. График зависимости $\frac{t_\rho}{t_0} = f(\rho)$:
1 — опыты при $d_{ср} > 2$ *мм*; *2* — опыты при $d_{ср} < 2$ *мм*.

Заменив в формуле (11) $h_{кр}$ его значением $\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$, будем иметь

$$t = \frac{1{,}20 q^{0{,}75} \rho^{0{,}375}}{g^{0{,}375} d_{ср}^{0{,}50}}. \quad (12)$$

Зависимость (12) полностью удовлетворяет требованиям размерности, выраженным уравнениями (5) и (6).

Имея большое количество опытов с разными значениями коэффициента однородности K и зависимость (12), нетрудно было установить степень влияния этого коэффициента на глубину потока t в воронке размыва

$$\frac{t}{\frac{1{,}20 q^{0{,}75} \rho^{0{,}375}}{g^{0{,}375} d_{ср}^{0{,}50}}} = 1{,}35 K^{0{,}25}, \quad (13)$$

а из (13) получено выражение для t

$$t = \frac{1{,}62 q^{0{,}75} \rho^{0{,}375} K^{0{,}25}}{g^{0{,}375} d_{ср}^{0{,}50}}. \quad (14)$$

Мы полагаем, что достоинство приведенного экспериментально-графо-аналитического способа получения расчетной зависимости для t — относительная наглядность показа влияния отдельных факторов и полная объективность полученных результатов.

Таким же путем при наличии соответствующих опытных данных нами было установлено влияние на глубину t насыщенности потока донными наносами, расширения струи (в плане) в нижнем бьефе, режима сопряжения бьефов и мелкозернистости размываемого грунта.

Для условий плоской задачи оказалось, что при насыщенности потока донными наносами его глубина в воронке размыва уменьшается (рис. 5) по сравнению с размывом чистой водой и поэтому в формулу (14) необходимо вводить поправочный множитель δ_ρ

$$\delta_\rho = \frac{0{,}755}{\rho^{0{,}18}}, \quad (15)$$

где ρ — насыщенность потока донными наносами ($кг/м^3$) такого же фракционного состава, как и размываемый грунт.

При $\rho \leqslant 0{,}21$ $кг/м^3$ следует принимать $\delta_\rho = 1{,}0$.

В условиях свободного расширения струи в нижнем бьефе, когда воронка размыва в своем развитии в плане не ограничена боковыми

стенками отводящего русла, чтобы получить правильный результат, необходимо применять поправочный множитель δ_β

$$\delta_\beta = 0.35\beta^{0.333}, \tag{16}$$

где $\beta = \frac{b}{h_{кр}}$ — относительная ширина потока на выходном пороге сооружения;

b — ширина потока;

$h_{кр}$ — критическая глубина потока.

При $\beta \geqslant 23{,}5$ следует принимать $\delta_\beta = 1{,}0$, так как глубина достигает значений, соответствующих плоскому потоку. Если в полученную для плоского потока формулу (14) подставить значение δ_β из (16) и иметь в виду, что

$$\beta = \frac{b}{h_{кр}} = \frac{b}{\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}},$$

то при свободном расширении струи в нижнем бьефе для случая, когда $\beta < 23{,}5$, будет действительна следующая зависимость:

$$t = \frac{0{,}57q^{0.528}p^{0.375}K^{0.25}b^{0.333}}{g^{0.264}d_{ср}^{0.50}} = \frac{0{,}57Q^{0.528}p^{0.375}K^{0.25}}{g^{0.264}d_{ср}^{0.50}b^{0.195}}. \tag{17}$$

При крупнозернистых грунтах неплохие результаты получаются (табл. 2) и при расчете по упрощенной формуле (18) *

$$t = 1{,}20q^{0.40}p^{0.20}b^{0.33} = 1{,}20Q^{0.40}\frac{p^{0.20}}{b^{0.07}}. \tag{18}$$

При поверхностном режиме сопряжения бьефов $\left(\text{когда } \frac{p}{h_{кр}} < 1{,}5\right)$ следует применять дополнительную поправку к формуле (14) по зависимости (19)

$$\delta_{реж} = 0{,}80 - 0{,}83^{**}. \tag{19}$$

В условиях плоской задачи при мелкозернистых грунтах (когда $d_{ср} < 2$ *мм*) формула (14) дает несколько преуменьшенные результаты (рис. 6) против фактических наблюдений в лабораторном лотке с параллельными стенками.

При свободном расширении струи после ее падения в массу воды нижнего бьефа размыв распространяется во все стороны на боль-

---

* Так как эта формула не имеет правильной размерности, то диапазон ее применения должен быть ограничен весьма крупнозернистыми грунтами ($d_{ср} \geqq 30$ *мм*) и отношением $\frac{p}{h_{кр}} = 6 \div 17$

** Для донного режима $\delta_{реж} = 1{,}0$, так как формула (14) была получена именно для этого режима.

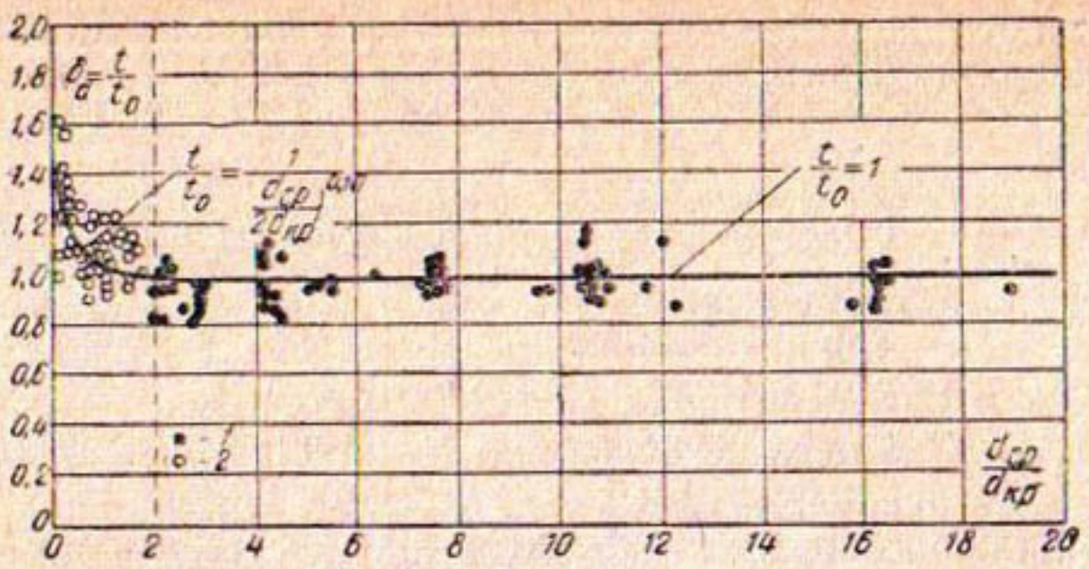


Рис. 6. График зависимости $\frac{t}{t_0}=f\left(\frac{d_{ср}}{d_{кр}}\right)$. t — среднее значение фактической глубины, полученной в опытах на модели в условиях плоской задачи; t_0 — расчетная глубина, определенная по формуле (14):

1 — опыты при $d_{ср}>2$ *мм*; *2* — опыты при $d_{ср}<2$ *мм*.

шую площадь, так как мелкозернистые грунты при наличии пульсаций и повышенной турбулентности струй не выдерживают крутых откосов воронки (как это бывает при крупнозернистых грунтах). В таких условиях размыв не может достигнуть той величины, которая соответствует расчетной, полученной по формуле (14), и тогда, кроме поправки δ_β, приходится применять еще более уменьшающую поправку на мелкозернистость размываемого грунта.

Как для плоского потока, так и для случая свободного расширения струи в нижнем бьефе мы рекомендуем поправку на мелкозернистость грунта определять по экспериментальной зависимости (20)

$$\delta_d=\left(\frac{d_{ср}}{2d_{кр}}\right)^n, \qquad (20)$$

где $d_{кр}$ — критический диаметр частиц грунта ($d_{кр}=1$ *мм*), при котором сопротивление вследствие влияния вязкости при обтекании этих частиц струями потока начинает подчиняться не квадратическому закону, а закону первой степени (рис. 7);

n — показатель степени. Для плоского потока $n=-0{,}10$, а для свободного расширения потока в нижнем бьефе, когда воронка размыва не ограничена боковыми стенками отводящего русла, следует принимать $n=+0{,}10$.

В натурных условиях при больших перепадах p, по-видимому, следует применять поправку на аэрацию δ_A. К сожалению, для определения этой поправки мы не располагаем опытными данными, а существующие рекомендации не являются в достаточной степени надежными.

В формулах М. С. Вызго и других авторов [6, 13] глубина t в воронке размыва зависит от угла наклона падающей струи к горизонту α° в месте ее входа в массу воды нижнего бьефа. В то же время некоторые авторы [14, 16, 17] утверждают, что в условиях сопряжения бьефов при помощи приподнятых носков трамплинов (по типу отброшенной струи) изменение этого угла в пределах от 30 до 70° мало отражается на глубине размыва и поэтому его можно не учитывать при расчете.

Вопрос о влиянии угла α° на глубину t специально изучался нами и было установлено, что для изображенной на рисунке 1 конструкции сопрягающего сооружения этот угол имеет функциональную связь с параметром кинетичности падающей струи $П_к$. Эта связь выражается зависимостью *

$$\alpha^\circ = 51\left(\sqrt{П_к} - 2{,}25\right)^{0{,}15}, \tag{21}$$

где

$$П_к = \frac{v^2}{gh} = \frac{2\sqrt{2g}\,p^{1{,}5}}{q}. \tag{22}$$

Подставляя значение $П_к$ из (22) в (21) и решая совместно с (14), после некоторых преобразований получим следующее выражение для t

$$t = \frac{1{,}50\,q^{0{,}82}}{g^{0{,}41}} \cdot \frac{p^{0{,}27}K^{0{,}25}}{d_{ср}^{0{,}50}}\left(\frac{\alpha^\circ}{51} + 0{,}10\right). \tag{23}$$

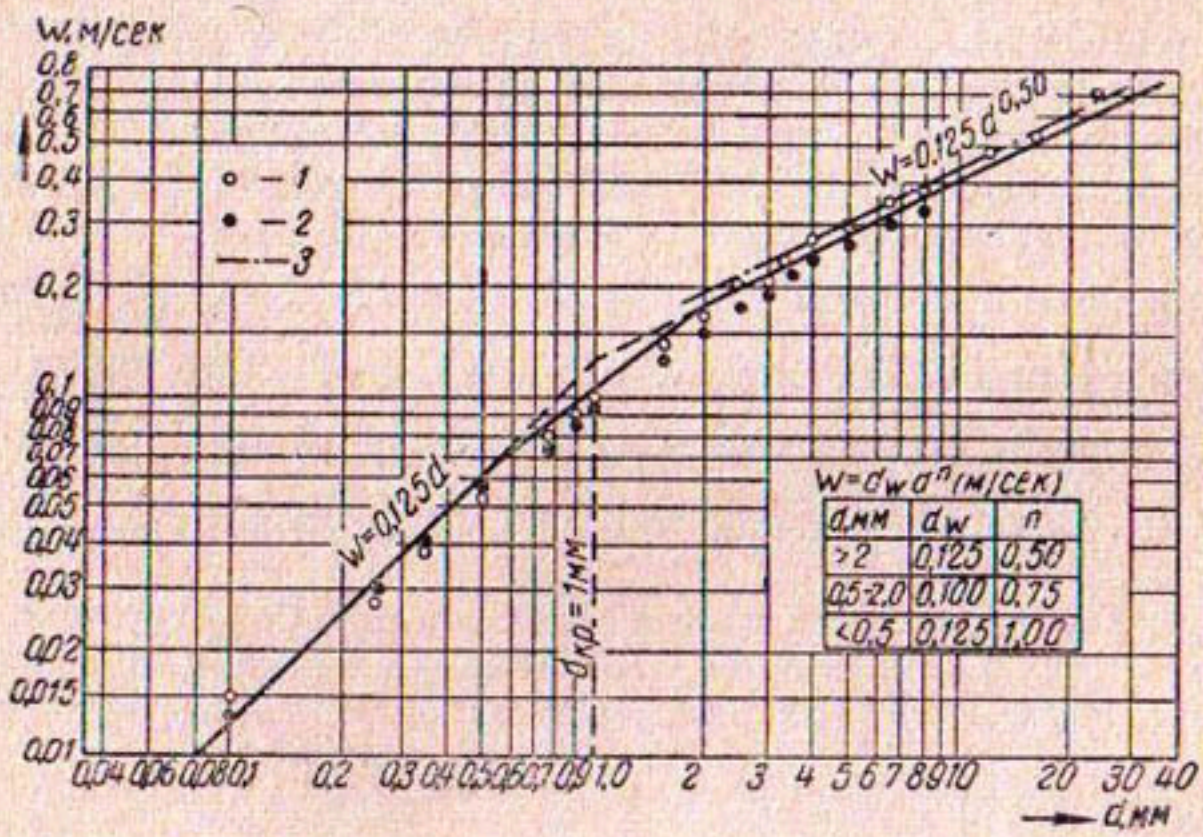


Рис. 7. График зависимости $W = f(d)$ для гравелисто-песчаных частиц грунта ($\gamma \cong 2{,}65$ т/м³). Гидравлическую крупность измеряли при температуре воды $t^\circ = 10$—12°:

1 — по опытам в стоячей воде; *2* — по опытам в восходящем токе; *3* — по данным В. Н. Гончарова.

---

* Более подробно изложено в литературе [10].

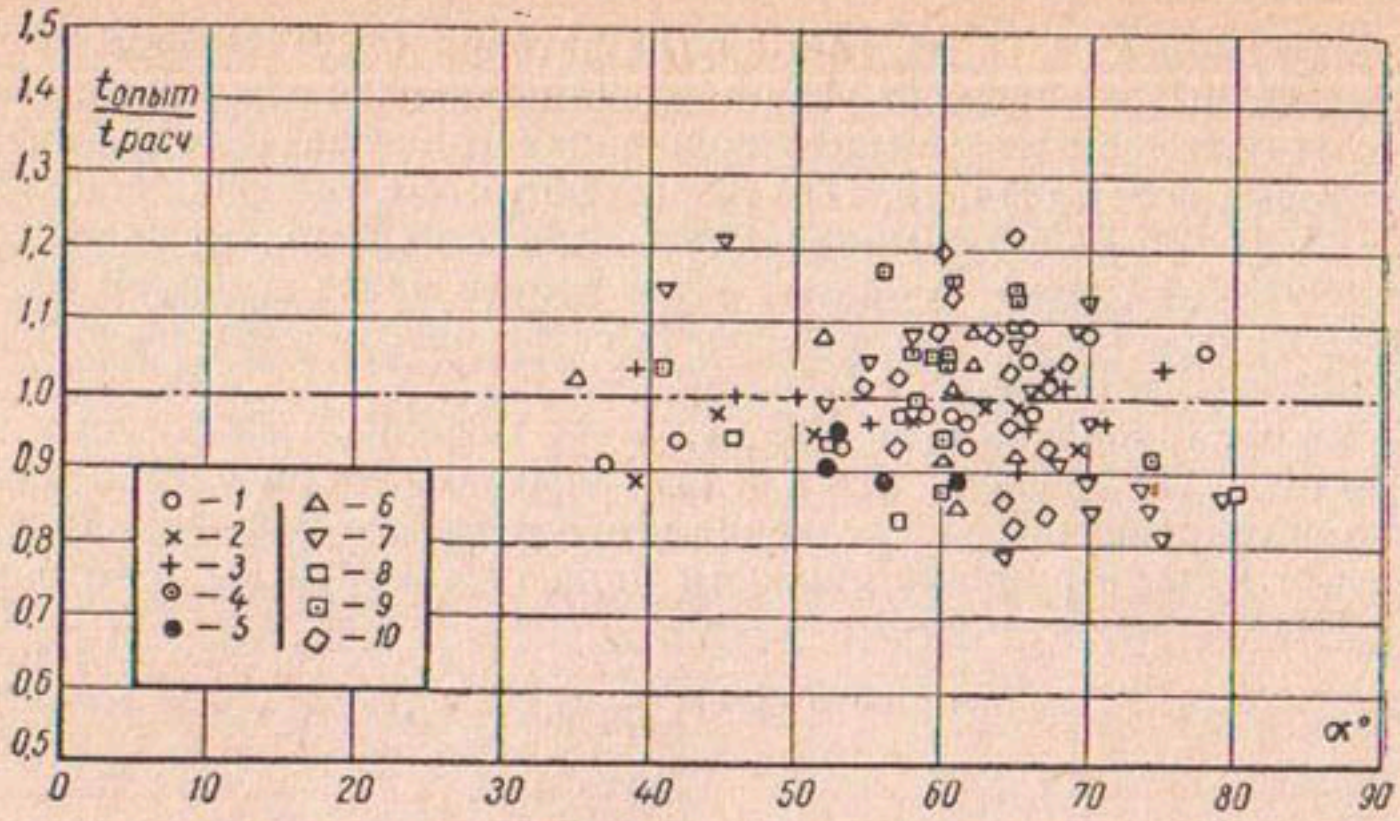


Рис. 8. График зависимости $\frac{t_{опыт}}{t_{расч}} = f(\alpha^\circ)$. $t_{расч}$ — расчетная глубина, полученная по формуле (14);

1, 2, 3, 4 — опытные данные I серии в таблице 1; *5, 6, 7* — то же, для II серии; *8, 9, 10* — опытные данные, не вошедшие в таблицу 1.

Эта формула имеет правильную размерность и при известной величине α° по точности расчетов не уступает [10] формуле (14).

Следует иметь в виду, что определить угол α° при проектировании весьма трудно, вследствие чего его обычно назначают приблизительно. Это часто приводит к неточному решению. Особенно это трудно сделать при наличии зубьев-трамплинов и других расщепителей на концевом носке водосливных плотин.

На рисунке 8 приведен график $\frac{t_{опыт}}{t_{расч}} = f(\alpha^\circ)$, из которого видно, что при всех значениях угла α° в пределах от 35 до 80° отношение $\frac{t_{опыт}}{t_{расч}}$ (примерно равное единице) не имеет функциональной связи с углом α°. Следовательно, формула (14) не нуждается в поправке на угол α°.

Изложенная методика вывода и обоснования расчетной зависимости (14) для t пригодна и для проверки степени достоверности расчетных формул других авторов и их корректировки по опытным данным.

Результаты сопоставления расчетной глубины потока $t_{расч}$ с данными натурных наблюдений, приведенные в таблице 2, показывают, что полученная для плоского потока расчетная зависимость (14) с поправкой на расширение струи в нижнем бьефе δ_β и равноценная ей в этих условиях зависимость (17) дают наилучший результат расчета. Отклонения от опытных значений глубины t не превосходят —14% и +27%, тогда как в формулах других авторов эти от-

Таблица 2

Сопоставление данных натурных наблюдений местных размывов дна за консольными перепадами (в условиях свободного расширения струи в нижнем бьефе) **с результатами расчетов по формулам разных авторов**

Название сооружения	Наблюденные данные [13]								
	q, $м^2/сек$	p, $м$	$\alpha°$	$d_{ср}$, $мм$	K	$d_{эк}$, $мм$	b, $м$	β	$t_{нат}$, $м$
Консольный перепад «Гишхона»	0,088	1,06	56	30	0,55	48	0,39	4,23	0,31
То же	0,138	1,01	54	30	0,55	48	0,39	3,12	0,44
» »	0,212	1,06	52	30	0,55	48	0,39	2,34	0,59
Консольный перепад «Гирван»	0,42	2,40	54	35	0,37	77	4,0	15,2	1,43
То же	0,24	2,84	59	35	0,37	77	4,0	22,0	1,58
Консольный перепад «Задиан»	0,66	5,90	60	146	0,70	226	0,90	2,53	1,46
То же	0,82	5,90	58	146	0,70	226	0,90	2,19	1,56
» »	2,00	5,90	53	146	0,70	226	0,90	1,22	1,99
» »	2,50	5,90	52	146	0,70	226	0,90	1,05	2,32

Продолжение

Название сооружения	Расчетная глубина $t_{расч}$				
	по формулам (14) и (17) автора*	по формуле (18) автора	по формуле М. С. Вызго** [13]	по формуле А. Н. Патрашева [13]	по формуле А. Шоклича [13]
Консольный перепад «Гишхона»	0,32	0,35	0,52	0,47	0,36
То же	0,39	0,41	0,65	0,58	0,47
» »	0,51	0,48	0,83	0,72	0,60
Консольный перепад «Гирван»	1,81	1,69	1,46	0,99	0,83
То же	1,42	1,41	1,12	0,31	0,61
Консольный перепад «Задиан»	1,51	1,48	2,35	1,23	0,93
То же	1,67	1,52	2,66	1,38	1,05
» »	2,04	2,20	4,41	2,28	1,83
» »	2,30	2,40	5,17	2,64	2,13

* При расчете по формуле (14) применялась поправка на расширение струи в нижнем бьефе $\delta_\beta = 0{,}35\beta^{0{,}333}$ [см. формулу (16)].

** При $A = 0{,}55 + 0{,}30\frac{q}{p}$.

клонения значительно больше. Упрощенная формула (18) также дает хорошее совпадение расчетных значений глубины $t_{расч}$ с данными натурных наблюдений (отклонения не превышают — 18% и +22%).

Из этого еще не следует, что формула (18) будет действительна и в более широком диапазоне изменения влияющих на размыв факторов. В определенных условиях опытов (натурных наблюдений), приведенных в таблице 2, случайное сочетание этих факторов привело к примерному постоянству коэффициента a', характеризующего данную конструкцию сопрягающего сооружения

$$a' = \frac{t_{набл}}{q^{0,40} p^{0,20} b^{0,33}} \approx 1,20. \qquad (24)$$

Поэтому по отдельным наблюдениям или одной группе опытов нельзя сделать окончательного вывода о приемлемости той или иной формулы и тем более только на основе примерного равенства показателей степеней у независимых переменных в формулах отдельных авторов и сходства структуры этих формул.

Показатели степени у независимых переменных могут быть почти одинаковыми, а результат расчета получиться разным. И наоборот, может быть другой случай, когда показатели степеней и структура формул разные, например, у формул (14), (17), (18) и (23), а результат расчета получается примерно одинаковым.

Как можно видеть из данных рисунка 2, глубина воды в центре воронки размыва t значительно превосходит глубину у основания низового зуба ($t_з$). В связи с этим экономически нецелесообразно рассчитывать заглубление основания низового зуба по максимальной глубине в воронке размыва.

В результате обработки опытных данных для донного режима сопряжения бьефов исследованной нами конструкции получено следующее выражение для $t_з$, которым и рекомендуется пользоваться:

$$t_з = \psi t = \frac{0,70}{\left(\frac{d_{ср}}{d_{кр}}\right)^{0,10}} t, \qquad (25)$$

где $t_з$ — глубина воды у низового зуба (под точкой схода струи с консольного носка сбросного сооружения);

$d_{кр}$ — критический диаметр ($d_{кр} = 1$ *мм*);

ψ — коэффициент уменьшения глубины размыва у низового зуба; $\psi = \frac{0,70}{\left(\frac{d_{ср}}{d_{кр}}\right)^{0,10}}$.

При $d_{ср} \geqslant d_{кр} = 1$ *мм* следует принимать $t_з = 0,70\,t$, чему, согласно формуле (25), соответствует $\psi = 0,70$.

Как видно из данных рисунка 6, при мелкозернистых грунтах,

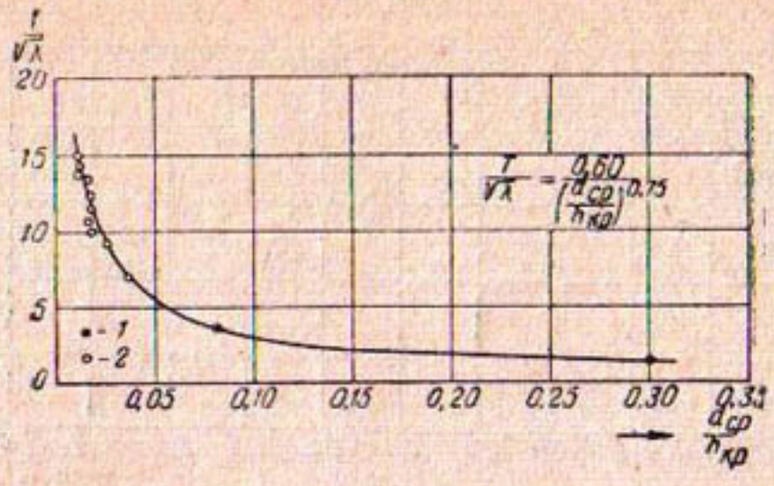


Рис. 9. График зависимости $\frac{T}{\sqrt{\lambda}} = f\left(\frac{d_{ср}}{h_{кр}}\right)$:

1 — опыты при $d_{ср} > 2$ мм; 2 — опыты при $d_{ср} < 2$ мм.

когда $d \leqslant 2$ *мм* $\left(\text{чему соответствует } \frac{d_{ср}}{d_{кр}} \leqslant 2\right)$, опытные точки значительно рассеиваются. Это объясняется тем, что при $d < 2$ *мм* трудно обеспечить необходимую точность подбора смеси размываемого грунта согласно заданной кривой фракционного состава. Кроме того, этому способствует то, что при мелкозернистых грунтах процесс сравнительно быстрого местного размыва дна бурным потоком незаметно переходит в медленный общий размыв русла спокойным потоком, определить окончание которого весьма трудно. Чтобы получить правильные результаты в опытах с мелкозернистыми грунтами, важно знать длительность процесса размыва дна, в течение которой размыв по величине достигает значения, близкого к предельному.

Проведенные нами опыты с разными смесями грунта (см. рис. 3) показали, что при равных гидравлических условиях длительность процесса размыва дна и откосов воронки возрастает при уменьшении величины $\frac{d_{ср}}{h_{кр}}$ и может быть выражена (рис. 9) зависимостью:

$$T = \frac{0{,}60\sqrt{\lambda}}{\left(\frac{d_{ср}}{h_{кр}}\right)^{0{,}75}}, \tag{26}$$

где T — длительность времени размыва дна воронки до относительной стабилизации ее контура, *ч*;

λ — масштабный множитель при моделировании по Фруду; $\lambda = \left(\frac{q}{q_0}\right)^{2/3}$, здесь q_0 — удельный расход потока, принятый за эталон при обработке опытных данных);

q — удельный расход потока, для которого требуется определить длительность времени размыва T.

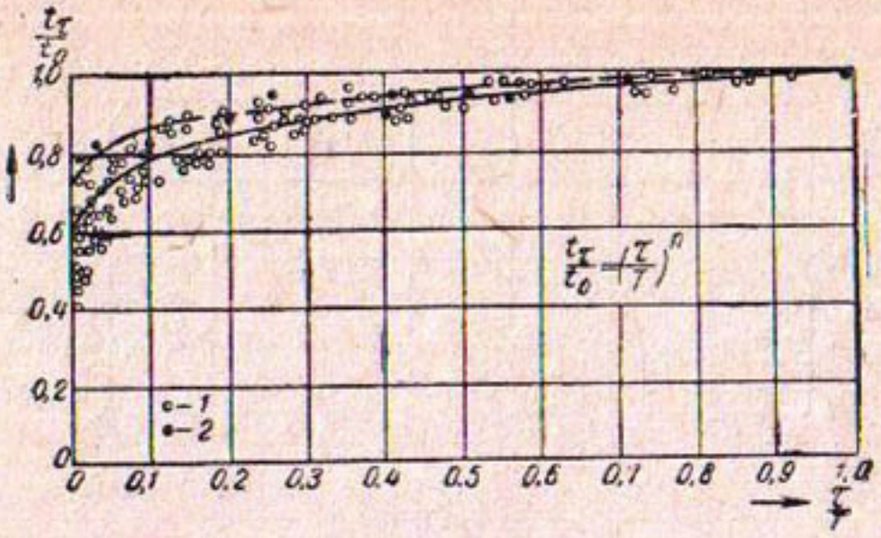


Рис. 10. График зависимости $\frac{t_\tau}{t_0}=f\left(\frac{\tau}{T}\right)$:

1 — опыты при $d_{ср}<2$ *мм*, $n=0{,}11$; *2* — опыты при $d_{ср}>2$ *мм*, $n=0{,}06$.

Так как при обработке опытных данных нами принято $q_0=0{,}01$ *м*^{3}/*сек*, то, подставляя значение $\lambda=\left(\frac{q}{0{,}01}\right)^{2/3}=21{,}3q^{2/3}$ в (26), будем иметь для метровой размерности следующую зависимость:

$$T=\frac{2{,}75\,q^{1/3}}{\left(\frac{d_{ср}}{h_{кр}}\right)^{3/4}}\cong\frac{12{,}6}{\left(\frac{d_{ср}}{h_{кр}}\right)^{3/4}}\sqrt{\frac{h_{кр}}{g}}\,. \qquad (27)$$

Для практических расчетов необходимо знать интенсивность углубления дна в период от начала местного размыва до его окончания.

Из данных графика интенсивности размыва $\frac{t_\tau}{\ldots}=f\left(\frac{\tau}{T}\right)$ (рис. 10) имеем

$$t_\tau=t_0\left(\frac{\tau}{T}\right)^n, \qquad (28$$

где t_τ — глубина в воронке размыва на момент времени τ от начала размыва;

n — показатель степени. Для крупнозернистых грунтов $n=0{,}06$, для мелкозернистых $n=0{,}11$.

В этой формуле t и T известные величины, определяемые по выражениям (14) и (27), а величиной τ при решении надо задаваться.

Из-за небольших размеров модельного сопрягающего сооружения в лабораторных условиях не представилось возможным выявить влияние естественной аэрации потока на уменьшение глубины воды в воронке местного размыва. Возможно, что в натурных условиях, особенно при больших перепадах уровня воды p, это влияние окажется существенным и его также необходимо будет учиты-

вать при расчетах в виде дополнительного поправочного коэффициента δ_A (36).

Для низконапорных плотин водозаборных узлов и других сопрягающих сооружений с малыми параметрами кинетичности $П_к$ (не более 10—12) влияние аэрации, по-видимому, мало, и поэтому им можно пренебречь.

Следует отметить, что для определения влияния аэрации еще нет надежных рекомендаций, а применяемые некоторыми авторами формулы далеки от совершенства.

Если, согласно полученной нами ранее [9] формуле, вторую сопряженную глубину гидравлического прыжка принять равной *

$$h'' = 2\psi'' \sqrt{q \sqrt{\frac{p}{2g}}}, \tag{29}$$

то, разделив (14) на (29) и введя соответствующие обозначения, получим

$$\frac{t_0}{h''} = CK^{0,25}\left(\frac{h''}{d_{ср}}\right)^{0,50} = \sigma, \tag{30}$$

где σ — коэффициент пропорциональности, аналогичный коэффициенту затопления гидравлического прыжка.

$$\sigma = CK^{0,25}\left(\frac{h''}{d_{ср}}\right)^{0,50}. \tag{31}$$

Здесь C — безразмерный числовой множитель, включающий в себя и коэффициент ψ'' формулы (29).

Из (30) будем иметь

$$t_0 = h''\sigma, \tag{32}$$

т. е. глубина воды t_0 в воронке местного размыва пропорциональна второй сопряженной глубине гидравлического прыжка h''.

Как видно из уравнения (30), ограничительное условие для соблюдения пропорциональности между глубиной в воронке размыва t_0 и второй сопряженной глубиной гидравлического прыжка h'' — условие постоянства относительной крупности размываемого материала $\left(\frac{d_{ср}}{h''} = \text{const}\right)$. Таким образом, теоретическую основу формулы (2) М. С. Вызго, опирающуюся на зависимость (1), следует признать правильной.

Предложенная Н. Т. Смольяниновым формула (3) не была в достаточной степени проверена на опытных данных, так как не было аналитической зависимости для расчета допускаемой на размыв скорости v_0 и соответствующей ей глубины устойчивого русла $h_0 = \frac{q}{v_0}$.

---

* ψ'' — безразмерный коэффициент, который изменяется в пределах от 1,08 (при $\sqrt{П_к} = 3$) до 1,03 (при $\sqrt{П_к} = 10$).

Используя полученную ранее [11] зависимость (33)

$$h_0 = \frac{0{,}60\, h_{кр} K^{0{,}166}}{\left(\frac{d_{ср}}{h_{кр}}\right)^{0{,}333}} \qquad (33)$$

и подставляя ее в (3), будем иметь для местного размыва несвязного грунта чистой водой (без донных наносов) следующее выражение:

$$t_0 = a_{пр} + h_0 = a_{пр} + \frac{0{,}60\, h_{кр} K^{0{,}166}}{\left(\frac{d_{ср}}{h_{кр}}\right)^{0{,}333}}. \qquad (34)$$

Как недостаток необходимо отметить сложность вычислений при определении величины t_0 по формуле (34) (вследствие того, что высота гидравлического прыжка $a_{пр}$ падающей струи в размываемом русле может быть найдена только методом постепенного приближения).

По-видимому, эта формула более приемлема для случаев местного размыва дна бурным и особенно спокойным потоком, сходящим с горизонтального крепления водосбросов плотин, возводимых на мелкозернистых грунтах крупных равнинных рек.

Проведенные нами дополнительные лабораторные исследования и анализ полученных опытных данных показали, что формулы (14) и (25) пригодны не только для конструкции, изображенной на рисунке 2, но и для других конструкций сопрягающих сооружений. При этом должны изменяться только величины опытных коэффициентов a и ψ. В таблице 3 приведены рекомендуемые нами значения этих коэффициентов для разных конструкций сопрягающих сооружений.

Как видно из данных таблицы, наименьшую глубину размыва у основания низового зуба, характеризующуюся произведением $a\ \psi$, дают конструкции сопрягающих сооружений с приподнятым носком и с гребенчатой консолью на конце водобоя. Такие конструкции сопрягающих сооружений, отбрасывая струю далеко от сооружения, создают благоприятный режим течения непосредственно за низовым зубом, где в придонных слоях потока возникают возвратные токи воды [8, стр. 39], способствующие устойчивости частиц грунта на низовом откосе.

Таким образом, в общем виде формула для расчета предельной по величине глубины потока в воронке размыва падающей струей воды для несвязных грунтов будет иметь следующий вид:

$$t = \frac{a q^{0{,}75} p^{0{,}375} K^{0{,}25}}{g^{0{,}375} d_{ср}^{0{,}50}} \delta_\alpha \delta_\beta \delta_\rho \delta_A \delta_{\alpha^\circ} \delta_{реж}, \qquad (35)$$

где δ_A — поправка на аэрацию струи;

$\delta_{реж}$ — поправка на случай поверхностного режима сопряжения бьефов ($\delta_{реж} = 0{,}80—0{,}83$).

Таблица 3

Рекомендуемые значения опытных коэффициентов a и ψ в формулах (35) и (25) для частных случаев конструкции сопрягающих сооружений без рисбермы

Номера схем сооружений	Конструкция сооружения	$p/h_{кр}$	a	ψ	$a\psi$	Примечание
1	Консольный сброс с горизонтальным водоскатом	1,5—20,0	1,60	0,70	1,12	Значения коэффициентов a и ψ соответствуют донному режиму сопряжения бьефов ($\delta_{реж}=1,0$)
2	Перепад с наклонным водоскатом (без водобойного колодца)	1,25—2,5	1,25	1,00	1,25	
3	Низконапорная водосливная плотина с горизонтальным носком	1,5—2,0	0,95	0,65	0,62	Для перепада с наклонным водоскатом значения коэффициента a, приведенные в таблице, соответствуют случаю наклона дна под углом $\alpha°=25°$
4	Средненапорная водосливная плотина с приподнятым носком	3,0—7,0	0,90	0,35	0,31	
5	Низконапорная плотина с гребенчатой консолью на конце водобоя	2,0—2,5	0,80	0,40	0,32	При переходе к углам наклона $\alpha°>25°$ для определения значения a следует пользоваться следующей зависимостью: $a=1,25\delta_{\alpha°}=0,25\alpha°^{0,50}$, где $\delta_{\alpha}=0,2\alpha°^{0,50}$ (для других конструкций $\delta_{\alpha°}=1,0$)
						Схемы сооружений приведены на рисунке 14

М. С. Вызго для натурных потоков рекомендует [5] определять поправку δ_A на аэрацию по зависимости:

$$\delta_A = 0,55 + 0,30\frac{q}{z_0}. \qquad (36)$$

Формула (35) подтверждается большим количеством опытных данных (см. рис. 14), полученных автором в результате исследований местных размывов в лабораторных условиях. Эта формула проверена в расчетной практике проектного института Киргизгипроводхоз и положена в основу проекта «Технических указаний по расчету устойчивых русел рек и каналов горно-предгорной зоны», составленных институтом в 1965 г. по заданию Госстроя СССР.

В первые годы эксплуатации водозаборных узлов с широкой поймой вследствие задержки в верхнем подпертом бьефе крупных фракций речных наносов, влекомых потоком в донном состоянии, происходит значительное общее, постепенно прогрессирующее понижение дна отводящего русла. В результате этого в еще большей сте-

пени увеличивается глубина местного размыва дна в нижнем бьефе сопрягающего сооружения. Относительная стабилизация дна отводящего русла наступает только после того, как поток выработает себе новое русло, обладающее устойчивостью к размыву по ширине и в продольном профиле. Для расчета устойчивой ширины такого русла нами была получена и после дополнительного уточнения рекомендуется зависимость:

$$b_{0\,уст} = \frac{1{,}87Q^{0{,}534}}{d_{отл}^{0{,}333}\, g^{0{,}267}}, \tag{37}$$

где Q — общий расход потока, $м^3/сек$;
$d_{отл}$ — средний ситовый диаметр донных русловых отложений (для руслоформирующего расхода можно принимать

$$d_{отл} \cong d_{ср} \cong \frac{1}{3} d_{max}\Big).$$

Понижение отводящего русла прекратится тогда, когда уклон его дна станет равен уклону устойчивого протекания потока одним руслом I_0 с шириной по урезу воды $b = b_{0уст}$. Для I_0 нами была получена [12] зависимость:

$$I_0 = 0{,}0577 \frac{d_{ср}}{h_0 \sqrt{K}}, \tag{38}$$

где h_0 — глубина устойчивого русла (определяется по формуле (33).

Необходимо учитывать, что при отсутствии в отводящем русле вблизи сопрягающего сооружения прочного практически неразмываемого участка дна (естественного или же искусственного происхождения) процесс стабилизации продольного профиля может растянуться на долгое время (особенно при большой емкости верхнего бьефа) и привести к значительному понижению дна и переформированию на большой его длине. Вследствие этого может произойти подмыв ранее возведенных берегозащитных дамб и устоев проезжих мостов, а также потеря командования реки над окружающей местностью и горизонтами воды расположенных ниже по течению бесплотинных водозаборных сооружений.

При незначительной емкости верхнего бьефа процесс общего понижения дна не успевает принять угрожающие для сопрягающего сооружения размеры, так как вскоре после занесения верхнего бьефа донные наносы начнут поступать через порог плотины в нижний бьеф водозаборного узла. В таком случае при большом отборе из реки в каналы воды, освобожденной от донных наносов, может произойти обратный процесс, т. е. не размыв, а занесение отводящего русла, так как уменьшение сбросного расхода и перенасыщение воды донными наносами неизбежно приводит к потере транспортирующей способности потока и к отложению в русле части влекомых им наносов.

Процесс повышения дна русла прекратится, когда полностью восстановится транспорт всех донных наносов, т. е. когда новый уклон русла I будет равен наносотранспортирующему уклону $I_{тр}$.

Наносотранспортирующий уклон русла $I_{тр}$ рекомендуется определять по зависимости:

$$I_{тр} = 0{,}274\left(\frac{d_{вл}}{h_{кр}}\right)^{1{,}333}\rho^{0{,}333}, \tag{39}$$

где ρ — насыщенность потока донными наносами, с которой он подходит к рассматриваемому участку русла, *кг/м*³;

$d_{вл}$ — средний диаметр донных наносов, влекомых при данном расходе q.

Из (39) после небольших преобразований получим выражение для определения насыщенности ρ в том случае, когда известен уклон русла $I_{тр}$, а ρ неизвестно

$$\rho = 48{,}5\left(\frac{I_{тр}^{0{,}75}h_{кр}}{d_{вл}}\right)^4 = 48{,}5\left(\frac{I_{тр}}{d_{вл}}\right)^4\frac{q^{2{,}666}}{g^{1{,}333}}. \tag{40}$$

Для случаев, когда $I_{тр} > I$, а $d_{вл} < d_{ср}$, при определении насыщенности потока ρ в формулу (40) вместо $d_{вл}$ следует подставлять $d_{отл} \cong \frac{d_{ср} + d_{вл}}{2}$, а при $Q \geqslant Q_{форм}$ — средний диаметр $d_{ср}$.

Влекущую способность потока (в *кг/м*³) найдем по формуле:

$$S = \rho Q. \tag{41}$$

Для определения ширины устойчивого русла при наличии движения донных наносов рекомендуется пользоваться полученной нами зависимостью (42)

$$b_{уст} = \frac{1{,}32\,Q^{0{,}40}\delta_{\rho(b)}}{I^{0{,}333}\,g^{0{,}20}}, \tag{42}$$

где $\delta_{\rho(b)}$ — поправка, учитывающая насыщенность потока донными наносами.

При $Q \leqslant Q_{форм}$ и $\rho < 1{,}5$ *кг/м*³ следует принимать $\delta_{\rho(b)} = 1{,}14\,\rho^{0{,}05}$, при $Q \geqslant Q_{форм}$ и $\rho > 1{,}5$ *кг/м*³ следует брать $\delta_{\rho(b)} = 1{,}11\,\rho^{0{,}11}$. При $\rho \leqslant 0{,}1$ *кг/м*³ в формулу (42) подставляем значение $I = I_0$ и $\delta_{\rho(b)} = 1$ и из (42) получим

$$b_{0\,уст} = \frac{1{,}32Q^{0{,}40}}{I_0^{0{,}333}g^{0{,}20}}. \tag{43}$$

Зависимости (40) и (42) хорошо подтверждаются опытными данными (рис. 11 и 12).

В тех случаях, когда все наносы задерживаются в верхнем бьефе ($p \cong 0$) и уклон отводящего русла за сопрягающим сооружением

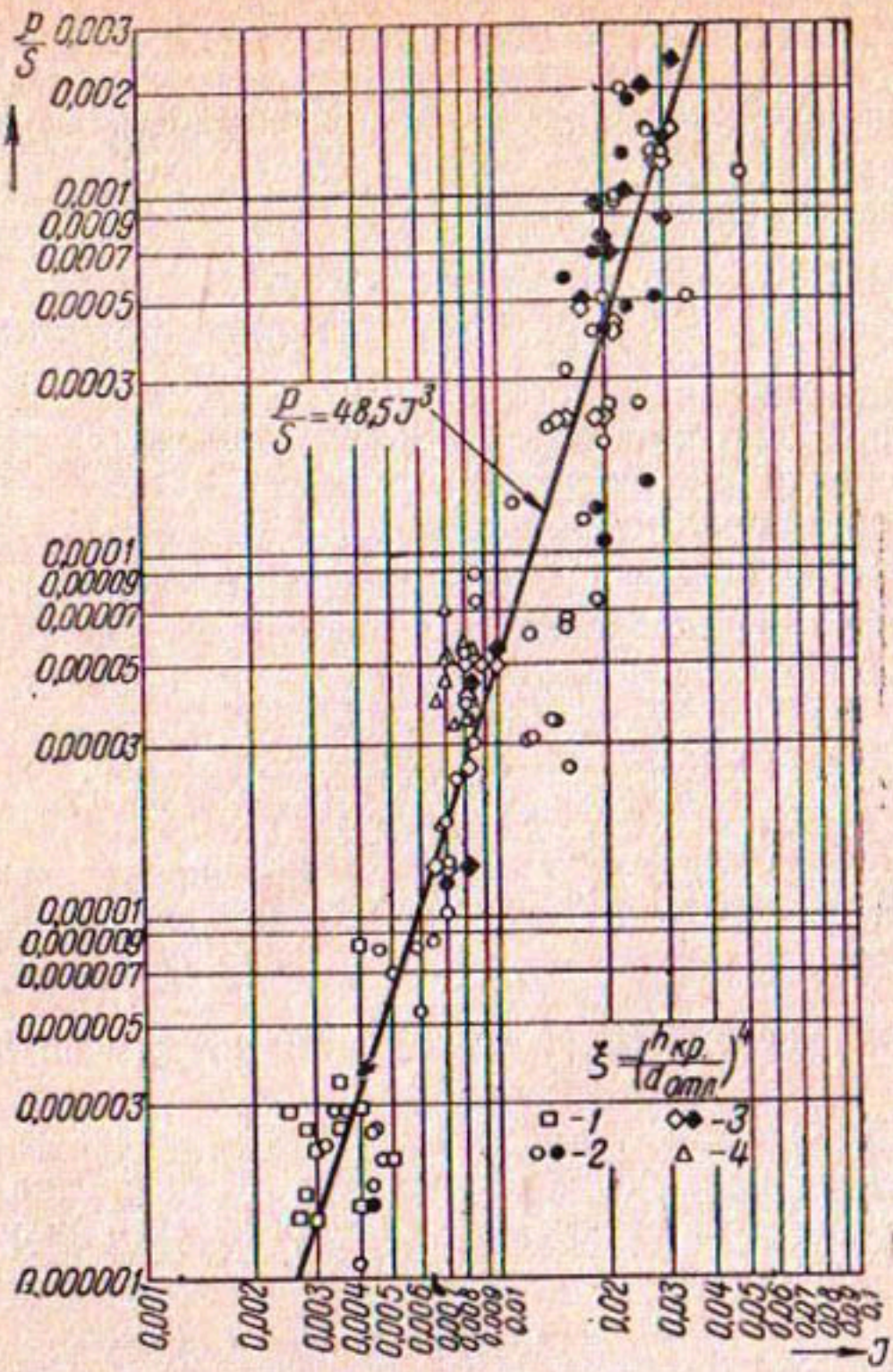


Рис. 11. Зависимость величины $\frac{\rho}{\xi}$ от уклона потока I:

1 — опытные данные САНИИРИ, исследования Н. В. Лаптурева по формированию русла модели Куршабской плотины (1948—1949 гг.); *2* — опытные данные КиргОМС, исследования Н. В. Лаптурева в плоском лотке (1956—1958 гг.); *3* — опытные данные Киргизгипроводхоза, исследования Н. В. Лаптурева в плоском лотке модели русла р. Ала-Арчи (1964 г.); *4* — опытные данные Института сооружений АН УзССР, исследования А. М. Мухамедова в плоском лотке (1960—1961 гг.).

превосходит допустимый ($I > I_0$), возникает необходимость мероприятий по предупреждению общего понижения дна. К таким мероприятиям относится устройство порогов-перепадов, которые уменьшают действующий уклон русла и предохраняют его от общего понижения дна. Устройство порогов-перепадов при $I > I_0$ способствует стабилизации контура и глубины воронки размыва за сопрягающим сооружением, а следовательно, предохраняет его от возможного разрушения вследствие подмыва падающей струей.

В результате проведенных специальных лабораторных исследований* и соответствующей обработки опытных данных нами была получена расчетная зависимость для определения предельно допустимых расстояний между порогами-перепадами:

$$L_{\text{пред}} = \frac{2{,}36\, P\, \delta_{П_{\text{рус}}}\, \lambda_d^{0{,}75}}{\left(\frac{q}{q_0}\right)^{1{,}5} \frac{h_{\text{кр}}}{\Delta_{\text{креп}}} \left(\frac{d'_{\text{ср}}}{h_0}\right) \delta_{\text{несуст}}}, \qquad (44)$$

где P — высота стенки перепада (от гребня порога до основания дамб отводящего русла нижнего бьефа);

$\delta_{П_{\text{рус}}}$ — поправка, учитывающая величину возвышения гребня порога-перепада над средним дном русла (определяется по формуле (45);

$\Delta_{\text{креп}}$ — толщина слоя засыпки крупным камнем дна воронки размыва (рекомендуется принимать $\Delta_{\text{креп}} = 1$ *м*);

h_0 — глубина потока, соответствующая устойчивому состоянию русла при $\rho \simeq 0$ (33);

λ_d — масштабный множитель, учитывающий крупность камня, принятого для крепления воронки размыва ($\lambda_d = \frac{d_{\text{креп}}}{d_{0\ \text{креп}}}$, где $d_{\text{креп}}$ — средний диаметр камня, принятого для крепления воронки размыва, $d_{0\ \text{креп}} = 0{,}675$ *м* — средний диаметр камня крепления воронки, принятый за эталон при обработке опытных данных);

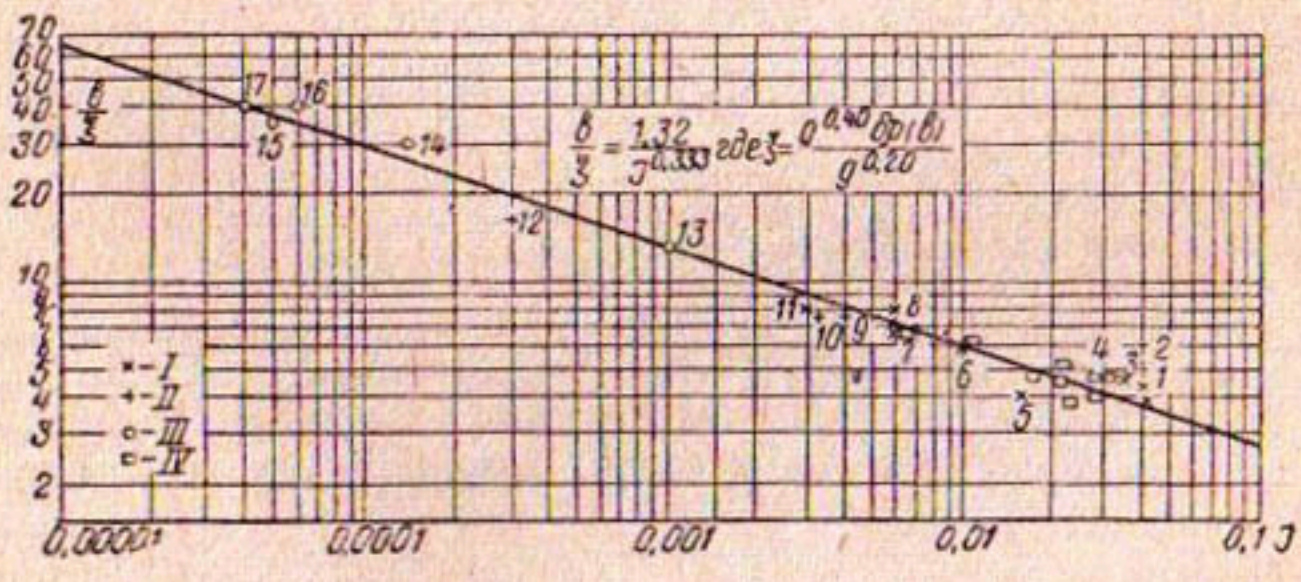


Рис. 12. Зависимость относительной ширины русла $\frac{b}{h_{\text{кр}}}$ от гидравлического уклона потока I:

I — данные натурных исследований А. П. Крошкина [7] по рекам Киргизии; *II* — данные Я. В. Бодряшкина [1] по рекам Средней Азии; *III* — данные М. П. Сасорова [15] по рекам Сибири и других районов СССР; *IV* — данные модельных исследований Н. В. Лаптурева по горным рекам Киргизии (1964—1966 гг.). Реки на графике: *1* — Ала-Арча; *2* — Кара-Балты; *3* — Аламедин; *4* — Каракол; *5* — Косчан-Сай; *6* — Ясссы; *7* — Талас; *8* — Нарын; *9* — Чу; *10*, *11* — Сох; *12* — Арысь; *13* — Ангара; *14*, *15* — Енисей; *16* — Лена; *17* — Волга.

* Эти исследования проводили на открытой модельной площадке проектного института Киргизгипроводхоз в 1965 г.

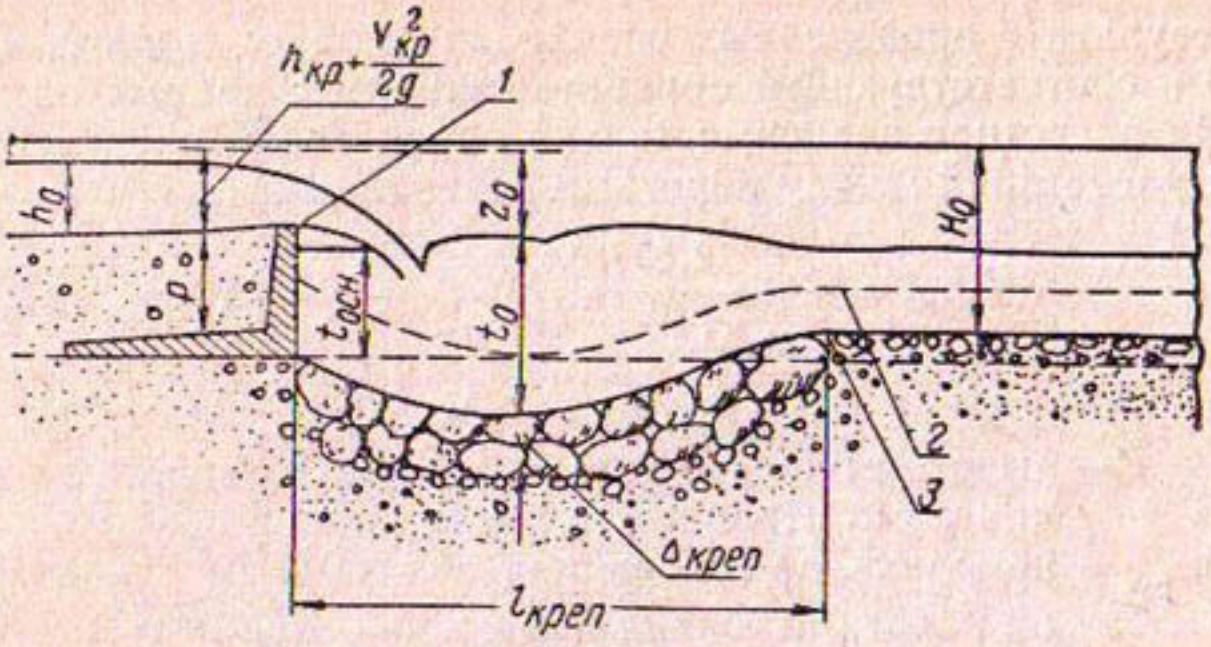


Рис. 13. Схема воронки размыва за перепадом:

1 — облицовка гребня металлом; *2* — первоначальное положение дна; *3* — дно после размыва при $L=L_{пред}$.

q_0 — удельный расход воды, принятый в опытах за эталон и после перевода в натуру равный $q_0=3{,}13$ *м*³/*сек*;

q — удельный расход воды, для которого находится величина $L_{пред}$;

$h_{кр}$ — критическая глубина потока $\left(h_{кр}\cong\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}\right)$;

$\delta_{неуст}$ — поправка, учитывающая степень неустойчивости русла (определяется по зависимости 46).

$$\delta_{П_{рус}}\cong 1-0{,}165\,\frac{П_{рус}}{k_{кр}}, \tag{45}$$

где $П_{рус}$ — величина превышения гребня порога-перепада над дном русла:

$$\delta_{неуст}=0{,}3\,\frac{I_{гр}}{I_0}, \tag{46}$$

где $I_{гр}$ — уклон линии, проходящей по гребням порогов-перепадов;

I_0 — уклон устойчивого протекания потока одним руслом (38).

Длину крепления воронки размыва камнем (рис. 13) следует назначать по зависимости

$$l_{креп}\cong(6-8)\,h_{кр}\,\frac{P}{P_0}, \tag{47}$$

где P_0 — высота стенки перепада, принятая за эталон в опытах ($P_0=1{,}5$ *м*).

Для разности уровней воды на порогах-перепадах с учетом скоростного напора от подходной скорости получена зависимость:

$$z_0=0{,}356\left(\frac{d_{ср}}{h_0}\right)^{0{,}55}L^{0{,}666}h_{кр}^{0{,}333}, \tag{48}$$

где $d'_{ср}$ — средний ситовый диаметр русловой смеси грунта, соответствующей коэффициенту однородности

$$K = \frac{a_{ср}}{d_{макс}} = 0{,}333 \left(d'_{ср} = \frac{0{,}577\, d_{ср}}{\sqrt{K}} \right);$$

L — расстояние между порогами-перепадами.

Глубину воды в воронке местного размыва дна за перепадами при креплении камнем рекомендуется определять по формуле (49):

$$t_0 = \frac{1{,}62\, q^{0{,}75}\, z_0^{0{,}375} K_{креп}^{0{,}25}}{d_{креп}^{0{,}50}\, g^{0{,}375}} \delta_{креп}, \qquad (49)$$

где $\delta_{креп}$ — поправка, учитывающая крепление нижнего бьефа (воронки размыва) крупным камнем, превосходящим по величине максимальный размер камней естественного грунта не менее чем в 2—3 раза.

$$\delta_{креп} = 1{,}15 \left(\frac{z_0}{\Delta_{креп}} \right)^{0{,}20}. \qquad (5')$$

Глубина воды $t_{осн}$ у низового зуба (у стенки перепада) может быть определена по формуле (25) при $\psi = 0{,}625$, соответствующем этой конструкции *.

Одним из распространенных способов защиты естественного грунта русел рек и каналов от воздействия больших размывающих скоростей потока является отмостка дна крупным булыжным или рваным камнем, что обеспечивает устойчивость продольного профиля в тех случаях, когда $I > I_0$.

Однако мощение — довольно дорогой и весьма трудоемкий, не поддающийся механизации, способ закрепления русла. Вследствие этого оно нашло применение главным образом на небольших ирригационных каналах горно-предгорной зоны, где почти всегда имеются достаточно большие запасы булыжного камня.

Для закрепления отводящих русел водозаборных узлов и других сопрягающих сооружений с большой разностью бьефов и, следовательно, подверженных опасности размыва и понижения дна ниже основания струенаправляющих дамб зарегулированного русла, этот способ нельзя признать приемлемым, так как он требует огромного количества отборного камня размером, не менее чем в 2—3 раза превосходящим средний диаметр русловой смеси грунта.

В естественных условиях протекание горных потоков при больших уклонах аллювиального русла характеризуется наличием на их дне больших обломков скал, упавших с крутых берегов ущелья и повышающих шероховатость, по размерам превосходящую в 2—3 и более раз наибольшую крупность частиц донных наносов, влекомых потоком с вышерасположенных участков русла.

---

* Значение $\psi = 0{,}625$ получено путем обработки опытных данных модельных исследований порогов-перепадов.

Это указывает на возможность применения искусственной шероховатости из крупных камней (расставленных в шахматном порядке) для закрепления дна русла потока в тех случаях, когда его уклон превосходит допустимый для состава грунта данного русла.

Специально поставленными экспериментами установлено, что применение в достаточно большом количестве крупного камня дает возможность достигнуть некоторой устойчивости продольного профиля размываемого русла.

В таком случае расчет крупности камня искусственной шероховатости, глубины и уклона русла потока рекомендуется производить по зависимостям:

$$d'_{\text{крел}} = (0{,}50 - 0{,}60)\, h_{\text{кр}} \cong 10\, d'_{\text{ср}}; \tag{51}$$

$$h_0 \cong (W + 0{,}50)\, \frac{h_{\text{кр}}}{\left(\frac{d'_{\text{ср}}}{h_{\text{кр}}}\right)^{0{,}333}}; \tag{52}$$

$$I_0 \cong (W + 0{,}10)\, \frac{d'_{\text{ср}}}{h_0}, \tag{53}$$

где W — удельный объем укладки камня (выраженный в $м^3/м^2$) на дно русла ($W = \frac{G}{\gamma}$, где G — вес камня в $т$, γ — объемный вес породы камня в $т/м^3$).

При удельном объеме укладки $W=0$ зависимости (52) и (53) дают такой же результат, что и формулы (33) и (38).

Выводы

1. Так как по физической сущности гашение избыточной энергии потока в воронке местного размыва нижнего бьефа падающей струей воды аналогично гидравлическому прыжку в жестком (неразмываемом) русле, то для получения расчетной зависимости можно воспользоваться допущением (1) о пропорциональности глубины t воронки размыва второй сопряженной глубине гидравлического прыжка h''.

2. Проведенные автором модельные исследования и применение для обработки опытных данных специальной методики, опирающейся на теорию подобия, позволили выявить влияние на глубину местного размыва гидравлических элементов потока (q и p) и свойств несвязного размываемого грунта $\left(d_{\text{ср}},\ \frac{d_{\text{ср}}}{d_{\text{кр}}}\right.$ и K при $\left.\gamma = 2{,}65\ т/м^3\right)$ и учесть влияние дополнительных факторов $\left(\rho,\ \alpha^\circ\right.$ и $\left.\frac{b}{h_{\text{кр}}}\right)$.

По данным таблицы 3 и рекомендуемой в окончательном виде зависимости (35) можно с достаточной для практики точностью (рисунок 14) рассчитывать наибольшую глубину t в воронке мест-

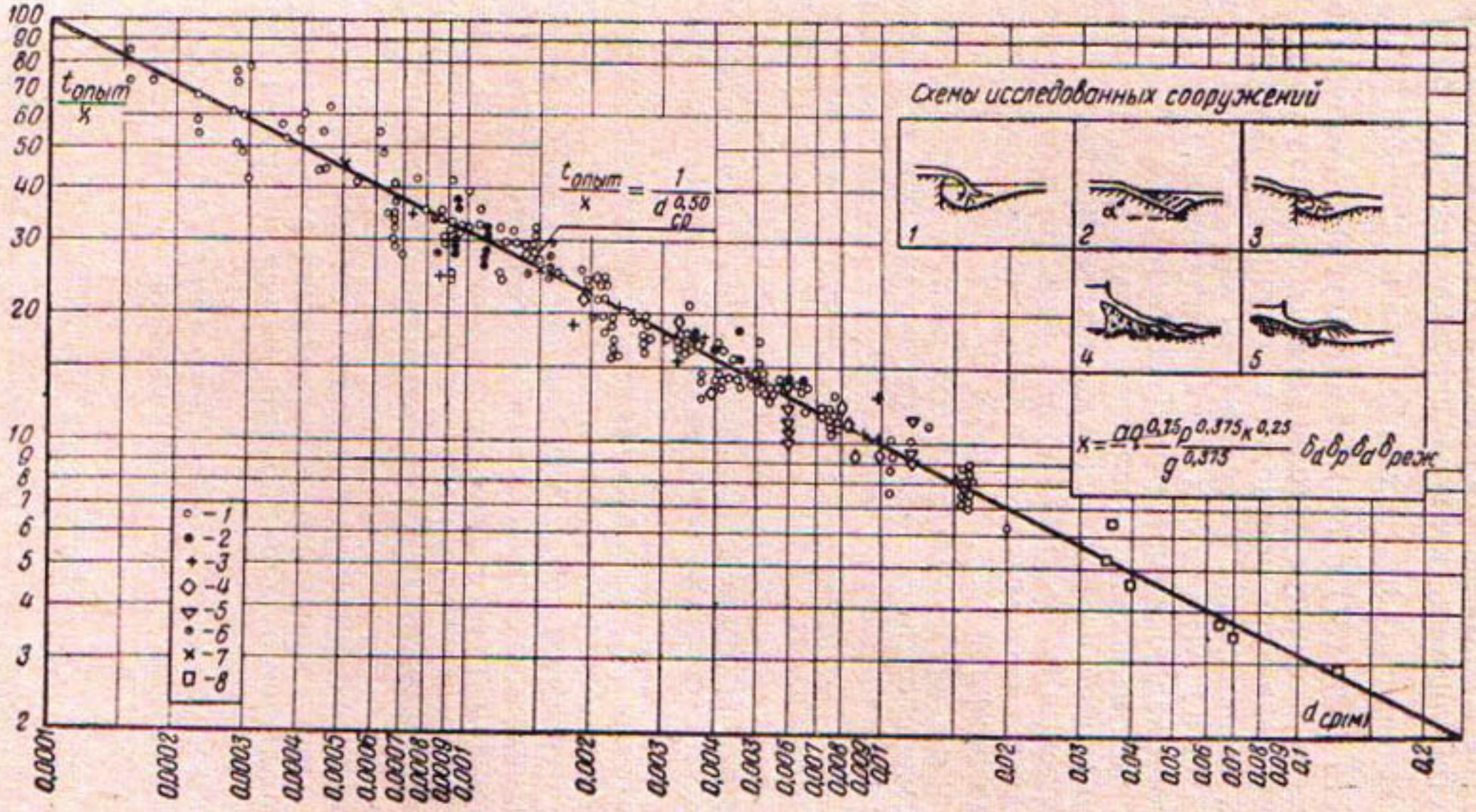


Рис. 14. График зависимости $\frac{t_{опыт}}{\chi} = f(d_{ср})$:

1 — опытные данные КиргОМС, исследования Н. В. Лаптурева (1957—1958 гг.) в плоском лотке (схема 1) при $\rho \leqslant 0{,}2$ *кг/м³*; *2* — то же, при $\rho = 0{,}2$—10 *кг/м³*; *3* — то же, при $\rho = 0{,}2$ *кг/м³* в условиях пространственного растекания потока в нижнем бьефе сооружения ($\beta = 1{,}0$—28); *4* — то же, в плоском лотке (схема 2) при $\rho \leqslant 0{,}2$ *кг/м³*; *5* — опытные данные института сооружений АН УзССР, исследования Н. Т. Смольянинова (1961 г.) в плоском лотке (схема 4) при $\rho \leqslant 0{,}2$ *кг/см³*; *6* — опытные данные Киргизгипроводхоза, исследования Н. В. Лаптурева (1963 г.) в пространственных условиях (схема 3) при $\rho = 0$—1,5 *кг/м³*; *7* — опытные данные САНИИРИ, исследования Н. В. Лаптурева (1951 г.) в пространственных условиях (схема 5) при $\rho \leqslant 0{,}2$ *кг/м³*; *8* — опытные данные натурных исследований разных авторов.

ного размыва и у низового зуба $t_з$ для наиболее часто встречающихся в практике конструкций сопрягающих сооружений.

3. Полученные из опытных данных зависимости (26) и (28) позволяют рассчитывать длительность времени (T), необходимую для относительной стабилизации контура воронки местного размыва и определять интенсивность процесса размыва по времени $\left(\frac{t_т}{t}\right)$.

4. Зависимости (33), (37) и (38), рекомендуемые для определения гидравлических элементов устойчивого русла, могут быть использованы для определения опасности и величины понижения отводящего русла, возникающих в первые годы эксплуатации плотин водозаборных узлов и других сопрягающих сооружений, когда крупные донные наносы задерживаются в подпертом бьефе.

Для определения величины завала дна нижнего бьефа водозаборных узлов во второй период эксплуатации, когда поток, проходящий через сбросные отверстия плотины, пересыщается донными наносами (вследствие отбора чистой воды в каналы), рекомендуется пользоваться формулой (39).

5. Приведенные зависимости (44), (47), (48), (49) и (50) позволяют наметить мероприятия для предупреждения (или же ликвидации) опасности понижения дна отводящего русла водозаборных узлов путем устройства порога для уменьшения действующего уклона русла. Зависимости (51), (52) и (53) могут быть использованы в расчетах при разработке мероприятий для придания устойчивости продольному профилю русла потока путем установки на дне искусственной шероховатости из крупных обломков камней горных пород.

Необходимо отметить, что приведенные зависимости довольно широко используются специалистами института Киргизгипроводхоз при разработке мероприятий для защиты нижних бьефов проектируемых гидротехнических сооружений от чрезмерного местного размыва дна падающей струей, а также для предотвращения общего понижения дна русел, зарегулированных струенаправляющими дамбами и проходящих с уклонами, превосходящими допустимый для данных грунтов.

Эти зависимости с одинаковым успехом применяются и для моделирования русловых процессов, происходящих в зарегулированных руслах водозаборных узлов, проектируемых на реках горно-предгорной зоны Киргизии.

В связи с этим необходимо их проверить в практике работы других проектных организаций и по материалам научно-исследовательских институтов.

Литература

1. Бодряшкин Я. В. К вопросу определения скоростей для условий предельной устойчивости наносов на дне потока. Известия АН УзССР, серия технических наук, вып. 2, Ташкент, 1961.

2. Вызго М. С. К вопросу о местных размывах. «Гидротехническое строительство» № 9, 1940.

3. Вызго М. С. Процесс размыва грунта и предохранение плотин. Известия АН УзССР, № 6, Ташкент, 1952.

4. Вызго М. С. О местном размыве за горизонтальным креплением и падающей струей. «Гидротехническое строительство» № 5, 1954.

5. Вызго М. С. Растекание и пульсация наклонной струи в созданной ею воронке размыва и зависимость $K=f(\beta^\circ, \lambda, \mu)$. «Вопросы гидротехники», Известия АН УзССР, вып. 2, Ташкент, 1961.

6. Вызго М. С. и Набиев А. Н. Некоторые коррективы к формуле расчета местного размыва падающей струей. «Гидротехническое строительство» № 9, 1966.

7. Крошкин А. Н. Некоторые особенности участков русел горных рек Киргизии. Изд. АН Киргизской ССР. Институт энергетики и водного хозяйства, Фрунзе, 1962.

8. Лаптурев Н. В. О местном размыве нижнего бьефа. «Гидротехническое строительство» № 6, 1955.

9. Лаптурев Н. В. Расчет и масштабирование сопряженных глубин гидравлического прыжка. Труды Института водного хозяйства и энергетики АН Киргизской ССР, вып. 4, Фрунзе, 1957.

10. Лаптурев Н. В. О глубине заложения основания низового зуба плотин без рисбермы. «Народное хозяйство Киргизии» № 9, ИНТИ Киргизской ССР, Фрунзе, 1962.

11. Лаптурев Н. В. О глубине потока, устойчивой на размыв и занесение русла. «Гидротехническое строительство» № 1, 1965.

12. Лаптурев Н. В. Расчет устойчивых к размыву русел рек и каналов горно-предгорной зоны. «Строительство и архитектура Узбекистана» № 2, 1965.

13. Набиев А. Н. Размыв различных грунтов за консольными перепадами в натурных условиях. «Вопросы гидротехники», вып. 23. Изд. «Наука» Узбекской ССР.

14. Рубинштейн Г. Л. Лабораторные исследования местного разрушения скалы в нижних бьефах высоких водосливных плотин. «Труды координационных совещаний по гидротехнике», вып. VII. Госэнергоиздат, 1963.

15. Сасоров М. П. О скоростном множителе в формуле Шези. «Гидротехническое строительство» № 5, 1963.

16. Соловьева А. Г. Размыв русла за плотиной с носком. «Труды координационных совещаний по гидротехнике», вып. VII. Госэнергоиздат, 1963.

17. Смольянинов Н. Т. Результаты лабораторного изучения местного размыва при сопряжении бьефов. Труды Института сооружений Академии наук УзССР, вып. III. Изд. АН УзССР, Ташкент, 1962.

РАЗМЫВ РУСЕЛ ЗА КОНСОЛЬНЫМИ ВОДОСБРОСАМИ ПО ДАННЫМ НАТУРЫ, ЛАБОРАТОРИИ И РАСЧЕТОВ

Б. И. СТУДЕНИЧНИКОВ,

кандидат технических наук

(ВНИИ ВОДГЕО)

В 1963 г. аспирантом ВНИИ ВОДГЕО И. А. Каменевым было проведено обследование консольного водосброса Кондопожской ГЭС *.

Этот водосброс построен в 1947 г. и имеет следующие основные характеристики: перепад между бьефами $P_0=11{,}4$ *м*; ширина быстротока в плане $B=5$ *м*; расчетный расход $Q=70$ *м*^{3}/*сек*, удельный расход на быстротоке $q_{уд}=14$ *м*^{3}/*сек* на *пог. м*, на консольной площадке устроен расщепитель струи в виде двух небольших клиновидных зубьев.

При обследовании было установлено, что за 16 лет эксплуатации сооружение несколько раз пропускало расходы, близкие к расчетному, а в 1961 г. при сработке водохранилища в течение четырех дней пропускался расход несколько больше расчетного (до 77 *м*/^{3}*сек*). За указанное время в трещиноватой скале нижнего бьефа образовалась воронка местного размыва с глубиной воды в зоне падения струи $h=6{,}35$ *м*.

Особенность этого объекта состояла в том, что его нижний бьеф однажды осушался от воды. Обследование показало, что трещиноватая скала на поверхности воронки разрушена и состоит из отдельных камней (отдельностей) средним диаметром 150—200 *мм* и максимальным — 500 *мм*. Это позволило судить о крупности фракций размываемого материала, при которой завершалось формирование воронки размыва в паводок расчетной обеспеченности.

Для условий расчетного паводка И. А. Каменев сопоставил полученную в натуре глубину воронки местного размыва с результатами подсчета по имеющимся формулам (М. С. Вызго, Н. Т. Смольянинова, М. А. Михалева, Б. И. Студеничникова, А. Г. Соловьевой). При подсчетах он пришел к выводу, что формулы всех авторов дают в той или иной мере завышенные глубины размыва. Результаты, наиболее близкие к наблюденным в натуре, были получены по формулам А. Г. Соловьевой и Б. И. Студеничникова (результаты подсчетов в виде отметок размыва показаны справа на рисунке 1).

Останавливаясь на последней формуле, отметим, что она полу-

---

* Каменев И. А. Размыв русла свободно падающим потоком. Труды гидравлической лаборатории, сборник № 11, Стройиздат, 1965, ВНИИ ВОДГЕО.

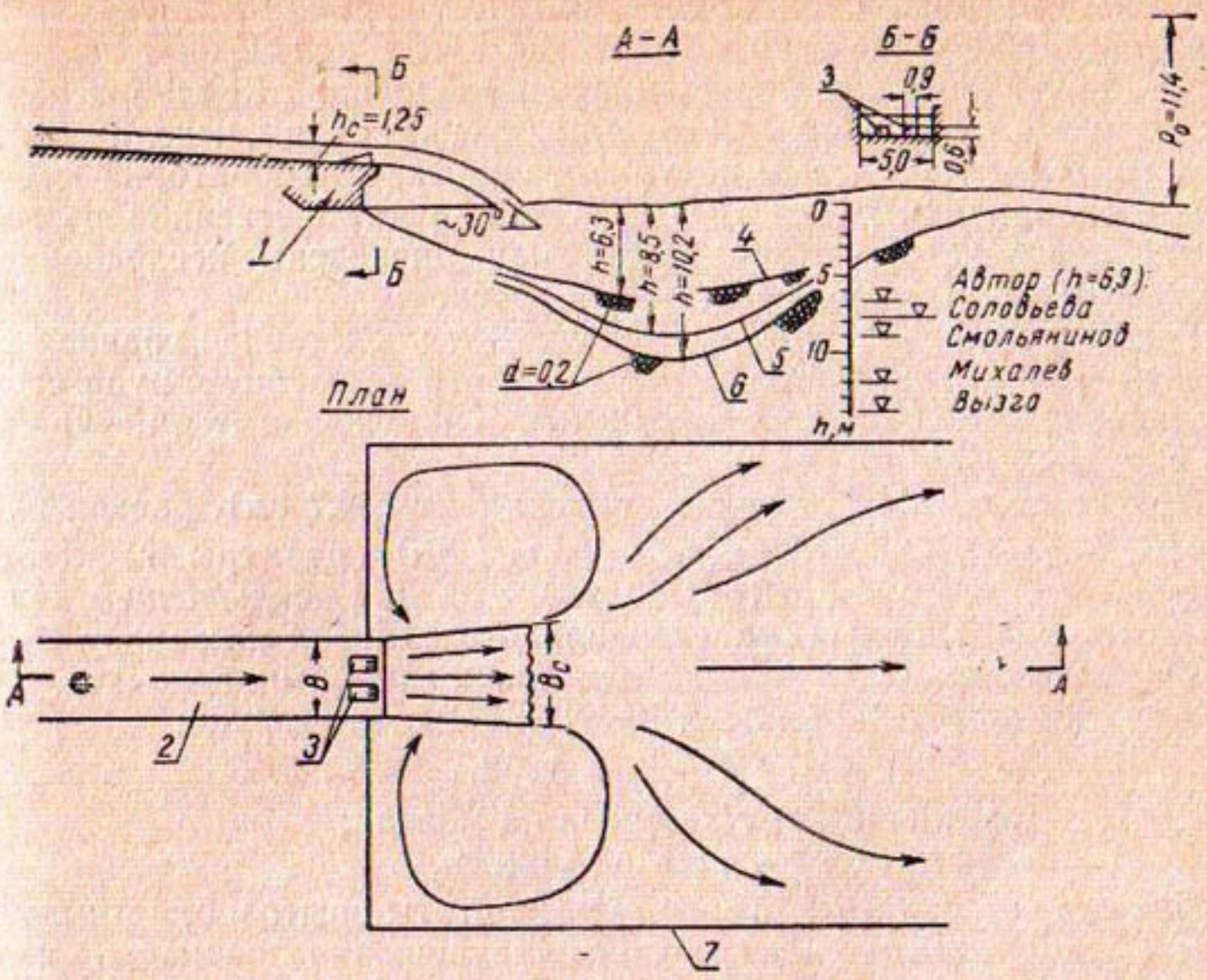


Рис. 1. Консольный водосброс Кондопожской ГЭС. Размывы русла в нижнем бьефе:

1 — консоль быстротока; *2* — быстроток; *3* — клиновидные зубья расщепителя струй; *4* — фактический профиль размыва по данным обследований в натуре; *5* — профиль размыва в натуре по данным лабораторных исследований при наличии трамплинов (без аэрации); *6* — то же, без трамплинов и аэрации; *7* — граница модели.

чена на основе обобщения лабораторных данных автора и Н. Т. Смольянинова, и для условий пространственной задачи имеет вид *:

$$h = \left(1{,}5 + 0{,}2\,\frac{P_0}{h_{кр}}\,\varphi^2 n\right)\sqrt[1{,}25]{\frac{\sigma q_{вод}}{1{,}15\sqrt{q\sqrt{d}}}}\,. \qquad (1)$$

Ряд данных, использованных при расчетах — $q_{вод}$ =14 *м³/сек* на *пог. м*, P_0=11,4 *м*, $h_{кр}$ =2,72 *м*, φ =0,88, не вызывает сомнений в их достоверности. Наряду с этим коэффициенты σ и n, учитывающие плановое расширение струи и ее аэрацию, назначались при расчетах в какой-то мере произвольно и могли внести искажение в оценку формул. Кроме того, оставался неясным вопрос, было ли достаточным время прохождения больших (паводковых) расходов для полного завершения процесса размыва русла за водосбросом.

* Б. И. Студеничников. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов. Стройиздат, М., 1964.

Чтобы выяснить влияние расщепителей, времени и других факторов на глубину размыва и сопоставить ее с полученной по формулам, необходимо было продолжить исследования Кондопожского водосброса в лабораторных условиях. В связи с этим, исходя из собранных И. А. Каменевым натурных данных, в лаборатории инженерной гидравлики ВНИИ ВОДГЕО на пространственной размываемой модели в масштабе 1:32 были проведены исследования нижнего бьефа Кондопожского водосброса.

Размываемый материал на модели был представлен гравием со средней крупностью частиц $d_м = 6{,}5$ *мм*, что по закону Фруда соответствовало камню $d = 6{,}5 \cdot 32 = 200$ *мм*, обнаруженному в натуре на дне воронки.

Другие параметры модели — перепад $P_{о_м}$ (35,7 *см*), расход расчетного паводка $Q_м$ (18,5 *л/сек* на *пог. дм*), размеры гасителей (ширина зубьев 28 *мм*, высота 20 *мм*) и пр. (за исключением аэрации потока) — также воспроизводились на модели по закону Фруда. Это позволяло и получаемые на модели глубины в воронке местного размыва пересчитывать в натуру по закону Фруда:

$$h = h_м \lambda_l = h_м 32, \tag{2}$$

где $h_м$ — глубина размытого русла на модели;
λ_l — коэффициент масштаба модели.

Прежде чем излагать основные результаты опытов, отметим, что время, необходимое для полного завершения размыва, оказалось на модели примерно равным $T_м = 5$ *ч*, что в натуре соответствует $T = T_м \sqrt{\lambda_l} = 5 \cdot 5{,}65 = 28$ *ч*. Фактически же в натуре наблюдалось прохождение паводковых расходов, близких к расчетному ($Q \approx 70$ *м³/сек*), не менее 5—6 суток. Это дает основание считать, что наблюденный в натуре размыв, по-видимому, завершился и отвечает наблюденному расчетному расходу.

Опыты и расчеты проводились так, чтобы можно было выявить влияние отдельных факторов на формирование воронки местного размыва.

Сначала проводились опыты без трамплинов на консольной площадке. После полного завершения размыва была получена глубина воды в воронке $h_м = 32{,}3$ *см* *. Следовательно, если бы в натуре (как и на модели) не было аэрации потока и расщепителей струи, то в этом исходном (условном) случае по закону подобия (2) можно было бы ожидать в натуре глубину

$$h = 0{,}323 \cdot 32 = 10{,}2 \text{ м}. \tag{3}$$

Воронка размыва для этого случая показана на рисунке 1 профилем *6*.

С другой стороны, ожидаемую в натуре глубину размыва можно было прогнозировать расчетом по выясненным в опытах гидравлическим характеристикам потока. Непосредственные измерения падающей струи показали, что при отсутствии расщепителей струя,

---

* Этот опыт, а также последующие повторялись несколько раз.

падающая в нижний бьеф, не расширяется, т. е. $\sigma \approx 1 \div 1{,}1$, коэффициент скорости $\varphi = 0{,}88$, аэрации нет ($n = 1$). Подставляя в формулу (1) эти значения коэффициентов σ и φ, а также известные величины $q_{вод} = 14$ *м³/сек* на *пог. м* и $P_0 = 11{,}4$ *м*, получим

$$h = 9{,}2 \text{ м}, \tag{4}$$

т. е. результат расчета (4) и моделирования по Фруду (3) согласуются между собой.

Следующая серия опытов проводилась с трамплинами — расщепителями на консольной площадке, что позволяло выяснить влияние на глубину размыва указанных конструкций. В опытах было получено $h_м = 26{,}5$ *см*. Следовательно, по закону подобия (2) для натуры (с условным отсутствием аэрации) можно записать

$$h = 0{,}265 \cdot 32 = 8{,}5 \text{ м}, \tag{5}$$

что на рисунке и показано профилем 5.

Далее путем измерения плановых размеров свободно падающей струи было установлено, что коэффициент уменьшения удельного расхода в месте встречи струи с потоком нижнего бьефа

$$\sigma = \frac{q}{q_{вод}} = \frac{B}{B_c} = 0{,}8.$$

Следовательно, при расчетах для натурного Кондопожского водосброса при условном отсутствии аэрации потока имеем в этом случае: $q_{вод} = 14$ *м³/сек* на *пог. м*; $P_0 = 11{,}4$ *м*, $\sigma = 0{,}8$, $\varphi = 0{,}88$, $n = 1$. Подстановка этих значений в формулу (2) дает

$$h = 8{,}0 \text{ м}. \tag{6}$$

Эта величина h близко согласуется с результатом моделирования (5) и, подтверждая формулу (1), показывает, что дальнейшее снижение глубины размыва в натуре до $h = 6{,}35$ *м* (рис. 1, профиль 4) произошло за счет влияния аэрации потока на глубину размыва за водосбросом.

Влияние аэрации потока на модельных установках исследовать нельзя и в этой части приходится использовать натурные данные.

На водосбросе Кондопожской ГЭС при прохождении паводков наблюдалась значительная аэрация потока, что приводило к увеличению толщины свободно падающей струи до $h_{са} = 1{,}8$ *м* против $h_c = 1{,}25$ *м*, полученной по расчету и лабораторным данным при отсутствии аэрации.

По этим данным можно приближенно судить о коэффициенте аэрации свободно падающей струи в натуре

$$\varepsilon = \frac{W_{возд}}{W_{вод}} = \frac{h_{са}}{h_c} - 1 = 0{,}45.$$

Коэффициент уменьшения удельной энергии падающей струи за счет ее аэрации выражается зависимостью

$$n = \frac{v_{са}^2}{2g} : \frac{v_c^2}{2g},$$

или, с учетом соотношения $q = v_{ca} \cdot h_{ca} = v_c \cdot h_c$,

$$n = \left(\frac{h_c}{h_{ca}}\right)^2 = \left(\frac{1}{\varepsilon + 1}\right)^2,$$

откуда

$$n = \left(\frac{1}{0{,}45 + 1}\right)^2 = 0{,}48.$$

Следовательно, для натурных условий окончательно имеем: $q_{вод} = 14$ *м³/сек* на *пог. м*; $P_0 = 11{,}4$ *м*; $\sigma = 0{,}8$; $\varphi = 0{,}88$; $h_{кр} = 2{,}42$ *м* (при $q = \sigma\, q_{вод} = 11{,}4$ *м³/сек* на *пог. м*); $n = 0{,}48$, что по формуле (1) дает глубину в воронке местного размыва

$$h = 6{,}4 \text{ м}. \qquad (7)$$

Эта глубина совпадает с наблюденной в натуре (рис. 1, профиль 4). Таким образом, несмотря на приближенность данных об аэрации ε и крупности камня d, прогноз размыва по формуле (1) дает удовлетворительное совпадение с данными лабораторных и натурных исследований. Объясняется это тем, что указанные параметры сравнительно слабо влияют на глубину размыва; если принять $n = 0{,}3$ или $d = 0{,}5$ *м*, то это отражается на результатах расчета весьма несущественно.

Сейчас при расчетах размывов за консольными водосбросами используются преимущественно формулы типа, полученного Б. А. Мацманом, А. Н. Патрашевым, М. С. Вызго:

$$h = K_1 K_2 K_3 \sqrt{\sigma q \sqrt{P_0}}, \qquad (8$$

где K_1, K_2, K_3 — коэффициенты, учитывающие род грунта, угол падения струи, аэрацию и др.)

Структура этой формулы неправильна, что, в частности, видно из ее расхождения с законом гравитационного подобия. Действительно, для параметров модели

$$h_м = K_{1_м} K_{2_м} K_{3_м} \sqrt{\sigma_м q_м \sqrt{P_{0_м}}}$$

и, следовательно,

$$\frac{h}{h_м} = \frac{K_1}{K_{1_м}} \frac{K_2}{K_{2_м}} \frac{K_3}{K_{3_м}} \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_м} \frac{q}{q_м} \sqrt{\frac{P_0}{P_{0_м}}}}. \qquad (9)$$

Подобие потоков (без учета аэрации) возможно при

$$K_2 = K_{2_м};\ K_3 = K_{3_м};\ \sigma = \sigma_м;\ q = \lambda_l^{3/2} q_м;\ P_0 = \lambda_l P_{0_м};$$

с другой стороны, из условия подобия грунтов следует $d = \lambda_l d_м$, а это значит, что коэффициенты, учитывающие род грунта, для натуры и модели не могут быть одинаковы, т. е. $K_1 \neq K_{1_м}$.

Поэтому из соотношения (9) получим

$$h = \frac{K_1}{K_{1_м}} h_м \lambda_l,$$

что противоречит закону Фруда (2).

Таким образом, формулу (8) нельзя использовать для обычной обработки лабораторных данных по местным размывам с последующей экстраполяцией полученных данных в натуру по закону Фруда, что является причиной больших осложнений в «расшифровке» коэффициентов K_1, K_2, K_3 (разных для модели и натуры). Использование для этой цели натурных данных обычно осложняется отсутствием достаточно точных сведений о грунтах d, форме струи σ, аэрации ε, времени размыва и пр., не говоря уже о сложности экспериментирования в натуре.

Формула (1) учитывает все основные параметры местного размыва в раскрытом виде и требует обобщения натурных данных только по коэффициенту аэрации потока. До накопления этих данных в расчетах по формуле (1) рекомендуется принимать $n \geqslant 0{,}6$.

МОДЕЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАЗМЫВОВ РУСЛА В НИЖНЕМ БЬЕФЕ ГИДРОУЗЛА И СОПОСТАВЛЕНИЕ ИХ С ДАННЫМИ НАТУРНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ

А. К. ХАПАЕВА,

инженер

(Ленинградский политехнический институт имени М. И. Калинина)

В состав гидроузла, сооружаемого для целей водоснабжения, входит плотина из каменной наброски и правобережный водосброс, предназначенный для пропуска паводковых расходов и состоящий из трех 16-метровых пролетов бетонной плотины, очерченной по Кригеру-Офицерову. Высота плотины 9 *м*, максимальный напор на гребне 8 *м*. Плотина рассчитана на пропуск максимального расхода 1%-ной обеспеченности, равного 1740 $м^3/сек$. Максимальный удельный расход на водобое 32,2 $м^3/сек$ на *пог. м*, скорость ~ 15 *м/сек*.

За водобоем длиной 16,5 *м* начинается отводящий канал, проходящий в скале. Длина этого канала около 350 *м*, ширина 54 *м*. По отводящему каналу вода сбрасывается в реку.

Первоначальные геологические изыскания позволили запроектировать водосброс в виде быстротока, так как предполагалось, что на всем протяжении ложе канала будет проходить в прочных скальных породах. Дну канала было намечено придать уклон больше критического ($i=0{,}01$). Однако после вскрытия котлована оказалось, что прочная скала прослеживается лишь на участке длиной 120 *м*, а ниже берег сложен трещиноватой скалой, местами совершенно разрушенной. Дальнейшие геологические изыскания показали, что ниже водосброса на участке длиной ~ 120 *м* скальные отдельности имеют крупность в пределах 1,0—1,5 *м*, а далее 0,5—1,0 *м*, причем с глубиной крупность увеличивается. В связи с таким геологическим строением основания было предложено в пределах отводящего канала, на участке перехода от более прочного скального основания к менее прочному, устроить 9-метровый концевой перепад в виде быстротока, с завершением его носком-трамплином (рис. 1).

Вследствие сложности геологических условий и особой специфики сооружений было решено провести лабораторные исследования.

В задачи исследований входило изучение размывов русла за водосбросом и концевым перепадом в строительный и эксплуатационный периоды и разработка конструктивных мероприятий, обеспечивающих минимальную глубину размыва за сооружениями и устойчивость их в эксплуатации.

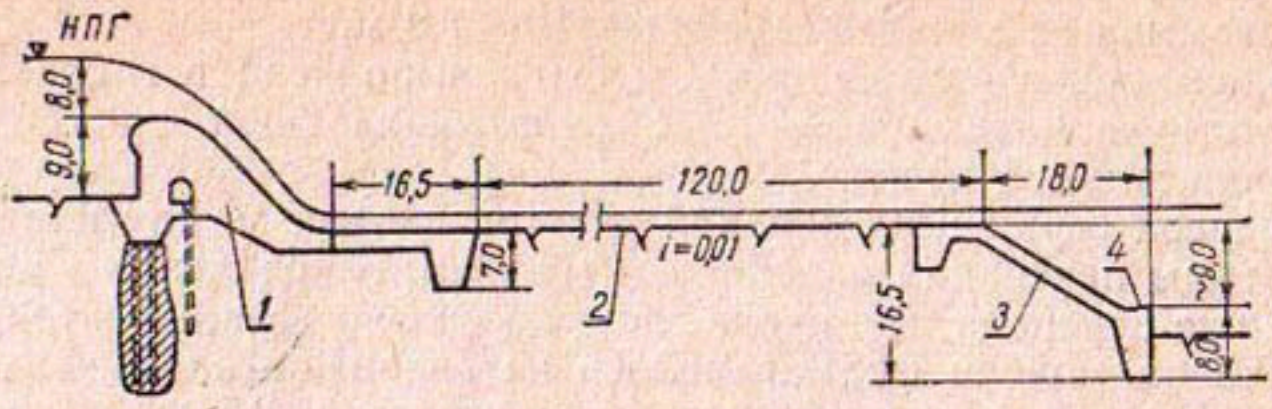


Рис. 1. Водосброс плотины:
1 — плотина; *2* — отводящий канал; *3* — концевой перепад; *4* — носок-трамплин.

Предварительно был произведен расчет размыва русла за водосбросом и концевым перепадом в предположении, что при пропуске паводковых расходов будет происходить интенсивный размыв разрушенной скалы и наибольшие размывы будут наблюдаться в месте перехода бурного течения в спокойное, т. е. в месте сопряжения канала с рекой, что зона разрушения будет постепенно перемещаться в сторону сооружения до тех пор, пока не достигнет порога концевого перепада или при его отсутствии границы прочной скалы и при этом вымытый материал будет выноситься в русло реки, образуя гряду с уклоном, большим существующего в реке.

Расчет транспортирующей способности потока, выполненный по методу И. И. Леви, позволил определить характер движения гряды наносов в русле, скорость воды над грядой и уклон ее поверхности. Так как этот уклон получился меньше критического, то в условиях уклона дна канала больше критического сопряжение водной поверхности последнего и реки возможно только в виде прыжка-волны. Определили, что подъем свободной поверхности в реке за счет образования гряды не превысит 1,5 *м* и таким образом подпор окажет влияние только на концевой участок канала. Наряду с общим размывом в отводящем канале непосредственно у сооружений произойдет местный размыв русла, глубину которого можно найти, используя метод Г. Л. Рубинштейна. В случае плавного сопряжения глубина размыва определялась из формулы:

$$h_p = 1{,}7\eta\left(0{,}9\,\frac{T_0}{D}\right)^{3/4}\frac{0{,}9z_0 - 0{,}1t}{\mathrm{Fr}_c}, \qquad (1)$$

где h_p — максимальная глубина размыва, отсчитываемая от дна;
T_0 — напор верхнего бьефа над дном нижнего;

Fr_c — число Фруда в сжатом сечении, $\mathrm{Fr}_c = \dfrac{u_c^2}{gh_c}$;

D — крупность отдельностей;
z_0 — перепад в бьефах;
t — глубина нижнего бьефа;
η — коэффициент, учитывающий влияние формы скальных отдельностей η_ϕ, аэрации η_a, характера расположения пластов $\eta_п$; $\eta = \eta_\phi \eta_a \eta_п$.

Глубина размыва за водобоем получилась равной ~5,5 *м*, а глубина размыва за концевым перепадом ~7,0 *м*.

Модель водосбросной плотины была выполнена в гидравлическом лотке в масштабе 1 : 70 и охватывала один пролет, два полупролета и два бычка.

В первой серии исследований участок канала между плотиной и концевым перепадом заполнялся гравием, закрепленным цементом. Ниже перепада, где русло сложено сильно трещиноватой скалой, дно на модели формировалось из гравийно-галечной смеси, крупность которой на поверхности составляла 5—15 *мм*, а на глубине — 20—30 *мм*, что в пересчете на натуру соответствовало крупности скальных отдельностей 30—100 *см* и 150—200 *см*.

Во второй серии исследований участок канала между плотиной и концевым перепадом заполнялся галькой крупностью 2—3 *см*, что соответствовало в натуре отдельностям размерами от 1,5 до 2,0 *м*. Размеры отдельностей были несколько завышены с тем, чтобы в некоторой мере компенсировать действие сил сцепления. Числа Рейнольдса на модели соответствовали области квадратического сопротивления (они существенно превышали значение $Re_{кв}$, вычисленное по формуле А. П. Зегжды: $Re_{кв} = \frac{64R}{k\sqrt{\lambda}}$, что обеспечивало на модели режим вполне развитой турбулентности).

Исследования деформаций русла в условиях пропуска строительного расхода через гребенку плотины производились для паводкового расхода 5%-ной обеспеченности ($Q = 1130$ *м*³/*сек*), который на модели задавался ступенчатым гидрографом. Продольный профиль отводящего канала после пропуска строительного паводка, максимальный расход которого составлял 900—1000 *м*³/*сек*, показан на рисунке 2.

На участке между створами I—II (между водобоем и условной границей более прочной скалы) размывы не превышали 1,5 *м*. Непосредственно у водобоя образования воронки размыва не наблюдалось. На участке между створами II—III глубина размыва изменялась от 1,5 до 6 *м*. Ниже створа III отмечалось некоторое уполаживание русла при переходе от канала к реке. В результате размыва в канале образовался уклон дна $i = 0{,}026$ (по проекту $i = 0{,}01$). Общее количество вымытого материала составило $76{,}4 \cdot 10^3$ *м*³.

После пропуска строительных паводков 1964 и 1965 гг. были произведены геодезические съемки в отводящем канале. На продольном профиле (рис. 2) нанесены точки, соответствующие максимальным глубинам размыва по поперечникам.

В результате съемки было обнаружено, что за водобоем образовалась воронка размыва глубиной 1—1,5 *м*. Непосредственно у зуба глубина размыва местами достигала 1 *м*. Это, по-видимому, объясняется тем, что при сооружении зуба водобоя было нарушено скальное основание (на модели в строительный период местного

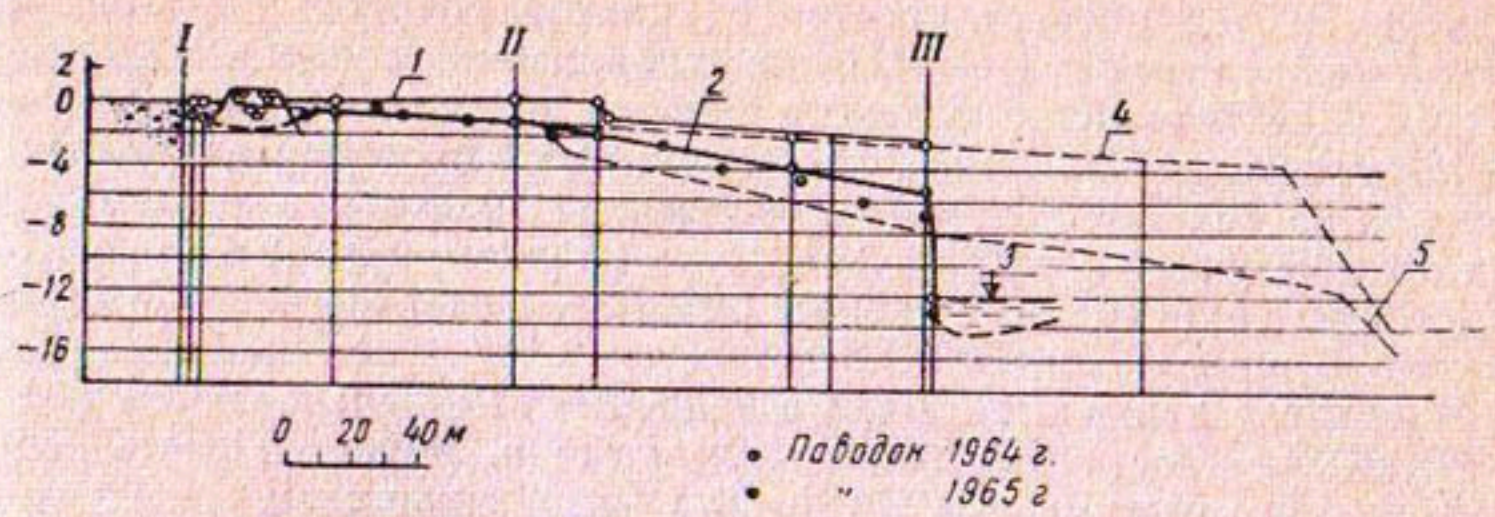


Рис. 2. Продольные профили отводящего канала и русло реки за ним:

1 — перед пропуском строительного паводка; *2* — после пропуска строительного паводка (натура); *3* — отметка поверхности воды в воронке размыва; *4* — проектный профиль; *5* — профиль русла после пропуска строительного паводка (модель).

размыва за водобоем не наблюдалось). Просмотр скальных образцов на месте показал, что даже на участке между створами I—II скала довольно неоднородна и наряду с песчаником встречаются линзы и прослойки разрушенных алевролитов. На участке перехода от более прочной скалы к менее прочной (створ II) размыв в натуре оказался более сглаженным, чем на модели. На участке между створами II—III глубина размыва в натуре изменялась от 1,5 до 5 *м*. Судя по характеру деформаций, скальное основание на участке I—II менее разрушено, чем на участке II—III, но разница в прочности скалы меньше, чем предполагалось до проведения исследований. Следует отметить, что при моделировании сыпучим материалом даже сильно трещиноватого скального основания, состоящего из скальных отдельностей, не учитывается влияние сил сцепления и соответственно повышается размываемость на модели.

Сравнение характера деформаций в русле отводящего канала на модели и в натуре показало, что деформации на модели достаточно близки к деформациям в натуре, т. е. материал основания на модели выбран вполне удачно. В водосбросном канале в створе III после пропуска строительного паводка образовался обрыв (уступ) высотой около 9 *м*. Однако образовался ли он в результате взрывных работ, производившихся в водосбросном канале для обеспечения материалом каменнонабросной плотины, или вследствие размыва — установить не удалось.

Исследования деформаций русла в условиях пропуска эксплуатационного паводка проводились для паводкового расхода 1%-ной обеспеченности ($Q=1740$ *м³/сек*) как при отсутствии в водосбросном канале концевого перепада, так и при наличии его. Чтобы приблизить условия проведения экспериментов к натурным, эксплуатационный паводок на модели пропускался по руслу отводящего канала, размытому в результате пропуска строительного паводка.

При отсутствии в отводящем канале концевого перепада в первую очередь был отмечен размыв на участке перехода от сравни-

тельно прочной скалы к менее прочной (створ II). Затем начался выброс камней непосредственно за плитой водобоя. На участке русла между створами II—III, где стабилизация размыва наступила после пропуска строительного паводка, существенных размывов не наблюдалось. Основные деформации русла произошли непосредственно за водобоем, где образовалась местная воронка размыва, а также на участке сопряжения более прочного скального основания с менее прочным, где процесс размыва протекал в форме уполаживания дна канала. Непосредственно за водобоем наблюдалось неустойчивое движение потока с непрерывным чередованием донного и поверхностного режимов сопряжения. Неустойчивость гидравлического режима способствовала увеличению размыва.

На модели предварительно исследовалось затухание размыва в воронке, а все последующие эксперименты проводились до затухания размыва. Максимальная глубина воронки размыва за водобоем оказалась равной 6,5 *м*, считая от верха плиты водобоя. Та же глубина, полученная для данного случая расчетным путем, была равна 5,5 *м*. Уклон дна на участке I—II $i=0{,}07$, на участке II—III $i=0{,}03$. Если исходить из результатов исследований, выполненных во ВНИИГ им. Б. Е. Веденсева Г. А. Юдицким, то в условиях пульсации давления глубину размыва следует увеличить в 1,5—1,6 раза и, следовательно, в нашем случае до 8—10 *м*.

Чтобы несколько удалить яму размыва от сооружения и удлинить водобой, были рассмотрены варианты дополнительного крепления отводящего канала за водобоем на протяжении 15—20 *м* бетонными плитами. Однако крепление, выполненное из плит размером $5\times5\times1$ $м^3$, было разрушено при пропуске паводка: плиты из второго и третьего рядов оказались вырванными и унесенными в нижний бьеф на расстояние 100—150 *м* от места укладки. Непосредственно за плитами дополнительного крепления образовалась воронка тех же размеров, что и за плитой водобоя. В дальнейшем толщина плит была увеличена до двух метров, что оказалось достаточным для их устойчивости. Толщину плит можно было уменьшить за счет анкеровки их в скальное основание.

Необходимость устройства дополнительного крепления из плит диктовалась также тем, что вследствие небольшой длины водобоя и образования за ним воронки размыва должен будет меняться гидравлический режим потока от поверхностного к донному и наоборот; такая смена режима приведет к значительным пульсациям давления и к колебаниям его в трещинах скального основания, в результате чего будет происходить постепенное увеличение размера трещин и разрушение скалы.

При наличии концевого перепада в отводящем канале исследования проводились для условий пропуска эксплуатационного расхода 1%-ной обеспеченности и, кроме того, была выполнена сравнительная проверка вариантов на расход $0{,}1\%$-ной обеспеченности ($Q=2430$ $м^3/сек$). Заглубление зуба концевого перепада по пожеланию заказчиков было уменьшено с 8 до 4 метров. Как показали

исследования, максимальная глубина воронки размыва за водобоем составила 4 *м*, за концевым перепадом ~ 3 *м*, причем размыв распространился ниже заглубления зуба (рис. 3). Глубина воронки размыва за водобоем уменьшилась примерно в 1,5 раза после сооружения концевого перепада. Уклон дна на участке ниже водобоя составил $i \approx 0{,}03$, ниже концевого перепада $i \approx 0{,}025$, тогда как уклон дна на участке I—II при отсутствии концевого перепада был равен 0,07. После затухания размыва были измерены скорости течения на водобое и в обеих воронках размыва. Скорость u течения на водобое в пересчете на натуру оказалась равной 16,7 *м/сек* (по оси потока). В воронках наблюдался поверхностный режим течения. Максимальная скорость в воронке размыва за водобоем составила 13 *м/сек*, а за концевым перепадом — 10 *м/сек* (рис. 3). В воронке размыва за концевым перепадом были измерены, пульсации продольной составляющей скорости. Измерение производилось тензодатчиком в месте падения струи по оси потока непосредственно у дна на уровне бугорков шероховатости (точка *A*, рис. 3). Осредненная скорость в этой точке у дна оказалась равной $\overline{u} = +1{,}2$ *м/сек*, максимальная актуальная скорость в той же точке $u_{макс} = +8{,}3$, минимальная $u_{мин} = -6{,}4$ *м/сек*. Интенсивность турбулентности $\sigma_u / u_{ср} = 0{,}40$ ($u_{ср}$ — средняя скорость в створе), максимальный размах пульсаций $M = \frac{u_{макс} - u_{мин}}{2\overline{u}} = 6{,}1$

Естественно, что при указанных значениях пульсационных характеристик потока возникают существенные размывы даже при низких значениях средней придонной скорости.

При исследовании деформаций русла за водобоем с тремя рядами плит размером $5 \times 5 \times 2$ $м^3$ и концевым перепадом глубина воронки размыва за плитами оказалась равной 3,5 *м*, а за концевым перепадом — 2 *м*. Уклон дна за водобоем в среднем составил $i = 0{,}04$, а ниже концевого перепада $i \approx 0{,}02$. Следует отметить, что

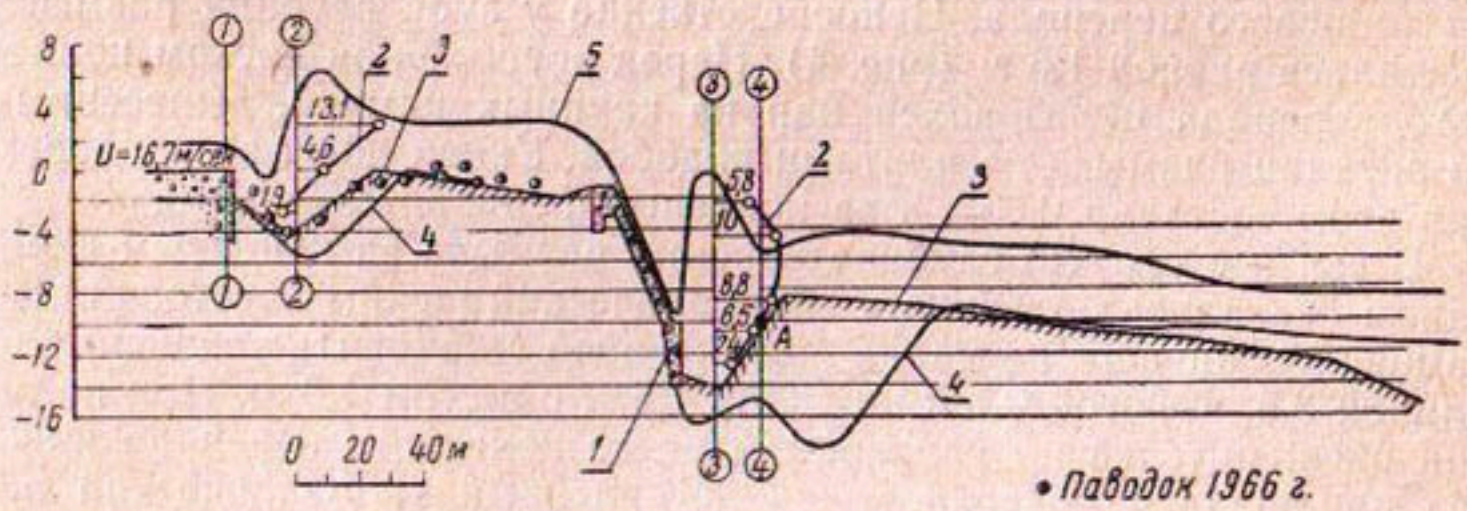


Рис. 3. Продольные профили отводящего канала и русла реки за ним (при наличии концевого перепада) по моделированию паводков 1%-ной и 0,1%-ной обеспеченности:

1 — концевой перепад; *2* — эпюры осредненных скоростей потока; *3* — профиль после пропуска расхода 1%-ной обеспеченности (модель); *4* — то же, 0,1%-ной обеспеченности (модель); *5* — поверхность потока воды (модель)

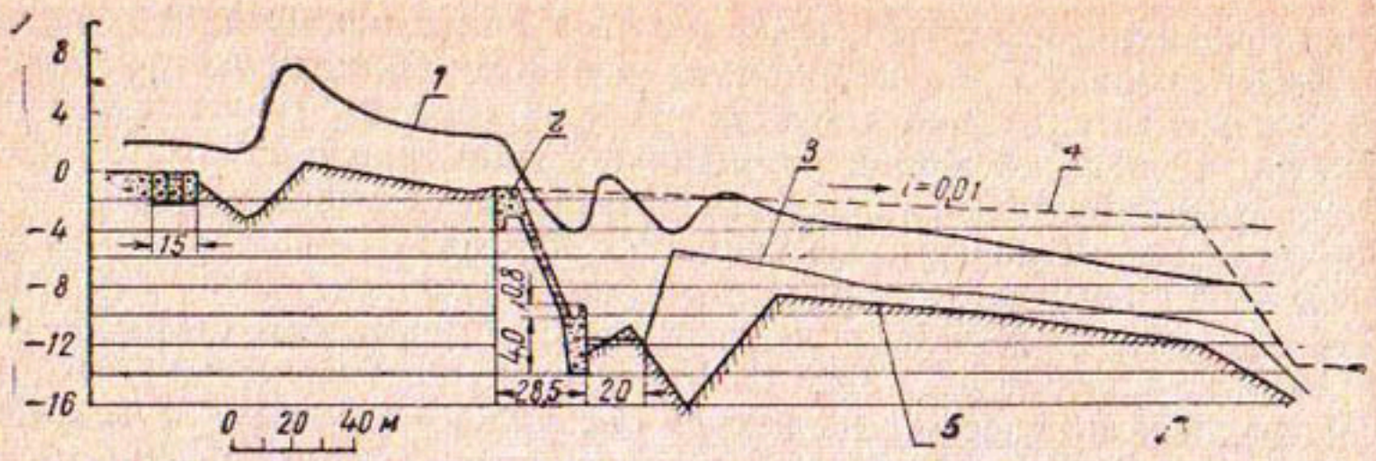


Рис. 4. Продольные профили отводящего канала (при наличии концевого перепада с удлиненным носком) и русла реки за ним по моделированию паводка 1%-ной обеспеченности:

1 — поверхность воды; *2* — концевой перепад; *3* — профиль после пропуска строительного паводка; *4* — профиль по проекту; *5* — профиль после пропуска паводка 1%-ной обеспеченности (модель).

наличие концевого перепада приводит к уменьшению уклона дна в отводящем канале ниже водобоя и к уменьшению размывов на этом участке.

Исследованиями была установлена недостаточность длины носка концевого перепада: при некоторых режимах струя проскакивала носок, вследствие чего максимальный размыв за концевым перепадом оказался ниже принятой отметки заглубления зуба. Поэтому было решено удлинить носок на 3,5 *м*, сохранив при этом угол его наклона. При расходе 1%-ной обеспеченности наблюдалась постоянная смена гидравлических режимов от поверхностно-донного затопленного к поверхностно-донному незатопленному. Максимальная глубина воронки размыва за водобоем составила 3,5 *м*, а максимальная глубина размыва за концевым перепадом ~5 *м*, однако за счет удлинения носка и отброса струи место максимальной глубины воронки размыва переместилось на расстояние ~38 *м* от зуба концевого перепада. Непосредственно у зуба глубина размыва оказалась равной 1,5 *м* (рис. 4). Перед воронкой за носком концевого перепада образовался бар из крупных камней, вынесенных из воронки размыва за плитами водобоя. Уклон дна *i* за водобоем при этом составил 0,035, а за концевым перепадом — 0,023.

В связи с тем что глубина воронки размыва за концевым перепадом оказалась большой, а гидравлический режим неустойчивым, на носке концевого перепада было решено установить расщепители длиной 3,5, высотой 0,7 и шириной 1,5 *м* с шагом 1,5 *м*. При наличии расщепителей на удлиненном носке концевого перепада ниже его наблюдался поверхностный затопленный гидравлический режим, который после начала размыва перешел в поверхностный незатопленный. Деформации русла на участке за водобоем сохранили свой характер, глубина воронки была ~3 *м*. За концевым перепадом глубина воронки уменьшилась до 1,5 *м* (рис. 5); в ней образовалась отмостка из камней, вынесенных из воронки размыва

за водобоем, крупностью (в пересчете на натуру) от 1,0 до 2,0 *м*. Уклоны дна получились: за водобоем 0,022, за концевым перепадом ~0,020. Общий объем вымытого материала составил 32 930 $м^3$.

Для окончательного выявления преимуществ рассмотренных вариантов концевого перепада была проведена контрольная серия экспериментов при пропуске через водосброс паводка 0,1%-ной обеспеченности. При этом за концевым перепадом, выполненным в соответствии с проектным заданием, наблюдалась непрерывная смена гидравлических режимов от донного затопленного к поверхностно-донному незатопленному; максимальные глубины воронок размыва достигли: за водобоем 5,5 *м*, за концевым перепадом 6,5 *м*, причем размыв оказался на 2 *м* ниже заглубления зуба концевого перепада (рис. 3).

При пропуске расхода 0,1%-ной обеспеченности через концевой перепад с удлиненным носком и расщепителями максимальная глубина воронки размыва за водобоем была 5,0 *м*, а за концевым перепадом наблюдался поверхностный незатопленный режим, и максимальная глубина воронки размыва оказалась равной 2,5 *м*, причем непосредственно у носка наблюдалось отложение крупных отдельностей (рис. 5).

На основании проведенных исследований можно сделать вывод, что лучшим из рассмотренных вариантов является вариант с тремя рядами плит за водобоем и концевым перепадом с удлиненным носком и расщепителями. Заглубление зуба концевого перепада было решено оставить на проектной отметке, учитывая влияние повышенной пульсации скоростей и давления в воронке на рост глубины размыва.

Как отмечалось ранее, в воронке размыва за концевым перепадом образуется отмостка за счет камней, выносимых из ямы размыва за водобоем. Естественно, что образование отмостки уменьшает глубину размыва. Чтобы выявить влияние отмостки на глу-

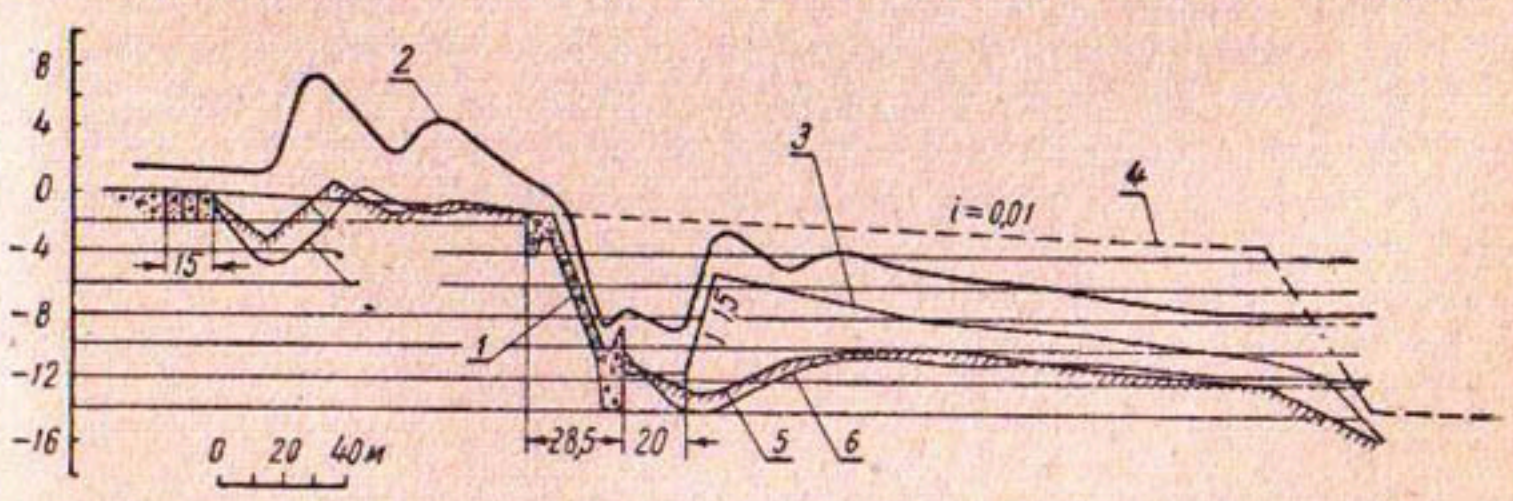


Рис. 5. Продольные профили отводящего канала (при наличии концевого перепада с удлиненным носком и расщепителями на нем) и русло реки за ним по моделированию паводков 1%-ной и 0,1%-ной обеспеченности:

1 — концевой перепад; *2* — поверхность воды; *3* — профиль после пропуска строительного паводка; *4* — профиль по проекту; *5* — профиль после пропуска паводка 1%-ной обеспеченности (модель); *6* — то же, 0,1%-ной обеспеченности (модель).

бину воронки размыва за концевым перепадом, изучался размыв за ним в предположении, что скала на участке между водобоем и концевым перепадом неразмываема или покрыта бетоном (один из проектных вариантов предполагал бетонирование отводящего канала на участке от водобоя до концевого перепада). Для этой цели камни, имитирущие скалу на модели, заливались цементным молоком, образуя монолит с шероховатостью, которая существовала здесь во всех предыдущих исследованиях. После пропуска моделированных паводков 1%-ной и 0,1%-ной обеспеченности оказалось, что глубина воронки размыва за концевым перепадом увеличилась в 1,5 раза.

После пропуска эксплуатационного паводка 1966 г. был заснят ряд поперечников по отводящему каналу на участке между водобоем и концевым перепадом. За концевым перепадом съемка не производилась. В период пропуска паводка отметка верхнего бьефа соответствовала НПГ. Сбросной расход был меньше 1%-ной обеспеченности, однако, судя по возникшим деформациям, наблюдался сбой потока к берегам канала, где удельный расход, по-видимому, был близок к расчетному. Анализ деформаций показал, что, как отмечалось ранее, при переносе модельных данных на натуру необходимо вводить поправку, учитывающую влияние пульсации давления в натуре.

Из приведенных в статье данных можно видеть, что характер натурных деформаций соответствует модельным. Это подтверждает правильность принятой методики исследований и выбора для модели материала основания отводящего канала.

ПРОГНОЗ ОБЩЕГО РАЗМЫВА РУСЕЛ ПРИ ИСКУССТВЕННОМ ИЗМЕНЕНИИ ИХ РЕЖИМА

Ц. Е. МИРЦХУЛАВА,

доктор технических наук, профессор

(ГрузНИИГиМ)

Плотины, водохранилища и другие сооружения, строящиеся на реках, вызывают резкое изменение режима жидкого и твердого стоков. Изменение режима существенно влияет на нормальную работу как самой реки, так и естественных и искусственных ее притоков. Изменяются базис эрозии и скоростная структура потока, интенсифицируется общий размыв.

В зоне усиленного размыва могут оказаться различные гидротехнические сооружения, мостовые опоры, водозаборные сооружения и др. Становится необходимым прогнозировать общий размыв. Если существующая методика расчета общего размыва для русел, сложенных из несвязных грунтов [2, 4, 6, 9, 10, 12, 13, 14, 19], хотя и несовершенна, но все же дает возможность решать ряд задач практики, то общий размыв естественных и искусственных русел, сложенных из связных грунтов, представляет собой один из наименее исследованных процессов современной динамики русловых потоков.

С целью создания метода расчета деформации русел, сложенных из связных грунтов, при возможно полном учете факторов, обусловливающих явление, в ГрузНИИГиМ были предприняты теоретические и экспериментальные исследования*.

Наблюдения и фиксация процесса размыва кино- и фотосъемками, отбор размытых оторванных отдельностей показали, что процесс размыва связного грунта происходит агрегатами. Размер этих отдельностей обусловлен текстурными и структурными свойствами грунтов и степенью превышения действующих донных скоростей руслового потока над их допускаемыми на данный грунт значениями. С уменьшением разницы между этими скоростями (что происходит по мере углубления русла) уменьшается интенсивность размыва. В начальный момент поток действует на дно с большими скоростями, разрушение происходит более интенсивно, чем к моменту, близкому к стабильному — устойчивому. В предельном состоянии размер отрываемых отдельностей в грунтах, наиболее часто встречающихся на практике, колеблется в пределах от 3 до 5 *мм*. Стабилизация наступает тогда, когда максимальное значение пульсационных скоростей не в состоянии вызвать такое усилие,

* В экспериментах и в обработке опытных данных принимали участие сотрудники ГрузНИИГиМ С. А. Лашкарашвили, Л. Д. Пурцеладзе, Т. Е. Абашмадзе, В. В. Маиумский и А. Д. Гагнидзе.

которое могло бы оторвать наименее связанные отдельности от массива ложа.

Наблюдениями установлено, что размыв не компенсируется отложениями. Это объясняется тем, что основным фактором, обеспечивающим устойчивость связного грунта против размыва, являются силы сцепления. Эти силы обычно в несколько раз превосходят силы сопротивления, вызываемые объемными силами — весом отдельностей. По этой причине оторванная отдельность, за редким исключением, мгновенно уносится потоком и передвигается далее по руслу либо во взвешенном состоянии, либо скачкообразно в зависимости от ее размера и скорости потока. Размеры скачкообразно передвигающихся агрегатов в результате периодических ударов постепенно уменьшаются до размеров, взвешиваемых потоком.

Для приближенного решения задачи об установлении твердого расхода явление схематизируем.

Поток принимаем равномерным (продольно однородным). Ложе водотока представляем сложенным из однородных отдельностей, связанных между собой силами сцепления. Считаем, что агрегаты имеют форму шара со средним диаметром d. Допускаем, что эти отдельности оказывают одинаковое сопротивление срыву. Проведенными исследованиями установлено, что размыв — отрыв агрегатов (отдельностей) связного грунта происходит вследствие динамического воздействия турбулентного руслового потока на ложе. Отдельности отрываются тогда, когда действующие динамические усилия, обусловленные местными актуальными скоростями, превосходят усталостную прочность на разрыв. Следовательно, отрыв отдельностей будет продолжаться (т. е. углубление русла будет длиться) до тех пор, пока напряжение отрыва, обусловленное актуальными донными скоростями для рассматриваемого момента, не станет равным или меньшим допускаемого напряжения отрыва, соответствующего допускаемым скоростям водного потока.

Секундный весовой твердый расход ($q_т$) водотока в начальном створе с единицы ширины достаточно широкого русла может быть приближенно установлен умножением числа агрегатов (n_1), отрываемых с участка длиной d, на число агрегатов, приходящихся на единицу ширины русла, на объемный вес и на объем агрегатов

$$q_т = \alpha_1 \gamma_т n_1 m_1 \frac{\pi d^3}{6}, \qquad (1)$$

где α_1 — коэффициент, учитывающий отличие принятой расчетной схемы от действительной.

Остается установить связь этих независимых переменных с известными условиями течения и свойствами грунтов, слагающих ложе водотока. Первоначально задачу решаем для отдельного агрегата. В начальный момент воздействия водного потока на русло, когда действительные скорости (и, следовательно, оказываемое ими силовое воздействие) значительно превосходят допускаемые значения для данного грунта, отрыв отдельностей происходит за

сравнительно короткий промежуток времени, за малое число циклов изменения нагрузок. В конце деформации, в момент стабилизации для отрыва отдельности, необходимое число циклов нагрузок приближается к бесконечности.

Аналогичная картина наблюдается при испытании образцов глинистых грунтов на усталостную прочность. Эксперименты показали, что с увеличением динамической нагрузки, а следовательно, и напряжения σ уменьшается число циклов, требующихся для разрыва образца. Эти испытания обычно иллюстрируются диаграммой, на которой по оси ординат отложены осредненные данные напряжения разрыва C_y, соответствующие разрушающим нагрузкам, а по оси абсцисс — число циклов в тысячах [15].

Нашими более ранними исследованиями [16, 17] установлено, что нормативный предел усталости для глинистых грунтов в состоянии полного водонасыщения

$$C_y^{\text{н}} = 0{,}035C, \tag{2}$$

где C — сцепление грунта в состоянии полного водонасыщения.

Наши же исследования [15] по установлению усталостной прочности на разрыв, а также опыты по интенсивности деформации размыва дают возможность кривую усталостной прочности приближенно выразить зависимостью

$$N = \frac{188\,000}{\left(\frac{\sigma_{\text{нач}}}{\sigma_{\text{кон}}} - 1\right)}, \tag{3}$$

где N — число циклов изменения напряжения;

$\sigma_{\text{нач}}$, $\sigma_{\text{кон}}$ — соответственно напряжения разрыва в начальный и в конечный моменты воздействия нагрузки.

Как было сказано выше, динамические нагрузки на ложе обусловлены донными скоростями водного потока в начальный момент деформации $v_{\Delta_{\text{факт}}}$ и в конце ее — $v_{\Delta_{\text{кон}}}$, равными при полной стабилизации допускаемой донной скорости $V_{\Delta\text{доп}}$. Для выражения зависимости усталостной прочности через донные скорости водного потока определяем напряжение отрыва агрегата, вызванного гидродинамическим воздействием потока в начальный момент, при помощи донных скоростей:

$$\sigma_{\text{нач}} = \frac{\alpha\gamma_0 v^2_{\Delta_{\text{факт}}}}{2g}; \tag{4}$$

соответственно напряжение в конце деформации

$$\sigma_{\text{кон}} = \frac{\alpha\gamma_0 v^2_{\Delta_{\text{доп}}}}{2g}; \tag{5}$$

следовательно, отношение

$$\frac{\sigma_{\text{нач}}}{\sigma_{\text{кон}}} = \frac{v^2_{\Delta_{\text{факт}}}}{v^2_{\Delta_{\text{доп}}}} \tag{6}$$

Внося значение $\frac{\sigma_{\text{пач}}}{\sigma_{\text{кон}}}$ по (6), получаем

$$N = \frac{188\,000}{\frac{v^2_{\Delta_{\text{факт}}}}{v^2_{\Delta_{\text{доп}}}} - 1}. \tag{7}$$

Из [15, 16, 17], а также из только что изложенного ясно видна аналогия между отрывом агрегатов (отдельности) связного грунта под динамическим воздействием пульсирующего турбулентного руслового потока и размывом образцов связного грунта в результате действия динамической нагрузки.

Следовательно, отрыв отдельности от дна ложа водотока, сложенного из связных грунтов, можно описать зависимостью (7). При размыве — отрыве от ложа отдельности — необходимо N колебаний, зависящих от разности действующей в данный момент нагрузки и усталостной прочности грунта, слагающего ложе водотока.

При известном числе средней частоты пульсационных скоростей $\omega = \frac{N}{\tau}$ можно установить необходимое для отрыва отдельности время

$$\tau = \frac{N}{\omega}. \tag{8}$$

Количество оторванных отдельностей с участка размером $d \times d$ за одну секунду будет равно

$$n_1 = \frac{1}{\frac{N}{\omega}} = \frac{\omega}{N}. \tag{9}$$

Подставляя в (9) значения N по (7), получаем

$$n_1 = \frac{\omega\left(\frac{v^2_{\Delta_{\text{факт}}}}{v^2_{\Delta_{\text{доп}}}} - 1\right)}{188\,000}. \tag{10}$$

В момент стабилизации размыва значение действующей донной скорости, как показывает анализ явления, а также проведенные исследования приближаются к допускаемой донной скорости. Практически стабилизация наступает тогда, когда

$$v_{\Delta_{\text{факт}}} \approx 1{,}15 V_{\Delta_{\text{доп}}}. \tag{11}$$

Значение допускаемой (неразмывающей) донной скорости можно установить по следующей зависимости (17):

$$v_{\Delta_{\text{доп}}} = 1{,}25\sqrt{\frac{2gm}{2{,}6\gamma_0 n}\left[(\gamma_ч - \gamma_0)\,d + 1{,}25 k C_y^н\right]}. \tag{12}$$

Внося в выражение (1) значения n_1 по (10) и зная, что число агрегатов размером d на единицу ширины русла $m_1 = \frac{\alpha_2}{d}$, а также учитывая данные эксперимента, получаем выражение для твердого расхода при равномерном движении потока:

$$q_т = 0{,}0000064\gamma_т \omega d^2 \left(\frac{v^2_{\Delta_{факт}}}{v^2_{\Delta_{доп}}} - 1 \right). \qquad (13)$$

Для того, чтобы пользоваться зависимостью (13), необходимо знать начальную скорость потока в момент установления твердого расхода.

По мере размыва значение донной скорости, т. е. силы воздействия потока на дно русла, уменьшается, следовательно, уменьшается и величина твердого расхода.

В приведенных зависимостях значение $v_{\Delta_{доп}}$ должно быть установлено с учетом влияния на размывающую способность потока взвешенных наносов в коллоидном состоянии, в котором находятся оторванные со дна агрегаты глинистого грунта [17].

Длину деформации можно установить, приравнивая твердый расход на расстоянии l от начального створа $q_т$ и транспортирующую способность потока.

Транспортирующую способность потока следует устанавливать по зависимости, основанной на данных полевых исследований глинистой взвеси (например, по зависимости С. Х. Абалянца, И. В. Егиазарова, Е. А. Замарина, В. В. Пославского, С. А. Гиршкана [1, 5, 7, 9, 20].

Используя полученные зависимости, можно также решать и следующие задачи:

1) определять время, необходимое для наступления стабилизации при превосходстве фактических скоростей над допускаемыми (неразмывающими);

2) устанавливать глубину общего размыва за определенный промежуток времени;

3) устанавливать твердый расход после определенного времени t от начала размыва.

1. Время, необходимое для отрыва отдельности в секундах, как было указано, устанавливается по зависимости (8).

Время t, необходимое до наступления стабилизации или заданной глубины размыва $h_{раз}$, может быть установлено из уравнения

$$t = \sum_{i-1}^{p} \frac{N}{\omega} \qquad (14)$$

или по (7)

$$t = \sum_{i-1}^{p} \frac{188\,000}{\left(\frac{v^2_{\Delta_{\text{факт}}}}{v^2_{\Delta_{\text{доп}}}} - 1\right)\omega}, \qquad (15)$$

где $p = \frac{h_{\text{раз}}}{d}$.

Если $h_{\text{раз}}$ является глубиной размыва русла при полной стабилизации, то полученное по зависимости (15) время t будет временем стабилизации. Когда в зависимость (15) внесено любое $h_{\text{раз}.t}$ меньше полной глубины размыва, то время t, полученное по этой зависимости, будет временем, необходимым для достижения данной глубины размыва.

2. Глубину размыва за определенный период времени можно устанавливать по зависимости (15).

Действительно, зная t, нетрудно установить соответствующие глубины размыва по формулам:

$$h_{\text{раз}.t} = \Delta h_{\text{раз}.\Delta t_1} + \Delta h_{\text{раз}.\Delta t_2} + \cdots + \Delta h_{\text{раз}.\Delta t_n}; \qquad (16)$$

$$\Delta h_{\text{раз}.\Delta t_i} = \frac{q_{\tau i}\Delta t_i}{\gamma_\tau d}; \qquad (17)$$

$$\Delta h_{\text{раз}.\Delta t_i} = 0{,}0000064\omega d\left(\frac{v^2_{\Delta_{\text{факт}.i}}}{v^2_{\Delta_{\text{доп}}}} - 1\right)\Delta t_i. \qquad (18)$$

Интервалы Δt_i и $\Delta h_{\text{раз}.\Delta t_i}$ — продолжительности размыва и глубины размыва — подбираются такие, при которых практически правомочно игнорировать изменение гидравлических и геометрических параметров русла в пределах интервала.

Необходимое для решения этой задачи значение постоянно изменяющейся начальной донной скорости $v_{\Delta_{\text{факт}}}$ может быть задано или установлено.

3. Твердый расход $q_{\tau t}$ после определенного времени t от начала размыва определяется зависимостью

$$q_{\tau t} = 0{,}0000064\omega d^2\gamma_\tau\left(\frac{v^2_{\Delta\text{факт}.t}}{v^2_{\Delta\text{доп}}} - 1\right), \qquad (19)$$

где $V_{\Delta\text{факт}.t}$ — донная скорость потока после t — времени от начала размыва.

Предложенная методика правомочна, как указано выше, для стационарных, равномерных потоков, но ею можно пользоваться и в условиях неравномерного движения, деля поток на отдельные участки, в пределах которых изменением размеров поперечных сечений можно пренебречь.

Во многих случаях практики размыву дна водотока сопутствует размыв берегов. Решение задачи общего размыва нами выполнено без учета размыва берегов, и приведенный расчет правомерен, когда размывается только дно, а берега в размыве не участвуют.

При превосходстве действующих на дно скоростей потока над скоростями, допускаемыми для грунта ложа, часто наряду с размывом дна русла подмываются и откосы, которые вследствие потери устойчивости обваливаются. Сопротивляемость размыву обваливающегося грунта с нарушенной структурой значительно меньше сопротивляемости размыву того же грунта в ненарушенном состоянии.

Изменение ширины русла, устойчивого при известных параметрах потока и русла, зависит от многих факторов, из которых основными следует считать степень превосходства действующих скоростей потока над допускаемыми, сцепление и угол внутреннего трения, фильтрационные свойства грунта. Изменение ширины русла, устойчивого в сухом состоянии, при воздействии водного потока зависит, помимо названных факторов, еще и от свойства грунта изменять свои характеристики, определяющие устойчивость откоса в водонасыщенном состоянии.

Углубление русла можно устанавливать по зависимости (18), а уширение, соответствующее донному размыву и гидравлическим параметрам, — по морфометрическим зависимостям, полученным для аналогичных водотоков, или по данным наблюдений на водотоках-аналогах, или же по зависимости для устойчивого очертания поперечного профиля каналов, пролегающих в связных грунтах [11]. Эта последняя зависимость, как и зависимость для допускаемых (неразмывающих) скоростей, основана на принципах расчета сооружений по методу предельного состояния и дает возможность учитывать физико-технические показатели грунта, обусловливающие устойчивость русла.

При участии в общем размыве и берегов русла каждой глубине вреза (размыва) русла соответствует определенное очертание поперечного сечения в этом интервале времени. Расширение русла происходит до тех пор, пока очертание поперечного сечения и уклон не примут устойчивого значения.

Из изложенного следует, что общий объем размыва на расчетном участке можно устанавливать по следующей зависимости:

$$W_{\text{раз}} = \left(\omega_{\text{уст}.t_i} - \omega_{\text{н}}\right) \Delta x, \tag{20}$$

где $\omega_{\text{уст}.t_i}$ — устойчивое поперечное сечение, соответствующее измененной глубине русла $h_{\text{изм}.t_i}$;

$\omega_{\text{н}}$ — площадь поперечного сечения русла до начала размыва.

Измененная глубина русла за период t устанавливается:

$$h_{\text{изм}.t_i} = h_{\text{в}} + h_{\text{раз}.t_i}. \tag{21}$$

Значение площади $\omega_{уст.t_i}$ можно находить, как было указано выше, по морфометрическим зависимостям, по аналогам, либо по зависимости для установления поперечного сечения с учетом физико-технических показателей сопротивляемости размыву русла, имеющей вид [11]:

$$\omega_{уст.t_i} = \frac{2 - 0{,}33K_0^2}{K_0} h^2_{изм.t_i}, \tag{22}$$

где

$$K_0 = \frac{\Psi}{\sqrt{1+\Psi^2}}; \tag{23}$$

$$\Psi = 0{,}14\left(1 + 0{,}74\frac{K_0 C_y^n}{d}\right). \tag{24}$$

Следует отметить, что $\omega_{уст.t_i}$ является устойчивым поперечным сечением русла, соответствующим предельному очертанию этого сечения, к которому стремится русло при размыве, и которое может быть не достигнуто вследствие недостатка времени в заданном интервале.

Этот прием позволяет установить общий размыв русла с учетом размыва берегов. Для расчета русло разбивается на участки. Расчет ведется сверху вниз в нижеприведенной последовательности.

Устанавливают предел (длину) участка и гидравлические характеристики по условиям задачи. Задаются расходом Q, глубиной потока H и глубиной водотока $H_в$, , средней скоростью v, живым сечением и площадью поперечного сечения в начале размыва русла $\omega_н$, показателями сопротивляемости грунта размыву (сцеплением, коэффициентом однородности, диаметром отрывающихся отдельностей, удельным весом), временем действия заданного расхода.

Длину участка и время действия принимают такими, чтобы при их значениях практически можно было пренебречь изменением гидравлических параметров потока.

Устанавливают допускаемую (неразмывающую) донную скорость на высоте выступов шероховатости $v_{\Delta_{доп}}$ и донную скорость в начале размыва $v_{\Delta_{факт}}$.

Далее, для заданной продолжительности времени определяют глубину размыва

$$h_{раз.t_1} = 0{,}0000064\omega d\left(\frac{v^2_{\Delta_{факт}}}{v^2_{\Delta_{доп}}} - 1\right)t_1. \tag{25}$$

По этим данным находят измененную глубину водотока

$$h_{изм\ t_1} = h_в + h_{раз.t_1} \tag{26}$$

и соответствующее этой глубине устойчивое поперечное сечение

$$\omega_{\text{уст.1}} = \frac{2 - 0{,}33K_0^2}{K_0} h_{в_1}^2. \qquad (27)$$

Произведение разности площади устойчивости поперечного сечения $\omega_{\text{уст.1}}$ и площади поперечного сечения русла до начала размыва на длину участка Δx дает искомый вероятный объем общего размыва W_1:

$$W_1 = (\omega_{\text{уст.1}} - \omega_н)\,\Delta x \qquad (28)$$

и так далее.

Предложенная методика позволяет приближенно, но более точно, чем существующие приемы, рассчитывать общий размыв русел, сложенных из связных грунтов, с учетом размыва берегов, обусловленного как изменением режима водотока, так и саморазмывом канала.

Для пояснения предложенной методики рассмотрим расчет саморазмыва отводящего тракта гидроэлектростанции постепенно нарастающим расходом, описанный в литературе [8]. Как видно из описания, сначала была сделана «пионерная» траншея, затем в течение 27 суток пропускался поток с расходами от 10 до 100 *м³/сек*.

Располагая ограниченными данными наблюдений за размывом, а также в целях упрощения расчета, принимаем следующие допущения:

1) заданный участок наблюдения канала длиной $\Delta x = 3200$ *м* в плане прямолинеен и имеет один и тот же заданный уклон $I = 0{,}00074$ и постоянное поперечное сечение по длине;

2) грунты, слагающие ложе саморазмывающегося канала, как по длине участка, так и по глубине однородные; для грунтов, которые по описанию, приведенному в работе [8], являются «мелкоземными и супесчаными лессами», приближенно по аналогии можно принять следующие характеристики: сцепление в состоянии полного водонасыщения $C = 0{,}06$ *кг/см²*, коэффициент однородности $k = 0{,}5$, размер отрывающихся отдельностей $d = 0{,}004$ *м*, коэффициент шероховатости $n = 0{,}025$;

3) заданную продолжительность наблюдений разбиваем на 5 интервалов: 1—4, 5—7, 8—13, 14—20 и 21—27 суток. Допускаем, что в этих интервалах изменением гидравлических параметров можно пренебречь.

По данным, приведенным в статье [8], составляем таблицу 1.

Предварительно устанавливаем данные расчета для I интервала (1—4 суток), $t = 4$ суткам.

Задано: $H_1 = 2{,}0$, $v = 1{,}2$ *м/сек*, поперечное сечение $\omega_1 = 8{,}78$ *м²*. Допускаем $\omega = 10$ *1/сек* по заданным характеристикам грунта устанавливаем допускаемую (неразмывающую) донную скорость $v_{\Delta_{\text{доп}}} = 0{,}24$ *м/сек*.

Донная скорость в начале размыва:

$$v_{\Delta_{\text{факт}}} = \frac{1{,}25v_1}{\lg \frac{8{,}8H_1}{d}} = \frac{1{,}25 \cdot 1{,}2}{\lg \frac{8{,}8 \cdot 2}{0{,}004}} = 0{,}41 \text{ м/сек}.$$

Устанавливаем глубину размыва за интервал t_1

$$h_{\text{раз}.t_1} = 0{,}0000064\omega d \left(\frac{v_{\Delta_{\text{факт}}}^2}{v_{\Delta_{\text{доп}}}^2} - 1 \right) t_1;$$

$$h_{\text{раз}.t_1} = 0{,}0000064 \cdot 10 \cdot 0{,}004 \left(\frac{0{,}41^2}{0{,}24^2} - 1 \right) 86\,400 \cdot 4;$$

$$h_{\text{раз}.t_1} = 0{,}17 \text{ м}.$$

Таблица 1

К расчету ширины саморазмывающегося канала

№ интервалов	Сутки	Продолжительность наблюдений, суток	Расход, $м^3/сек$		Среднее значение расхода, $м^3/сек$	Глубина канала, $м$	Глубина воды в канале, $м$	Ширина канала, $м$	Средняя скорость воды в канале, $м/сек$	Объем с начала размыва, тыс. $м^3$
			в начале	в конце						
I	1—4	4	10	20	15	2,0	2	3	1,2	20
II	5—7	3	20	30	25	—	—	—	—	50
III	8—13	6	30	55	42,5	—	—	—	—	150
IV	14—20	7	55	85	70	—	—	—	—	300
V	21—27	7	85	100	92,5	—	2,3	28	1,8	500

Изменение глубины канала за этот интервал времени равно

$$h_{в_1} = 2{,}0 + 0{,}17 = 2{,}17\ м.$$

Далее, используя методику, изложенную в [11], устанавливаем соответствующее этой глубине устойчивое поперечное сечение саморазмываемого канала расчетным путем:

$$\omega_{уст.1} = \frac{2 - 0{,}33K_0^2}{K_0} h_{в_1}^2; \qquad K_0 = \frac{\Psi}{\sqrt{1+\Psi^2}};$$

$$\Psi = 0{,}14\left(1 + 0{,}74\ \frac{kC_у^н}{d}\right); \qquad k = 0{,}5;$$

$$C_у^н = 0{,}035C; \quad C_у^н = 0{,}021\ т/м^2; \quad k = 0{,}38;$$

$$\omega_{уст.1} = \left(\frac{2 - 0{,}33 \cdot 0{,}38^2}{0{,}38}\right) 2{,}17^2; \qquad \omega_{уст.1} = 24{,}16\ м^2.$$

Объем размыва за I интервал равен разности этого устойчивого сечения и заданного сечения, умноженной на длину канала $\Delta x = 3200\ м$:

$$W_{раз.1} = (24{,}16 - 8{,}78)\ 3200 = 49\,216\ м^3.$$

Ширина саморазмывающего канала:

$$B_1 = \frac{4 - K_0^2}{4K_0}\pi h_{в_1} = \frac{4 - 0{,}38^2}{4 \cdot 0{,}38}\ 3{,}14 \cdot 2{,}17; \qquad B_1 = 17{,}29\ м.$$

II интервал (5—7 суток), $t = 3$ суткам. Заданы поперечное сечение $\omega_{уст.1} = 24{,}10\ м^2$, глубина деформированного канала в течение I интервала (1—4 суток) $h_{в_1} = 2{,}17\ м$ и расход потока $Q_2 = 25\ м^3/сек$.

Для определения (во втором интервале) начальной донной скорости $v_{\Delta_{факт.2}}$ предварительно определяем глубину H_2, которая установится в русле с поперечным сечением $\omega_{уст.1} = 24{,}16\ м^2$ при пропуске расхода Q_2.

Значение Q_2 берется как среднее арифметическое расхода в начале и в конце II интервала:

$$Q_2 = \frac{20 + 30}{2} = 25\ м^3/сек.$$

Предварительно задаемся, что и в этом сечении скорость та же, что и в 1 интервале:

$$v_2' = v_{\text{факт.1}} = 1{,}2 \text{ м/сек}.$$

Тогда живое сечение, соответствующее заданному расходу, будет равно:

$$\omega_2' = \frac{Q_2}{v_2'} = \frac{25}{1{,}2} = 20{,}8 \text{ м}^2.$$

Этому поперечному сечению соответствует глубина наполнения потока H_2':

$$\omega_2' = \frac{2 - 0{,}33 \cdot 0{,}38^2}{0{,}38} \left(H_2'\right)^2,$$

откуда $H_2' = 2{,}01$ м.

Для этой глубины потока устанавливаем гидравлический радиус

$$R_i = \left(2 - 0{,}33K_0^2\right) \frac{H_i}{n} R_2' = 1{,}25 \text{ м}$$

и коэффициент шероховатости

$$C = \frac{1}{n} \left(R_2'\right)^{1/6} = 41{,}5.$$

Средняя скорость, соответствующая заданному уклону, будет

$$v_2' = C \sqrt{R_2' I} = 41{,}5 \sqrt{1{,}25 \cdot 0{,}00074} = 1{,}24 \text{ м/сек}.$$

Определенная скорость v_2' почти не отличается от заданной $v_2' = 1{,}20$ м/сек, поэтому $v_2' = 1{,}24$ м/сек принимается как расчетная для II интервала.

Устанавливаем

$$\omega_2'' = \frac{Q_2}{v_2'}$$

и соответствующую этому живому сечению глубину

$$H_2'' = 2{,}02 \text{ м}.$$

По этим данным определяем глубину размыва за II интервал:

$$h_{\text{раз.}t_2} = 0{,}0000064 \cdot 10 \cdot 0{,}004 \left(\frac{0{,}42^2}{0{,}24^2} - 1\right) 3 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60;$$

$$h_{\text{раз.}t_2} = 0{,}14 \text{ м}.$$

Изменение глубины канала за оба (I и II) интервала равно

$$h_{в_2} = h_{в_1} + h_{\text{раз.}t_2} = 2{,}17 + 0{,}14 = 2{,}31 \text{ м}.$$

По этим данным устанавливаем устойчивое поперечное сечение, соответствующее полученной глубине канала:

$$\omega_{\text{уст.2}} = \frac{2 - 0{,}33 \cdot 0{,}38^2}{0{,}38} 2{,}31^2 = 27{,}37 \text{ м}^2.$$

Размыв грунта за II интервал составит:

$$W_{\text{раз.2}} = (27{,}37 - 24{,}16)\, 3200 = 10\,272 \text{ м}^3.$$

Объем размытого грунта с начала размыва:

$$49\,216 + 10\,272 = 59\,488\ м^3.$$

Ширина канала в конце II интервала будет:

$$B_2 = \frac{4 - 0{,}38^2}{4 \cdot 0{,}38}\,\pi \cdot 2{,}31 = 18{,}41\ м.$$

Продолжая таким образом расчеты для III, IV и V интервалов, получим данные, которые сведены в таблицу 2.

Сопоставление расчетных данных с данными лабораторных исследований, а также натурных наблюдений показывает достаточно удовлетворительное совпадение.

Рассмотренная методика была предложена также для установления допустимых скоростей движения судов в каналах [18]. Разработанные зависимости прогноза деформации позволят инженерно оценить последствия изменения водного режима в реках и наметить мероприятия по нормальной эксплуатации гидротехнических и мелиоративных сооружений.

При расчете общего размыва значительный интерес представляет учет неустановившегося характера движения. Известно, что для этого вида движения характерно непрерывное изменение во времени скоростного поля и геометрических размеров потока. Параметры неустановившегося потока при этом могут периодически повторяться. Приведем приближенное решение задачи для одного изменения.

Зависимость (17), выражающая глубину общего размыва в интегральной форме, примет вид

$$h_t = A \int_0^t \left(\frac{v^2_{\Delta_{факт} \cdot t}}{v^2_{\Delta_{доп}}} - 1 \right) dt. \qquad (29)$$

Таблица 2

К расчету ширины саморазмывающегося канала

№ интервалов	Сутки	Данные наблюдений					Расчетные данные				
		глубина канала, м	глубина воды, м	ширина, м	средняя скорость, м/сек	объем размыва с его начала, тыс. м³	глубина канала, м	глубина воды, м	ширина, м	средняя скорость, м/сек	объем размыва с его начала, тыс/м³
I	1—4	2	2	3	1,2	20	2	2	3	1,2	49,22
II	5—7	2,7	—	—	—	50	2,17	2,01	17,29	2,24	59,49
III	8—13	—	—	—	—	150	2,31	2,1	18,41	1,35	79,5
IV	14—20	—	—	—	—	300	2,75	2,2	21,15	1,4	95,5
V	21—27	3,8	2,3	28	1,8	500	3,9	2,3	29,8	1,85	290

Если изменение действующих — фактических в любом интервале времени — донных скоростей задано или может быть установлено в функции времени, тогда

$$h_t = A \int_0^t f(t)\, dt. \tag{30}$$

Когда непосредственное интегрирование этого уравнения затруднительно, необходимо применить известные методы приближенного решения, например разложение подынтегральной функции в ряд Маклорена или определение Римановой суммы. При применении разложения Маклорена, как известно, необходимо, чтобы подынтегральная функция позволяла дифференцировать вплоть до $(n+1)$ порядка.

Очевидно, что когда задача решается путем получения Римановой суммы, точность решения задачи зависит от количества делений

$$h_t = A \sum_{k=0}^{n-1} f(\xi)\,(t_{k+1} - t_k). \tag{31}$$

Нередко расчеты неустановившегося движения позволяют прогнозировать в произвольном пункте изменение уровня воды через время t (считая от момента изменения расхода попуска). В общем виде это выражается следующим образом:

$$H_t = H_н + f(t). \tag{32}$$

Для решения задачи необходимо выразить отношение $\frac{v^2_{\Delta_{факт}}}{v^2_{\Delta_{доп}}}$ в зависимости от глубины потока.

По исследованию А. Н. Шабрина [21], эпюра распределения осредненных скоростей по вертикали при неустановившемся движении потока почти не отличается по форме от эпюр установившегося движения. Если распределение скоростей по вертикали выразить по В. Н. Гончарову [6], то при изменении $\frac{H}{\Delta}$ от 10 до 1000 логарифмическую зависимость профиля скорости можно апроксимировать в виде показательной зависимости.

Так, например *,

$$v_\Delta = \frac{1{,}25 v_{ср}}{\lg \frac{6{,}15 H_t}{\Delta}}, \tag{33}$$

---

* Следует отметить, что приведенное ниже решение при иных значениях $\frac{H}{\Delta}$ будет отличаться лишь значением постоянных, установление которых не представляет большого труда.

$$v_{\Delta_{\text{факт}}} = \frac{1{,}25v_t}{\lg \frac{6{,}15H_t}{\Delta}} = \frac{v_t}{\left(\frac{H_t}{\Delta}\right)^{1/6}}. \tag{34}$$

После несложных преобразований можно получить:

$$\frac{v^2_{\Delta_{\text{факт}}}}{v^2_{\Delta_{\text{доп}}}} = \frac{Bv_t^2}{H_t^{1/3}} \tag{35}$$

и

$$B = \frac{0{,}89d^{1/3}}{v^2_{\Delta_{\text{доп}}}}. \tag{36}$$

Подставляя значение (35) в (29), получим:

$$h_t = A\int_0^t \left(\frac{Bv_t^2}{H_t^{0,33}} - 1\right) dt. \tag{37}$$

Решаем задачу для условий, когда углубление русла вследствие размыва ΔH вызовет соответствующие увеличения глубины потока на ΔH.

Изменение уровня воды при неустановившемся движении в зависимости от времени t (считая от момента изменения расхода попуска) можно выразить по А. Н. Браславскому [3]:

$$H_t = H_н + \Delta H_{\text{уст}}\left(1 - e^{-a(t-T)}\right), \tag{38}$$

где H_t — уровень воды через время t (считая от момента изменения расхода попуска);

$\Delta H_{\text{уст}}$ — полный подъем уровня;

$H_н$ — уровень при установившемся движении;

T — время пробега волны от начального створа до рассматриваемого;

e — основание натуральных логарифмов;

a — постоянный параметр для данной степени изменения расхода.

Глубину размыва h_t за время t, соответствующее одному периоду изменения расходов (т. е. скоростей), можно выразить:

$$h_t = A\int_0^t \left\{\frac{Bv_t^2}{\left[H_н + \Delta H_{\text{уст}}\left(1 - e^{-a(t-T)}\right)\right]^{0,33}} - 1\right\} dt. \tag{39}$$

Выражая v_t также в функции от H_t, $v_t^n = H_t^b$, где b постоянное число, получаем:

$$h_t = A\int_0^t \left\{\frac{B\left[H_н + \Delta H_{\text{уст}}\left(1 - e^{-a(t-T)}\right)\right]^{2b}}{\left[H_н + \Delta H_{\text{уст}}\left(1 - e^{-a(t-T)}\right)\right]^{0,33}} - 1\right\} dt; \tag{40}$$

$$h_t = AB\int_0^t \left[H_н + \Delta H_{уст}\left(1 - e^{-a(t-T)}\right)\right]^{2b-0,33} dt - A\int_0^t dt; \qquad (41)$$

$$h_t = AB\int_0^t \left[H_н + \Delta H_{уст}\left(1 - e^{-a(t-T)}\right)^{2b-0,33} dt - At. \qquad (42)$$

Для решения этого интеграла необходимо разложить подынтегральное выражение в ряд по Биному Ньютона и произвести почленное интегрирование.

Как показывают расчеты, практически допустимую точность дает сумма четырех членов ряда.

Решая интеграл, получаем выражение для установления глубины размыва, соответствующей одному расходу попуска (паводка):

$$h_t = AB\Delta H_{уст}^{\beta}\left\{\alpha^{\beta} t + \beta\,\frac{\alpha^{\beta-1}}{a}\left[e^{-a(t-T)} - e^{aT}\right] - \right.$$

$$- \frac{\beta(\beta-1)}{2!}\,\frac{\alpha^{\beta-2}}{2a}\left[e^{-2a(t-T)} - e^{2aT}\right] +$$

$$\left. + \frac{\beta(\beta-1)(\beta-2)}{3!}\,\frac{\alpha^{\beta-3}}{3a}\left[e^{-3a(t-T)} - e^{3aT}\right]\right\} - At, \qquad (43)$$

где

$$\frac{H_н + \Delta H_{уст}}{\Delta H_{уст}} \equiv \alpha, \quad \beta = 2b - 0,33.$$

Суммированием размывов, соответствующих отдельным попускам, можно получить глубину общего размыва, вызванного всем предполагаемым количеством попусков.

Если в общем размыве участвуют берега, то при неустановившемся характере движения аналогично предыдущему каждой глубине вреза, вызванного волной попуска (паводка), соответствует определенное очертание устойчивого поперечного сечения в этом интервале времени. Устойчивое сечение можно определить по зависимости (22), предварительно определив по зависимостям (21), (23) и (24) необходимые параметры.

Приведенная методика позволяет лишь в первом приближении решать задачу о прогнозе общего размыва с учетом неустановившегося характера движения потока, которая, как справедливости ради следует отметить, не решена с достаточной точностью даже для простейших случаев при равномерном движении потока.

Литература

1. Абалянц С. Х. Движение взвесей в открытых потоках. Труды САНИИРИ, вып. 96, Ташкент, 1958.

2. Ананян А. К. и др. Результаты комплексных исследований по севанской проблеме, т. 2. Изд. АН Арм. ССР, Ереван, 1962.

3. Браславский А. Н. Приближенный способ расчета колебания уровня при неустановившемся движении воды. Труды ГГИ, вып. 26 (80), 1950.
4. Викулова Л. И. Вопросы методики расчета саморазмыва каналов. Труды Гидропроекта, сб. 12, изд. «Энергия», М.—Л., 1964.
5. Гиршкан С. А. О транспортирующей способности каналов. «Гидротехника и мелиорация» № 6, 1953.
6. Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков. Гидрометеоиздат, М.—Л., 1962.
7. Егиазаров И. В. Транспортирующая способность открытых потоков. Известия АН. СССР, ОТН, № 2, 1956.
8. Жимский А. А. Саморазрыв отводящего тракта ГЭС постепенно нарастающим расходом воды. «Гидротехническое строительство», № 6, 1952.
9. Замарин Е. А. Транспортирующая способность и допускаемые скорости течения в каналах Госстройиздат, М., 1951.
10. Ибад-Заде Ю. А. Гидравлика спрямления излучин рек. АСХН АзССР, Баку, 1961.
11. Кацарава Т. Е. К вопросу нахождения устойчивой формы поперечного сечения каналов. Труды ГрузНИИГиМ, вып. 22, Тбилиси, 1962.
12. Кузьмин И. А., Викулова Л. И. О методике расчета деформаций русла с учетом его расширения. Гидравлика сооружений и динамика речных русел. Изд. АН СССР, 1959.
13. Кузьмин И. А. и Терентьев Л. И. Опыт разработки Волго-Ахтубинского канала саморазмывом. Труды Гидропроекта, сб. 4, изд. Гидропроект, М., 1960.
14. Леви И. И. Динамика русловых потоков. Госэнергоиздат, М.—Л., 1957.
15. Мирцхулава Ц. Е. Опытные данные о прочности глинистых грунтов на растяжение при многократном действии переменных нагрузок. Инженерно-физический журнал, т. 3, № 2, изд. АН БССР, Минск, 1960.
16. Мирцхулава Ц. Е. Размывающие и допускаемые (неразмывающие) скорости течения воды для связных грунтов. Труды ГрузНИИГиМ, вып. 21, 1960.
17. Мирцхулава Ц. Е. Указания по определению допускаемых (неразмывающих) скоростей водного потока для различных грунтов и облицовок, ВСН-2-65, Госземводхоз СССР, М., 1965.
18. Мирцхулава Ц. Е. Метод расчета деформации русел каналов. «Речной транспорт» № 5, 1965.
19. Россинский К. И., Кузьмин И. А. Балансовый метод расчета деформаций дна потока. Труды Гидропроекта, сб. 12, изд. «Энергия», М.—Л., 1964.
20. Технические указания по проектированию каналов оросительных систем. Изд. МСХ СССР, М., 1955.
21. Шабрин А. Н. Экспериментальное изучение скоростной структуры открытых потоков при неустановившемся движении. Вопросы гидротехники и гидравлики. Изд. «Урожай», Киев, 1965

ОПЫТ ИССЛЕДОВАНИЙ И ЭКСПЛУАТАЦИИ НЕКОТОРЫХ ПЛОТИННЫХ ГИДРОУЗЛОВ И ОСНОВНЫЕ ПУТИ ОСЛАБЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИИ РУСЛА

М. С. ВЫЗГО,

профессор

(УкрНИИГиМ)

Известно, что возведение плотин на реках вызывает изменение их режима и создает те или иные условия, при которых происходят деформации русла как на большом его протяжении, так и в непосредственной близости к сооружению.

Необходимость учета таких деформаций, в том числе местного размыва за плотинами и другими гидротехническими сооружениями, возникает и в процессе проектирования и строительства, и в процессе эксплуатации.

Исследования, выполненные как в СССР, так и за рубежом, позволяют обратить внимание на некоторые общие положения, усугубляющиеся теми или иными индивидуальностями данного объекта.

Одним из наиболее важных общих положений является необходимость рассматривать деформации русел в их динамике и учитывать взаимодействие потока, русла и конструкции сооружения. Эти общие положения длительное время недостаточно четко формулировались и потому иногда не использовались или игнорировались. Об этом свидетельствуют описания некоторых недостатков различных сооружений, часть которых оказывалась в аварийном состоянии или была даже разрушена.

Например в книге «Плотины Северной Африки» [11] Н. Н. Маслов и З. В. Пильгунова подчеркивают важность тщательного изучения гидрологических и геотехнических характеристик речных долин, на которых возводятся плотины. Описанные ими аварии ряда плотин объясняются недоучетом возможных фактических паводковых расходов и поэтому недостаточностью пропускной способности водосбросных сооружений, неприспособленностью их конструкций к пропуску этих паводков, невниманием к защите нижних бьефов от размыва. Описывая плотины, возведенные до 1900 г., в частности на реке Сиг, они пишут: «...в минувшие эпохи не уделялось практически никакого внимания важному вопросу крепления нижнего бьефа». Они приводят пример неучета реального паводкового расхода р. Тлелат при проектировании плотины Сен-Люсьен, в результате чего 1 ноября 1862 г. она была разрушена паводком,

расход которого (165 *м³/сек*) более чем в 5 раз превышал расчетный (30 *м³/сек*).

Описывая разрушение плотины Фергуг на р. Хаммам, авторы указывают на то, что эта плотина повреждалась паводками с расходами 700 *м³/сек* (1872 г.), 850 *м³/сек* (1881 г.) и восстанавливалась после производства необходимых ремонтов. Просуществовав более 50 лет, эта плотина была разрушена (брешь длиной 155 *м*) паводком 1927 г. с расходом воды около 5000 *м³/сек*. После восстановления (перестройки) плотина может пропускать свободно паводок только с расходом 2300 *м³/сек*. Детально рассматривая геологические характеристики реки в створе этой плотины, превращенной в водосливную, авторы отмечают, что в процессе строительства пришлось менять намеченное при проектировании положение оси плотины после обнаружения в отдельных местах ее основания ненадежных грунтов.

Рассматривая вопросы прочности русел как оснований для возводимых на них сооружений и приведя ряд примеров недоучета их геотехнических характеристик, те же авторы отмечают, что «... многие из сооружений прошлого века сохранились и исправно служат до наших дней, несмотря на всю примитивность их устройства и конструкции. Всей своей длительной историей существования и работы эти сооружения лишний раз подтверждают положение, ставшее для нас аксиомой, о том, что даже весьма легкие и смело выполненные напорные сооружения могут оказываться вполне устойчивыми, будучи возведенными на надежных породах и наоборот».

О важности учета прочности оснований сказано и в работе Л. Мюллера [19].

В. В. Пославский в своей работе «О размыве скалы в нижнем бьефе водосливной плотины» [14] большое внимание уделяет оценке основания под плотину. Он так описывает основание плотины: «В районе головного узла река текла одним руслом правильной параболической формы, шириной по зеркалу 120—150 *м* при глубине воды 5—7 *м*. Русло сложено галечником. Левый берег опускается к реке пологим склоном, имея у самой реки обрыв высотой 8—10 *м*, сложенный галечником и сверху прикрытый слоем супесей мощностью 2—3 *м*. Правый берег скалистый, обрывистый, сложен известняками, песчаниками и пудингами средне- и верхнедевонского возраста. Только в створе плотины скалы правого берега отступают от реки примерно на 120 *м*, образуя площадку. Известняки и песчаники вблизи уреза круто уходят под русло реки, на урезе левого берега уже находятся на глубине 38 *м*, а под головным регулятором деривации — на глубине 62 *м*. Указанная площадка была выбрана для строительства водосливной плотины. С северо-востока на юго-запад площадку пересекает мощная (до 50 *м*) сбросная полоса (зона разлома), заполненная брекчированным материалом и жирной глиной. Тектонические процессы образовали во всей толще породы густую сеть различно ориентированных трещин, раздробивших монолитные по своему строению породы на

остроребе́рные, разновеликие кусковатые отдельности .... Трещины заполнены глиной и дробленым песчаником. Водослив расположен ниже зоны разлома на песчаниках; только верховой участок раздельной стенки пересекает зону разлома, которая затем уходит под дно реки ... Песчаники бурые, серые, в разломе темно- и фиолетово-серые, мелко- и тонкозернистые, прочно сцементированные[2].

Отмечая, что порода очень слабо фильтрует и что в период строительства через гребенку строящейся плотины пропускалась вода при значительных погонных расходах в пролете № 3, достигавших 60 *м²/сек* и превышавших проектные. В. В. Пославский далее говорит: «Размыв скалы в нижнем бьефе водослива был замечен в конце работ по закрытию гребенки осенью 1946 г.... был обнаружен (в 1949 г.) подмыв скалы... наибольшая глубина $t=11$ *м* имеется только против отверстия № 3 на расстоянии около 30 *м* от фронта водослива... Ввиду того, что воронка размыва будет формироваться в течение многих лет, а может быть и десятилетий, следует ежегодно осенью производить осмотр нижнего бьефа».

Как видим, в данном случае на глубину местного размыва падающей струей с большим погонным расходом воды оказало большое влияние наличие трещин в скальной породе.

А. А. Жимский в своей книге [9] приводит следующие данные о Фархадской плотине:

«Водоразбор в деривацию Фархадской ГЭС на Сырдарье осуществлен в результате строительства одноименной плотины средней высоты. В проекте плотины вопросы руслообразования реки не рассматривались». Он отмечает, что во время строительства в процессе скальной выемки обводного русла и котлована плотины обнаружены трещины четырех систем:

1) параллельные трещины напластования на расстоянии 0,5—1,5 *м* друг от друга;

2) тонкие трещины кусковой отдельности, заполненные жирной красной глиной, идущие в различных направлениях;

3) параллельные трещины кливажа или среза, заполненные кварцем, перерезающие первые две системы;

4) линзовидные трещины растяжения толщиной до 2 *м*, заполненные красной глиной и брекчией (влияние сброса).

Все трещины водонепроницаемы, за исключением линзовидных, которые давали ничтожную фильтрацию, измерявшуюся долями литра в секунду.

Максимальный расход реки по данным наблюдений — 3840 *м³/сек*, минимальный — 92 *м³/сек*. Катастрофический расход 0,1%-ной обеспеченности определен в 4900 *м³/сек* и пропускается на 1,3 *м* выше отметки НПГ. Среднемноголетняя мутность реки равна 1,88 *кг/м³*.

Перед строительством этой водосливной плотины были произведены лабораторные исследования для выяснения возможных размеров местного размыва. Была применена методика моделиро-

вания, которая предусматривает замену скального грунта в натуре на галечниковый грунт на модели. Другой методики до этого не существовало*. Позднее, под нашим руководством Т. Х. Ахмедов разработал более точную методику изучения размывов в новых заменителях скальных пород на моделях [2].

Характеризуя эксплуатацию гидроузла и размыв скалы в нижнем бьефе водосливной плотины, А. А. Жимский сообщает:

«В первые годы эксплуатации плотины в нижнем бьефе водослива произошел глубокий размыв скалы, угрожавший целости всего сооружения. Он был обусловлен следующими причинами.

1. Плотина возведена в обводном русле Сырдарьи в песчаниках с объемным весом 3 *т/м*^{3} и временным сопротивлением на сжатие 200—400 *кг/см*^{2}, изрезанных трещинами, образовавшимися в четыре геологических периода. В 1943 г. при вскрытии котлована обводного русла обнаружены линзовидные и заполненные брекчией косые трещины, явившиеся центрами размыва, глубиной до 13 *м*. Трещины расчищали с поверхности и заделывали бетоном, но недостаточно глубоко. Большой объемный вес и временное сопротивление скалы не защитили ее от разрушения потоком. Наличие трещин в скале явилось одной из главных причин глубокого размыва.

2. Водослив плотины снабжен обратным носком, который возвышается на 6 *м* над дном обводного русла, отбрасывая воду на 25—30 *м* от низового зуба плотины. Это привело к ухудшению донного режима и резкому увеличению нагрузки на скалу до 7 *т/м*^{2} с периодами в 0,2—0,3 *сек*, что должно было вызвать ее сотрясение. Против второго и третьего пролетов падающий поток попадал в слабую зону линзовидной трещины разлома, заполненной глиной.

3. Крепление скалы за водосливом до пуска воды по проекту не было предусмотрено. Лишь после пуска воды встал вопрос об устройстве бетонной ложки.

4. Дно обводного русла приподнято по проекту на 3,35 *м* над бытовым дном реки, и плотина оказалась как бы на возвышении. Это значительно уменьшило объем выемки скалы и укладки бетона, однако затруднило перекрытие реки и ухудшило условия протекания потока в нижнем бьефе.

5. Удельный расход воды на водосливе при пропуске катастрофического паводка составлял по проекту 50 *м*^{3}*/сек*, фактически при бетонировании пролетов водослива методом гребенки даже при расходах реки 1000—1500 *м*^{3}*/сек* он достигал 50—60 *м*^{3}*/сек*, что объяснялось неравномерным открытием отверстий. Перегруженными оказались 2-й и 3-й пролеты, где глубина размыва была максимальной». Это было вызвано условиями строительства плотины и отсутствием на водосливе разрезных трамплинов.

По мнению А. А. Жимского, все это способствовало образованию за водосливом глубокой воронки размыва, которая могла

---

* О недостатках этой методики указано в разделе «Критика и библиография» Известий АН УзССР № 3, 1956 г.

привести к опрокидыванию, скольжению сооружения и фильтрации под водосливом. Мероприятия, срочно проведенные Фархадстроем, обеспечили сохранность гидроузла и его бесперебойную работу.

Описывая фактические условия эксплуатации плотины, А. А. Жимский сообщает, что прохождение потока в нижнем бьефе сопровождалось следующими неблагоприятными явлениями.

1. После пропуска (в начале 1944 г.) воды при разности отметок обводного русла и дна реки 3,35 *м* поток устремился в левую половину русла, размывая левый галечниковый берег высотой 6 *м*. Ниже образовалась обратная излучина, на вогнутой части которой начался подмыв правого берега реки, угрожавший проходящему рядом руслу старого канала Дальверзин. Опасное положение ликвидировали установкой 10 сипайных шпор, загруженных камышом и камнем. Опасность размыва окончательно миновала после переключения в 1948 г. канала на новое русло в скале.

2. В паводок 1949 г. при расходе реки 2200 $м^3/сек$ размыв левого берега усилился, создалась угроза подхода к деривации. От города Бекабад срочно проложили ширококолейную железную дорогу, началась интенсивная подвозка камня из карьера. Камень сваливался под обрыв на участок подмыва длиной 350 *м*. Размыв быстро прекратился.

3. Протекание потока в нижнем бьефе непосредственно за водосливом носило бурный и турбулентный характер с внезапными изменениями уровня воды, выбросами ее вверх и устремлением всей массы справа налево к раздельной стенке и к выходу из воронки размыва в пониженное русло против 2-го и 3-го пролетов.

Воронку размыва полностью осушили и обнаружили колосальные разрушения скального дна, угрожавшие целости плотины.

Ориентировочные объемы размытой скалы и уложенного бетонного крепления в нижнем бьефе плотины указаны в таблице 1.

Экстренно произвели расчистку скалы от камня, щебенки и дресвы и уложили 3,5 *тыс.* $м^3$ бетона, после чего за низовым зубом водослива образовался мощный бетонный «фартук». Это придало устойчивость сооружению и исключило возможность фильтрации под водосливом. Позже забетонировали «ложку» проектного очертания.

За воронкой поперек всего русла реки на поверхности скалы уложили бетонный барраж распластанного профиля. Чтобы избежать свала потока влево, гребень его повысили на 0,62 *м*. Назначение барража состояло в недопущении прорыва во-

Таблица 1

Данные о размывах и креплении в нижнем бьефе Фархадской плотины

Годы	Максимальная глубина размыва, *м*	Объем размытой скалы, *тыс.* $м^3$	Объем уложенного бетона, *тыс.* $м^3$
1944—1948	10,5	10	—
1949	12	7,5	3,5
1950	13	3,2	7
1951	13	1,3	1,5
1952—1965	—	1	3
Всего	—	23	15

ронки размыва, увеличении глубины ее наполнения и выравнивании всего потока. Это мероприятие впоследствии полностью себя оправдало.

Таким образом, прекращение местного размыва за Фархадской плотиной было достигнуто закреплением размытой скалы и созданием своеобразного водобойного колодца «ложки».

После разрушений в паводковый период на плотине Ринкон дель Бонет в Уругвае были произведены специальные исследования. Выполнено моделирование размыва, происшедшего в скальном русле. Глубины размыва до 7 *м* расходом $Q=4500$ *м*^{3}/*сек* ($q=30$ *м*^{2}/*сек*) примерно соответствовали расчетам, если принять во внимание сбойность потока [5, 20].

Строгое теоретическое решение задачи о местном размыве пока еще не разработано. Эта задача относится к области механики многофазной вязкой жидкости, рассматривающей взаимодействие аэрированного потока и твердого тела — дна русла, разрушаемого этим потоком; при этом в ряде случаев задача осложнена температурными факторами, транспортированием потоком плавающих и влекомых предметов и наносов, неравномерным и даже неустановившимся характером всего явления.

Опыт эксплуатации многих плотин показывает, что именно в нижнем бьефе чаще всего сосредоточиваются и резонируются все неточности или ошибки, которые были допущены при расчетах, конструировании, строительстве и эксплуатации, а потому в большом числе случаев решение технических задач должно в значительной степени опираться на умение инженера учитывать главное из всей совокупности явлений в происходящих процессах, в их динамике, при совершенно реальных условиях данного конкретного объекта.

Было бы ошибочным игнорировать изложенное и искать обобщенное решение, ставшее бы нормативным, как единственное для всех возможных реальных условий.

Однако инженер должен быть вооружен такими методами и расчетными формулами, которые давали бы ему правильную ориентировку и, учитывая главнейшие физические и гидромеханические процессы, апроксимировали бы их без излишнего осложнения изысканий и расчетов. Рекомендации должны помогать инженеру найти такое конструктивное решение, которое облегчало бы процесс эксплуатации и по возможности автоматизировало этот процесс и избавляло от случайностей.

Одним из вопросов в проблеме местных размывов является вопрос расчета вероятной глубины в зоне размыва, образующегося под действием падающей струи, например отброшенной с носка плотины.

Наиболее четко это явление отражает широко применяемая в СССР формула, обоснованная теоретическими разработками Н. А. Патрашева (Ленинград, 1937 г.) и Б. А. Мацмана (Ташкент, 1927 г.) для условий квазистационарного режима.

Эта формула имеет вид.

$$t = K\sqrt{\frac{Q}{b}\sqrt{\frac{z}{g}}} = \frac{K}{g^{0,25}} q^{0,5} z^{0,25}, \qquad (1)$$

она полностью отвечает теории размерностей, а коэффициент K в ней оценивает гидромеханические параметры водотока, его аэрацию, направление динамической оси потока, пульсационные явления, а также свойства грунта сопротивляться разрушению и свойства конструкции содействовать уменьшению размыва. Поэтому можно считать [5], что

$$K = K_A K_{\alpha^\circ} K_{\text{грунт}} K_{\text{констр}}. \qquad (2)$$

Поскольку некоторые факторы, например аэрация потока, в свою очередь являются какой-то функцией q, g и z, то многие исследователи (А. Шоклич, Веронезе и др.) получали (чаще всего чисто эмпирически) зависимость в виде

$$t = Kq^{\varphi} z^{\psi} \qquad (3)$$

с различными значениями $\varphi \neq 0{,}5$ и $\psi \neq 0{,}25$.

В последнее время инженер А. Н. Набиев, под нашим руководством, рассмотрев и обобщив материалы многих исследователей, а также произведя большой объем работ и замеров на действующих сооружениях в Ферганской долине [12, 13], получил для зависимости

$$t = K_A K_{\alpha^\circ} K_{\text{грунт}} K_{\text{констр}} q^{0,5} z^{0,25}, \qquad (4)$$

применительно к условиям размыва несвязного грунта, значение $K_{\text{грунт}} = f(d)$.

Учтя изложенное в [4, 5, 6], в отношении K_A, т. е. влияния аэрации, он получил формулу Вызго-Набиева:

$$t = \frac{2{,}8}{g^{0,30}} K_{\text{констр}} K_{\alpha^\circ} K_{\text{грунт}} q^{0,6} z^{0,1}, \qquad (5)$$

в которой для песков и гальки крупностью d *мм* (с содержанием 90% по весу) коэффициент $K_{\text{грунт}}$ может быть представлен выражением:

$$K_{\text{грунт}} = \frac{1}{\sqrt[3]{d_0 + d}}, \qquad (6)$$

где $d_0 \approx 0{,}2$ *мм*.

Формула (5) дает наиболее точное решение из всех ранее известных и при $d \to 0$ позволяет найти глубину проникания плоской струи в массу той же жидкости, что хорошо согласуется с рекомендациями и разработками А. Н. Патрашева по этому вопросу.

Формул для расчета t предложено много, число их продолжает увеличиваться; однако эти формулы все же отражают только те условия и процессы, с которыми их авторы имели дело при своих

исследованиях, лабораторных или в натуре. Поэтому следует опираться на теоретические обоснования, в частности при разработке конструкций, уменьшающих размыв.

Теория бесспорно показывает, что чем меньше геометрические размеры струи (ее поперечное сечение при той же средней скорости потока), тем на меньшей длине ее пути под уровнем воды нижнего бьефа она получает значительное расширение, тем сильнее уменьшается ее динамическое воздействие на размываемое ложе водотока, тем меньше глубина размыва.

Н. И. Теперин [16], опираясь на теорию А. Я. Миловича и проанализировав результаты лабораторного эксперимента, организованного В. Д. Журиным в ОИИВХ в 1926 г. по изучению растекания струи, вытекающей из насадки диаметра $d=5$ *мм* при различных скоростях истечения от $v_0=0{,}5$ до $v_0=8{,}5$ *м/сек*, искал зависимость изменения формы струи при растекании и уменьшении скорости по длине вдоль оси потока.

В результате Н. И. Тепериным для осесимметричной струи была получена зависимость

$$d = 0{,}1452\frac{x^{1,25}}{d_0^{0,25}}, \tag{7}$$

где d_0 — диаметр начального сечения (диаметр сопла насадка).

Им было установлено, что некоторый путь x_0 струя проходит, не изменяя своей скорости, и только начиная с расстояния $x_0=4{,}65\,d_0$ скорость струи меняется по зависимости

$$v_x = 3{,}6v_0\left(\frac{d_0}{x}\right)^{0,83}. \tag{8}$$

При исследованиях в ОИИВХ распределение скоростей в поперечных сечениях изучено не было, такое изучение производилось другими исследователями. Так, Г. Н. Абрамович [1] для круглой струи получил осевую (максимальную) скорость в сечении на расстоянии x равной

$$v_x = \frac{0{,}96v_0}{\frac{ax}{r_0}+0{,}29}, \tag{9}$$

где a — параметр, определяющий характер распределения скоростей в начальном сечении струи с $d_0=2r_0$;

$$\text{при } a=0{,}076,\quad v_x=\frac{0{,}96v_0}{\frac{0{,}076x}{0{,}5d_0}+0{,}29}=\frac{6{,}3v_0}{\frac{x}{d_0}+2}; \tag{10}$$

$$\text{при } a=0{,}066,\quad v_x=\frac{7{,}25v_0}{\frac{x}{d_0}+2{,}2}. \tag{11}$$

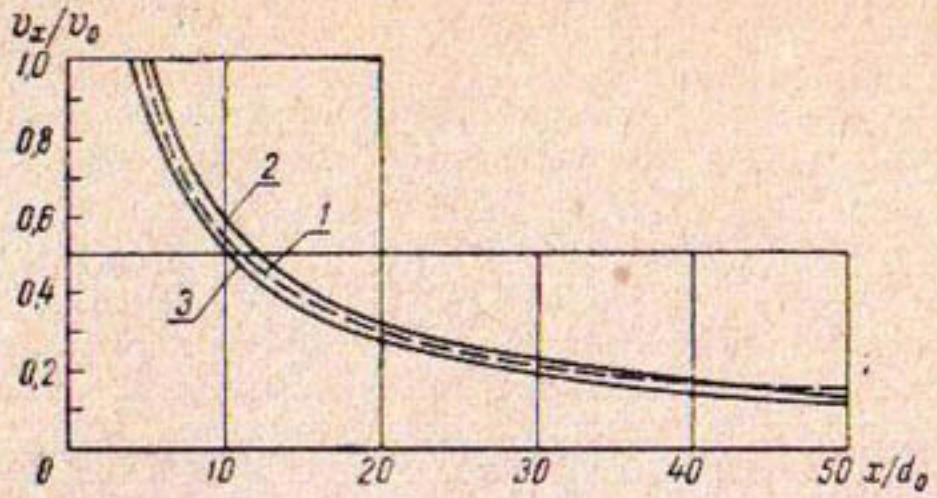


Рис. 1. Кривые изменения максимальной скорости (по оси) в осесимметричной (круглой) струе в зависимости от изменения расстояния от начального сечения:

1 — по Теперину; *2* — по Абрамовичу, при $a=0{,}076$; *3* — то же, при $a=0{,}066$.

Если произвести расчет по формулам (8), (10), (11), то можно увидеть, что все они дают довольно близкие друг к другу результаты (табл. 2, рис. 1).

Таблица 2

Значение $\frac{v_x}{v_0}=f\left(\frac{x}{d_0}\right)$ по различным формулам

По формулам	При значениях $\frac{x}{d_0}$					
	5	10	20	30	40	50
Н. И. Теперина	0,947	0,529	0,302	0,214	0,168	0,140
Г. Н. Абрамовича (при $a=0{,}076$)	0,900	0,525	0,286	0,196	0,150	0,121
То же (при $a=0{,}066$)	—	0,594	0,322	0,225	0,172	0,138

Начальное сечение, от которого скорость начинает изменяться (т. е. когда $\frac{v_x}{v_0}=1$), по Теперину находится на расстоянии $\frac{x_0}{d_0}=4{,}65$, по Абрамовичу $\frac{x_0}{d_0}=5{,}05$ при $a=0{,}076$ и $\frac{x_0}{d_0}=4{,}30$ при $a=0{,}066$ (условия, определяющие величины a, указаны в книге Абрамовича).

Таким образом, в условиях свободного растекания осесимметричная (круглая) струя начинает изменять свою осевую скорость примерно с расстояния $x_0=4{,}7\,d_0$ от входа ее под уровень воды в водоеме.

Несколько другие параметры имеют плоские струи, наиболее часто встречающиеся в гидротехнической практике. Однако характер закономерностей в основе своей тот же — изменение осевой скорости начинается на некотором расстоянии x_0 и при этом чем



Рис. 2. «Красный перепад» на канале Зах близ Ташкента.

меньше толщина струи Δ_0, тем меньше x_0, тем короче участок растекания и тем меньше силовое воздействие потока на дно водоема.

Результаты исследований Н. И. Теперина оказались полезными для разработки рекомендаций по рационализации конструкций по сопряжению бьефов и позволили нам предложить конструкцию гребенчатого трамплина. Этому помогли и прямые наблюдения за ниспадающими струями на водопадах (рис. 2), где можно было ясно видеть увеличение насыщения потока воздухом, т. е. уменьшение его удельного веса, увеличение сил сопротивлений на пути падения, а следовательно, и уменьшение скорости струи на уровне воды в нижнем бьефе.

На XI конгрессе МАГИ данному вопросу также было уделено внимание. Так, было сообщено, что последние исследования А. Г. Чанишвили, изучавшего неаэрированные и аэрированные струи в лабораторных условиях, привели его к выводу, что «Основ-

ные причины наблюдающихся в натуре значительного увеличения интенсивности рассеивания энергии и уменьшения глубин размыва следует искать в явлениях процесса нарушения компактности, распада и дробления потока, приводящих к изменению его структурных и турбулентных свойств» [17].

Вопрос о том, как влияет на растекание струи потока дно водоема и каково динамическое ее воздействие на это дно, тоже привлекал внимание исследователей. Например, исследование, выполненное нами при участии Е. Г. Филиппова, показало, что давление на дно в яме размыва, когда размыву подвергался песок, а очертание ямы (воронки) образовалось той формы, которую она приобретала в этом процессе, характеризовалось данными, приведенными на рисунке 3, *а*. На том же рисунке 3, *б, в, г* приведены результаты опытов в г. Падуя (Италия), сообщенные Р. Кола [21]. Условия в этих опытах были таковы: струя и дно водоема плоские, струя не аэрирована, так как конец насадка погружен под уровень воды в водоеме (бассейне), ось струи направлена (как и в опытах Филиппова, Плетневой и др.) вертикально вниз. Р. Кола указывает, что ограниченная глубина водоема (бассейна) приводит к отклонениям от законов растекания потока в безграничной среде и что динамическое воздействие струи на дно оказывается больше того, которое соответствовало бы максимальной кинетической энергии при той же глубине*, но при свободном растекании.

Пульсация давления нами не изучалась. Некоторое суждение об этом явлении можно иметь на основе исследований в Чехословакии, описанных проф. Я. Чабелка [18], который указал на уменьшение примерно в 1,5—2 раза давления (и его пульсации) на дно водобойного колодца в условиях разделения потока на отдельные струйки гребенчатыми трамплинами.

При создании отдельных конструкций водосбросов важно получать наилучший суммарный эффект — уменьшение глубины размыва и отдаление места размыва от сооружения, уменьшение брызгообразования и т. д. [5, 6, 7, 8, 10]. Однако в ряде случаев это не было обеспечено.

В качестве примера рассмотрим материалы исследований размыва за плотиной на реке Дуэро в Португалии на основе доклада, сделанного на XI конгрессе МАГИ Л. Вейга да Куна и А. Кастро Ленкастре [22]. Они произвели экспериментальные исследования размыва русла этой реки ниже плотины Пикоти, находящейся в эксплуатации. Исследовалось также крепление дна в зоне падения струи, сбрасываемой с носка — трамплина.

Плотина Пикоти имеет высоту около 100 *м*. Водосброс рассчитан на пропуск расхода 11 000 $м^3/сек$. Описание характера размыва скального грунта напоминает описание, сделанное В. В. Пославским [14], а также Т. Х. Ахмедовым [2], причем, как и Т. Х. Ах-

---

* Сделана ссылка на работу M. L. Albertson, B. Dai, R. A. Jensen, H. Rouse; Diffusion of submerged jets. Transactions A. S. C. E., vol. 115, 1950.

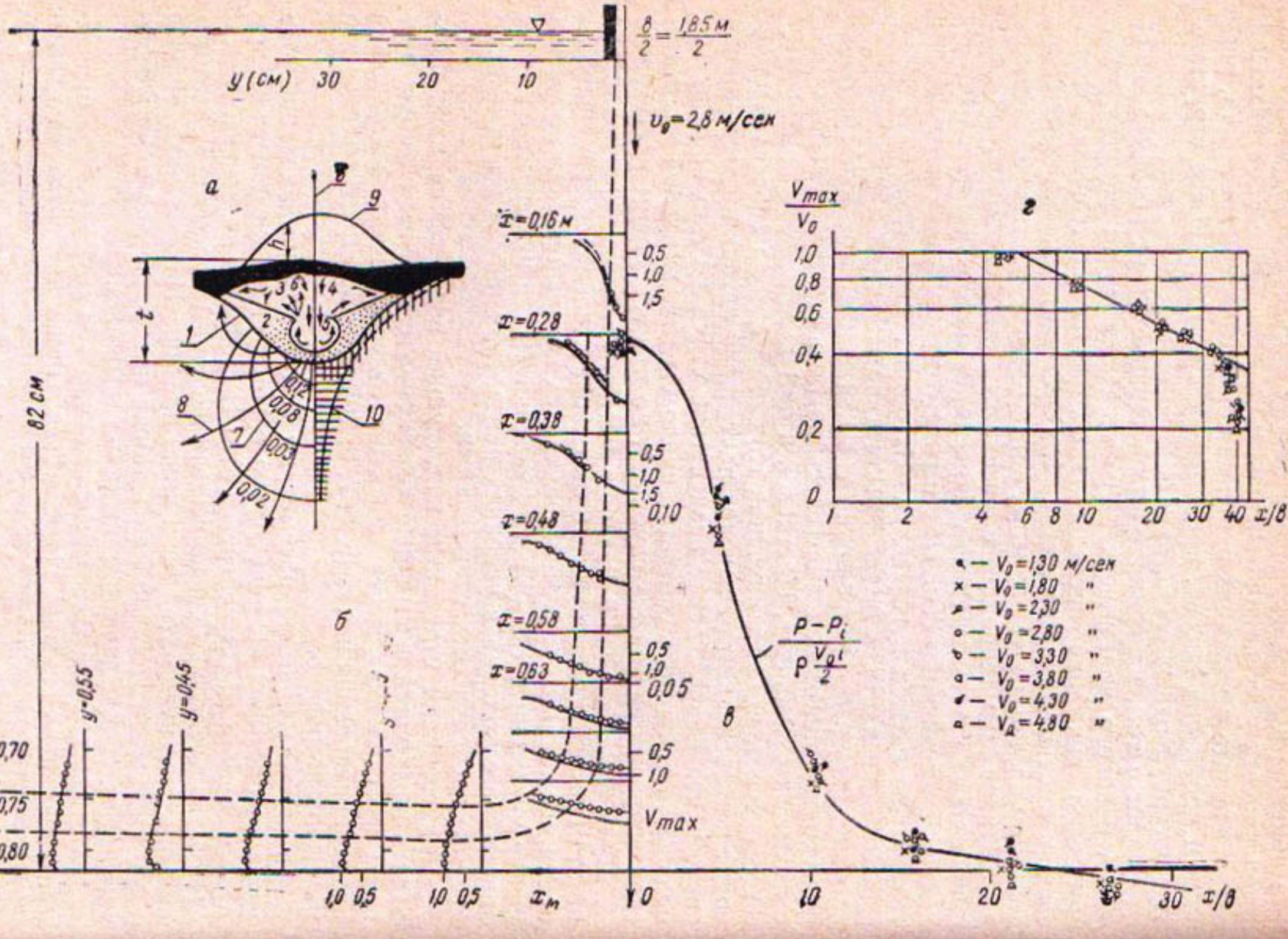

а
б
в
г
82 см
y (см) 30 20 10
$\frac{B}{2}=\frac{1,85\,м}{2}$
$v_0=2,8$ м/сек
x=0,16 м
x=0,28
x=0,38
x=0,48
x=0,58
x=0,63
0,5
1,0
1,5
0,10
0,05
y=0,65
y=0,55
y=0,45
0,70
0,75
0,80
V_{max}
$x_м$
$\frac{p-p_i}{p\frac{v_0^2}{2}}$
$\frac{V_{max}}{V_0}$
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0
1 2 4 6 8 10 20 30 40 x/B
10 20 30 x/B
$V_0=1,30$ м/сек
$V_0=1,80$ "
$V_0=2,30$ "
$V_0=2,80$ "
$V_0=3,30$ "
$V_0=3,80$ "
$V_0=4,30$ "
$V_0=4,80$ "

Рис. 3. Данные опытов по исследованию растекания вертикальной плоской струи, ее скоростей и давления на дно воронки размыва:

а — вертикальный разрез воронки размыва песка в конечной стадии, когда $t=14{,}7$ *см* (опыты в Ташкенте); *1* — неразмываемый песок; *2* — подвижный слой песка; *3* — область перемещающихся водоворотов (с чистой водой); *4* — область, содержащая взвеси; *5* — чистая вода, без взвеси;

б — насадок, скорости воды в котором $v_0=3{,}3$ *м/сек*; *7* — эквипотенциали, помеченные долями скоростного напора $\frac{v_0^2}{2g}=60$ *см*; *8* — линии токов в песке; *9* — эпюра избыточного давления на дно (на осевой вертикали $h=7{,}5$ *см*, т. е. $h:\frac{v_0^2}{2g}\approx 0{,}13$); *10* — эпюра затухания давления вдоль оси струи в воде и песке; *б* — эпюра изменения скоростей в плоском насадке шириной $b=1{,}85$ *см* при начальной скорости $v_0=2{,}2$ *м/сек* (опыты в г. Падуя, Италия); *в* — эпюра относительного давления на дно при скоростях воды в насадке от 1,3 до 4,5 *м/сек* (опыты в г. Падуя); *г* — график затухания относительной скорости воды вдоль оси струи на одинаковых относительных расстояниях x/b (опыты в г. Падуя).

медов, исследователи в Португалии получили возможность сравнить глубины размыва в натуре и на модели, но расчетных сопоставлений в своем докладе не привели.

Весьма значительные погонные расходы на водосбросе плотины Пикоти создали размыв, потребовавший в 1964 г. ремонтных работ (крепление русла). При кратковременном (семь дней) расходе $Q=7300$ *м³/сек* глубина t в месте наиболее глубокого размыва составила около 56 *м* (рис. 4). Как указано в работе П. В. Самострелова [15], ширина этого сброса в его концевой части несколько меньше 80 *м* и, кроме того, вследствие специальной «конструкции лыжного трамплина зубчатой формы» поток сбрасывается к середине русла с сужением до 75 *м*, поэтому погонный расход, видимо, был $q=\frac{7300}{75}\approx 100$ *м²/сек* при перепаде $z=49{,}5$ *м*. В этом случае сравнительно невысокий коэффициент размыва

$$\left(K=\frac{t}{\sqrt{q}\sqrt{z}}=\frac{56}{\sqrt{100}\cdot\sqrt{49{,}5}}\approx 2{,}1\right)$$

отвечает [5] условиям малого угла наклона стекающей струи (направление почти горизонтальное).

Португальские исследователи указывали, что дно размывалось в большей степени при меньших эксплуатационных расходах воды, но за более длительные периоды, начиная с 1957 года, и при низких горизонтах в нижнем бьефе, когда с лыжного трамплина вода падала так, как показано на рисунке 40 в книге П. В. Самострелова [15].

С возрастанием расхода воды быстро поднимался уровень в узком каньоне реки Дуэро за водосбросом, достигая при $Q=7300$ *м³/сек* отметок примерно на 30—40 *м* выше обычных, образовывалась водяная подушка, защищавшая от размыва. Основные же размывы происходи-

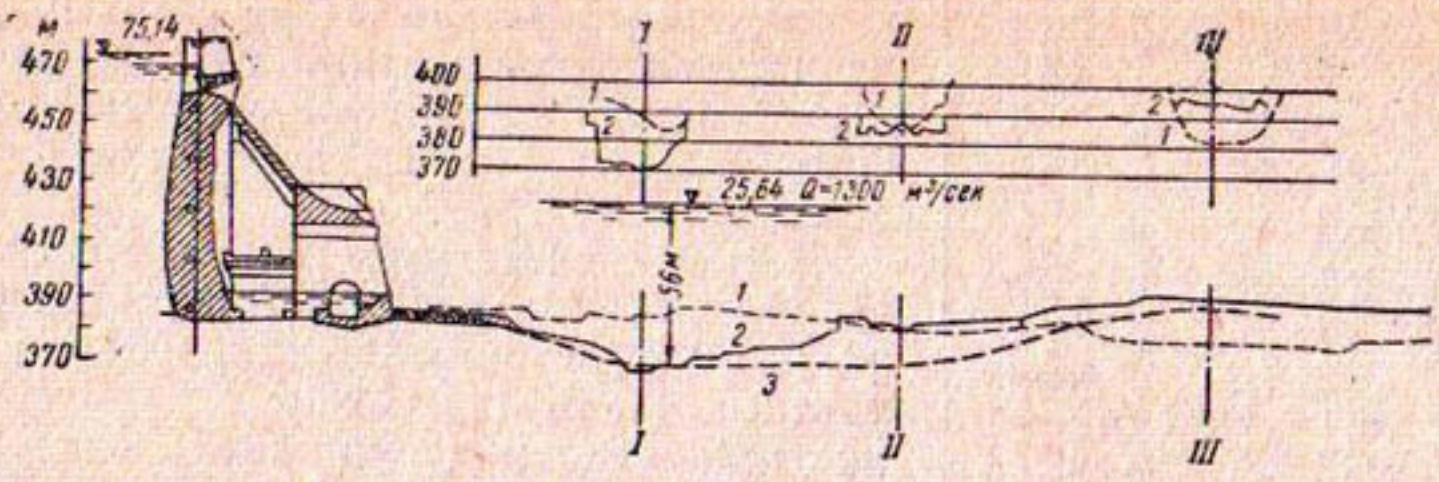


Рис. 4. Плотина Пикоти на р. Дуэро в Португалии. Размывы дна в натуре и на модели:

1 — дно в натуре в 1958 г.; *2* — дно в натуре в 1964 г.; *3* — дно русла на модели.

ли при расходах от 1000 до 3000 *м³/сек* с более круто падающим потоком.

Данные о размывах в процессе эксплуатации плотины Пикоти, начиная с момента ввода ее в эксплуатацию, приведены в таблице 3.

Таблица 3

Размыв за плотиной Пикоти (Португалия)

Годы	Длительность паводка с расходами больше 1000 *м³/сек*	Максимальный краткосрочный расход воды *Q*, *м³/сек*	Местная глубина размыва русла *T*, *м*	Объем ямы размыва в скале, *м³*
1957—1958	7 дней	2300	3	2 000
1958—1959	7 »	1300	6	
1959—1960	3 месяца	3500	11	8 000
1960—1961	1 месяц	3000	12	4 000
1961—1962	3 месяца	7300	20	22 500
1962—1963	3 »	2200	22	1 500
1963—1964	50 дней	3100	22	1 000

Как видим, наиболее резкие увеличения размыва произошли в 1959—1960 гг. и в 1961—1962 гг., в которые расходы $Q > 1000$ *м³/сек* проходили более 3 месяцев в каждом из этих лет, и особенно за 1961—1962 гг., когда около недели расход был больше 3000 *м³/сек*. В этом году глубина вымоины в скальном дне достигла ~ 20 *м* (общий объем размыва составил к этому времени 36,5 *тыс. м³*). В последующие годы заглубление размыва было сравнительно небольшим (2 *м*), как и дополнительный объем размыва (около 2,5 *тыс. м³*). За 1961—1962 гг. глубина ямы размыва возросла на 8 *м*. В непосредственной близости к плотине — в сорока метрах от створа конца лыжного трамплина — образовался 8-метровый уступ, за которым выглубление постепенно переходило к глубине (20 *м*) наибольшего размыва.

К сожалению, исследователи не привели достаточных цифровых данных для выяснения коэффициентов K, изменявшихся неизбежно с изменениями характера струи, расхода и перепада. Одновременно с основным размывом за его ямой образовались отдельные заглубления в отводящем русле с глубиной 5—10 *м* на участке длиной 25—80 *м*. Можно предполагать, что они возникли под действием абразивных процессов, аналогичных описанным Т. Х. Ахмедовым на основе его лабораторных опытов *.

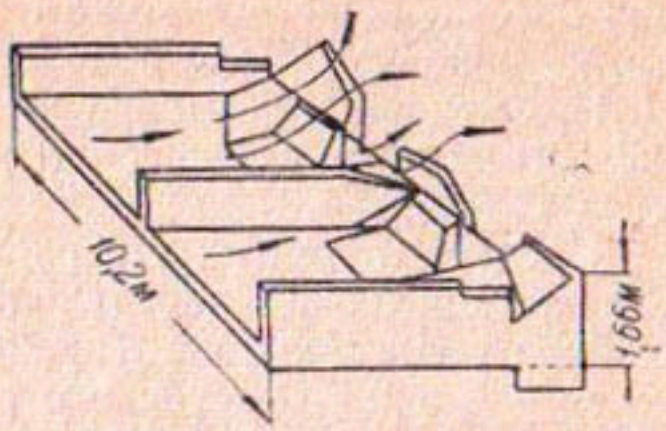


Рис. 5. Схема расположения гребенчатого трамплина в конце лотка Ялломинского консольного сброса.

В 1962—1963 гг. оказалось возможным откачать воду из ямы размыва за плотиной Пикоти, что позволило произвести осмотры дна и креплений, признанных находящимися в достаточно благополучном состоянии, хотя и требовавшими ремонтов. Особое внимание было обращено на заделку слоем бетонной одежды каверн размыва у берегов и низового фронта крепления поперек всего русла. При ремонте и заделке мест размыва было уложено около 2000 $м^3$ бетона с дозировкой цемента 300 $кг/м^3$. Таким образом, здесь был применен пассивный метод защиты — заделка размывов, так же, как это, например, было при ремонте плотины Вако в США и на плотинах, описанных Н. Н. Беляшевским [3].

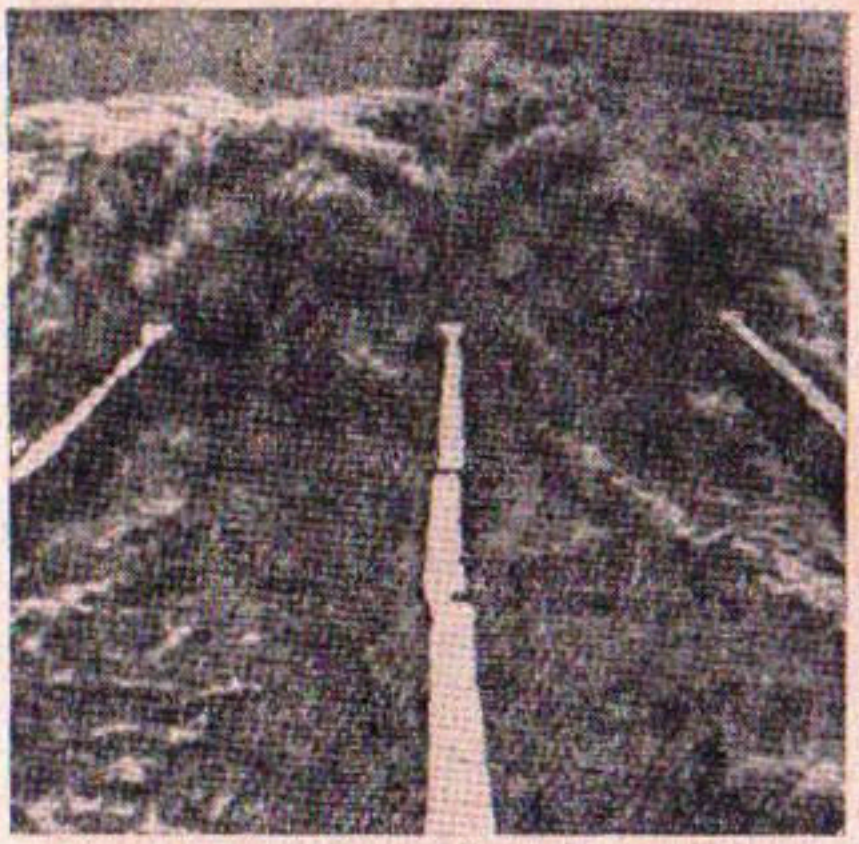


Рис. 6. Гашение энергии потока гребенчатым трамплином Ялломинского консольного сброса.

По нашему мнению, лучше использовать активные методы защиты от размывов. Может быть для плотины, подобной плотине Пикоти, следовало бы удлинить трамплин, сделать его более широким в концевой части, разделить поток на малые струйки, не сосредоточивая его падения в осевой части речного русла. Это привело бы к конструк-

* Абразивные процессы происходят и в яме местного размыва, хотя основные, особенно начальные, явления размыва обусловлены другими причинами (см. стр. 111—113 в нашей книге [5]).

ции рассеивающего виража с гребенчатым трамплином на его конце, в какой-то мере похожим на описанный Б. П. Каруком и Н. Н. Суровой [10], и едва ли объем ремонтно-строительных работ был бы намного больше, чем указывали Л. Вейга да Куна и А. Кастро Ленкастре.

Следует отметить, что ряд сооружений в Узбекистане оснащен удовлетворительно работающими гребенчатыми трамплинами той или иной конструкции. Так, концевое сооружение водно-энергетического Чирчик-Бозсуйского тракта, Ялломинская консоль построена с гребенчатыми трамплинами (рис. 5). Этот водосброс успешно эксплуатируется уже около 25 лет. Характер вспененного потока на выходе из этой консоли виден на рисунке 6. Хотя детальных промеров дна за этой консолью после длительного срока эксплуатации не производилось, но отдельные контрольные промеры в первый период эксплуатации показывали близкое совпадение глубины с полученными в лабораторных условиях.

При исследованиях на модельной установке было выявлено весьма ценное обстоятельство. Оказалось, что разброс струй препятствует образованию водоворотных течений и суводей. Этот результат подтвердился и на практике — берега не подвергались резкому размыву.

Литература

1. Абрамович Г. Н. Теория турбулентной струи. Физматгиз, М., 1960.
2. Ахмедов Т. Х. Местный размыв скального грунта и его исследования. Труды Всесоюзного научно-технического совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, том I, изд. ВАСХНИЛ и ГрузНИИГиМ, Тбилиси, 1961.
3. Беляшевский Н. Н. Опыт строительства и эксплуатации улучшенных типов водосливных плотин из каменной наброски. Изд. АН УССР, Киев, 1957.
4. Вызго М. С. Местные размывы нижнего бьефа водозаборных гидроузлов и защита сооружений от повреждений. Труды Всесоюзного научно-технического совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, т. I, изд. ВАСХНИЛ и ГрузНИИГиМ, Тбилиси, 1961.
5. Вызго М. С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями. Изд. «Наука» УзССР, Ташкент, 1966.
6. Вызго М. С. Влияние аэрации падающей струи на глубину местного размыва за гидротехническими сооружениями. Сб. «Водное хозяйство», вып. 3, изд. «Урожай», Киев, 1965.
7. Дюсенова Р. Х. Измерение пульсации гидродинамического давления на незатопленных гасителях. Проблемы гидроэнергетики и водного хозяйства, вып. 3, изд. «Наука» Казахской ССР, Алма-Ата, 1965.
8. Дюсенова Р. Х. Влияние расщепления потока на глубину размыва и характеристика динамического воздействия потока на расщепитель. Проблемы гидроэнергетики и водного хозяйства, вып. 5, изд. «Наука» Казахской ССР, Алма-Ата, 1967.
9. Жимский А. А. Водозаборные плотины на реках Средней Азии. Изд. «Наука» УзССР, Ташкент, 1966.
10. Карук Б. П., Сурова Н. Н. Водосбросное сооружение плотины на реке Джумин в Тунисской республике. Сб. «Водное хозяйство», вып. 4, изд. «Урожай», Киев, 1966.
11. Маслов Н. Н., Пильгунова З. В. Плотины Северной Африки (из практики проектирования и строительства). Госэнергоиздат, М.—Л., 1961.

12. Набиев А. Н. Размыв различных грунтов за консольными перепадами в натурных условиях. «Вопросы гидротехники», вып. 28, изд. «Наука» УзССР, Ташкент, 1965.
13. Набиев А. Н. Глубина размыва падающей струей. Доклады АН УзССР, 4, Ташкент, 1966.
14. Пославский В. В. О размыве скалы в нижнем бьефе водосливной плотины. Труды Института сооружений АН УзССР, Ташкент, 1949.
15. Самострелов П. В. Гидротехническое строительство в Португалии. Госэнергоиздат, М.—Л., 1961.
16. Теперин Н. И. Движение струи в массе жидкости. Труды САНИИРИ, вып. 10, Саогиз, Москва—Ташкент, 1933.
17. Чанишвили А. Г. Экспериментальное исследование влияния аэрации на интенсивность гашения кинетической энергии. Доклад 1—4 на XI конгрессе МАГИ в Ленинграде, 1965.
18. Cabelka J., Novak P. Hydrotechnicky výzkum. Praha, 1964.
19. Müller L. Das Kräftespiel im Untergrund von Talsperren. Geologie und Bauwesen, 26, 8, 1961.
20. Magiolo O. I. Etud sur modèle reduit de l'ersion du lit rocheux en aval de deversoir du barrage «Rincon del Bonnete» (Urugvay). Доклад IV/9—1 на IX конгрессе МАГИ, 1961.
21. Raffaele Cola. Energie dissipation of a highvelocity vertical jet entering a basin (Italy). Доклад 1—52 на XI конгрессе МАГИ, 1965.
22. Veiga da Cunha L. et Castro Lencastre A. La dissipation de l'energie dans un evacuateur en saut de ski observation de l'erosion (Portugal). Доклад 1—22 на XI конгрессе МАГИ, 1965.

ПЕРЕФОРМИРОВАНИЕ РУСЛА В НИЖНИХ БЬЕФАХ РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

М. Э. ФАКТОРОВИЧ,

доктор технических наук

А. Б. ВЕКСЛЕР, В. М. ДОНЕНБЕРГ, И. Г. КВАСОВА,

инженеры

(ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева)

Русловые переформирования в нижних бьефах речных гидроузлов имеют важное значение при установлении гидравлико-энергетических водно-транспортных и общеинженерных характеристик этих сооружений. В связи с этим во ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева в последние годы были проведены исследования, в задачу которых входило изучить и обобщить опыт проектирования русловых трансформаций, проанализировать и обобщить натурные данные о русловых переформированиях, дать оценку существующим методам расчета и рекомендации для решения практических задач, связанных с русловыми переформированиями в нижних бьефах проектируемых и эксплуатируемых речных гидроузлов.

Результаты обработки натурных данных о русловых переформированиях в нижних бьефах более 20 эксплуатируемых в СССР крупных речных гидроузлов уже подробно изложены в печати*. В настоящей статье приводятся основные выводы и обобщения по материалам проведенных исследований.

1. Наибольшие местные деформации незакрепленных русел нижних бьефов происходят в строительный и пуско-наладочный периоды работы гидроузла. Причина размывов — чаще всего неблагоприятные гидравлические условия пропуска строительных расходов через неполностью построенные водопропускные сооружения, а также незавершенность работ по креплению нижнего бьефа. Примером могут служить процессы, происходившие на Горьковском, Куйбышевском, Каховском, Новосибирском гидроузлах.

2. Несоответствие проектному очертанию принятых в эксплуатацию закрепленного и незакрепленного участков русла нижнего бьефа ввиду остатков перемычек и т. д. способствует возникновению сбойности потока, что приводит к значительным местным размывам. Такие размывы произошли на Рыбинском, Горьковском, Павловском, Усть-Каменогорском, Новосибирском гидроузлах.

---

* Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 36. Изд. «Энергия», 1967.

3. Общие трансформации русла, как правило, начинают проявляться уже в период строительства гидроузла, когда при размыве стесненного перемычками русла откладывается грунт на нижележащих участках нижнего бьефа (например, при строительстве Волгоградского гидроузла) или когда при отвалах грунта из котлованов и сбросе пульпы мутность потока значительно превосходит бытовую (например, при возведении Мингечаурского гидроузла).

4. Интегральной характеристикой русловых трансформаций в нижнем бьефе гидроузла служит смещение кривых связи расходов и уровней в створе ГЭС. Снижение кривой связи по сравнению с ее положением при бытовом состоянии реки свидетельствует о преобладании размыва в процессе общих трансформаций. Наибольшими величинами снижения уровня нижнего бьефа в створе гидроузла характеризуются Цимлянский гидроузел, где уровень за 12 лет эксплуатации снизился примерно на 85 *см*, Новосибирский гидроузел, где за 6 лет это снижение составило 65 *см*, и Мингечаурская ГЭС, где за 10 лет уровень снизился на 1,0 *м*. Наблюдается снижение уровня и в нижнем бьефе Волжской ГЭС имени XXII съезда КПСС (около 30 *см* после паводка 1966 г.).

5. Интенсивность русловых трансформаций зависит от величины сбросных расходов. Пример Цимлянского гидроузла показывает, что даже длительный маловодный период не приводит к заметным снижениям уровня в створе сооружений. Прохождение высокого паводка дает толчок для возобновления русловых переформирований.

6. Зона максимальной интенсивности русловых переформирований нижних бьефов с течением времени постепенно смещается вниз по течению. Выше этой зоны интенсивность руслового процесса затухает и русло стабилизируется в соответствии с условиями нового гидрологического режима. При этом перекаты, расположенные в указанной части русла, становятся более устойчивыми, чем в бытовых условиях. Такие явления отмечаются в нижних бьефах Горьковского, Кременчугского, Новосибирского и других гидроузлов.

Заметна тенденция канализации зарегулированного русла, проявляющаяся в его спрямлении и в сглаживании различий между плёсами и перекатами.

7. Русловые трансформации зависят не только от переформирования дна, но также и от боковой (береговой) эрозии русла. На Дону, ниже Цимлянского гидроузла, на боковую эрозию приходится около 40% всей деформации живого сечения русла.

Разрушение и оползание берегов вызываются волнами неустановившегося движения при суточном регулировании мощности ГЭС, а также волнами возмущения от проходящих судов (например, в нижних бьефах Угличского, Цимлянского и Верхне-Свирского гидроузлов).

Интенсивность береговой эрозии повышается в зоне переменного подпора нижнего бьефа со стороны нижележащего гидроузла.

Такое же явление наблюдается в нижнем бьефе Нижне-Свирского гидроузла в зоне переменного подпора Ладожским озером.

8. В начальный период эксплуатации некоторых гидроузлов (Горьковского, Куйбышевского, Новосибирского) отмечается занесение низовых судоходных каналов.

9. Объединение стока двух бассейнов и сброс объединенного стока в русло одной реки приводит к разработке этого русла, ранее обладавшего меньшей пропускной способностью. Такой русловой процесс, сопровождающийся расширением и углублением русла реки, наблюдается в нижнем бьефе Рыбинского гидроузла на р. Шексне от створа ГЭС до устья.

10. Отступления в период строительства от проектных предположений часто приводят к тому, что запроектированный саморазмыв русла нижнего бьефа в натуре не происходит. Так, в нижнем бьефе Горьковского гидроузла не получился запроектированный саморазмыв правого берега, что вызвало сбойность транзитного потока и размыв берега в районе промежуточного судоходного бьефа. Также не произошло запроектированного размыва русла и на Усть-Каменогорском гидроузле, где в процессе строительства был пересмотрен проект крепления нижнего бьефа.

Достаточно полная оценка русловых трансформаций при зарегулированном речном стоке и осветлении потока водохранилищем может быть установлена только на основе материалов систематических наблюдений, проводимых проектно-изыскательскими организациями, эксплуатационным персоналом гидроузлов, организациями речного флота и гидрометеослужбы. Случайный характер и периодичность таких наблюдений затрудняют изучение русловых процессов в нижних бьефах гидроузлов. Поэтому дальнейшие исследования в этой области целесообразно базировать на систематических ежегодных натурных наблюдениях на ряде характерных гидроузлов.

РАЗМЫВ У РАЗЛИЧНЫХ ПРЕГРАД, СОПОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ДАННЫХ С НАТУРОЙ*

З. К. ЭРИСТАВИ,

кандидат технических наук

(ГрузНИИГиМ)

Правильное определение глубины местного размыва, образующегося непосредственно у гидротехнических сооружений, в основном и определяет надежность и экономичность этих сооружений. Большое научное и практическое значение приобретает прогноз глубины местного размыва с максимальным учетом факторов, которые его определяют.

В настоящей статье изложены результаты исследования процесса местного размыва в несвязных и связных грунтах: в частности, влияние на размыв формы сооружения и его расположения относительно направления потока, неоднородности несвязных грунтов и свойства связных грунтов.

В результате анализа проведенных исследований механизм местного размыва у сооружения, в частности у опоры, представляется в следующем виде.

При обтекании потоком опоры происходит резкое торможение набегающих на опору струй, то есть удар потока о переднюю грань преграды, в результате чего в начальный момент появляются восходящие и нисходящие струи. Восходящие струи образуют местный подпор непосредственно у сооружения, а нисходящие — достигают дна и затем отклоняются от опоры.

В дальнейшем движение восходящих струй уравновешивается весом объема жидкости местного подпора. В результате основное движение потока у передней грани преграды происходит сверху вниз, образуется несвободная нисходящая струя, ограниченая с одной стороны твердой преградой, а с другой — набегающим потоком. С увеличением скорости поступающего потока увеличивается местный подпор и соответственно мощность нисходящей струи. При движении затопленной струи сверху вниз в результате ее растекания скорость по глубине уменьшается.

Струя, достигшая дна воронки с определенной скоростью, отражается в сторону, противоположную поступательному направлению потока, в плане образуются обратные донные токи, и в случае, если эти скорости превосходят неразмывающие для данного грунта, происходит размыв.

* Работа выполнена в гидротехнической лаборатории ГрузНИИГиМ под научным руководством доктора технических наук проф. Ц. Е. Мирцхулава.

Установлено, что дно воронки (в несвязных и связных грунтах) наиболее интенсивно разрушается в начальный период, когда поток действует на дно с большими скоростями. По мере углубления воронки вынос частиц грунта из нее уменьшается вследствие уменьшения скорости растекающейся в воронке струи, когда нисходящая струя, потеряв часть своей энергии, уже не может отрывать отдельные частицы грунта. Если в потоке есть влекомые донные наносы, воронка размыва стабилизируется при равенстве выносимых из воронки и поступающих в нее наносов.

Местный размыв в связных грунтах происходит агрегатами (отдельностями), размер которых зависит от структурных свойств грунтов и скорости нисходящей струи.

Исследованиями Ц. Е. Мирцхулава [5] установлено, что агрегат, выступающий над дном, до отрыва подвергается динамическому воздействию потока. Пульсирующие силы «утомляют» отдельность до тех пор, пока динамическое усилие, соответствующее максимальным скоростям, не превзойдет сопротивляемости на размыв.

В результате большой разницы между величинами сопротивляемости размыву, обусловленной силами сцепления, и силой сопротивления, обусловленной весом отдельности, оторванная отдельность, за редким исключением, мгновенно уносится за пределы воронки.

Воронка размыва стабилизируется, когда максимальные пульсационные скорости не смогут вызвать усилие, способное оторвать наиболее слабо связанные отдельности от массива ложа.

Исследования по влиянию на размыв формы преграды и ее расположения относительно направления потока в несвязных и связных грунтах показали, что коэффициент формы K_φ не зависит от характеристик грунта и является одним из основных действующих факторов в образовании воронки местного размыва. Величина K_φ — отношение глубины местного размыва при исследуемой форме преграды к глубине размыва в случае цилиндрической формы.

Коэффициенты формы K_φ и зависимости для определения расчетной ширины преграды при нормальном и косом набегании потока на сооружение (табл. 1) пригодны для несвязных и связных грунтов.

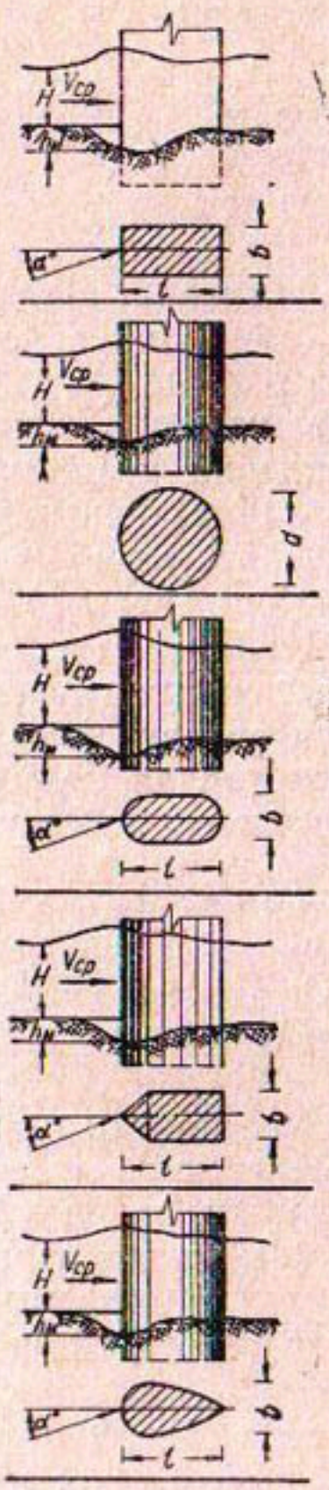
Исследованиями также выявлена оптимальная форма преграды (форма падающей капли), у которой ввиду ее лучшей обтекаемости наблюдается наименьший местный подпор и, следовательно, меньшая глубина воронки местного размыва по сравнению с сооружениями иной формы.

При расчете глубин местных размывов у преград в неоднородных несвязных грунтах, учитывая образование на поверхности воронки отмостки из крупных частиц, за расчетный диаметр следует принимать размер тех наиболее крупных зерен, доля которых в смеси составляет в среднем 12%.

На основе исследований по изучению влияния свойств связных грунтов на местный размыв получена достаточно наглядная связь

Таблица 1

Коэффициенты формы K_φ и расчетная ширина различных опор

Схема опоры	Коэффициент формы K_φ	Расчетная ширина опоры $b_{оп}$
	$K_\varphi = 1{,}20$ Примечание. При косом набегании потока табличные значения K_φ справедливы при условии $\frac{H}{b_{оп}} \leqslant 1$	При нормальном набегании потока $b_{оп} = b$ При косом набегании потока $b_{оп} = l \sin\alpha + b\cos\alpha$
	$K_\varphi = 1{,}00$	$b_{оп} = d$
	Определяется в зависимости от угла набегания $\alpha°$ $\alpha°$: 0° | 10° | 20° | 30° | 40° K_φ: 0,82 | 0,85 | 0,88 | 0,97 | 1,06 См. примечание к пункту 1	При нормальном набегании потока $b_{оп} = b$ При косом набегании потока $b_{оп} = (l - b)\sin\alpha + b$
	Двухгранный угол опоры $\rho° = 60°$ $K_\varphi = 0{,}72$ Указанное значение K_φ справедливо лишь при небольших углах $\alpha°$	При нормальном набегании потока $b_{оп} = b$ При косом набегании потока $b_{оп} \cong (l - b)\sin\alpha + b$
	Определяется в зависимости от угла набегания потока $\alpha°$ $\alpha°$: 0° | 10° | 20° | 30° | 40° K_φ: 0,60 | 0,63 | 0,67 | 0,71 | 0,79 См. примечание к пункту 1	При нормальном набегании потока $b_{оп} = b$ При косом набегании потока $b_{оп} = (l - b)\sin\alpha + b$

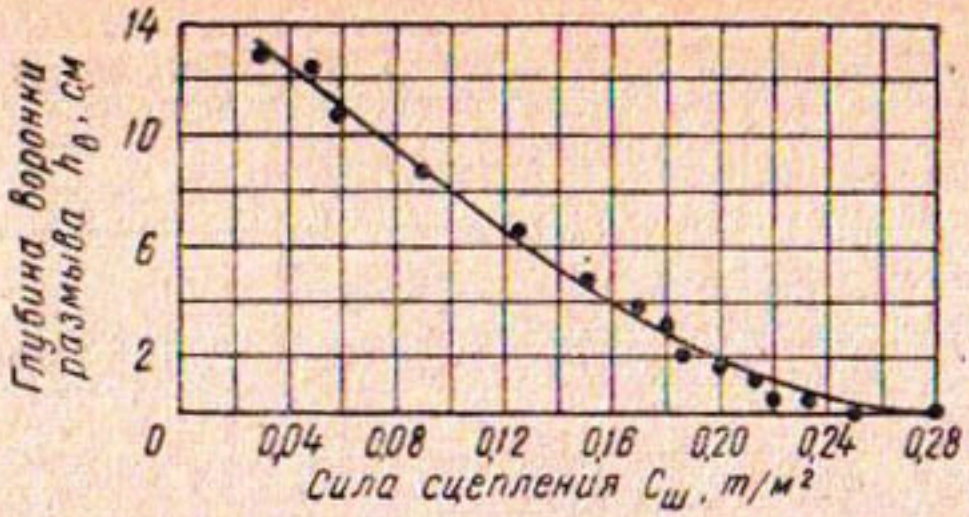


Рис. 1. Кривая сопротивляемости полностью водонасыщенных грунтов размыву в зависимости от величины сил сцепления.

между глубиной местного размыва и сцеплением, интегрально отражающим весь комплекс физико-технических и химических свойств, характеризующих сопротивляемость этих грунтов размыву.

Установлено, что сопротивляемость грунтов размыву при их полной водонасыщенности с увеличением сил сцепления возрастает (рис. 1). Параллельно с опытами на моделях в лабораторных условиях проведены эксперименты в натуре на водотоках горно-предгорной зоны восточной части Грузинской ССР (на рр. Арагви, Ксани, Иори, Гомбори, Лехура и Вера), а также на Мухранском и Алазанском магистральных каналах, проходящих в связных грунтах.

В результате составлена расчетная схема для определения вероятной глубины воронки местного размыва, основанная на максимальных донных скоростях в воронке, непосредственно действующих на размываемое основание.

В зависимости от гидравлических характеристик потока необходимо определить скорость нисходящей струи в плоскости дна, которая в установившейся воронке размыва при несвязных грунтах является функцией диаметра частиц грунта, и в связных — функцией сцепления при полном водонасыщении грунта.

Для определения вероятной глубины воронки местного размыва решались две основные задачи: 1) определение максимальных придонных скоростей в воронке размыва (в зависимости от средней скорости потока $v_{ср}$, местного подпора $z_{мп}$ и глубины воды в воронке размыва $H_р$); 2) установление неразмывающих (допускаемых) скоростей $v_{дв}$ на дне воронки с возможно полным учетом факторов, обусловливающих эти скорости.

Первую задачу решали экспериментальным путем (рис. 2) и получили расчетную зависимость для определения максимальной донной скорости в воронке размыва:

$$v_{макс} = \frac{v_{ср}}{1 + 0{,}05\,\frac{H_р}{z_{мп}}}. \qquad (1)$$

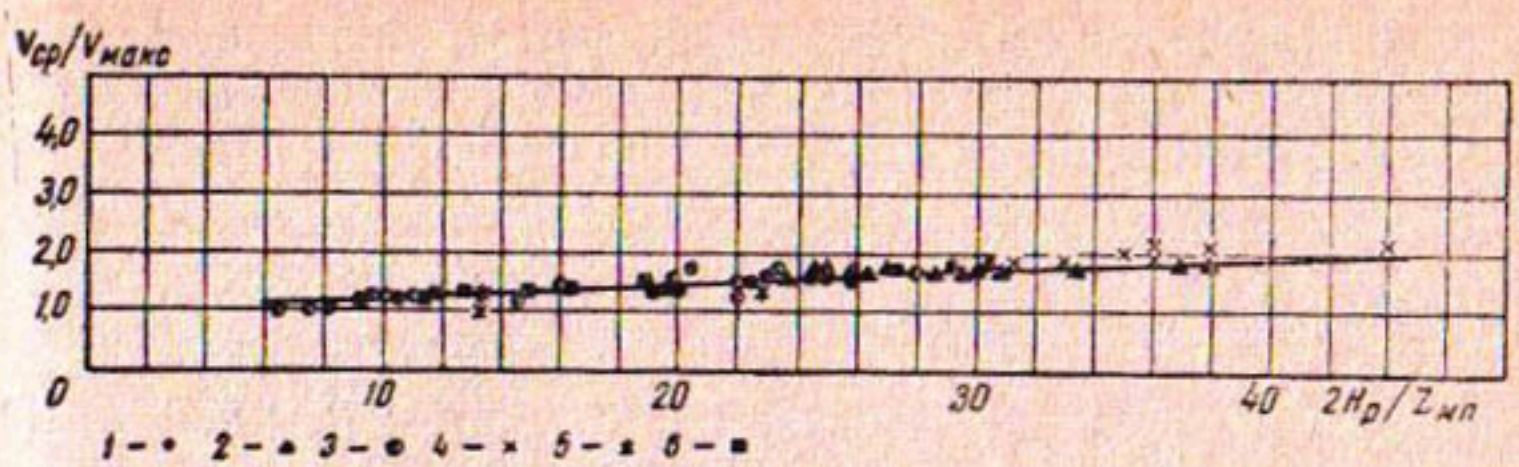


Рис. 2. Экспериментальная кривая $\frac{v_{ср}}{v_{макс}} = f\left(\frac{2H_р}{z_{мп}}\right)$. Условные обозначения точек, полученных в опытах:

1 — при однородных несвязных грунтах; *2* — при неоднородных несвязных грунтах; *3* — при связных грунтах (*1*, *2*, *3* — лабораторные опыты автора); *4* — при несвязных грунтах; *5* — при связных грунтах (*4*, *5* — полевые опыты автора); *6* — лабораторные опыты А. С. Зедгинидзе.

Вероятность углубления воронки размыва будет практически исключена только тогда, когда максимальная донная скорость (пропорциональная глубине воды в воронке) уменьшится до значения неразмывающих (допускаемых) донных скоростей для грунта основания, то есть при

$$v_{макс} = v_{Дв}. \tag{2}$$

Учитывая равенство (2), из уравнения (1) получили расчетную формулу для наибольшей глубины воронки местного размыва (считая от поверхности общего размыва) у преграды в несвязных и связных грунтах:

$$h_в = 20 z_{мп} K_\varphi \left(\frac{v_{ср} + v_{Дв}}{v_{Дв}}\right) - H - z_{мп}, \tag{3}$$

где $v_{ср}$ — средняя скорость потока;

H — бытовая глубина потока.

Местный подпор $z_{мп}$, образующийся непосредственно у передней грани сооружения, в значительной степени определяет воронку размыва и является величиной прямо пропорциональной ей. Местный подпор рекомендуется устанавливать по зависимости И. А. Ярославцева [1]:

$$z_{мп} = K_v \frac{v_{ср}^2}{g}, \tag{4}$$

где K_v — коэффициент, учитывающий относительную ширину преграды

$$\lg K_v = -0{,}28 \sqrt[3]{\frac{v_{ср}^2}{gb}}, \tag{5}$$

где b — расчетная ширина сооружения;

g — ускорение силы тяжести.

Для решения второй задачи были соответственно применены формулы Ц. Е. Мирцхулава [5], основанные на принципе предельного равновесия частиц и учитывающие факторы, определяющие эти скорости:

$$v_{\text{дн}} = 1{,}25 \sqrt{\frac{2gm}{0{,}09\gamma_0 n}\left[(\gamma_r - \gamma_0)\, d + 2C^{H}_{\text{ун}} K\right]}; \qquad (6)$$

$$v_{\text{дв}} = 1{,}25 \sqrt{\frac{2gm}{0{,}3\gamma_0 n}\left[(\gamma_r - \gamma_0)\, d + 1{,}25\left(C_{\text{у.норм}} K + P_g + P_{\text{н}}\right)\right]}. \qquad (7)$$

Зависимости (6) и (7) свидетельствуют, что при прочих равных условиях значения предельных неразмывающих скоростей в воронке размыва больше, чем в равномерном потоке, в несвязных грунтах примерно в 2,2 раза, а в связных — в 2,7 раза.

Можно предположить, что понижение размывающей способности струи в воронке по сравнению с плоским русловым потоком зависит от многих факторов, среди которых, по-видимому, ведущая роль принадлежит условию обтекания частиц грунта, подлежащих отрыву.

Для проверки предлагаемой зависимости сопоставили расчетные данные с данными натурных исследований (табл. 2).

Сопоставление дает некоторое расхождение, которое, очевидно, объясняется незавершенностью стабилизации воронки местного размыва, что допустимо при таком сложном явлении.

Таблица 2

Сопоставление глубин местного размыва у преграды: расчетных по формуле (3) и наблюденных в натуре

Средняя скорость потока, *м/сек*	Глубина потока, *м*	Ширина преграды, *м*	Местный подпор у преграды по формуле (4), *м*	Донная неразмывающая (допускаемая) скорость в воронке размыва по формулам (6, 7), *м/сек*	Глубина местного размыва у преграды, *м*	
					фактическая	по формуле (3)
0,60	0,20	0,15	0,024	0,32	0,14	0,19
0,81	0,50	1,00	0,052	0,43	0,28	0,36
0,85	0,35	0,15	0,044	0,47	0,26	0,32
0,96	0,46	0,15	0,054	0,51	0,38	0,44
1,00	0,40	0,15	0,058	0,57	0,30	0,42
1,00	0,60	1,50	0,076	0,54	0,51	0,61
1,20	1,30	1,40	0,110	0,58	0,82	0,94
1,60	1,00	1,40	0,180	0,95	1,00	1,26

Литература

1. Андреев О. В., Ярославцев И. А. Защита мостовых переходов от размыва. Автотрансиздат, 1959.

2. Болдаков Е. В. Переходы через водотоки. Изд. «Транспорт», М., 1965.

3. Зедгинидзе А. С. Исследования местных размывов у мостовых опор. Трансжелдориздат, 1955.

4. Латышенков А. М. Вопросы гидравлики искусственно сжатых русел. Госстройиздат, М., 1960.

5. Мирцхулава Ц. Е. Прогнозирование наибольшей глубины местного размыва связных грунтов свободно падающей струей. «Гидротехническое строительство» № 8, 1965.

6. Технические указания по расчету местного размыва у опор мостов. ВСН-62-61. Минтрансстрой СССР, М., 1962.

7. Указания по определению допускаемых (неразмывающих) скоростей водного потока для различных грунтов и облицовок. Госземводхоз СССР, М., 1965.

8. Херхеулидзе И. И. Вопросы гидрологии и гидравлики мостовых переходов. Научно-техническое общество санитарной техники и городского хозяйства Груз. ССР, Тбилиси, 1958.

9. Эристави З. К. Местный размыв у мостовых опор и обусловливающие его факторы. Госстрой Груз. ССР. Техническая информация. «Строительство и архитектура» № 14, 1964.

10. Эристави З. К. Влияние свойств связных грунтов на местный размыв у мостовых опор. Труды ГрузНИИГиМ, вып. 23, Тбилиси, 1965.

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОБЩИХ РАЗМЫВОВ В НИЖНИХ БЬЕФАХ ЕМКИХ ВОДОХРАНИЛИЩ

И. А. КУЗЬМИН,

кандидат технических наук

Л. И. ТЕРЕНТЬЕВ,

инженер

(Гидропроект)

Емкие водохранилища способны длительное время задерживать поступающие сверху наносы. В нижний бьеф вода поступает практически полностью осветленной, то есть лишенной руслоформирующих фракций наносов.

В этих условиях общие размывы длятся долго, что иногда приводит к существенным, подлежащим учету в проекте, снижениям уровней воды в нижнем бьефе сооружений.

Ход размывов, развивающихся во времени вниз по реке, регулируется способностью потока транспортировать твердый материал, залегающий на дне реки и в общем случае отличающийся по механическому составу от взвешенных наносов, переносимых рекой в бытовых условиях.

Глубины размывов ограничиваются величинами скоростей, являющихся неразмывающими для грунтов дна. По мере развития размыва в глубину состав грунтов дна, как правило, меняется вследствие укрупнения механического состава несвязных донных отложений из-за отмыва мелких фракций или неоднородности донного материала по глубине залегания. Размыв дна в глубину обычно останавливается либо в силу образования естественной отмостки, либо в результате обнажения пласта грунта, хорошо сопротивляющегося размыву.

Расчеты хода общих размывов ведут методом баланса наносов [6]. Этот метод представляет собой сочетание гидравлических расчетов с решением уравнения баланса твердого материала. Гидравлические расчеты сводятся к установлению продольного профиля свободной водной поверхности с определением глубин потока и скоростей течения. Расчеты ведут обычно по осредненным по поперечным сечениям характеристикам в конечных приращениях. Уравнение баланса наносов в этом случае имеет вид:

$$\frac{1}{\gamma_н}\Delta P \Delta t = (B\Delta z + z\Delta B)\,\Delta l, \qquad (1)$$

где $\gamma_н$ — объемный вес наносов в объеме отложений;
ΔP — приращение весового расхода наносов на расчетном участке длиною l;

Δt — расчетный интервал времени;
B — ширина русла;
z — «врезка» русла, то есть глубина его от бровки берега;
ΔB, Δz — приращения B и z за время Δt.

Расчет выполняют последовательной цепочкой по интервалам времени Δt. Сначала по исходным данным производят гидравлический расчет для первого интервала времени по всем расчетным участкам. Затем для каждого расчетного участка решают уравнение баланса наносов и в результате устанавливают величины деформаций русла. Расчетные сечения русла поправляют на величины деформаций и производят гидравлический расчет для второго интервала времени и т. д.

Интервалы времени Δt выбирают так, чтобы деформации за интервал были не очень велики по сравнению с глубиной потока и не превышали 15—20% исходной глубины (при учете размыва берегов до 10%).

В общем случае, в связи с тем, что темпы развития размывов в глубину с течением времени изменяются, величину Δt можно менять в ходе расчета. Ее обычно изменяют и по интервалам схематизированного расчетного гидрографа.

Ниже освещаются некоторые принципиальные вопросы применения метода баланса наносов к расчетам общих размывов в нижнем бьефе.

Величину ΔP определяют как разность весовых расходов наносов на выходе из расчетного участка и на входе в него:

$$\Delta P = P_{вых} - P_{вх}. \qquad (2)$$

Расход наносов на входе в первый от сооружений участок при отсутствии сброса из водохранилища руслоформирующих фракций наносов равен нулю. Во всех остальных расчетных створах расходы наносов считают обычно отвечающими транспортирующей способности потока. Возникает вопрос: в какой мере это правильно в случае расчета размывов по взвешенным наносам? Осветленный поток при выходе из сооружений в нижний бьеф не сразу насыщается взвешенными наносами до транспортирующей способности, а лишь на некоторой длине. Речь идет не о полном восстановлении бытовой мутности потока, а о насыщении потока руслоформирующими фракциями, составляющими, например, в условиях Волги лишь около 50% бытового твердого стока.

Этот вопрос решался отделом Русла и Термики Гидропроекта на основе специальных расчетов и данных натурных наблюдений. Расчеты, выполненные по методике К. И. Россинского и И. А. Кузьмина [7], и данные наблюдений показали, что при песчаном дне длина, на которой происходит в основном начальное насыщение осветленного потока наносами, в общем невелика. На таких реках, как Волга, уже на расстоянии 1,5—2 *км* от сооружений насыщение потока в начале процесса размывов может практически достигать транспортирующей способности.

Чтобы не вносить значительных искажений в расчеты, достаточно принять длину ближайшего к сооружениям расчетного участка Δl примерно равной расстоянию, на котором насыщение потока наносами приближается к величине, отвечающей транспортирующей способности. Если не учитывать недонасыщенность потока наносами, ошибки скажутся на установленном расчетом распределении размывов по длине, но не на общем объеме выноса грунта, поскольку общий размыв распространяется до того створа реки, где поток насыщается наносами до транспортирующей способности.

Транспортирующую способность потока в отношении взвешенных наносов устанавливают по данным натурных наблюдений за бытовым твердым стоком. При этом имеют в виду следующие обстоятельства.

Осветленный в водохранилище поток способен восстанавливать за счет размывов в нижнем бьефе лишь руслоформирующие фракции наносов. Поэтому расчет мутности потока ведут только для руслоформирующих фракций наносов (в противоположность расчетам процессов заиления водохранилища, в котором участвуют и фракции наносов, не формирующие русло в бытовых условиях).

Связи между транспортирующей способностью потока и его гидравлическими элементами получают по данным натурных наблюдений, выделяя руслоформирующие фракции сопоставлением механических составов взвешенных наносов и донных отложений. В расчет не входят те фракции мелких наносов, которые почти или полностью не содержатся в донных отложениях.

Кроме того, как неоднократно указывалось в литературе [2, 3, 6], методом Гидропроекта учитывается неоднозначность связи между мутностью потока и гидравлическими характеристиками. Эта связь в бытовых условиях меняется в зависимости от направлений руслового процесса (размывов или отложений наносов), что связано с частичным изменением механического состава поверхностных слоев донных отложений. При размывах мутность потока при одинаковых гидравлических условиях ниже, чем при отложении наносов. Поэтому расчетная связь получается для размывов как нижняя огибающая поля натурных точек на графике связи мутности с гидравлическими характеристиками (рис. 1). В качестве аргумента, по предложению К. И. Россинского [6], Гидропроектом принимается величина $\frac{v}{H^{0,33}}$, где v — средняя скорость течения, а H — средняя глубина потока. Этот аргумент отвечает формуле М. А. Великанова.

В ходе общих размывов состав грунта дна может существенно изменяться. Полученная по натурным данным связь мутности с гидравлическими элементами действительна только для концевой части зоны общих размывов, где состав донных отложений еще близок к бытовому. Поэтому объем выноса из зоны размывов учитывается правильно, но в распределение глубин размывов, то есть в форму ямы размыва, могут вноситься некоторые искажения. Так

как предельные глубины размывов, определяющиеся неразмывающими скоростями течения, так же как и объемы выноса, устанавливаются с достаточной достоверностью, то и указанные возможные искажения, как правило, должны рассматриваться ошибками второго порядка, то есть мало существенными.

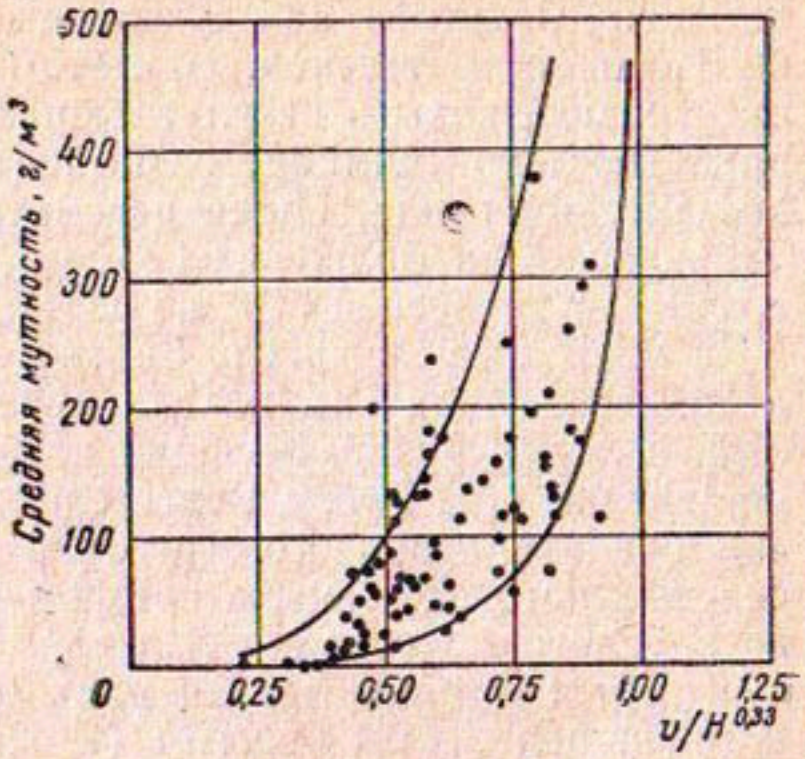


Рис. 1. Зависимость между средней мутностью (руслоформирующих фракций) и величиной $\frac{v}{H^{0,33}}$

Предельные глубины общих размывов устанавливают на основе тех же приемов, что и местные размывы, по неразмывающим скоростям течения для грунтов, слагающих дно. В случае неоднородного состава несвязных грунтов, содержащих наряду с песком включения гравийно-галечного материала, расчет ведут на образование естественных отмосток [5].

Если донные отложения могут перемещаться только во влекомом состоянии (условия горных рек), расчет хода общих размывов также ведут методом баланса с использованием уравнения (1). Расход наносов, поскольку данные наблюдений за влекомыми наносами в таких случаях обычно отсутствуют, подсчитывают по формулам.

При решении уравнения баланса наносов (1) для определения общих размывов обычно принимают, что величина $\Delta B = 0$, то есть берега неразмываемые. Для некоторых задач уравнение (1) решают и при условии $\Delta B \neq 0$ по методике, разработанной в Гидропроекте Л. И. Викуловой [1] для случая расширения песчаных призматических русел. Как показывают расчеты и данные наблюдений, объемы береговых деформаций на крупных реках в зонах общего размыва, как правило, не превышают 5% полного объема размыва, а потому их можно не учитывать.

Расчет хода общих размывов изложенным методом ведут в тех случаях, когда размывы могут развиваться на сравнительно большую глубину. Тогда размывы вниз по течению развиваются постепенно и часто граница их отодвигается от сооружений сравнительно медленно. Возможны также случаи, когда общие размывы в глубину распространяются слабо, смывается сравнительно небольшая толща грунта. Тогда они быстро развиваются в длину и предельное состояние русла достигается в короткие сроки на значительном расстоянии от сооружения.

В этом случае расчет общих размывов можно строить несколько иначе. Ведут его на предельное положение дна по неразмывающим скоростям течения. При этом учитывают возможное понижение уровней воды в результате размывов, то есть и в этом случае принимают во внимание взаимное влияние гидравлики потока и деформаций русла. Ниже рассматриваются результаты натурных наблюдений на Волжских ГЭС им. В. И. Ленина, им. XXII съезда КПСС и Каунасской ГЭС на р. Немане.

В бытовых условиях р. Волга в створе ГЭС имени В. И. Ленина делилась о. Телячьим на два рукава, из которых правый — главный, а левый рукав, носящий название Телячьей воложки, — второстепенный [9]. Русло Волги сложено песками с включением гравия и гальки. У правого берега река протекала по базальной фации современного аллювия, в котором имелось значительное количество крупного материала. С левой стороны главного русла базальный горизонт прикрывался пляжевой фацией аллювия, мощность которой под левым берегом (у острова) достигала 10—15 *м* при полном отсутствии крупных включений.

Здание гидроэлектростанции врезано в правый берег основного русла и немного выдвинуто в реку. Водосливная плотина разместилась в Телячьей воложке и в левой части острова Телячьего, отдельно от здания ГЭС.

На общих деформациях русла сказались деформации строительного периода. Строительными перемычками была полностью перекрыта Телячья воложка с частью поймы и частично главное русло со стороны правого берега. В результате поток сконцентрировался в средней и левобережной частях русла, что привело к интенсивному смыву песков пляжевой фации, которые располагались как раз в этой зоне русла. Объем размывов составил около 10 *млн. м*^{3}. Продукты размыва частично были унесены рекой, а около 8 *млн. м*^{3} осели ниже ухвостья о. Телячьего (примерно в 4—5 *км* от створа ГЭС), где заканчивалось влияние перемычек на поток.

В первые годы эксплуатации (1956 и 1957) ниже сооружений произошли значительные местные размывы дна. Они сочетались с общими размывами, особенно большими в Телячьей воложке, которая пропускала значительно бо́льшие расходы воды, чем в бытовых условиях. В половодье 1956 г. дно Телячьей воложки углубилось на 5—6 *м*.

Общий объем выноса из Телячьей воложки составил около 9 *млн. м*^{3} грунта. Из отводящего канала ГЭС было вынесено около 2 *млн. м*^{3} грунта. Как было уже отмечено, в строительный период было завалено песком ухвостье о. Телячьего, то есть выход из воложки. В половодье 1956 г. поток воды, сбрасываемый через плотину, встречал на выходе из воложки эти отложения и размывал их. Размытый грунт оседал тут же у нижнего конца отложений, вследствие чего отложения строительного периода сместились вниз по течению и несколько усилились. В результате к меженному периоду 1956 г. на участке 6—8 *км* от створа ГЭС отметки дна в отдель-

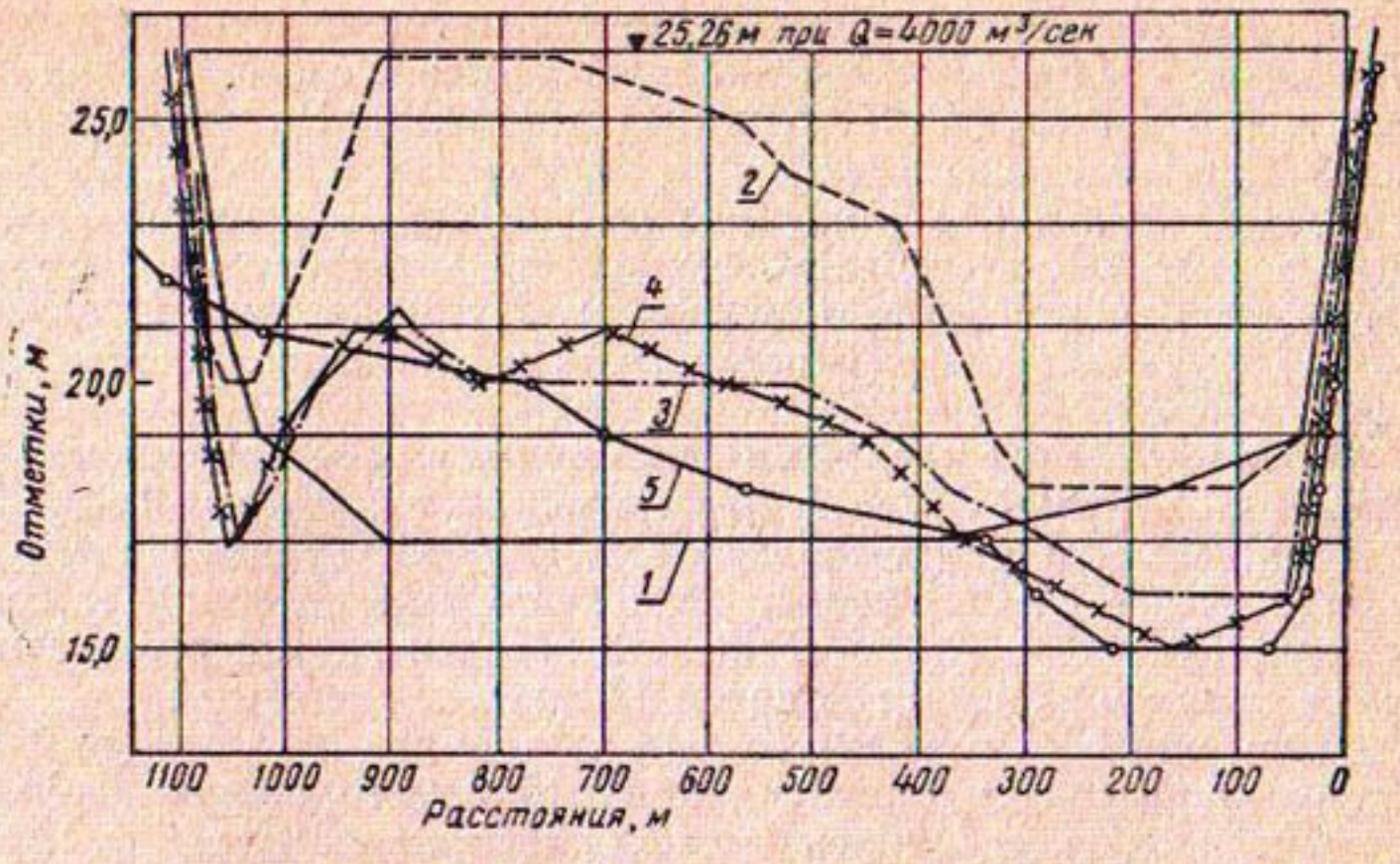


Рис. 2. Совмещенные поперечники русла р. Волги в 7 *км* ниже створа Волжской ГЭС имени В. И. Ленина, замеренные за ряд лет (отметки условные):

1 — IX 1952 г.; *2* — X 1956 г.; *3* — VIII 1958 г.; *4* — VII 1959 г.; *5* — 1964 г.

ных местах оказались повышенными на 8—10 *м*, что привело к значительному уменьшению пропускной способности русла (рис. 2).

В последующие годы отложения за Телячьей воложкой начали распластываться и смещаться вниз по течению примерно со скоростью 500—700 *м* в год.

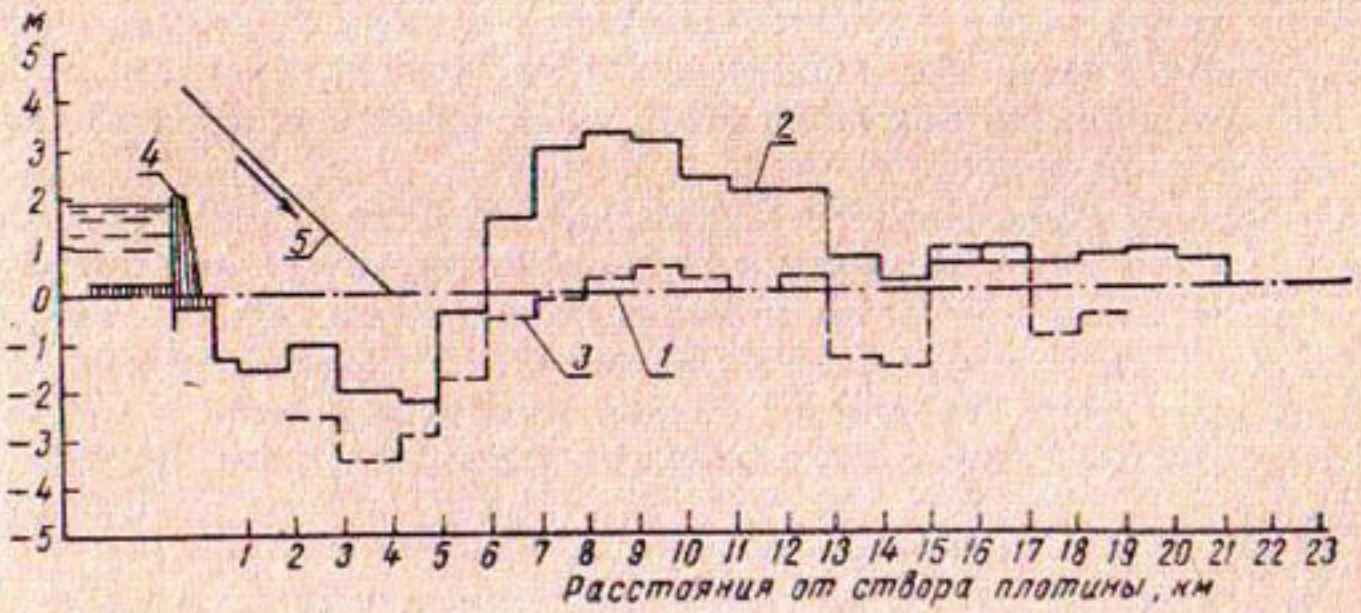


Рис. 3. График движения деформаций русла р. Волги в нижнем бьефе Волжской ГЭС имени В. И. Ленина:

1 — положение дна реки в 1952 г.; *2* — то же, в 1957 г., *3* — то же, в 1964 г.; *4* — створ ГЭС; *5* — отводящий канал плотины.

О динамике общих деформаций русла можно судить по графику отклонения средних отметок дна в основном русле от уровня дна 1952 г. (бытового) на 1957 г. и 1964 г. (рис. 3). На первых шести километрах от створа ГЭС дно в основном русле по сравнению с бытовым понизилось в среднем на 2—3 *м*. Донные отложения здесь представлены сейчас в основном крупнозернистым песком и гравием, а ближе к гидростанции — щебнем и камнем. Мелкозернистый и среднезернистый пески сохранились лишь местами под левым берегом.

Ниже по течению (6—14 *км*) произошел в основном размыв наносов, отложившихся здесь в первые годы эксплуатации ГЭС. Дно реки в этом месте приблизилось к бытовому состоянию. На данном участке реки в составе донных отложений еще преобладает среднезернистый песок. Крупнозернистый песок и гравий встречаются на дне главным образом под правым берегом.

Таким образом, если общие деформации дна охватили за 9 лет эксплуатации участок длиной около 15 *км*, то общие размывы произошли фактически лишь на первых шести километрах. К 1964 г. отметки дна за шестым километром получились близкими к бытовым. В Телячьей воложке наряду с размывами дна наблюдались местами значительные деформации берегов. Однако обрушение берегов, протекавшее с наибольшей интенсивностью в 1956 г., первом году сбросов через водосливную плотину, было связано в основном не с действием течения, а с волновым воздействием. При сбросе воды через водослив за плотиной на водобое образовывались волны от всплесков, достигавшие высоты 1,5—2 *м*. Распространяясь по водной поверхности вниз по течению, они постепенно гасли, но еще вполне отчетливо были видны в конце отводящего канала (Телячьей воложки), отстоящего примерно на 3 *км* от плотины. Этого рода волны интенсивно разрушали надводную часть берега, тогда как под водой у берега образовывалась отмель. Поэтому по мере разрушения берега воздействие волн на него ослабевало. За пределами воздействия волнобоя столь интенсивные разрушения берегов не наблюдались.

Происходившие в натуре деформации трудно в деталях сопоставить с проектными, поскольку при расчетах общих размывов для проекта не были учтены возможные деформации строительного периода и выносы из ям местного размыва, обусловившие значительные намывы за о. Телячьим. Общие размывы главного русла наложились в пределах о. Телячьего на размывы, происшедшие еще в строительный период, что сразу удлинило зону размыва, так же как и смыв предшествовавших отложений.

Но все же сопоставить расчет и натуру в данном случае возможно, поскольку качественно общие деформации, полученные расчетом, отвечали тому, что наблюдалось. Расчеты показали, что зона начального насыщения потока наносами в первые годы должна быть сравнительно невелика и соответственно короткой должна быть зона общих размывов. При небольшом уклоне водной поверх-

ности такие размывы не должны были вызывать существенных понижений уровней воды. В проекте понижение уровня воды при меженных расходах в срок до ввода в строй нижележащей ступени (Саратовской ГЭС) оценивалось величиной порядка 10 *см*.

В натуре зона общих размывов также оказалась сравнительно короткой. Даже при размывах русла, происшедших в строительный период, основная зона размывов за 9 лет эксплуатации не вышла за пределы первых шести километров. Размывы, наблюдавшиеся в период 1957—1964 гг. за этим участком, следует рассматривать в основном как смыв выносов твердого материала из зон стеснения потока, происшедших в предшествовавший период. На это указывает заметное повышение уклона водной поверхности и скоростей течения на участке, где отложились выносы. Наносы вызвали заметное повышение уровней воды у гидроэлектростанции. Наиболее повысились уровни воды после половодья 1956 г. — в межень при расходах порядка 4000 *м³/сек* до 0,4 *м*. По мере смыва повышение уровней уменьшалось и к настоящему времени нижняя часть кривой связи уровней с расходами воды приблизилась к бытовой. Следовательно, размыв отложений шел прежде всего за счет повышенного уклона.

В натуре не только не произошло снижения уровней воды, но даже наблюдалось их временное повышение, которое не было предусмотрено проектом. По ходу деформации дна и изменениям уровней воды в нижнем бьефе ГЭС имени В. И. Ленина можно полагать, что понижение уровней воды к моменту создания подпора от Саратовской ГЭС даже в условиях затянувшегося ее строительства не достигнет проектного значения.

Сравнительно медленное развитие общих размывов в длину в подобных условиях и вызываемые ими небольшие понижения уровней воды подтверждаются расчетами и наблюдениями на Волгоградской ГЭС имени XXII съезда КПСС. Эта гидроэлектростанция была построена на участке реки, где имелись острова [8]. Через о. Песчаный проходил створ сооружений, о-ва Спорный и Денежный оставались в нижнем бьефе. Острова делили русло на ряд рукавов, по-разному работавших в строительных и эксплуатационных условиях. В строительный период вода была отжата в сторону правого коренного берега, тогда как с постройкой сооружений поток был направлен под левый пойменный берег. Этим определилось довольно сложное сочетание деформаций русла строительного и эксплуатационного периодов, иное, чем в нижнем бьефе ГЭС имени В. И. Ленина.

Проектом было предусмотрено, что примерно за 8—10 лет эксплуатации размывы достигнут выхода из судоходного канала, расположенного в четырех километрах от створа гидроузла, а через 15—20 лет распространятся до входа в Волго-Ахтубинский канал, отстоящий на 6 *км* от створа ГЭС. За 20 лет понижение уровней воды в межень составит около 0,3 *м* и в высокую воду — около

0,2 *м*. Предельная зона размывов при наличии Нижне-Волжского гидроузла ограничится длиной около 200 *км*.

Расчеты к проекту производились несколько упрощенными приемами без учета деформаций строительного периода.

ГЭС имени XXII съезда КПСС вступила в эксплуатацию в 1959 г. За пять лет (1959—1964) общие размывы охватили всего лишь 1,5—2 *км* вниз от сооружений. Ниже по течению деформации знакопеременные и явно связанные с рельефом русла подобно тому, как это наблюдается в бытовых условиях.

Такие размеры зоны размывов вполне согласуются с результатами расчетов. Величины возможного понижения уровня воды лежат в пределах точности определений и не могут сопоставляться.

Большой интерес представляет процесс саморазмыва Волго-Ахтубинского канала, расположенного в нижнем бьефе Волгоградской ГЭС имени XXII съезда КПСС. Сооружениями гидроузла еще в строительный период был перекрыт естественный исток р. Ахтубы [4, 8]. Для питания Ахтубы водой и устроен Волго-Ахтубинский канал. Выполнен он в виде узкой пионерной траншеи. В результате саморазмыва, начавшегося в половодье 1953 г., канал расширился. Это произошло еще до пуска основных сооружений. Процесс размыва канала протекал интенсивно и весьма сложно [4]. Сравнительно малое сечение канала при большой емкости русла Ахтубы обусловило в начале процесса значительный перепад на канале и повышенные скорости течения. Поток на входе в канал оказывался недонасыщенным наносами. Однако на некотором расстоянии от начала канала поток не только насыщался, но и перенасыщался твердым материалом, причем в значительной мере за счет интенсивного размыва берегов. В средней и нижней частях канала на начальной фазе саморазмыва наблюдалось значительное повышение дна. Неравномерным по длине был и размыв берегов. В начале канала, где его сечение увеличивалось за счет размыва берегов и дна и поэтому относительно снижались скорости течения, размыв берегов был меньше, чем на нижележащих участках. В нижней части канала, где берега размывались, но дно заносилось, скорости были повышенными, что вело к усиленному размыву берегов, существенно зависящему именно от скоростей течения. Контрольный расчет этого процесса производился методом баланса наносов с применением приемов, разработанных Л. И. Викуловой [1]. Исходные данные для расчета, а именно расходы и уровни воды, сведения о крупности частиц несвязных грунтов (песков), слагающих в основном канал, геологические разрезы и т. п., были получены при специально поставленных наблюдениях. Рассчитывали период подъема половодья 1953 г., когда деформации русла протекали особенно интенсивно.

Результаты расчета в сопоставлении с данными натуры приведены на рисунке 4. Несмотря на осреднение и схематизацию исходных данных (схематизировались поперечные сечения, осреднялись геологические данные по длине), расчет вполне удовлетворитель-

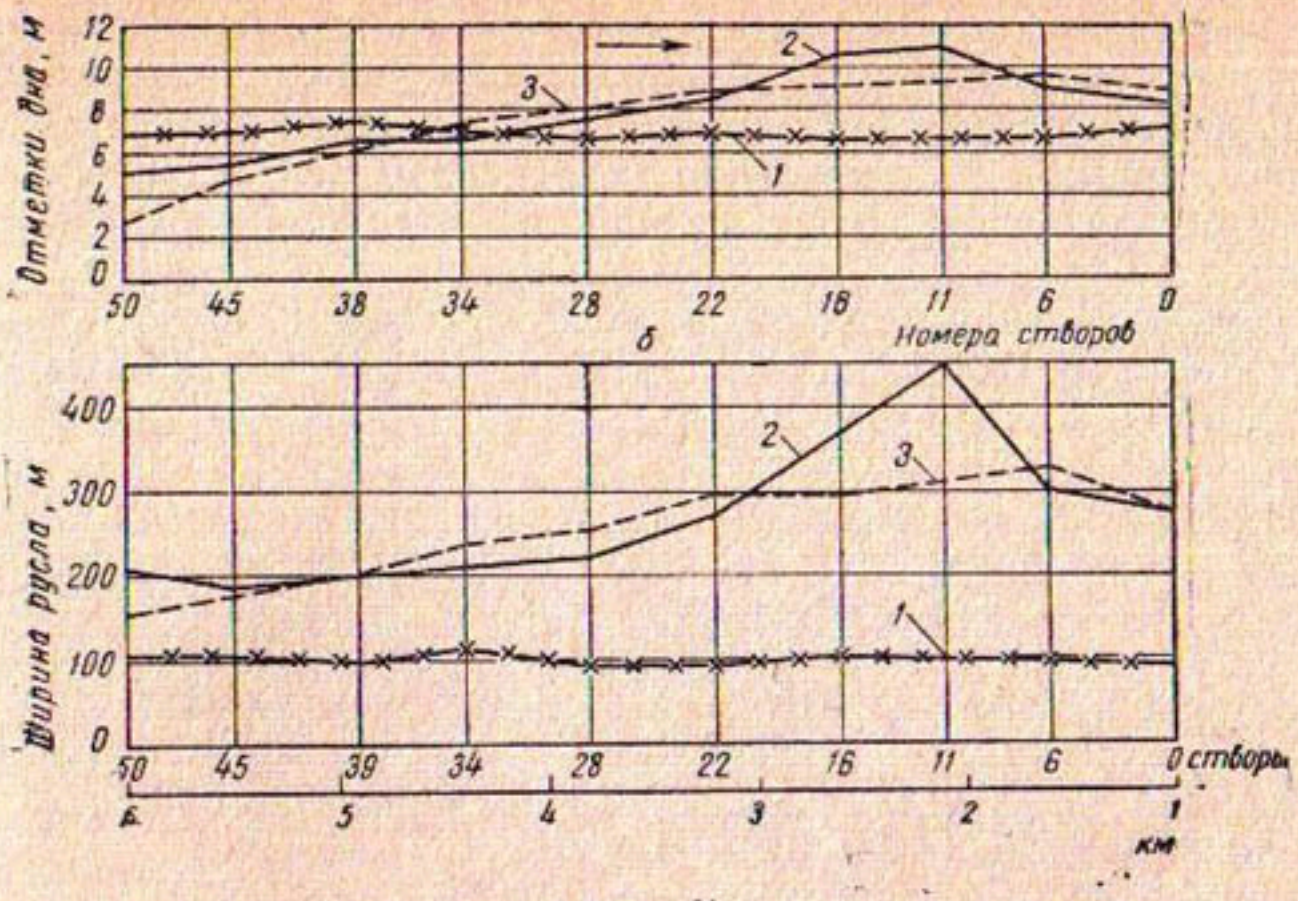


Рис. 4. Продольные профили дна и соответствующая им ширина русла Волго-Ахтубинского канала (1953 г.) (течение слева направо):

а — продольные профили дна русла; *б* — график изменения ширины русла по длине; *1* — профиль дна и соответствующая ширина русла на 19/IV — начальные; *2* — то же, на 23/V — фактические; *3* — то же, на 23/V — расчетные.

но повторяет результаты натурных наблюдений. Канал, как отмечалось, расширился неравномерно в виде раструба с уширением книзу. Эту же картину дает и расчет.

Расчетом хорошо отражены и высотные деформации дна: расположение границы перехода от размывов к отложениям, порядок величин деформаций. Объем размыва по расчету практически полностью совпал с натурными данными: 6,2 *млн. м*^{3} по расчету против 6,3 *млн. м*^{3} фактических.

Иную картину деформаций, чем на Волжских ГЭС, дают материалы наблюдений за общими размывами в нижнем бьефе Каунасской ГЭС на р. Немане.

В проекте, выполнявшемся Гидроэнергопроектом (до слияния его с Гидропроектом), вопросы общих размывов и возможных понижений уровней воды не прорабатывались. В первые же годы эксплуатации Каунасской ГЭС обнаружилось резкое понижение уровней воды в нижнем бьефе, в результате чего возникла опасность кавитации турбин и затруднился водоотбор на насосной станции ГРЭС, расположенной ниже по реке. В связи с этим были организованы натурные исследования и проведены специальные расчеты.

Русло р. Немана, ниже створа Каунасской ГЭС, в бытовых условиях было сложено в основном песком ($d = 0{,}2 \div 1{,}0$ *мм*) с включениями гравийно-галечного материала. В лощинах, располагав-

шихся под вогнутыми берегами, прослеживались более крупные отложения ($d=4 \div 10$ *мм*). Русло было слабоподвижным (река не имеет развитой долины, лишь местами имеются небольшие поймы). Деформации его сводились главным образом к перемещению по дну песчаного материала в виде гряд и отмелей.

В строительный период из-за стеснения перемычками начался размыв русла. В 1957 г. из стесненной части русла было вынесено около 0,025 *млн. м*³ грунта и отметки дна в среднем понизились на 0,5 *м*.

В наибольший по водности 1958 г. деформации распространились на участок длиной 0,7 *км*. Общий объем выноса за три года строительства составил около 0,085 *млн. м*³, а зона размыва заняла участок длиной 0,9 *км*. Продукты размыва частично были унесены рекой, частично осели ниже перемычек. Основная масса отложений разместилась примерно в 0,4 *км* от створа сооружений и образовала узкий и длинный остров размером 50×800 *м*. Объем отложений составил около 0,960 млн. *м*³.

В первый год эксплуатации Каунасской ГЭС (1960) размывы нижнего бьефа особенно интенсивными были на первых четырех километрах (рис. 5). Ложе реки здесь было размыто почти по всей ширине. В начале участка дно понизилось в среднем на 0,6 *м*, а в местах наибольшего размыва — более чем на 2 *м*. Ниже по течению размыв достигал 0,3 *м*, местами — до 1 *м*. Объем вынесенного грунта составил 0,5 *млн. м*³. На всем участке размыв сопровождался образованием естественной отмостки. Увеличение крупности

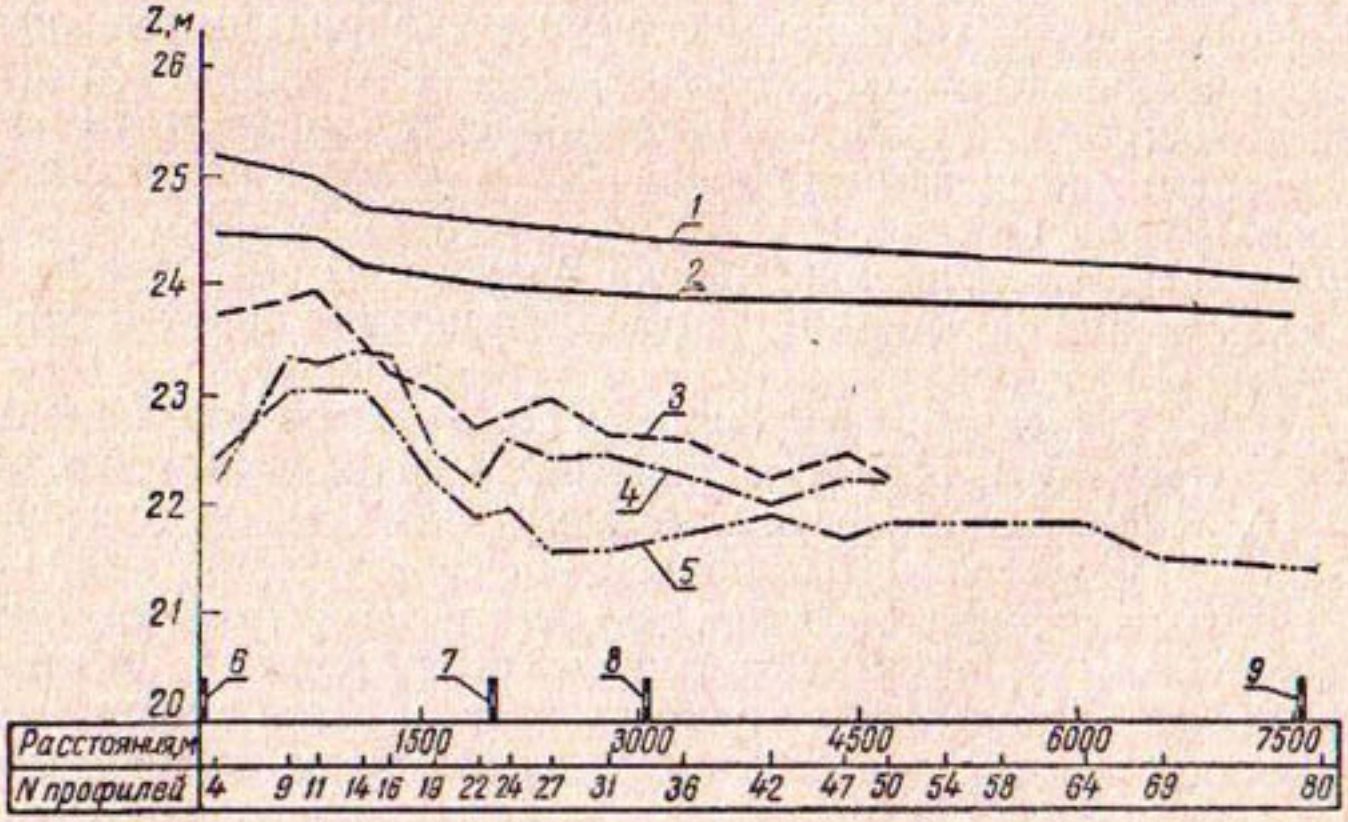


Рис. 5. Продольный профиль р. Неман по средним отметкам дна и уровням воды:
1 — уровень воды в 1955—1959 гг. при $Q=300$ *м*³/*сек*; *2* — то же, в 1963 г. при $Q=300$ *м*³/*сек*; *3* — профиль дна в 1959 г.; *4* — то же, в 1960 г.; *5* — то же, в 1963 г., *6* — створ ГЭС; *7* — в/п Петрошюнай; *8* — в/п Вичунай № 18; *9* — в/п Пашемуне.

отложений наибольшим было в ближайшей к гидроузлу зоне максимального размыва. В конце участка крупность отложений мало отличалась от бытовой.

В 1961 г. (сравнительно небольшой водности) наиболее интенсивный размыв русла наблюдался на участке между вторым и четвертым километрами, где дно в среднем понизилось на 0,4 *м*. За этот год было вынесено 0,3 *млн. м*³ грунта. Развитию размывов в 1961 г. во многом способствовала добыча из русла гравия, что нарушало естественную отмостку дна.

К концу 1962 г. зона размывов распространилась уже за пределы восьмикилометрового участка, на котором к этому времени были организованы специальные наблюдения. С участка, охваченного наблюдениями в предыдущие годы, в этот год было снесено 0,06 *млн. м*³ грунта. Произошло дальнейшее укрупнение донных отложений. В 1963 г. деформации на участке наблюдений были незначительными. Объем вынесенного материала не превысил 0,05 *млн. м*³.

Общий размыв русла привел к снижению уровней воды в нижнем бьефе ГЭС. По сравнению с бытовыми меженные горизонты воды понизились к концу 1963 г. примерно на 0,65 *м* (см. рис. 5). К концу первого года эксплуатации станции уровни воды понизились на 0,25 *м*, к концу второго еще на 0,15 *м*. В последующие годы — на 0,18 и 0,08 *м*.

Таким образом, общие деформации в данном случае характеризовались быстротой локализации глубинных размывов с быстрым распространением зоны размывов вниз по реке. Соответственно уровни воды в нижнем бьефе сооружений быстро понизились, но вместе с тем темпы снижения уровней во времени уменьшились.

Для прогноза дальнейшего хода процесса Гидропроектом, кроме ежегодных топографических съемок русла, были поставлены специальные геологические изыскания с целью изучить строение и состав размываемых аллювиальных отложений р. Немана в районе ГЭС. На участке наблюдений было разведано 14 геологических поперечников с 2—4 скважинами каждый и один продольный разрез по оси русла. При таком детальном изучении аллювия оказалось возможным достаточно надежно прогнозировать размывы.

Выполненные расчеты показали, что в данных условиях размывы должны быстро локализоваться из-за образования естественных отмосток на дне вследствие отмыва мелких фракций донных отложений и накопления крупных, не передвигающихся при возможных скоростях течения. Такой вывод полностью согласуется с данными наблюдений. При этом расчеты показали согласованность с натурой не только качественную, но и количественную, что дало основание для следующего прогноза.

1. В ближайшие 5—10 лет понижение меженных уровней в нижнем бьефе ГЭС не должно превысить 0,8—0,9 *м* от бытовых значений.

2. Предельное понижение уровней воды может быть достигнуто через 20—25 лет и составить около 1,3 *м* от бытовых.

Выводы

1. Расчеты хода общих размывов методом баланса наносов, а также определение предельных глубин размывов через неразмывающие скорости течения позволяют правильно оценить как характер процесса, так и величины деформаций русла; попутно устанавливаются и достаточно надежно изменения уровней воды.

2. В зависимости от условий ход процесса получается различным, соответственно чему по-разному может вестись и расчет деформаций. При постепенном развитии деформаций вдоль потока необходимо знать ход процесса, поскольку понижение уровней воды в нижнем бьефе у сооружений происходит постепенно и предельные величины могут достигать лишь в сроки, выходящие за пределы реальной перспективы. В таком случае расчет выполняется детальным методом баланса наносов. В случае же, когда размыв быстро развивается в длину, оценку понижения уровней воды у сооружений можно делать на основе расчета предельных размывов дна.

3. В некоторых случаях на ходе общих деформаций русла в первые годы эксплуатационного периода могут сказываться деформации строительного периода. Если не учитывать это обстоятельство, можно получить некоторые расхождения между расчетом и натурой, хотя оценка общего характера процесса будет правильной.

4. Расчеты могут давать правильные результаты только при учете геологического строения подрусловой толщи грунтов. Для этого требуется детальное изучение геологии в пределах возможной зоны размывов, причем в результате изысканий должны быть получены данные, необходимые для оценки размываемости грунтов и расчетов естественных отмосток.

Литература

1. Викулова Л. И. Методика расчета саморазмыва каналов. Труды Гидропроекта, сб. 12, 1964.

2. Коллектив авторов. Основы методики расчета русловых процессов, вызываемых на реках искусственным изменением их режима. Сборник «Проблемы регулирования речного стока», вып. 6. Изд. АН СССР, 1956.

3. Крицкий С. Н. и Менкель М. Ф. Гидрологические основы речной гидротехники. Изд. АН СССР, 1950.

4. Кузьмин И. А. и Терентьев Л. И. Опыт разработки Волго-Ахтубинского канала саморазмывом. Труды Гидропроекта, сб. 4, 1960

5. Россинский К. И. Местный размыв речного дна в нижних бьефах крупных гидротехнических сооружений. Сборник «Проблемы регулирования речного стока», вып. 6. Изд. АН СССР, 1956.

6. Россинский К. И. и Кузьмин И. А. Балансовый метод расчета деформаций дна потока. Труды Гидропроекта, сб. 12, 1964.

7. Россинский К. И. и Кузьмин И. А. Решение уравнения диффузии применительно к задачам движения взвешенных наносов. Сборник «Русловые процессы». Изд. АН СССР, 1958.

8. Технический отчет о проектировании и строительстве Волгоградской ГЭС им. XXII съезда КПСС, том. I. Госэнергоиздат, 1965.

9. Технический отчет о проектировании и строительстве Волжской ГЭС им. В. И. Ленина (1950—1958 гг.), том. I. Госэнергоиздат, 1963.

МЕТОДИКА МОДЕЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ НИЖНИХ БЬЕФОВ РЕЧНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Н. Н. СУРОВА,

кандидат технических наук

(УкрНИИГиМ)

Наиболее сложный вопрос при лабораторных исследованиях нижних бьефов гидротехнических сооружений на моделях с размываемым ложем — методика моделирования самого размываемого материала.

Как смоделировать свойства натурных грунтов, чтобы на модели получить подобие изучаемого процесса в натуре? Как на основании модельных исследований правильно дать количественный прогноз явлений, которые будут происходить в нижнем бьефе в процессе эксплуатации сооружения? В зависимости от задач исследований приемы и методы моделирования различны.

Грунты отводящих русел речных сооружений в натурных условиях могут быть различными от самой прочной скалы до мельчайшего песка. Приемы моделирования их также различны.

В настоящей статье приводится методика моделирования галечниково-песчаных, песчаных (несвязных) грунтов при изучении местных деформаций и суглинистых (связных) грунтов при изучении общих деформаций.

Исследования, связанные с изучением местных деформаций русел. На основании лабораторных исследований, проведенных нами в САНИИРИ, и теоретических соображений для определения глубины размыва бурным потоком за горизонтальным креплением при погонном расходе q *м*³/*сек*, напоре перед щитом H, скорости в конце крепления $v_{кк}$ *м*/*сек* и коррективе количества движения для того же сечения α_0 была получена формула:

$$t = 0{,}55\, MH^{0.5} (\alpha_0 q v_{кк})^{0.2}, \tag{1}$$

в которой свойства размываемого материала определялись комплексной характеристикой с учетом пористости и архимедовой силы:

$$M = \left[\frac{\gamma_в\, P}{(\delta - \gamma_в)\, d_{ср}^{0.5}\, u_{ср}} \right]^n, \tag{2}$$

где $\gamma_в$ — объемный вес воды, *т*/*м*³;

$P = \frac{\delta - \gamma}{\gamma}$ — пористость размываемого материала;

γ — объемный вес размываемого материала, *т*/*м*³,

δ — объемный вес размываемого материала в плотном теле, $т/м^3$ (численно равен удельному весу);

$d_{ср}$ — средний диаметр зерен, определенный как средневзвешенный для заданной смеси по гранулометрическому составу;

$u_{ср}$ — средняя гидравлическая крупность зерен размываемого материала;

n — показатель степени, который экспериментально при горизонтальном креплении в условиях размыва бурным потоком определен равным 0,2.

Масштабный множитель для коэффициента характеристики материала при использовании формулы (1) был получен как $\alpha_м = \alpha^{-0,1}$, где α — линейный масштаб модели. При соответственно подобранном грунте на модели глубина $t_{нат} = t_{мод}\alpha$, , то есть глубины моделируются линейно [10].

Следует отметить, что при подборе грунта по этой методике для зоны местного размыва не всегда будет точно соблюдено подобие граничных условий для отводящего русла. Однако представляется возможным и практически доступным так подобрать размываемый материал для модели по характеристике M, чтобы он одновременно удовлетворял и граничным условиям:

$$\frac{h\text{б}_{нат}}{h\text{б}_{мод}} = \alpha;\ \frac{v_{доп.нат}}{v_{доп.мод}} = \sqrt{\alpha}\ \text{и}\ \frac{q_{нат}}{q_{мод}} = \alpha^{3/2} \qquad (3)$$

Небольшое отклонение от этого условия (критерия) более допустимо, чем несоответствие чисел M для натуры и модели для зоны местного размыва.

Наиболее часто на моделях применяют натурные речные или карьерные пески, поэтому специально рассмотрим данный случай для подбора песка по нашей рекомендации.

Здесь для модели и натуры можно принять

$$\gamma_{гр} = \text{idem},\ \delta = \text{idem}\ \text{и}\ P = \text{idem}.$$

Если учесть, что для квадратичной зоны обтекания гидравлическая крупность u пропорциональна $\sqrt{d}$, то M будет пропорционально $\frac{1}{d^{0,2}}$; для ламинарной зоны обтекания u пропорционально d, тогда M пропорционально $\frac{1}{d^{0,3}}$. Поэтому масштабный множитель для квадратичной зоны обтекания

$$\alpha_м = \alpha^{-0,1} = \frac{1}{\alpha_d^{0,2}}, \qquad (4)$$

откуда $\alpha_d = \alpha^{\frac{1}{2}} = \sqrt{\alpha}$;

для ламинарной зоны обтекания

$$\alpha_м = \alpha^{-0,1} = \frac{1}{\alpha_d^{0,3}}, \qquad (5)$$

откуда $\alpha_d = \alpha^{\frac{1}{3}} = \sqrt[3]{\alpha}$.

При моделировании в геометрическом масштабе ($\alpha > 1$) размер зерен размываемого материала (песка или гравия) на модели следует уменьшать в $\sqrt{\alpha}$ или $\sqrt[3]{\alpha}$.

Очевидно, что это может быть выполнено или при очень больших масштабах моделей, или при достаточно крупнозернистом составе натурного грунта. Например, при геометрическом масштабе модели $\alpha = 50$ масштаб частиц грунта будет $\alpha_d = 7$ или 3,7 (в зависимости от режима обтекания, а при $\alpha = 500$ $\alpha_d = 22,5$ или 8. Однако на моделях не следует применять грунты слишком мелкого состава, так как в этом случае мы получим связный грунт, который будет обладать иными свойствами, чем натурные грунты (несвязные).

Комплексная характеристика размываемого материала была введена при изучении местных размывов за горизонтальным креплением при бурном режиме потока, когда гидравлический прыжок сгонялся за пределы крепления. Исследования, проведенные в гидротехнической лаборатории Института энергетики Академии наук Казахской ССР, показали целесообразность использования этой характеристики и в условиях местных размывов спокойным потоком [2].

Если нельзя использовать на моделях натурные пески, необходимо переходить к применению при исследованиях более легких материалов (зола, изгарь и др.). Однако, когда в натуре пески мелкозернистые ($d = 0,15$—$0,10$ *мм*), моделированное уменьшение крупности которых, даже при достаточно больших геометрических масштабах модели и применении заменителей, чрезвычайно затруднительно (из-за невозможности практически подобрать необходимый размываемый материал для модели), рекомендуется применять при исследованиях местных размывов непосредственно натурный песок данного объекта.

Таким образом, можно применять одну из известных методик С. В. Избаша [6], Н. П. Зрелова [4], [5] и др. В этом случае геометрического подобия глубин размыва на модели и в натуре не будет.

При рассмотрении расчетных формул для определения глубины размыва, имеющих в общем случае вид $t = f(q, H, v, h, d, u, \delta, \gamma)$, при использовании на модели натурного песка прототипа, то есть при $\frac{\delta_{нат}}{\delta_{мод}} = 1$, $\frac{d_{нат}}{d_{мод}} = 1$, $\frac{u_{нат}}{u_{мод}} = 1$ и $\frac{\gamma_{нат}}{\gamma_{мод}} = 1$, масштабное соотношение

глубин размыва будет зависеть от линейного (геометрического) масштаба α в степени φ.

$$\alpha_t = \frac{t_{нат}}{t_{мод}} = \frac{f(q_{нат} H_{нат} v_{нат} h_{нат})}{f(q_{мод} H_{мод} v_{мод} h_{мод})} = \alpha^{\varphi} \tag{6}$$

$$\text{или } t_{нат} = t_{мод}\,\alpha^{\varphi}, \tag{7}$$

где $\varphi > 1$.

Из формул для расчета глубины местного размыва показатель степени φ получается различным и колеблется в пределах от $\varphi = 1{,}0$ (Н. А. Патрашев) до $\varphi = 1{,}4$ (Франке). Чем больше α и φ, тем больше отличие α от α_t. Значения φ, получаемые на основе формул разных авторов, отличаются друг от друга главным образом потому, что эти эмпирические формулы для расчета глубины местного размыва были получены только на основе модельных исследований с применением различных по крупности натурных песков.

Поэтому, используя методику перерасчета с модели в натуру для каждого конкретного случая, необходимо определять свой показатель степени φ, который вычисляется по значениям глубин в месте размыва на моделях масштабной серии и по соотношению их геометрических размеров, $\varphi = \frac{\lg \alpha_1}{\lg \alpha_2}$ (считая модель более крупного масштаба прототипом для моделей более мелкого масштаба).

По этой методике нами был произведен перерасчет с моделей в натуру результатов измерений глубин в опытах, проведенных Н. П. Зреловым в гидравлической лаборатории ВОДГЕО с применением натурного песка и проведенных нами в лаборатории водозаборных сооружений ИВПиГ АН УзССР (1960 и 1961 гг.) при исследовании моделей вариантов конструкции плотины Тахиаташского гидроузла [11]. Эти опыты выполнялись с применением натурного песка из р. Амударьи (район Тахиаташа) в 1960 г. на трех полупространственных моделях различного масштаба ($\alpha = 20$, 40 и 80) и в 1961 г. на двух моделях ($\alpha = 40$ и 80). В остальном моделирование проводилось по правилам гравитационного подобия, а масштаб самой малой модели назначался из условий соблюдения автомодельности явлений.

Схемы конструкций и глубины размыва, полученные на моделях, а также прогнозируемые на основании этой методики, приведены на рисунке 1.

Показатель степени φ остается примерно одинаковым в любых возможных комбинациях: для моделей сооружений *1*, *2* и *3*, испытанных при одних и тех же гидравлических параметрах, и для моделей *4*, *5*, испытанных при различных гидравлических параметрах, $\varphi = \text{const}$. Это позволило считать, что для определения показателя φ достаточно проводить опыты на двух моделях различных масшта-

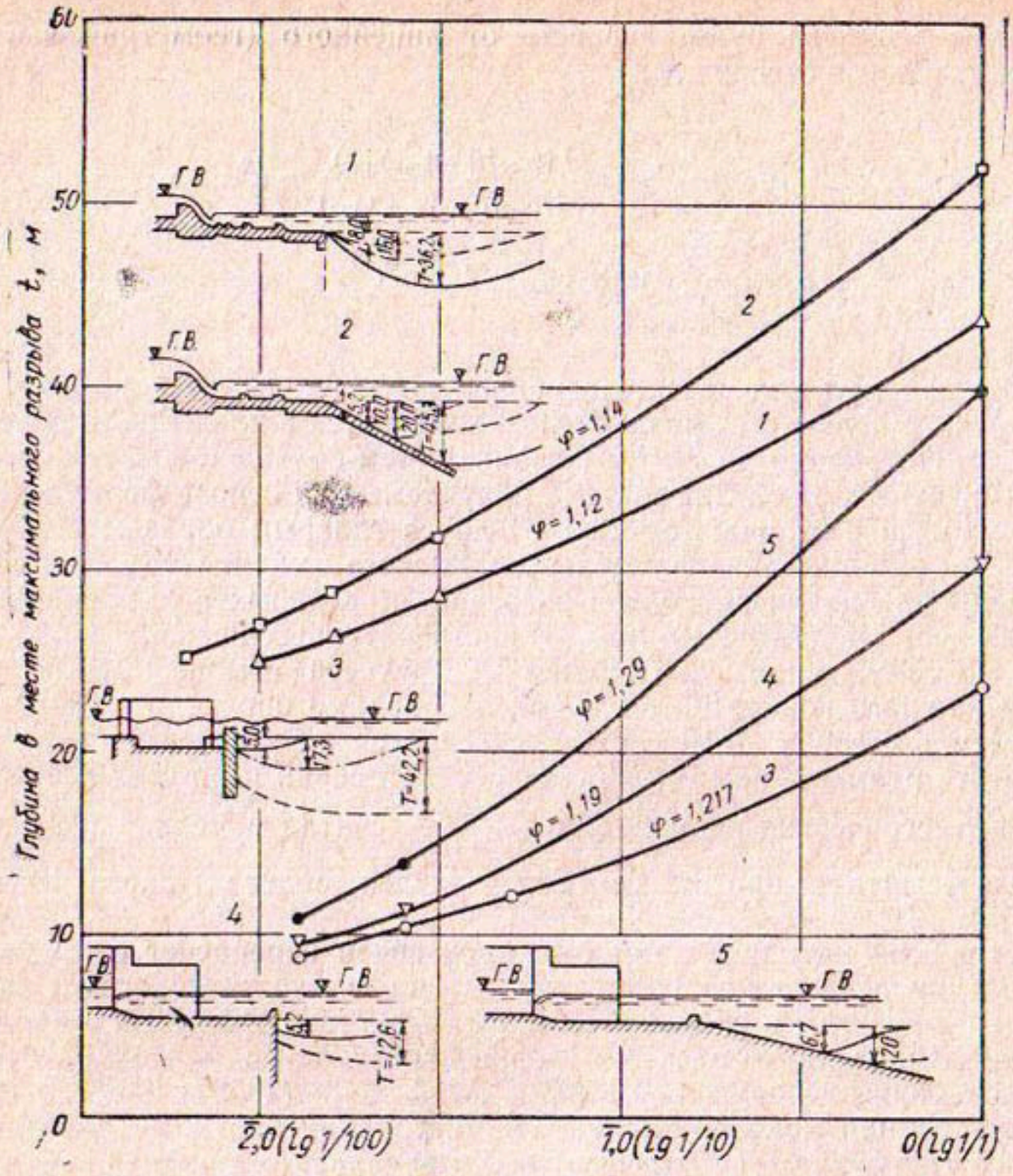


Рис. 1. Результаты исследований на моделях различных конструкций и прогнозирование глубины размыва в натуре:

1, 2 — схемы, испытанные Н. П. Зреловым; *3, 4, 5* — схемы, испытанные автором.

бов. Чтобы получить более точные значения, следует проводить их при различных гидравлических параметрах.

По значениям полученных показателей степени φ пересчитаны результаты опытов в натуру (табл. 1) по зависимости

$$t_{\text{нат}} = t_{\text{мод}} \cdot a^{\varphi}. \tag{8}$$

Полученные глубины в месте размыва t (от поверхности воды в нижнем бьефе) и глубины местного размыва T (ниже отметки конца флютбета) оказались почти одинаковыми после пересчета с любой модели каждой исследованной конструкции (табл. 1).

Таблица 1

Пересчет результатов опытов с модели в натуру

Сооружение (модель)	α	Замерено на модели, *см*			φ	Пересчитано в натуру, *м*			
		t	h	T		t	h	T	осредненные значения
1	32	89,0	52,8	36,2	1,12	43,2	16,90	26,3	$t_{ср}=43,1$
	60	44,1	28,1	16,0		43,0	16,90	26,1	$T_{ср}=26,2$
	100	24,9	16,9	8,0		43,2	16,90	26,3	
2	32	98,1	52,8	45,3	1,14	51,5	16,90	34,6	$t_{ср}=51,3$
	60	48,1	28,1	20,0		51,5	16,90	34,6	$T_{ср}=34,4$
	100	26,9	16,9	10,0		51,1	16,90	34,2	
	160	15,7	10,5	5,2		50,7	16,90	33,8	
3	20	60,0	17,8	42,2	1,22	23,0	3,55	19,45	$t_{ср}=23,1$
	40	26,2	8,9	17,3		23,2	3,55	19,65	$T_{ср}=19,55$
	80	11,0	4,4	6,6		23,0	3,55	19,45	
4	40	27,9	13,9	14,0	1,19	22,7	5,55	17,55	$t_{ср}=22,7$
	80	12,2	6,9	5,3		22,7	5,55	17,15	$T_{ср}=17,15$
5	40	33,9	13,9	20,0	1,29	39,7	5,55	34,15	$t_{ср}=39,3$
	80	13,5	6,9	6,6		38,9	5,55	33,35	$T_{ср}=33,75$

Несколько более высокие значения $t_{нат}$ получаются при применении метода прогноза, предложенного Н. П. Зреловым. Так, для сооружений *1*, *2* и *3* значения t соответственно равны 46,1 53,6 и 30,6 *м*.

Надежнее всего проверять результаты опытов, сравнивая их с размывами за построенным и эксплуатируемым сооружением, но для Тахиаташской плотины (модели *3*, *4*, *5*) это невозможно, так как сооружение еще не построено. Трудно в настоящее время сопоставить расчетные прогнозы глубины с фактическими и для других изученных в лабораториях конструкций (модели *1* и *2*). Однако частично можно сравнивать некоторые фактические данные о размывах в первый период эксплуатации плотины Волжской ГЭС имени В. И. Ленина [8]. Глубина в месте размыва за плотиной после паводка 1957 г. оказалась равной $t=36,5$ *м* при $z=15$ *м* и $q=30\div35$ *м*³/*сек* на 1 *пог. м* фронта рисбермы. Как видно из таблицы 1 и рисунка 1, для сооружения *2* прогнозная (расчетная) глубина размыва $t=51,3$ *м* при расчете по рекомендуемой формуле (7).

Фактическая глубина хотя оказалась и меньше прогнозной, но надо учитывать два обстоятельства:

1) на модели размывался мелкий натурный песок, а в натуре ковш был прикрыт наброской крупного камня слоем около 3 *м*;

2) на модели опыт продолжался до полной стабилизации размыва, а в натуре размыв был зафиксирован после относительно кратковременного паводка.

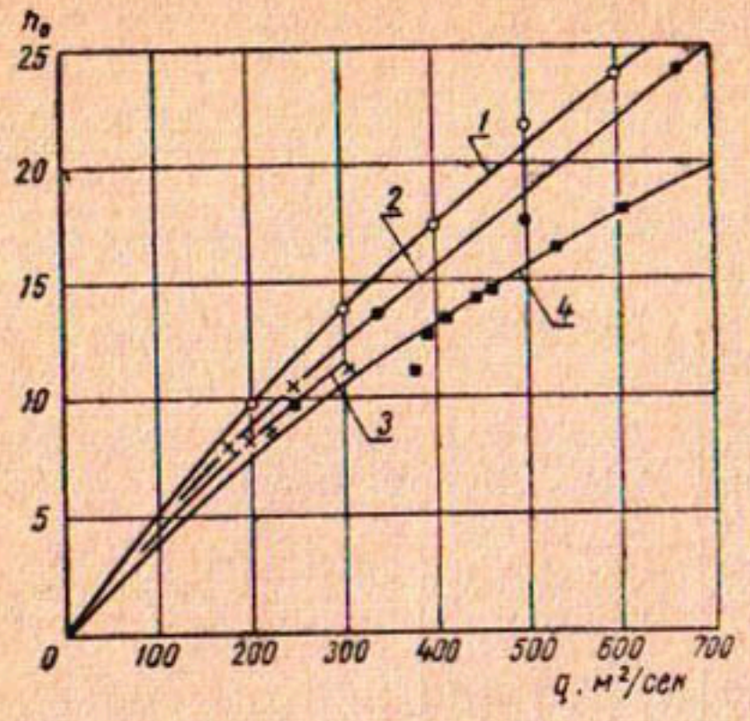


Рис. 2. Кривые $h_0 = f(q)$:

1 — при $d_{ср} = 0{,}20$ *мм*; *2* — то же, 0,24 *мм*; *3* — то же, 0,45 *мм*; *4* — то же, 0,60 *мм*.

Эти два фактора показывают, что в натуре размыв действительно должен был оказаться меньше расчетного.

Сопоставление результатов пересчета с модели в натуру по формуле (7) и методом Н. П. Зрелова, а также приближенное (даже несколько условное) сравнение их с фактическими натурными данными, позволяют считать, что достаточно надежно можно прогнозировать вероятную глубину местного размыва без моделирования размываемого материала, применяя на модели мелкозернистые натурные пески прототипа.

Дальнейшие проработки показали, что φ (корректив линейного масштаба модели) при пересчете глубин размыва с модели в натуру в условиях спокойного режима потока зависит только от размываемых свойств используемого на модели натурного песка.

Формула для расчета местного размыва спокойным потоком имеет вид [1,13].

$$t = kh_0, \tag{9}$$

где k — коэффициент размыва, зависящий от конструкции сооружения (длины крепления, относительной шероховатости его), корректива живой силы и свойств размываемого материала;

h_0 — глубина потока в отводящем русле, соответствующая неразмывающей скорости, зависящая от расхода и свойств размываемого материала, которые могут быть оценены его средним диаметром $d_{ср}$.

Рассматривая две модели (одна из которых прототип другой) и используя один и тот же размываемый материал (натурный песок), пришли к выводу, что значение величины коэффициента размыва k будет для них одинаковым и глубина размыва $t = f(h_0)$ и $\alpha_t = \alpha_{h_0}$, причем h_0, в свою очередь, будет зависеть только от расхода воды.

По опытным данным различных авторов, приведенным в таблице 2, нами построены кривые $h_0 = f(q)$ (рис. 2).

По ним легко установить связь между любым соотношением расходов и соответствующим им h_0, то есть установить связь

Таблица 2

Опытные данные, использованные для построения кривых $h_0=f(q)$

№ п/п	q, $см^2/сек$	h, $см$	α_q	α	$\alpha_{h_0}=\alpha_t$	$\varphi=\frac{\lg\alpha_{h_0}}{\lg\alpha}$	Примечание
		Опыты И. И. Леви ($d_{ср}=0{,}2$ $мм$)					
1	200	9,73					
2	300	13,80					
3	400	17,30	2	1,58	1,76	1,22	Значение α_{h_0} определено как среднее из замеров h_0
4	500	21,80					
5	600	24,00					
		Опыты П. К. Цветкова ($d_{ср}=0{,}24$ $мм$)					
1	333	13,70					
2	500	17,50	2	1,58	1,75	1,20	Значение α_{h_0} определено по замерам h_0
3	667	24,00					
		Опыты Н. Н. Суровой ($d_{ср}=0{,}45$ $мм$)					
1	173	7,80					
2	200	8,20					
3	223	8,50	2	1,58	1,72	1,16	Значение α_{h_0} определено по h_0, взятым по кривой $h_0=f(q)$
4	244	10,70					
5	305	11,10					
		Опыты Л. Л. Пааль ($d_{ср}=0{,}6$ $мм$)					
1	243	9,80					
2	377	11,10					
3	389	12,70					
4	411	13,40					
5	412	13,40	2	1,58	1,70	1,15	Значение α_{h_0} определено по h_0, взятым по кривой $h_0=f(q)$
6	444	14,30					
7	460	14,50					
8	532	16,40					
9	605	18,10					
		Опыты Л. Л. Пааль ($d_{ср}=1{,}55$ $мм$)					
1	217	6,80					
2	425	11,50	2	1,58	1,68	1,14	Значение α_{h_0} определено по замерам h_0

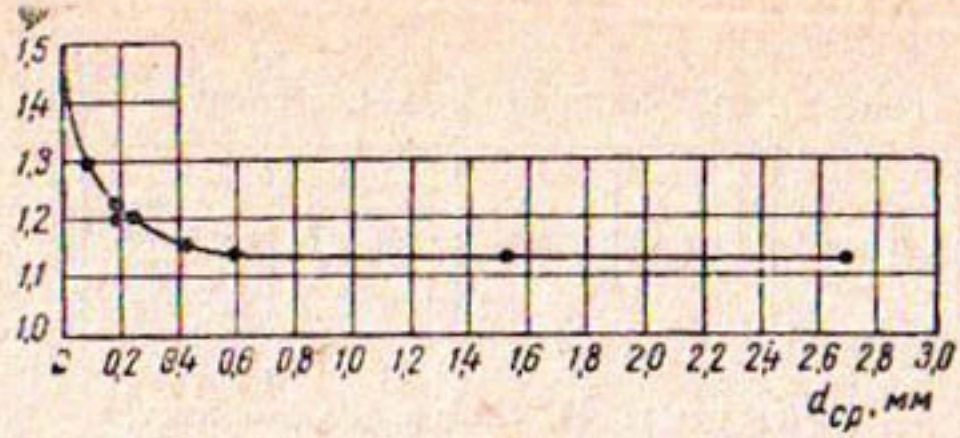


Рис. 3 Кривая зависимости $\varphi = f(d_{ср})$.

$\alpha_l = \alpha_{h_0} = \alpha^{\varphi}$, учитывая, что $\alpha_q = \frac{q_1}{q_2} = \alpha^{3/2}$ или $\alpha = \alpha_q^{2/3}$, и определить $\varphi = \frac{\lg \alpha_{h_0}}{\lg \alpha} = \frac{\lg \alpha_l}{\lg \alpha}$, который, очевидно, будет постоянным для каждого состава песка. Значение φ дано в таблице 2 по каждой группе опытов (с различным песком).

При исследованиях сооружения, представленного на рисунке 1, схема 5, нами применялся песок с $d_{ср} = 0{,}10$ *мм* и φ было получено равным 1,29, а исследование моделей по схемам 3 и 4 велось с песком $d_{ср} = 0{,}20$ *мм* и φ оказалось равным 1,205 *.

Н. П. Зреловым применялся песок с $d_{ср} \approx 2{,}7$ *мм***, а среднее значение φ было получено по его данным 1,13.

По значениям φ и средним размерам зерен песка $d_{ср}$ построен график $\varphi = f(d_{ср})$ (рис. 3).

Пользуясь этим графиком, легко определить величину масштаба глубин размыва на модели при использовании на ней песка прототипа.

Основываясь на изложенном, мы рекомендуем при исследованиях на моделях сооружений, возводимых на песчаных основаниях, в качестве размываемого материала модели применять натурный песок прототипа, при этом моделирование вести по правилам гравитационного подобия с соблюдением условия $v_{доп} = \sqrt{\alpha}$, а пересчет глубин размыва с модели в натуру производить по зависимости (8).

Показатель степени φ определяется для условий бурного режима на основании исследований на двух моделях разных масштабов $\varphi = \frac{\lg \alpha_l}{\lg \alpha}$, а для спокойного режима по графику (рис. 3) в зависимости от крупности песка.

Исследования, связанные с изучением общих деформаций русел. При исследованиях на моделях явлений, связанных с общими рус-

* При исследовании схем 3 и 4 применялся песок, ранее используемый на моделях при исследовании схемы 1, поэтому средний диаметр его был несколько больше вследствие отмыва мелких частиц ($d > 0{,}10$ *мм*), которых в этом песке было 42,0%.

** Средний диаметр песка был определен по данным, приведенным в [8], как среднее арифметическое между составом песка левого ($d_{ср} = 1{,}19$ *мм*) и правого ($d_{ср} = 4{,}17$ *мм*) берегов.

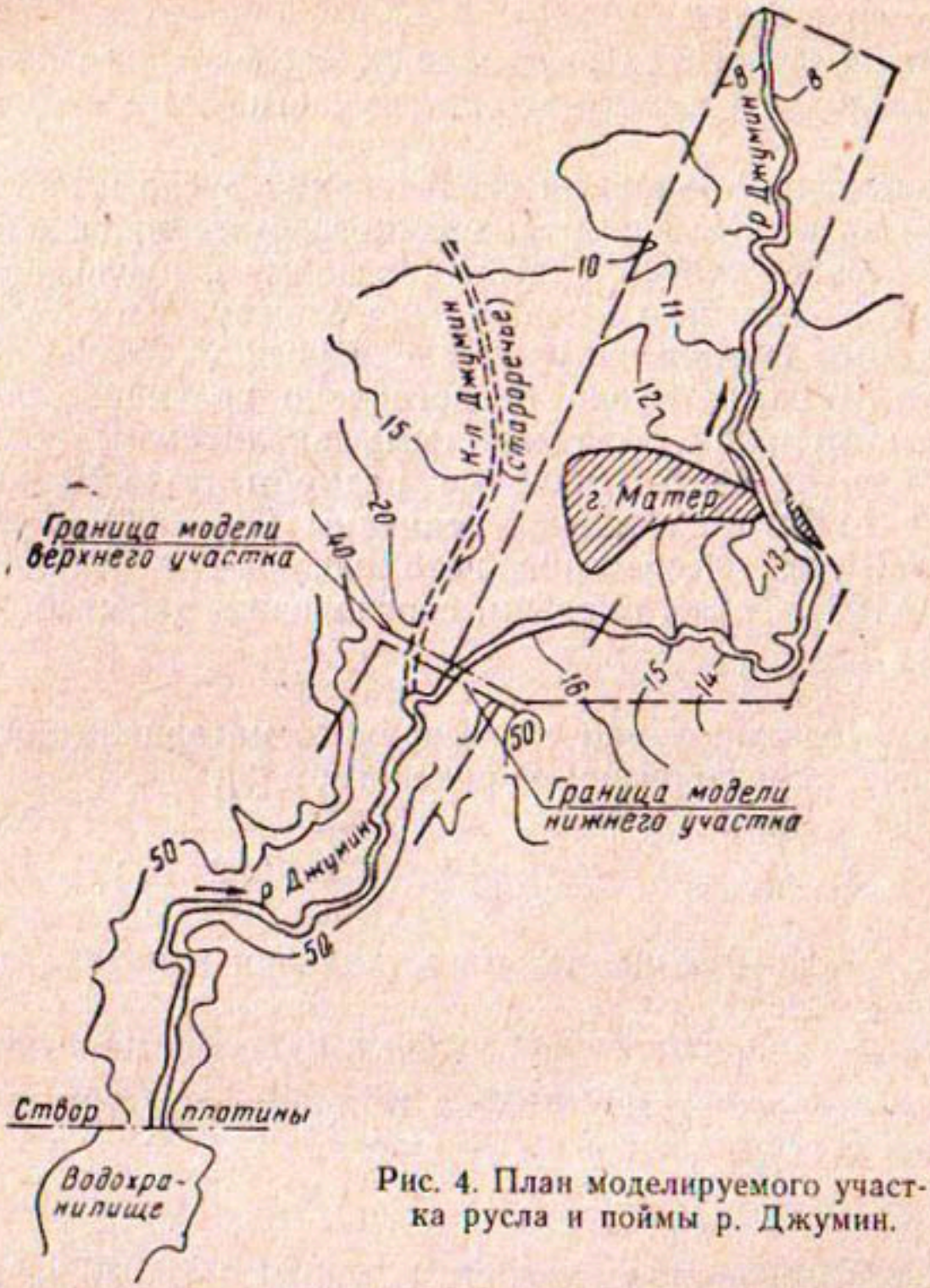


Рис. 4. План моделируемого участка русла и поймы р. Джумин.

ловыми процессами, может стоять такой вопрос, как прогнозирование связи между расходами и горизонтами. Отсюда вытекает необходимость прогнозирования возможного снижения горизонтов воды в отводящем русле в процессе эксплуатации построенной плотины, которая создает водохранилище, задерживающее твердый сток, а также затопление поймы при прохождении в русле больших паводковых расходов (обеспеченностью $p=1\%$—$0{,}1\%$).

С такими вопросами пришлось столкнуться при исследованиях модели отводящего русла гидроузла Джумин в Тунисской республике, проводимых автором в отделе гидротехнических сооружений УкрНИИГиМ в процессе проектирования этого гидроузла Укргипроводхозом. Решение их осложнялось недостаточной гидрологической изученностью р. Джумин при почти полном отсутствии сведений по прохождению по ней больших паводковых расходов, которые по расчетам достигают 2470 *м³/сек* в год $0{,}1\%$-ной обеспеченности.

Исследованию подлежал участок русла и поймы реки длиной около 16 *км* (рис. 4).

По условиям удобства размещения, исследования проводились на двух моделях: на модели верхнего участка и на модели нижнего участка.

В соответствии с задачами исследований русло и пойма на моделях были выполнены из размываемого материала. Подробных данных о составе грунтов, слагающих пойму и русло, не имелось. Было известно только, что пойма реки сложена аллювием (легкими и тяжелыми суглинками), сильно заросшая, коэффициент шероховатости $n=0{,}040$. Русло представлено гравийно-галечниково-валунным материалом с суглинистым заполнением, коэффициент шероховатости $n=0{,}025$. Плановые размеры моделей выполнены в масштабе 1 : 500 натуральной величины ($\alpha_l=500$), а вертикальный масштаб для обеспечения автомодельности явлений принят 1 : 100 ($\alpha_h=100$). Таким образом, соотношение масштабов моделей пятикратное $\left(\frac{\alpha_l}{\alpha_h}=5\right)$.

В основу моделирования размываемого материала поймы положено условие, характеризуемое равенством [3]:

$$\lambda_{нат} i_{мод} = \lambda_{мод} i_{нат} \text{ или } \sqrt{\frac{\alpha_h}{\alpha_l} \cdot \frac{\lambda_{мод}}{\lambda_{нат}}} = 1, \qquad (10)$$

где $\lambda_{нат}$, $\lambda_{мод}$ — коэффициенты сопротивления в натуре и на модели;

$i_{нат}$, $i_{мод}$ — гидравлический уклон в натуре и на модели.

В соответствии с этим условием и принятыми геометрическими масштабами сопротивления на модели должны быть в 5 раз больше натурных, то есть $\alpha_\lambda = \frac{1}{5}$.

Зная коэффициент шероховатости поймы $n=0{,}040$ и примерную величину гидравлического радиуса $R \approx 2{,}0$ *м* (по предварительному расчету), определяли значение $C_{нат} = \frac{1}{n} R^{1/6} \approx 30$ и $\lambda_{нат} = \frac{2g}{C^2} = 0{,}022$, тогда коэффициент сопротивления модели $\lambda_{мод} = 5\lambda_{нат} = 0{,}11$.

Для квадратичной зоны сопротивления из зависимости $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 4 \lg \frac{R}{K} + 4{,}25$ [3] относительная шероховатость модели $\left(\frac{R}{K}\right)_{мод}$ равна 0,49. При среднем значении гидравлического радиуса модели $R_{мод}=0{,}015 \div 0{,}02$ размеры абсолютной шероховатости:

$$K = \frac{R}{0{,}49} = \frac{0{,}02}{0{,}49} = 0{,}04 \text{ м} = 4 \text{ см}.$$

В соответствии с этими расчетными данными о геологическом строении поймы и материалами топографической съемки модель была изготовлена из мелкого песка с $d_{ср} = 0{,}23$ *мм*. Кроме того, по всей поверхности пойма была покрыта щебнем указанного выше размера.

Размываемый материал собственно русла реки был подобран по зависимости $C = 2{,}6\left(\frac{h}{d}\right)^{1/4}$, предложенной Л. А. Морозовым для горных участков рек [7]. Выражая эту зависимость в масштабных множителях и возводя обе части равенства в квадрат, получили:

$$\left(\frac{\alpha_d^{3/4}}{\alpha_h^{3/4}}\right)^2 = \frac{\lambda_{нат}}{\lambda_{мод}}, \tag{11}$$

так как

$$\frac{C_{мод}}{C_{нат}} = \frac{\lambda_{нат}}{\lambda_{мод}}. \tag{12}$$

Согласно принятому вертикальному масштабу модели и масштабу сопротивлений, масштабный множитель $\alpha_d^{3/2} = \left(\frac{100}{5}\right)^{3/2} = 20^{3/2}$ и $\alpha_d = 34$, то есть размеры размываемого материала, слагающего русло реки на модели, должны были быть в 34 раза меньше, чем в натуре, и по величине соответствовать материалу от мелкого песка до гравия $d = 3{,}0$ *см*, поскольку в натуре валуны достигают метровых размеров.

На основании этих расчетов русло реки было выложено мелким песком (тем же, что и пойма) с отдельными вкраплениями щебня размерами от 0,5 до 3,0 *см*.

Для прогноза возможного понижения горизонтов воды в русле за плотиной в процессе эксплуатации гидроузла исследовали верхний участок отводящего русла на модели, выполненной из легкоразмываемого материала (песок $d_{ср} = 0{,}23$ *мм*). При этом предполагали, что в натуре при пропуске по отводящему руслу катастрофического паводка растительность будет смыта и последующие паводковые расходы пройдут по легкоразмываемому руслу.

Масштабы этой модели $\alpha_l = 500$ и $\alpha_h = 200$ (этот масштаб принят по условию создания на модели более устойчивых откосов), а масштабные множители для скоростей и расходов определялись по зависимостям, приведенным в [3]:

$$\alpha_v = \alpha_l^{-1/2}\alpha_h \sqrt{\frac{\lambda_{мод}}{\lambda_{нат}}} \tag{13}$$

и

$$\alpha_h = \alpha_l^{-1/2}\alpha_h^2 \sqrt{\frac{\lambda_{мод}}{\lambda_{нат}}}. \tag{14}$$

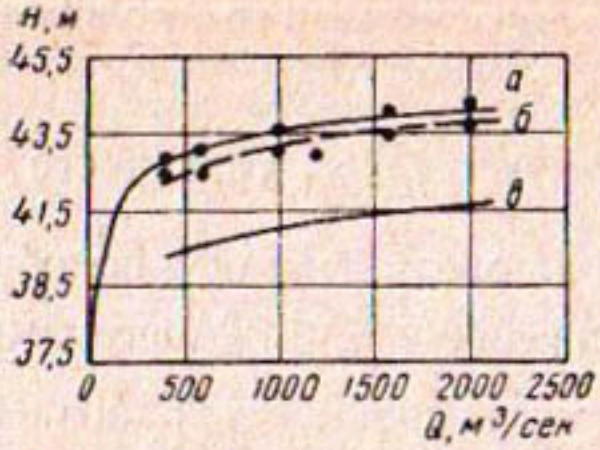


Рис. 5. Кривые зависимости $Q=f(H)$ в створе за плотиной.

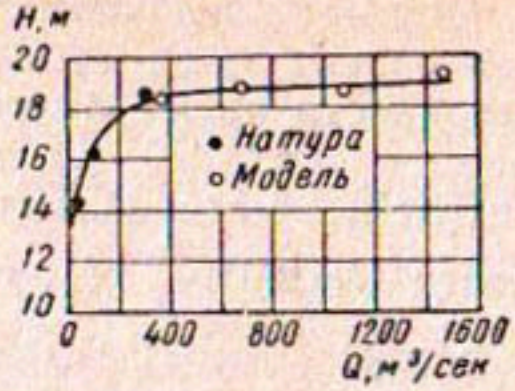


Рис. 6. Кривая зависимости $Q=f(H)$ в створе моста.

Для определения сопротивлений модельного русла $\lambda_{мод}$ проведен методический опыт, в котором $\lambda_{нат}$ принималось равным 0,01 (при $n_{нат}=0{,}025$).

В процессе исследований на модели верхнего участка с моделированием сопротивлений проведено 10 опытов, причем чтобы выяснить величины снижения горизонтов воды, расходы пропускали от меньшего к большему и от большего к меньшему.

При пропуске расходов от меньшего к большему (рис. 5, *а*) установлена зависимость горизонтов и расходов в створе за плотиной, которая оказалась близкой к расчетной. В результате опытов, проведенных в обратном порядке (рис. 5, *б*), горизонты воды при пересчете в натуру снизились примерно на 0,40 *м* против расчетных. Сопротивления на модели при пропуске больших паводковых расходов оказались близкими к принятым при ее расчете ($\lambda_{мод}=0{,}13$; $\lambda_{расч}=0{,}11$).

Кроме того, было установлено, что горизонты воды в натуре снизятся на величину примерно 2,5 *м* по сравнению с расчетными (рис. 5, *в*). На модели проведен опыт только с расходом воды в натуре, равным 700 *м³/сек* (на модели 0,7 *л/сек*). Расходы воды меньше 0,7 *л/сек* на модели будут проходить в ламинарной зоне сопротивлений, а большие расходы, как весьма кратковременные в натуре, не вызовут большего снижения горизонта, чем при $Q=700$ *м³/сек*.

Исследования на модели нижнего участка (5 опытов) показали, что при выходе потока из ущелья он разливается по пойме, затапливая большие площади. Горизонты воды на этом участке при нарастании расходов повышались незначительно.

Кривая зависимости $Q=f(H)$ в створе моста показана на рисунке 6. По этому створу имеются и натурные наблюдения при прохождении паводкового расхода 300 *м³/сек*. Эти данные также нанесены на график.

Горизонты воды на модели при $Q=255$ *м³/сек* и $Q=370$ *м³/сек* согласуются с наблюденными в натуре при $Q=300$ *м³/сек*. Это обстоятельство, по нашему мнению, подтверждает правильность примененной при исследованиях методики.

В заключение следует еще раз указать, что в зависимости от вопроса исследований — изучение местных деформаций или общих русловых процессов — методика моделирования размываемого материала приобретает специфические особенности.

При изучении местных деформаций основным является моделирование размываемых свойств грунта, а при изучении вопросов, связанных с общим русловым процессом, основным при моделировании грунта являются сопротивления. Необходимость учета этого фактора была показана нами ранее и при изучении формирования верхнего бьефа и деления наносов на узле, что изложено в [13].

Литература

1. Вызго М. С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями. Изд. «Наука» УзССР, Ташкент, 1966.
2. Вызго М. С., Сулейманов К. А. Некоторые вопросы изучения придонного слоя турбулентного потока. Известия АН КазССР, серия энергетическая, вып. 2 18, Алма-Ата, 1960.
3. Зегжда А. П. Теория подобия и методика расчета гидротехнических моделей. Госстройиздат. М.—Л., 1938.
4. Зрелов Н. П. Метод экстраполяционного моделирования размывов в нижнем бьефе гидросооружений. Сборник «Русловые процессы и гидротехническое строительство». Изд. АН УзССР, Ташкент, 1957.
5. Зрелов Н П. Метод экстраполяционного моделирования гидравлических процессов. Труды гидравлической лаборатории ВОДГЕО, вып. 5, М., 1957.
6. Избаш С. В. Гидравлика производства работ по преграждению русел. Госстройиздат, М.—Л., 1939.
7. Морозов Л. А. Гидравлические сопротивления горных рек при транспорте донных наносов. «Гидротехническое строительство» № 1, 1965.
8. Россинский К. И. Местный размыв дна в нижнем бьефе водозаборных сооружений Волжской гидроэлектростанции имени В. И. Ленина. Труды Всесоюзного гидрологического съезда, том V, Гидрометеоиздат, Л., 1960.
9. Руссо Г. А. Первые итоги наблюдений за сооружениями Куйбышевского гидроузла. «Гидротехническое строительство» № 11, 1958.
10. Сурова Н. Н. Вопросы методики моделирования размывов русла (учет пористости размываемого грунта). Сборник «Русловые процессы». Изд. АН СССР, М., 1958.
11. Сурова Н. Н. К вопросу прогноза величины местного размыва за крупными гидроузлами на равнинных реках. «Вопросы гидротехники», вып. 6. Изд. АН УзССР, Ташкент, 1962.
12. Сурова Н. Н. Взаимодействие сил на коротком участке деформируемого русла. Доклады АН УССР № 10, Ташкент, 1962.
13. Сурова Н. Н. Методика исследования модели участка русла Амударьи в районе проектируемого Тахиа-Ташского водозаборного гидроузла. «Вопросы гидротехники», вып. 6. Изд. АН УзССР, Ташкент, 1962.

К ПРОГНОЗИРОВАНИЮ ПЕРЕФОРМИРОВАНИЯ РУСЛА НА ВЫХОДЕ В НИЖНИЙ БЬЕФ ПОЛУЗАПРУДЫ (ПО ДАННЫМ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ НА РЕКАХ ПРИКАРПАТЬЯ)

М. Н. БУХИН

(УкрНИИГиМ)

Регулирование русел рек и защита их берегов от размыва требуют значительных затрат трудовых и материальных ресурсов [13, 19]. Однако из-за необоснованности решения ряда важных вопросов регулирования русел предгорных участков рек и недостаточной точности существующих методов расчета защитно-выправительных сооружений в ряде случаев при затратах больших средств не достигают требуемых результатов. Поэтому усовершенствование методов регулирования имеет существенное экономическое и народнохозяйственное значение.

Как показывают исследования условий работы и эксплуатации регуляционных сооружений [3, 5, 14, 15, 17 и др.], основные разрушения их происходят вследствие развития деформаций русла при переформировании его в зоне возведения стесняющего поток сооружения.

Наблюдения и эксперименты, проведенные в основном в лабораторных условиях, позволили несколько разобраться в природе русловых деформаций у стесняющих поток сооружений и дать ряд приближенных решений.

Однако во многих методах расчета деформаций русла недостаточно учтены геологические факторы, влияющие на характер, скорость и формы переформирования русла. Лишь в последнее время стали обращать внимание на неоднородность грунтов, слагающих ложе русла, и на явление естественной отмостки русла [1, 16, 18].

Анализ работ по расчету переформирования русла на участке стеснения его защитно-выправительным сооружением приводит к выводу, что приемлемые для практики решения возможны лишь при более глубоком изучении самого процесса размыва с учетом геологии ложа русла и гидроморфологических особенностей рек, для которых дается прогноз переформирования русла.

При большой сложности этого явления и невозможности получить точное теоретическое решение необходимо находить приближенное решение, но с числовыми показателями, удовлетворяющими требованиям практики. Такое приближенное решение можно получить, лишь обобщив данные натурных наблюдений, учитывающих

единство сложного процесса взаимодействия потока, русла и сооружения.

Цель настоящей работы — осветить некоторые стороны явления деформаций русла при переформировании его в зоне возведения защитно-выправительного сооружения и наметить возможные инженерные приемы прогнозирования этого явления применительно к полузапрудам, возводимым на предгорных участках рек с относительно устойчивым руслом при изменении уклонов $I = 0{,}0008 \div 0{,}006$ и средних диаметров донных отложений $d = 20 \div 170$ *мм*.

Сопоставление материалов, полученных в результате проведения натурных и лабораторных исследований [6, 7, 8, 9, 10*], с результатами экспериментальных и теоретических исследований других авторов [2, 4, 11, 16] позволило уточнить условия обтекания потоком стесняющего сооружения и основные факторы, влияющие на переформирование русла и достижение им относительно устойчивого состояния в зоне расположения этого сооружения.

Основная особенность протекания потока вдоль системы защитно-выправительных сооружений — наличие активной поперечной циркуляции, происходящей как от изгиба потока на закруглении русла, так и вследствие обтекания им оголовка сооружения.

Для поперечной циркуляции, вызванной сооружением, характерно несоответствие ее знака (направление вращения винта) кривизне струй в плане, а также наличие знакопеременного поперечного уклона свободной поверхности по длине потока. Последнее — одна из основных причин перемены направления вращения жидкости у полузапруды и появления характерных зон русловых деформаций разного знака, то есть не только размывов, но и отложений наносов.

Формирование новой береговой линии за счет отложения наносов между полузапрудами и местных размывов русла за пределами этой линии (рис. 1) — суммирующий показатель воздействия системы защитно-выправительных сооружений на руслоформирующий процесс.

На переформирование русла у стесняющих поток сооружений существенное влияние оказывают происходящие переформирования гряд и кос наносов, что, в свою очередь, отражается на условиях протекания потока вдоль системы защитно-выправительных сооружений.

Важную роль при переформировании русла играют также различные водоворотные зоны, начиная от больших устойчивых водоворотных областей (например, за полузапрудой), кончая небольшими водоворотами (вихрями) с вертикальными осями вращения.

---

* В предыдущих работах автора подробно даны основные результаты исследований, методика их проведения и описания участков наблюдений. Лабораторные исследования в основном носили качественный характер. В их состав входило изучение условий движения потока и деформаций русла на участке влияния полузапруды при изменении бытовых характеристик потока.

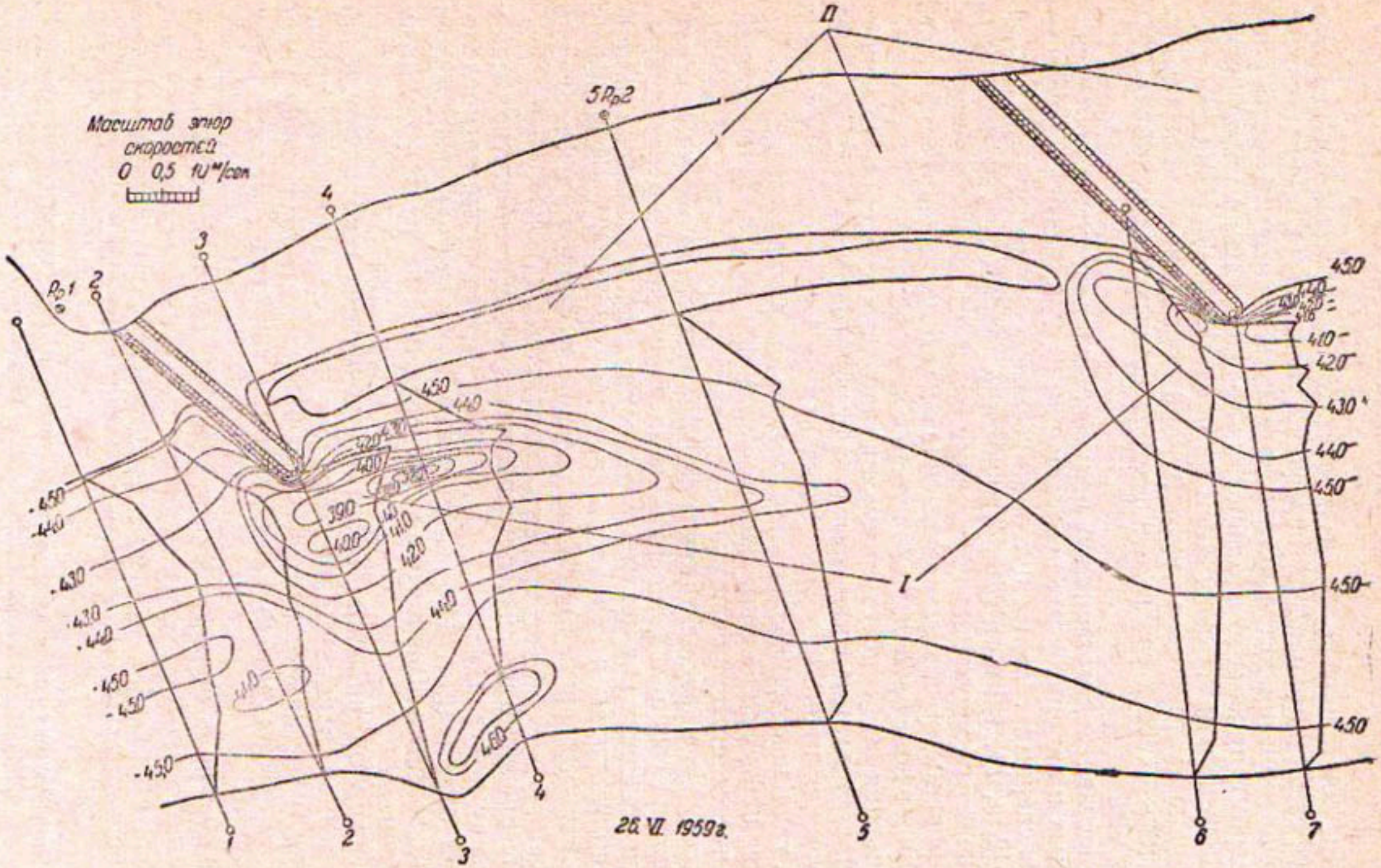


Рис 1 Формирование новой береговой линии на участке расположения полузапруд:

I — размыв русла, *II* — отложения наносов; *1—7* — эпюры поверхностных скоростей по створам; горизонтали даны по дну русла.

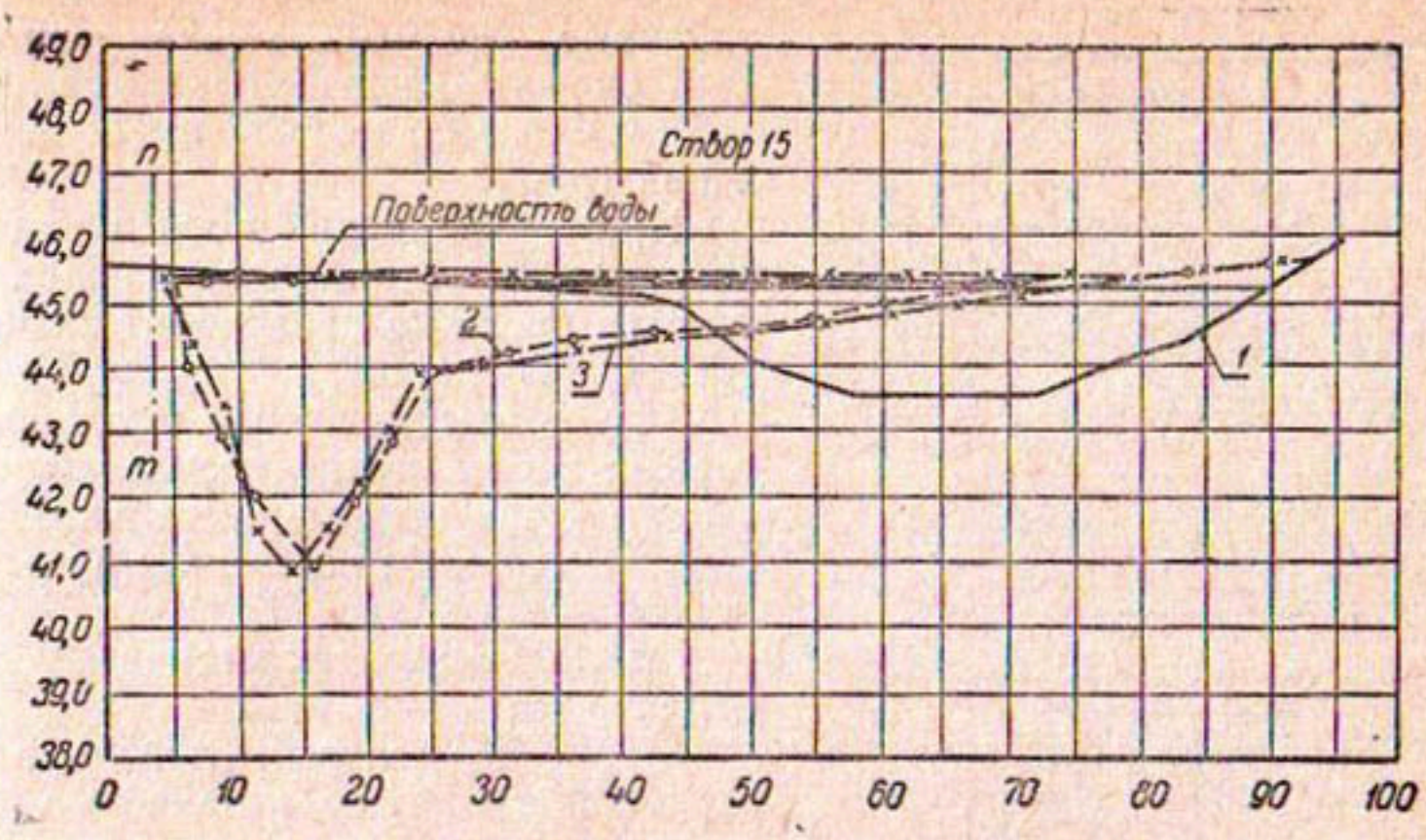


Рис. 2. Изменение поперечного профиля русла:

1 — при бытовом режиме потока (сооружений нет); *2, 3* — при стеснении русла полузапрудами (после переформирования и стабилизации его); *n—m* — ось оголовка полузапруды.

Натурные и лабораторные исследования показали, что отложения наносов за полузапрудой формируются тем интенсивнее, чем больший слой воды переливается через сооружение.

Анализ материалов натурных наблюдений показывает, что формирование зоны размыва заканчивается обычно после прохода большого паводка, а иногда и раньше*. При этом отмечалась однотипность деформаций русла на всех участках наблюдений, хотя геоморфологические, гидрологические и гидравлические условия их были различны.

Размывы русла продолжаются до тех пор, пока поперечное сечение его не примет новых очертаний, наиболее устойчивых для данных условий обтекания сооружения потоком. Интенсивность изменения русловых форм имеет максимальное значение в начальный период работы регулирующих сооружений. Степень и тип стеснения оказывают основное влияние на переформирование поперечного сечения русла также в начальный период работы сооружений, пока происходят размывы и стабилизация нового русла. Далее, несмотря на непрерывные изменения очертаний, форма поперечного сечения остается относительно устойчивой (рис. 2). Последнее, по-видимому, можно объяснить тем, что при обтекании потоком стесняющих русло сооружений в нем обязательно возникает устойчивая поперечная циркуляция. А как известно, относительно устойчивой скоростной структуре потока отвечают относительно ус-

---

* Следует отметить, что на реках Прикарпатья обычно берега больше подвержены размыву, чем дно.

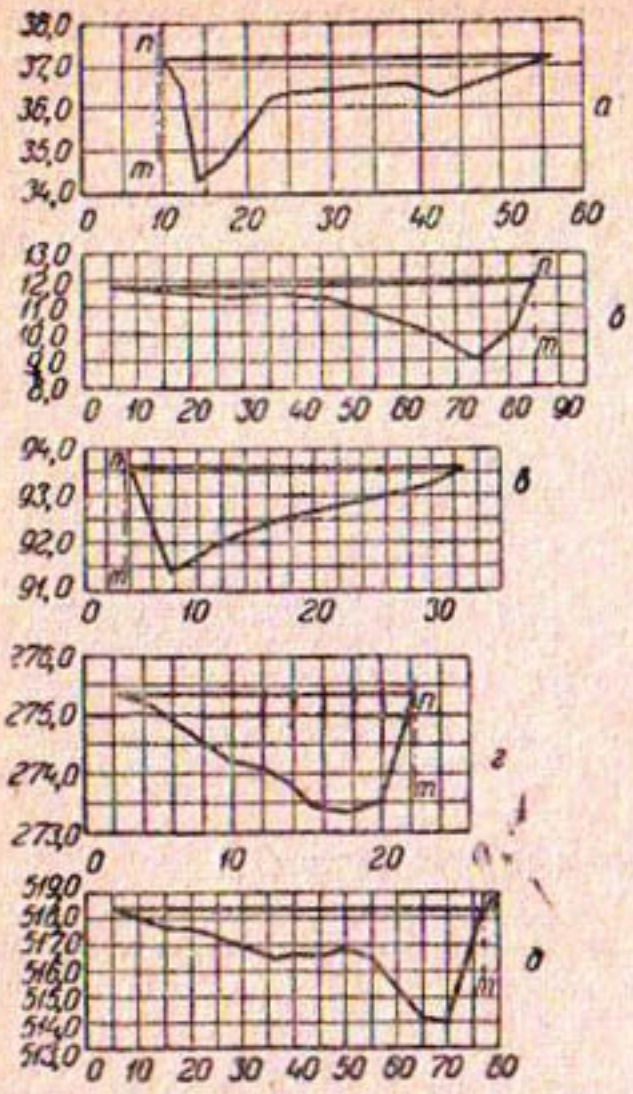


Рис. 3. Поперечные сечения русла в створах полузапруд:

а — р. Быстрица-Надворнянская у с. Мыкитинцы, створ 3, 1961 г.; *б* — р. Хоби у ст. Ингири, створ 8, 1959 г.; *в* — р. Черемош у с. Ривня, створ 4, 1961 г.; *г* — р. Днестр у с. Кружики, створ 15, 1961 г.; *д* — р. Карадарья у Дам-Ходжинского гидроузла, створ 2, 1956 г.; *n*—*m* — ось оголовка полузапруды.

тойчивые формы русла, которые сначала вырабатываются потоком и в дальнейшем им поддерживаются.

При прохождении последующих паводков в стабилизировавшихся формах русла не происходит значительных изменений.

Результаты натурных и лабораторных исследований позволили установить опасные для устойчивости сооружений зоны размыва и их расположение в плане.

Наибольшие деформации русла отмечаются:

а) перед полузапрудой вдоль верховой грани ее независимо от степени стеснения и формы движения потока за сооружением;

б) у оголовков полузапруды и вдоль линии контакта транзитной струи с большим вальцом, с некоторым сдвигом зоны максимальных глубин размыва (вниз по течению от створа сооружения);

в) непосредственно у низовой грани полузапруды при больших степенях одностороннего стеснения, в условиях которого резко возрастают скорости обратных течений в большом вальце; при донном и боковом стеснении при формировании поверхностного режима струи, переливающейся через гребень полузапруды при малой высоте ее;

г) вдоль защищаемого берега по линии контакта его с большим вальцом размывы также возникают при больших степенях стеснения, хотя валец остается зоной отложения наносов.

Натурные исследования показали, что площадь живого сечения поперечного профиля русла после стабилизации размыва всегда больше, чем при бытовом режиме и равных прочих условиях, а форма профиля — асимметричная (рис. 3).

Сравнение данных натурных исследований на реках Прикарпатья по замерам поперечных сечений бытового ω_0 и стесненного сооружением ω_c русла позволило получить отчетливую связь, которую приближенно можно представить формулой:

$$\omega_c \approx 4{,}0 \cdot \omega_0^{0{,}76}. \qquad (1)$$

Более тесная связь была между соотношениями площадей и средних глубин стесненных H_c и бытовых H_0 поперечных сечений русла:

$$\frac{\omega_c}{\omega_0} = 1{,}1\left(\frac{H_c}{H_0}\right)^{0.65}. \qquad (2)$$

Связь между основными элементами поперечных сечений и ложа бытового и стесненного русла можно представить в виде:

$$\frac{H_c}{H_0} = \left(\frac{B_0}{B_c}\right)^{1.9}\left(\frac{d_0}{d_c}\right)^{m}, \qquad (3)$$

где d_c и d_0 — средневзвешенные диаметры частиц наносов зон максимального размыва и бытового русла;

$$m = \frac{z}{\lg d_0 - 0{,}0074 d_0 - 1{,}45}, \qquad (4)^*$$

где $z = 0{,}097 \div 0{,}16$ — коэффициент, зависящий от неоднородности грунта и других факторов. Степень влияния последних на численное изменение этого коэффициента из-за малого количества данных пока не удалось установить. В расчетах рекомендуется принимать $z_{ср} = 0{,}13$.

Практический интерес для оценки переформирования русла представляет связь между параметрами поперечной формы русла — относительной максимальной глубиной $\alpha_{h_м} = \frac{H_{c\,макс}}{H_c}$ и относительной шириной русла $\alpha_B = \frac{B_c}{H_c}$, стесненного защитно-выправительным сооружением. Эту связь в общем виде можно представить формулой:

$$\alpha_{h_м} = A_c \alpha_B + K_c. \qquad (5)$$

Для предгорных участков рек Прикарпатья $A_c = 0{,}026$ и $K_c = 1{,}75$. При сопоставлении с данными С. Т. Алтунина, Г. Б. Руруа, Ленгипротранса получены средние обобщающие значения этих коэффициентов: $A_c = 0{,}025$ и $K_c = 1{,}61$.

В конкретном случае можно получить более точные значения коэффициентов A_c и K_c, если вычислять их по формулам:

$$A_c = 0{,}026 - 0{,}065 A_0; \qquad (6)$$

$$K_c = 1{,}22 K_0 + 0{,}41. \qquad (7)$$

Если имеются многолетние гидрометрические материалы по измеренным расходам, то A_0 и K_0 можно определить, построив зависимость $\frac{H_{0\,макс}}{H_0} = f\left(\frac{B_0}{H_0}\right)$. При отсутствии указанных материалов A_0 и K_0 определяют по приближенным формулам:

$$A_0 \approx 9 S_0 I + 0{,}0125\left(\frac{d_0}{d_{0\,макс} - 1{,}7 d_0}\right); \qquad (8)$$

$$K_0 \approx 1{,}22\,\mathrm{Fr}^{0.25} - 0{,}0067\frac{Q_{макс}}{Q} + 0{,}785, \qquad (9)$$

* В формуле (4) значения d_0 даны в *мм*.

где $S_0 = \sqrt{\frac{d_{25}}{d_{75}}}$ — коэффициент неоднородности донных отложений русла при бытовом режиме потока;

I — средний уклон;

$d_{0_{макс}}$, d_0 — максимальный и средневзвешенный диаметры донных отложений русла при бытовом режиме потока;

Fr — число Фруда для бытового потока;

$Q_{макс}$, Q — максимальный и среднемноголетний расходы.

По материалам натурных наблюдений были получены и исследованы связи между параметрами формы $\alpha_B = \frac{B}{H}$, $\alpha_{h_м} = \frac{H_{макс}}{H}$, $\alpha_h = \frac{H}{H_{макс}}$ и коэффициентом асимметричности профиля русла $\beta_a = \frac{B}{B+a}$ для поперечных сечений, стесненных регулирующими сооружениями [9]. Исходя из этого, получена формула для определения местоположения максимальной глубины в поперечном профиле русла, стесненном сооружением:

$$a = \frac{B_c(1-\beta_a)}{\beta_a}, \tag{10}$$

где a — расстояние от берега, на котором расположено сооружение, до вертикали с глубиной $H_{смакс}$ (в створе сооружения — от оголовка до $H_{смакс}$;

$\beta_a = \frac{\beta_{a_1} + \beta_{a_2}}{2}$ — коэффициент асимметрии поперечного профиля русла, определяемый как среднее значение его в зависимости от параметра формы поперечного профиля $\alpha_B = \frac{B_c}{H_c}$:

$$\beta_{a_1} = \frac{0{,}6 + 0{,}05\alpha_B}{1{,}0 + 0{,}05\alpha_B} \tag{11}$$

и параметра формы поперечного профиля $\alpha_h = \frac{H_c}{H_{c_{макс}}}$:

$$\beta_{a_2} = 1{,}02 - 0{,}3\alpha_h - 0{,}3\alpha_h^2. \tag{12}$$

Связи, характеризующие динамически устойчивый поперечный профиль русла в зоне стеснения его сооружением используют в качестве основы для построения зависимости, позволяющей приближенно оценить относительную устойчивость русла на участке расположения защитно-выправительного сооружения. Эту зависимость можно представить в виде:

$$\alpha_{h_м} = 0{,}025 K_y + 2{,}2, \tag{13}$$

где

$$K_y = y \cdot 10^{-2} = \frac{d B_c}{H_c^2 I} \cdot 10^{-2}.$$

Глубину воронки размыва в зоне расположения стесняющих сооружений типа полузапруд можно определить по формуле:

$$\Delta H = \left(H_{c_{макс}} - H_0\right) K_з, \quad (14)$$

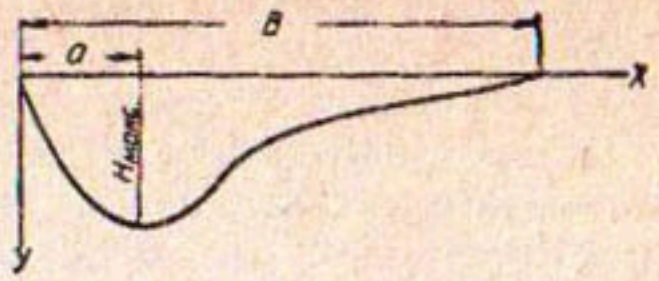


Рис. 4. Расчетная схема поперечного профиля русла в створе полузапруды:

B — ширина русла по верху; $H_{макс}$ — максимальная глубина.

где $H_{c_{макс}}$ — максимальная глубина стесненного поперечного сечения русла, отнесенная к горизонту среднемноголетнего расхода или расходов, близких к его значению;

$K_з = 1{,}1 \div 1{,}2$ — коэффициент запаса, так как зона максимального сжатия потока находится чуть ниже стесняющего сооружения и там возможна несколько бóльшая глубина воронки размыва.

На участках русел, стесненных защитно-выправительными сооружениями, вырабатываются и стабилизируются более или менее сходные по своим очертаниям асимметричные формы поперечных сечений. Путем статистического анализа 48 поперечных сечений разных рек были подобраны уравнения, характеризующие форму этих сечений и позволяющие прогнозировать очертания поперечного профиля русла по основным его размерам [10]. По первому из уравнений (15) строится часть профиля русла от сооружения до точки с глубиной $H_{c_{макс}}$, а по второму (16) — остальная часть профиля (рис. 4):

$$y_1 = H_{c_{макс}} \sin \frac{\pi x}{2a}, \quad (15)$$

$$y_2 = H_{c_{макс}} \left(\frac{B_c - x}{B_c - a}\right)^2 \left[\varphi\left(\frac{x}{a} - 1\right) + 1\right], \quad (16)$$

где a — меньшее расстояние от берега до вертикали с глубиной $H_{c_{макс}}$ (от оголовка сооружения до $H_{c_{макс}}$);

x, y — координаты точек поперечного сечения;

φ — коэффициент, корректирующий вычисленную площадь поперечного сечения русла в зависимости от очертаний профиля и определяемый по формуле:

$$\varphi = \frac{a\left(12 B_c H_c - 3{,}64 H_{c_{макс}} a - 4 B_c H_{c_{макс}}\right)}{H_{c_{макс}} (B_c - a)^2}, \quad (17)$$

При сравнении профилей поперечных сечений, построенных по формулам (15) и (16), с натурными получены для разных рек вполне удовлетворительные результаты.

Чтобы вычислить площади поперечного сечения русла в зоне стеснения его сооружением на любой глубине h, вывели из уравнений (15) и (16) приближенную формулу:

$$\omega_h = H_{c_{макс}}\left(\frac{B_c - a}{3}\right) + h\left[\frac{2a}{\pi}\arcsin\frac{h}{H_{c_{макс}}} + \right.$$

$$\left. + \frac{2}{3}(B_c - a)\sqrt{\frac{h}{H_{c_{макс}}}} - B_c\right] + \sqrt{H^2_{c_{макс}} - h^2}. \qquad (18)$$

Из уравнения (15) также можно определить длину откоса прогнозируемой воронки размыва l_0 (от оголовка сооружения до вертикали с глубиной $H_{c_{макс}}$):

$$l_0 = \frac{H_{c_{макс}}}{R}\int_0^{\frac{\pi}{2}}\sqrt{1 - k^2\sin^2\psi}\; d\psi, \qquad (19)$$

где

$$k = \frac{H_{c_{макс}}\pi}{\sqrt{4a^2 + H^2_{c_{макс}}\pi^2}}, \quad \psi = \frac{\pi x}{2a}.$$

Эллиптический интеграл 2-го рода $\int_0^{\frac{\pi}{2}}\sqrt{1 - k^2\sin^2\psi}\; d\psi$ уравнения (19) решается при помощи таблиц, имеющихся в любом математическом справочнике.

Учитывая некоторую сложность решения этого интеграла даже с использованием таблиц, формула (19) может быть заменена приближенной зависимостью, дающей достаточную для практических расчетов точность:

$$l_0 = \frac{\sqrt{4a^2 + H^2_{c_{макс}}\pi^2}}{2}\left(1 - \frac{k^2}{4} - \frac{3k^4}{32}\right). \qquad (20)$$

Отличительной особенностью всех указанных зависимостей является то, что для определения их использовали русловые характеристики бытовых и конечных форм русла, причем последние отвечали измененному сооружением режиму потока.

Полученные зависимости позволили предложить инженерный метод прогнозирования деформаций русла в зоне возведения защитно-выправительного сооружения. В его основу положены условия достижения руслом относительно устойчивого состояния после окончания его переформирования, что позволяет найти конечные формы русла, которые вырабатываются потоком в новых, измененных сооружением, условиях.

Ввиду чрезвычайной сложности и малой изученности русловых процессов предлагаемый метод следует рассматривать как попытку решить эту трудную задачу приближенно. По мере накопления данных метод должен уточняться и совершенствоваться.

Первый этап решения — определить степень устойчивости русла на рассматриваемом участке реки в бытовом состоянии. В качестве исходного материала для этого могут быть использованы данные гидрологических наблюдений по расположенным вблизи водопостам и данные ряда единичных замеров расходов, значительно отличающихся друг от друга, а также расчетные расходы 3% и 5% обеспеченности. По собранным гидрометрическим данным строят кривые связей $H_{0_{макс}} = f(H_0)$ и $\alpha_{r_м} = f(K_y)$. Если эти связи на графиках проявляются отчетливо, то на рассматриваемом участке реки русло относительно устойчивое, что позволяет применить предлагаемый метод расчета.

Располагают сооружения в зонах, подверженных наименьшим плавным деформациям, исходя из гидролого-морфологического анализа рассматриваемого участка реки по И. В. Попову.

Далее расчетом определяют:

1. Ширину B_0 и среднюю глубину H_0 русла при бытовом режиме потока, отнесенные к горизонту среднемноголетнего расхода, из гидроморфологических характеристик тех рек, для которых ведется прогноз переформирований русел. Для предгорных участков рек Прикарпатья B_0 и H_0 определяют из формул:

$$\frac{B_0}{S_0 d_0} = 4{,}17 \left[\frac{Q}{(S_0 d_0)^2 \sqrt{g l S_0 d_0}} \right]^{0,42}, \tag{21}$$

$$\frac{H_0}{S_0 d_0} = 0{,}51 \left[\frac{Q}{(S_0 d_0)^2 \sqrt{g l S_0 d_0}} \right]^{0,28}. \tag{22}$$

2. Средневзвешенный диаметр самоотмостки d_c прогнозируемого русла в зоне стеснения его сооружением [8] по формуле:

$$d_c \approx 28{,}0\, e^{0{,}017 d_0}. \tag{23}$$

3. Ширину B_c и среднюю глубину H_c прогнозируемого русла при стеснении его сооружением из формул (2) и (3).

4. Максимальную глубину $H_{c_{макс}}$ прогнозируемого русла при стеснении его сооружением, отнесенную к горизонту среднемноголетнего расхода, из уравнения (13). Расчет максимальной глубины проверяют из уравнения динамически устойчивого состояния поперечного профиля русла при стеснении потока сооружением по формуле (5).

5. Глубину воронки размыва ΔH на участке стеснения русла сооружением по формуле (14).

6. Местоположение максимальной глубины на поперечном профиле русла a, стесненном сооружением, по формуле (10)

7. Ожидаемый поперечный профиль русла в створе сооружения, координаты точек x и y которого вычисляют по уравнениям (15) и (16).

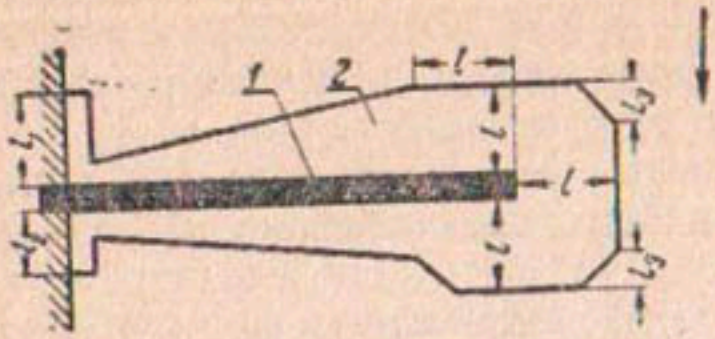


Рис. 5. Схема тюфячного крепления полузапруды:

1 — полузапруда; *2* — тюфячное крепление.

8. Длину откоса воронки размыва l_0 у оголовка сооружения по формуле (20).

Прогнозирование переформирования русла в зоне стеснения его защитно-выправительным сооружением позволяет обосновать расчетом существующие конструктивные решения применительно к полузапрудам в двух наиболее распространенных вариантах:

а) основание оголовка сооружения заглубляется ниже возможной глубины размыва русла.

В этом случае отметку заложения основания определяют по формуле:

$$\nabla_{осн} = \nabla_{мин} - \Delta H - K_з, \qquad (24)$$

где $\nabla_{осн}$ и $\nabla_{мин}$ — отметки заложения основания и наинизшей точки ложа меженного русла при бытовом режиме потока (в створе сооружения);

ΔH — глубина воронки размыва, определяемая по формуле (14);

$K_з = 0{,}3 \div 0{,}5$ *м* — коэффициент запаса;

б) устройство гибкого тюфяка, который при переформировании русла будет опускаться в зону размыва, прекращая тем самым распространение размыва в сторону сооружения.

Основной размер в этом случае принимается равным длине откоса воронки размыва l_0, определяемой по формуле (20), плюс запас $0{,}3 \div 0{,}5$ *м*.

Конструктивные размеры l_1 и l_2 назначаются согласно общепринятым рекомендациям [1, 12]: $l_1 \approx 10—15$ *м* и $l_2 \approx 15—20$ *м*, l_3 — размер, уменьшающий длину крепления по радиусу (рис. 5).

Оптимальное конструктивное решение для каждого конкретного случая выбирают на основе технико-экономических расчетов.

Выводы

Проведенные исследования позволили решить практически важную задачу — разработать инженерный метод прогнозирования переформирования русел предгорных участков рек при регулировании их защитно-выправительными сооружениями типа полузапруд.

Отличительные особенности указанного метода расчета:

а) все обобщения базируются на материалах натурных исследований закономерностей взаимодействия потока с руслом как в естественных условиях, так и при стесняющем поток сооружении;

б) для определения конечных форм русла, отвечающих новому, измененному сооружением, режиму потока, используют русловые характеристики, отражающие особенности той реки, для которой ведут прогноз деформаций русла;

в) в основу построения расчетных зависимостей положены условия достижения руслом относительно устойчивого состояния после окончания его переформирования.

Использование результатов расчетов по предложенному методу позволяет более правильно, надежно и экономично проектировать регулирующие сооружения и их тюфячные крепления.

Метод рекомендуется для практических расчетов при изменении уклонов и среднего диаметра донных отложений русел предгорных участков рек в пределах $I=0{,}0008—0{,}006$ и $d=20—170$ *мм*.

Литература

1. Алтунин С. Т. Регулирование русел. Сельхозиздат, М., 1962.
2. Алтунин С. Т., Бузунов И. А. Защитные сооружения на реках. Сельхозгиз, М., 1953.
3. Амбарцумян Г. А., Хачатрян Р. М., Мартикян Р. С. О берегоукрепительных сооружениях на предгорных и горных участках рек Армянской ССР. Труды АрмНИИГиМ, т. V, Ереван, 1960.
4. Артамонов К. Ф. Регулировочные сооружения при водозаборе на реках в предгорных районах. Изд. АН КиргизССР, Фрунзе, 1963.
5. Беридзе П. И. Исследования работы поперечных берегозащитных сооружений. «Гидротехническое строительство» № 1, 1919.
6. Бухин М. Н. Натурные исследования формирования русел рек Прикарпатья на участках расположения защитно-выправительных сооружений. Труды УкрНИИГиМ, вып. 82/8, Госсельхозиздат УССР, Киев, 1964.
7. Бухин М. Н. Некоторые закономерности взаимодействия водного потока с руслом при выходе в широкий нижний бьеф. Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. XV. Изд. «Энергия», М.—Л., 1964.
8. Бухин М. Н. Исследования состава донных отложений предгорных и горных участков рек, стесненных защитно-выправительными сооружениями. Сборник «Водное хозяйство», вып. 1. Изд. «Урожай», Киев, 1965.
9. Бухин М. Н. К вопросу о формировании поперечного профиля русла в зоне стеснения его полузапрудой. Сборник «Водное хозяйство», вып. 2. Изд. «Урожай», Киев, 1965.
10. Бухин М. Н. Построение поперечного профиля русла в зоне стеснения его полузапрудой. Сборник «Вопросы гидротехники и гидравлики». Изд. «Урожай», Киев, 1965.
11. Данелия Н. Ф. Обтекание преград как основа устройства водозаборных и руслорегулирующих сооружений. Труды Всесоюзного научно-технического совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, т. I, Тбилиси, 1961.
12. Руруа Г. Б. Определение габаритов тюфячных одежд речных гидротехнических сооружений. «Гидротехническое строительство» № 8, 1963.
13. Срибный К. Ф. К методам проектирования полузапруд и подводных креплений для защиты размываемых берегов в горных районах Прикарпатья. Научные труды УкрНИИГиМ, вып. 79/5. Изд. УАСХН, Киев, 1959.
14. Ahmad M. Experiments on Design and Behaviour of Spur dikes, Proceedings. Inter. Assoc. of Hydr. Research. Minnesota, 1953.
15. Engels H. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur — und Architekten—Vereines, Wien, 1907.

16. Garde R. I., Subramanya K., Nambudripad K. D. Study of scour around spur — dikes, Journal of the Hydraulics Division, Proc. of the Amer. Soc. of Civ., Eng., vol. 87, No. HY6, p. 1, New York, 1961.
17. Inglis C C. The Behaviour and Control of Rivers and Canals with the Aid of Models, Research Publication, No. 13, Part II. Poona, 1946.
18. Laursen E. M. A Generalized Model Study of Scour Around Bridge Piers and Abutments, Proceegings, Inter Assoc. of Hydr Research. Minnesota, 1953.
19. Mamak W. Regulacja rzek i potokow. Warszawa, 1958.

МЕТОДИКА И РАСЧЕТ ОБЩЕГО ЗАВАЛА РУСЛА В НИЖНЕМ БЬЕФЕ КИЗЫЛ-АЯКСКОГО ГИДРОУЗЛА НА Р. АМУДАРЬЕ

Х. Ш. ШАПИРО,

кандидат технических наук

(ВНИИГиМ)

Створ Кизыл-Аякского гидроузла расположен в верхнем течении р. Амударьи (345 *км* от начала реки, 18 *км* выше г. Керки). Среднемноголетний расход реки в паводок (май—август) составляет около 4000 $м^3/сек$, среднемноголетняя мутность в этот период равна 4,4—4,5 $кг/м^3$. Среднемноголетний годовой жидкий сток реки 68—69 $км^3$, а сток взвешенных наносов около 250 млн. *т*, среднегодовая мутность 3,58 $кг/м^3$. Сток донных наносов, согласно нашим исследованиям, в голове Каракумского канала, проведенных в 1957 г., составляет 11,2% стока взвешенных наносов.

От Кизыл-Аякского гидроузла будут забирать воду в Каракумский канал (левый берег) и Каршинский канал (правый берег). Максимальный водозабор на первом этапе (1975 г.) по заданию на проектирование узла, выданному в 1962 г., составляет 465 $м^3/сек$ в Каракумский канал и 205 $м^3/сек$ в Каршинский канал, то есть 670 $м^3/сек$ по гидроузлу. Для второй очереди на 1980 г. предусмотрен максимальный водозабор в Каракумский канал 800 $м^3/сек$ и в Каршинский канал 530 $м^3/сек$, то есть 1330 $м^3/сек$. Аккумулирующая емкость верхнего бьефа ограничена и заиление его в основном завершится в первые 2—3 года эксплуатации гидроузла. После этого в нижний бьеф будут поступать все донные наносы, транспортируемые потоком к гидроузлу, состоящие почти целиком из фракций $d>0{,}05$ *мм*, и все взвешенные наносы, состоящие также в основном из фракций $d>0{,}05$ *мм*, осаждаемые в отстойниках.

Расходы реки сократятся, так как увеличится водозабор в Каракумский и Каршинский каналы, а также водозабор выше из реки и ее притоков. Поэтому необходимо проверить транспорт рекой всех наносов, поступающих в нижний бьеф, и определить возможный общий завал русла наносами $d>0{,}05$ *мм* и связанный с ним подпор при отложении части наносов. Максимальный подпор в верхнем бьефе Кизыл-Аякского гидроузла ограничивается по условию незатопления Афганской территории отметкой (условной) ∇ 47,0. В связи с этим подпор в нижнем бьефе ухудшает условия гидравлического промыва отложений из отстойников, для которого требуется определенная разность уровней верхнего и нижнего бьефов.

Исходные данные и положения. Расходы в нижнем бьефе гидроузла, мутность потока в верхнем и нижнем бьефах и распределение их по фракциям взяты по заданным Куйбышевским филиалом Гидропроекта данным. Величины водозабора в Каракумский и Каршинский каналы на первом и втором этапах приняты по проектному заданию Кизыл-Аякского гидроузла, выпущенному в 1964 г.

Транспортирующую способность потока в нижнем бьефе гидроузла трудно вычислить из-за значительной неопределенности зависимости средней скорости и глубины потока от расхода [$v_{ср}=f(Q)$; $H_{ср}=f(Q)$], которая является следствием непрерывных деформаций и большой подвижности русла.

Чтобы построить кривые $v_{ср}=f(Q)$ и $H_{ср}=f(Q)$ для нижнего бьефа Кизыл-Аякского гидроузла, были использованы зависимости Х. Ш. Шапиро [1] для определения размеров и формы поперечного сечения формируемого потоком русла в условиях р. Амударьи:

а) ширина русла поверху

$$B = 0{,}16\sqrt{\frac{Q}{i}}, \qquad (1)$$

где Q — среднепаводковый расход в бытовых условиях (май—август), равный для рассматриваемого участка реки 4000 $м^3/сек$;

i — уклон свободной поверхности потока, который, как показали наблюдения, относительно мало изменяется и может быть принят равным $i=0{,}000238$ (бытовые условия);

б) средняя глубина потока

$$H_{ср} = \left(\frac{nq}{\sqrt{i}}\right)^{3/5}, \qquad (2)$$

где $q=\frac{Q}{B}$ — удельный расход потока;

n — коэффициент шероховатости русла р. Амударьи, принимается равным 0,02;

в) очертание русла вычисляют по кубической параболе

$$y^3 = 2px. \qquad (3)$$

При этом

$$H_{max}^3 = 2p\frac{B}{2};\ p=\frac{H_{max}^3}{B}\ \text{и}\ y=\frac{\sqrt[3]{2}\,H_{max}}{B^{1/3}}x^{1/3}. \qquad (4)$$

При среднепаводковом (май—август) расхода $Q=4000$ $м^3/сек$ и среднем уклоне свободной поверхности потока $i=0{,}000238$ ширина формируемого потоком русла получается равной $B=660$ *м*, средняя глубина $H_{ср}=3{,}46$—$3{,}50$ *м* и $H_{max}=\frac{4}{3}H_{ср}=4{,}61$ *м*.

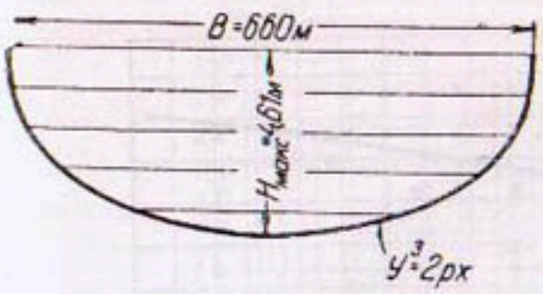


Рис. 1. Расчетное формируемое потоком русло р. Амударьи: $B=0{,}16\sqrt{\frac{Q}{i}}$; $Q=4000$ м³/сек (среднемноголетний среднепаводковый расход); $i=0{,}000238$.

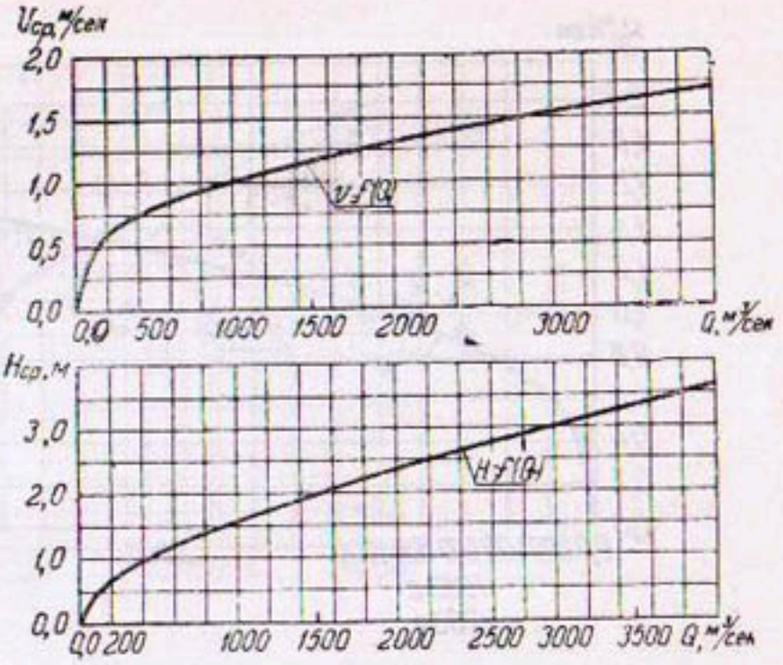


Рис. 2. Кривые $v=f(Q)$ и $H=f(Q)$ для расчетного формируемого потоком русла.

Для построенного по формулам (1—4) русла были вычислены расходы при различном наполнении (рис. 1). По вычисленным расходам и площадям поперечного сечения определяли средние скорости потока, после чего была построена кривая $v_{ср}=f(Q)$ и $H_{ср}=f(Q)$ (рис. 2). Сопоставление кривой $v_{ср}=f(Q)$ с фактическими данными по измеренным расходам в створах Пулизиндан, Керки, Ильчик дало удовлетворительные результаты (рис. 3, 4).

За исходную зависимость для определения предельной транспортирующей способности потока взвешенных наносов любой фракции принята формула доктора технических наук А. Г. Хачатряна [2]:

$$\rho_{тi}=C_т\left(\ln\frac{u_в}{W_i}-\frac{u_в-W_i}{u_в}\right), \qquad (\ )$$

где $\rho_{тi}$ — транспортирующая способность потока в $кг/м^3$ для фракций наносов с минимальной гидравлической крупностью W_i; для фракций $d<0{,}05$ *мм* $W_i=2{,}27$ *мм/сек* (гидравлическая крупность частиц $d=0{,}05$ *мм* при $t=20°$);

$u_в$ — наибольшая взвешивающая скорость потока,

$$u_в=0{,}065\,(v-0{,}05)\,i^{1/4}, \qquad (6)$$

(v, i — средняя скорость и уклон свободной поверхности потока);

$C_т$ — постоянная кривой распределения транспортирующей способности потока по крупности

$$C_т=200u_в. \qquad (7)$$

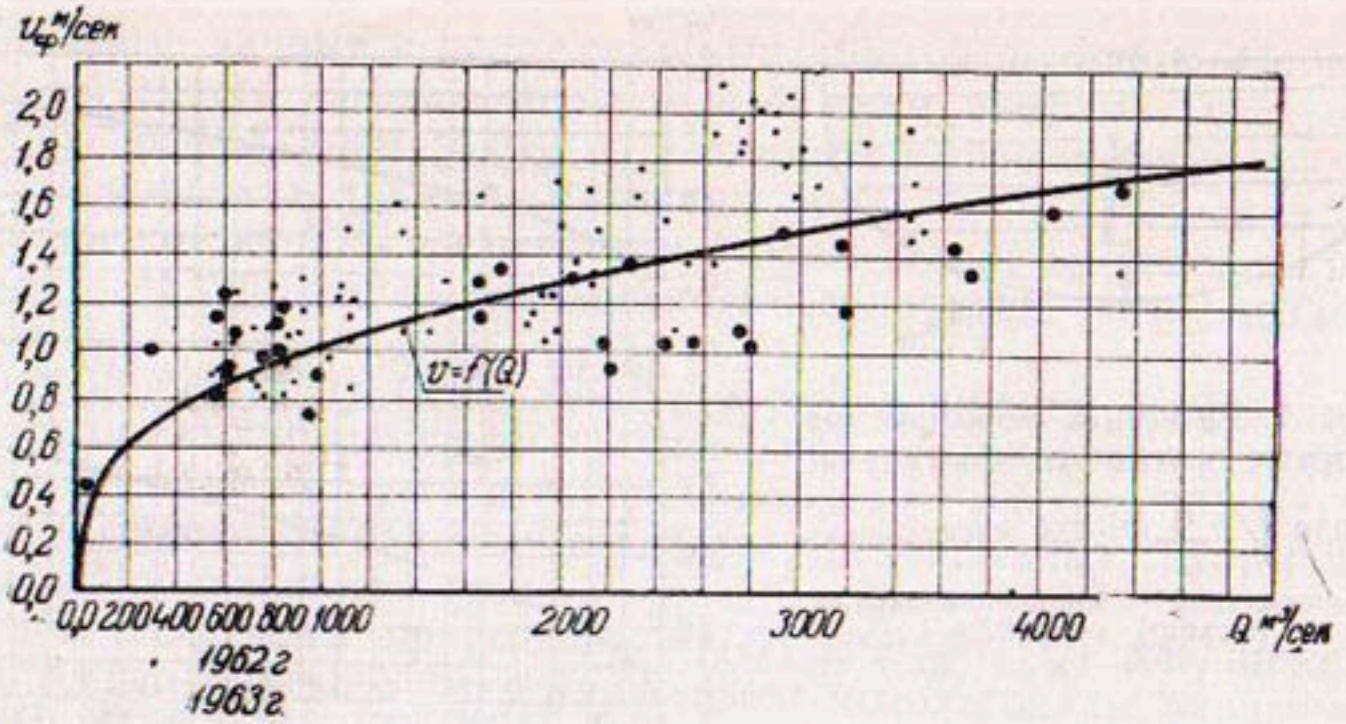


Рис. 3. Кривая $v=f(Q)$ для расчетного формируемого русла при $i=\text{const}=0{,}000238$ (створ Пулизиндан) и данные наблюдений.

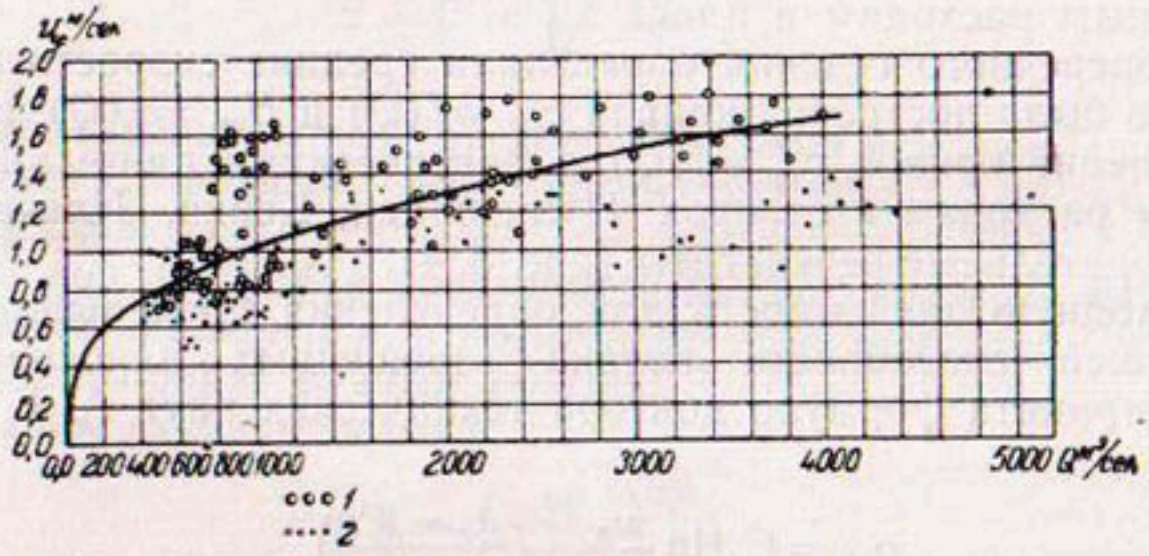


Рис. 4. Кривая $v=f(Q)$ для расчетного формируемого русла, 1955 г.:

1 — створ Ильчик; *2* — створ Керки.

Для определения предельной транспортирующей способности потока для донных наносов принята также формула А. Г. Хачатряна:

$$P_д = C_д\left[\ln\frac{u_д}{u_в} - \left(\frac{1}{u_в} - \frac{1}{u_д}\right)W_{\min д}\right], \qquad (8)$$

где $C_д$ — постоянная кривой распределения по крупности донных наносов,

$$C_д = 0{,}73u_д; \qquad (9)$$

$u_д$ — максимальная гидравлическая крупность частиц донных наносов, которые могут перемещаться потоком; определяют по d_{max}.

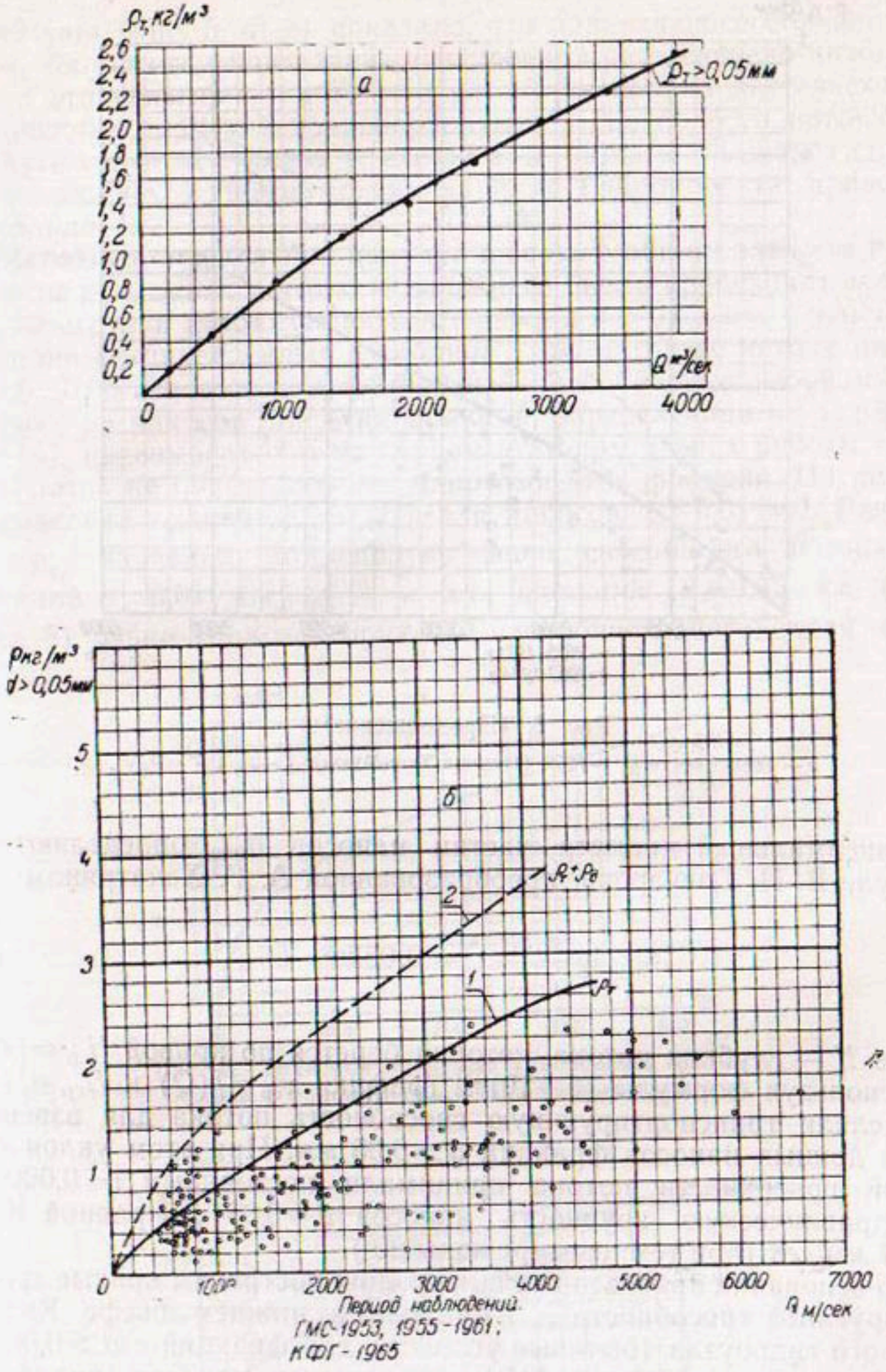


Рис. 5. Транспортирующая способность р. Амударьи для фракций $d>0{,}05$ мм и данные наблюдений:

а — для условий Кизыл-Аяка (взвешенные наносы); *б* — зависимость $\rho_т = f(Q)$, г. Керки и гора Пулизидан.

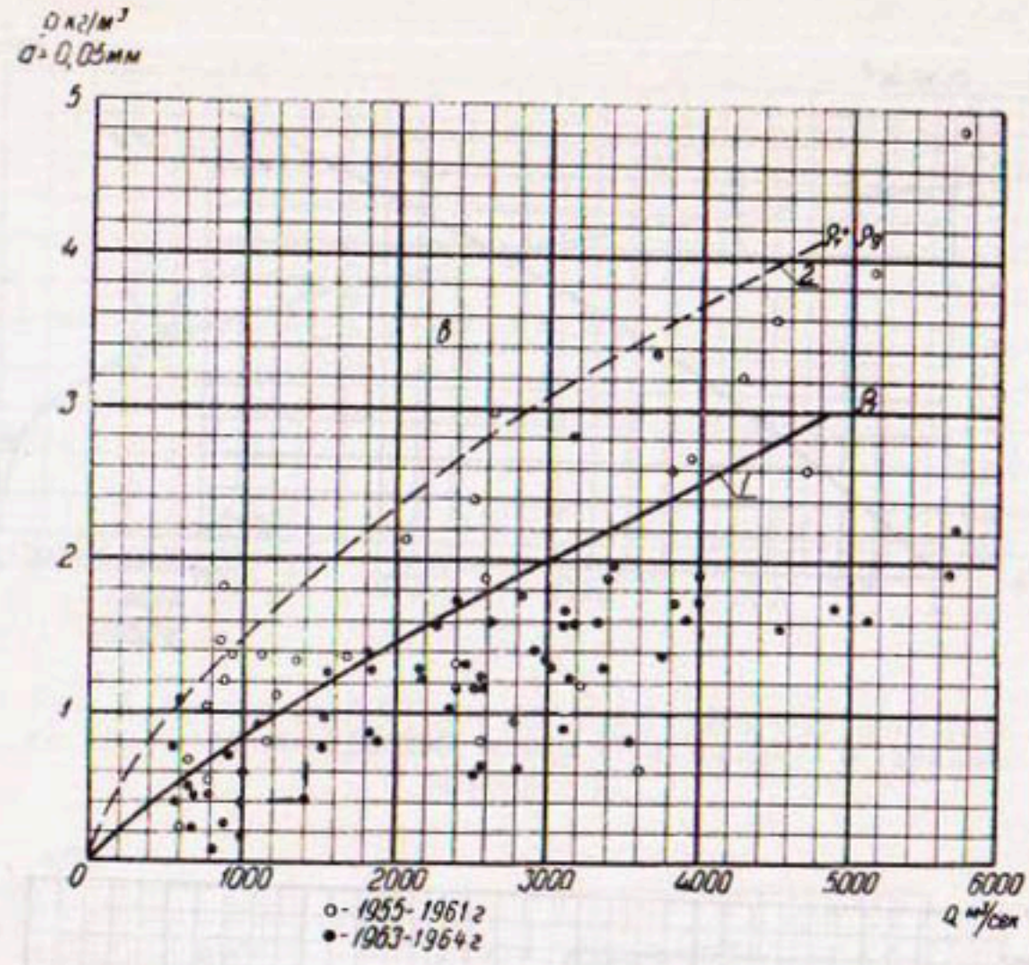


Рис. 5. (Продолжение):

в — зависимость $\rho_т = f(Q)$ (теснина Тюя-Муюн): *1* — $\rho_т$; *2* — $\rho_{т+д}$

Максимальный диаметр частиц наносов d_{max} определяют по формуле В. Н. Гончарова, преобразованной А. Г. Хачатряном:

$$d_{max}\left(\lg \frac{8{,}8H}{d_{max}}\right)^2 = 0{,}053v^2, \qquad (10)$$

где H — глубина потока, которая берется по кривой $H_{ср} = f(Q)$.

Используя формулы (5—10) и графики $v_{ср} = f(Q)$ и $H_{ср} = f(Q)$, определяли транспортирующую способность потока для взвешенных и донных наносов фракций $d > 0{,}05$ *мм*. При этом уклон свободной поверхности потока принимали постоянным $i = 0{,}000238$, а гидравлическую крупность наносов $d = 0{,}05$ *мм* равной $W_i = 2{,}27$ *мм/сек* (при температуре воды 20°).

На основании приведенных вычислений построены кривые транспортирующей способности р. Амударьи в нижнем бьефе Кизыл-Аякского гидроузла (бытовые условия) для фракций с $d > 0{,}05$ *мм* взвешенных наносов $\rho_{т\,i} = f(Q)$ и для донных наносов (рис. 5, 6). Минимальный диаметр донных наносов принимали $d_{min} = 0{,}05$ *мм*, а гидравлическую крупность $W_{min\,д} = 2{,}27$ *мм/сек*.

Сопоставление транспортирующей способности по кривой (рис. 5, *а*) с данными измерений в створах Керки, Кизыл-Аяк и

Тюя-Муюн (рис. 5, *б*; *в*) показало, что подавляющее большинство точек, соответствующих данным измерений расположено ниже кривой, а это указывает на то, что расчетная кривая дает несколько завышенные значения транспортирующей способности потока.

Мутность р. Амударьи в верхнем и нижнем бьефах гидроузла, по данным Куйбышевского филиала Гидропроекта, приведена в таблице 1.

Методика определения подпора в связи с общим завалом русла. Расчеты показывают, что завал нижнего бьефа происходит вследствие перегрузки потока наносами фракций $d>0{,}05$ *мм*. Сопоставление данных, приведенных в таблице 1, по нагрузке потока наносами $d<0{,}05$ *мм* с транспортирующей способностью потоком взвешенных $\rho_т$ наносов для этих фракций, определенной по формулам (5—10), показывает, что на первом и втором этапах работы гидроузла поток не будет насыщен наносами этих фракций. На рисунке 7 приведена кривая $\rho_{т_2}=f(Q)$ для наносов $d>0{,}01$ *мм*. Разность $\rho_{т_2}-\rho_{т_1}$ значений транспортирующей способности потока для фракций $d>0{,}01$ *мм* ($\rho_{т_2}$) и для фракций $d>0{,}05$ *мм* ($\rho_{т_2}$) (рис. 5) равна транспортирующей способности потока для фрак-

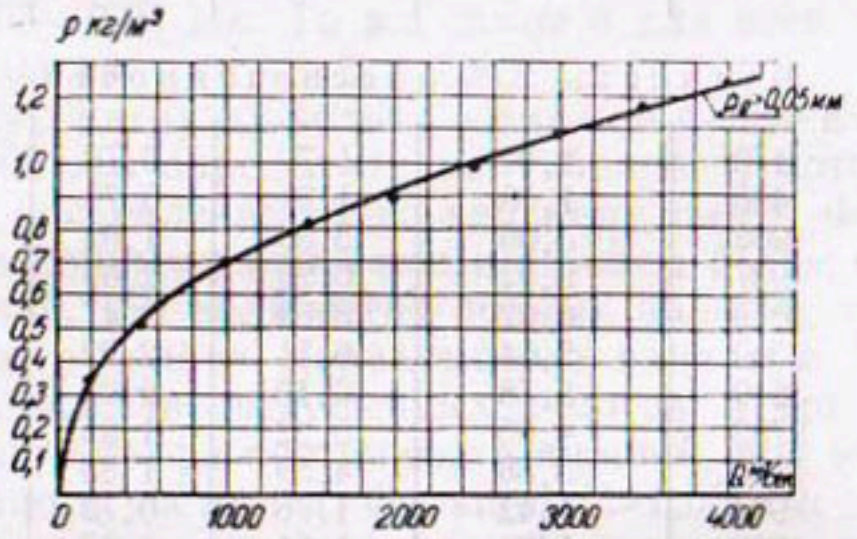


Рис. 6. Транспортирующая способность р. Амударьи в районе Кизыл-Ляка (донные наносы).

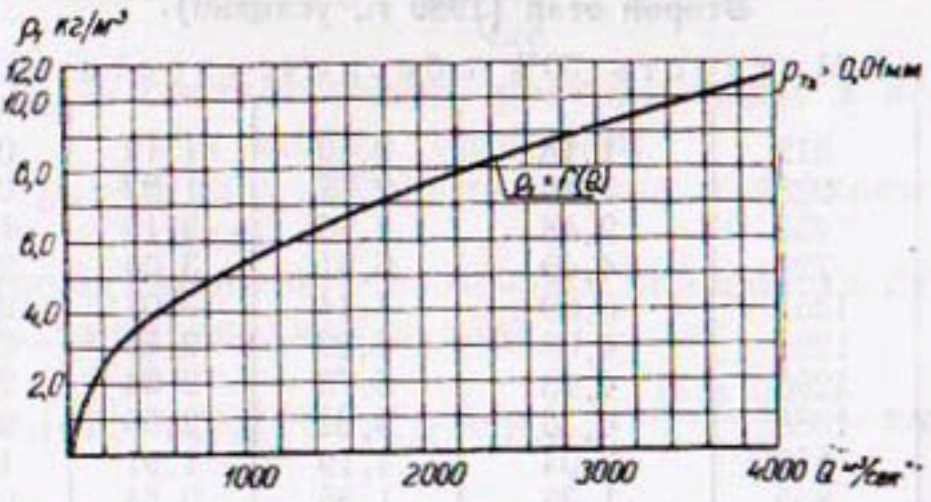


Рис. 7. Кривая $\rho_т=f(Q)$ для фракции наносов $d>0{,}01$ *мм*, р. Амударья, нижний бьеф Кизыл-Лякского гидроузла.

Таблица 1

Расходы и мутность р. Амударьи в верхнем и нижнем бьефах Кизыл-Аякского гидроузла

Месяц	Расход в верхнем бьефе $Q_{в.б}$, $м^3/сек$	Расход в нижнем бьефе $Q_{н.б}$, $м^3/сек$	Мутность потока в верхнем бьефе $\rho_в$, $кг/м^3$ (1956 г.)	Мутность потока в нижнем бьефе $P_{н.б}$, $кг/м^3$	Мутность потока в нижнем бьефе по фракциям, $кг/м^3$		
					$d>0{,}05$ мм	$d=0{,}05$—$0{,}01$ мм	$d<0{,}01$ мм
Первый этап (1975 г., условно)							
Мутность 50% обеспеченности							
I	830	470	1,18	1,59	0,70	0,59	0,30
II	873	496	1,15	1,53	0,67	0,57	0,29
III	1444	902	2,48	3,13	1,31	1,20	0,62
IV	1468	937	4,40	5,48	2,27	2,10	1,11
V	2635	2079	5,69	6,32	2,34	2,56	1,42
VI	2958	2300	4,68	5,24	1,95	2,11	1,18
VII	4319	3649	4,18	4,49	1,60	1,84	1,05
VIII	3408	2753	4,36	4,80	1,76	1,95	1,09
IX	1775	1153	3,04	3,76	1,55	1,45	0,76
X	1438	934	1,35	1,67	0,69	0,64	0,34
XI	1406	889	1,04	1,32	0,56	0,50	0,26
XII	812	442	1,29	1,81	0,83	0,66	0,32
Мутность 25% обеспеченности							
I	830	470	1,34	1,79	0,79	0,67	0,33
II	873	496	1,36	1,81	0,79	0,68	0,34
III	1444	902	3,06	3,86	1,62	1,42	0,76
IV	1468	937	5,02	6,25	2,60	2,40	1,25
V	2635	2079	6,02	6,69	2,47	2,71	1,51
VI	2958	2300	5,54	6,11	2,29	2,46	1,36
VII	4319	3649	5,78	6,19	2,20	2,54	1,45
VIII	3408	2753	4,66	5,22	1,95	2,10	1,17
IX	1775	1153	3,86	4,59	1,83	1,80	0,96
X	1438	934	1,42	1,76	0,73	0,68	0,35
XI	1406	889	1,20	1,51	0,63	0,58	0,30
XII	812	442	1,53	2,10	0,94	0,78	0,38
Второй этап (1980 г., условно)							
Мутность 50% обеспеченности							
I	958	312	1,18	2,10	1,12	0,69	0,29
II	988	228	1,15	2,57	1,52	0,77	0,28
III	1298	453	2,48	4,20	2,19	1,40	0,61
IV	1615	729	4,40	6,41	3,04	2,27	1,10
V	2290	1357	5,69	7,14	3,01	2,70	1,43
VI	2507	1298	4,68	6,29	2,81	2,31	1,17
VII	2628	1298	4,18	5,78	2,64	2,09	1,05
VIII	2651	1388	4,36	5,82	2,59	2,14	1,09
IX	1734	859	3,04	4,19	1,91	1,52	0,76
X	1659	835	1,35	1,85	0,84	0,67	0,34
XI	1530	710	1,04	1,49	0,70	0,53	0,26
XII	962	296	1,29	2,39	1,29	0,79	0,32

Продолжение

Месяц	Расход в верхнем бьефе $Q_{в.б}$, $м^3/сек$	Расход в нижнем бьефе $Q_{н.б}$, $м^3/сек$	Мутность потока в верхнем бьефе ρ_0, $кг/м^3$ (1956 г.)	Мутность потока в нижнем бьефе $P_{н.б}$, $кг/м^3$	Мутность потока в нижнем бьефе по фракциям, $кг/м^3$		
					$d>0{,}05$ *мм*	$d=0{,}05$—$0{,}01$ *мм*	$d<0{,}01$ *мм*
Мутность 25% обеспеченности							
I	958	312	1,34	2,38	1,27	0,78	0,33
II	988	228	1,36	2,88	1,67	0,87	0,34
III	1298	453	3,06	5,18	2,69	4,72	0,77
IV	1615	729	5,02	7,29	3,45	2,58	1,26
V	2290	1357	6,02	7,60	3,21	2,87	1,52
VI	2507	1298	5,54	7,48	3,35	2,75	1,38
VII	2628	1298	5,78	7,96	3,64	2,88	1,44
VIII	2651	1388	4,66	6,26	2,79	2,30	1,17
IX	1734	859	3,86	5,32	2,43	1,92	0,97
X	1659	835	1,42	1,95	0,88	0,71	0,36
XI	1530	710	1,20	1,72	0,81	0,61	0,30
XII	962	296	1,53	2,81	1,52	0,91	0,38

ций $d=0{,}05$—$0{,}01$ *мм*. Из рисунков 5, 7 и таблицы 1 легко установить, что она всегда будет значительно больше нагрузки потока наносами $d=0{,}05$—$0{,}01$ *мм*. То же самое и для всей суммы фракций наносов $d<0{,}05$ *мм*.

Фактическую нагрузку потока в нижнем бьефе взвешенными наносами $d<0{,}05$ *мм* определяли по таблице 1, которая учитывает почти полное поступление их из верхнего бьефа. Фактическую нагрузку потока донными наносами в нижнем бьефе определяли, исходя из условий, что количество донных наносов, согласно нашим исследованиям в голове Каракумского канала в 1957 г., составляет 11,2% количества взвешенных наносов и что все донные наносы из верхнего бьефа поступают в нижний, при этом принимали, что донные наносы состоят из фракций $d>0{,}05$ *мм*.

На основании вышеизложенного фактическую нагрузку потока донными наносами в нижнем бьефе определяли по формуле:

$$\rho_{л.ф} = 0{,}112 \frac{Q_{в.б}}{Q_{н.б}} \rho_0 \ кг/м^3, \qquad (11)$$

где $Q_{в.б}$ и $Q_{н.б}$ — соответственно расходы воды в верхнем и нижнем бьефах гидроузла;

ρ_0 — общая мутность потока в верхнем бьефе гидроузла.

Количество осевших или размытых наносов за сутки в нижнем бьефе гидроузла определяли по зависимости:

$$W = \left[\left(\rho_{т.} + \rho_{д}\right) - \left(\rho_{в.ф} + \rho_{д.ф}\right)\right] \frac{86{,}4 \cdot Q_{н.б}\, t}{1000} \text{ тыс. } т. \qquad (12)$$

Объем отложившихся в нижнем бьефе нетранспортируемых наносов $d>0{,}05$ *мм* V определяли по формуле:

$$V = \frac{W}{\gamma_1}, \qquad (13)$$

где $\gamma_н$ — объемный вес наносов, который принимали $\gamma_н = 1{,}5\ т/м^3$.

Подпор, который вызывается откладываемыми в нижнем бьефе нетранспортируемыми наносами $d > 0{,}05$ *мм*, определяли, исходя из следующих соображений.

На первом этапе основное заиление в нижнем бьефе происходит в период с марта по май. При определении максимального подпора на конец мая или июня предполагали, что к этому времени дно русла приобретет уклон, при котором будут транспортироваться все взвешенные и донные наносы, поступающие из верхнего бьефа:

$$\rho_{т_1} - \rho_д = \rho_{в.ф} + \rho_{д.ф}, \tag{14}$$

где $\rho_{т_1}$, $\rho_д$, $\rho_{в.ф}$, $\rho_{д.ф}$ — транспортирующие способности и фактические нагрузки потока взвешенными и донными наносами для мая при мутности 50 и 25% обеспеченности. Ширину русла принимали равной бытовой, то есть $B_б = 660$ *м*.

Задаваясь различными повышениями дна в начале нижнего бьефа $h_{п.д}$, определяют:

1) расстояние по нижнему бьефу, на котором разместятся наносы, осевшие в период от начала года по май включительно по формуле:

$$\frac{l \cdot B_б\, h_{п.д}}{2} = V; \quad l = \frac{2V}{h_{п.д}\, B_б}; \tag{15}$$

2) приращение уклона дна Δi по формуле:

$$\Delta i = \frac{h_{п.д}}{l}; \tag{16}$$

3) уклон дна:

$$i = i_0 + \Delta i \tag{17}$$

(i_0 — бытовой уклон для условий Кизыл-Аякского гидроузла. $i_0 = 0{,}000238$);

4) среднюю глубину потока при уклоне i и ширине $B = B_б$ по формуле (2) при $n = 0{,}02$;

5) среднюю скорость по формуле:

$$v_{ср} = \frac{Q}{B_б\, H_{ср}}; \tag{18}$$

6) транспортирующую способность для фракций $d > 0{,}05$ *мм* ($W_l = 2{,}27$ *мм/сек*) $\rho_{т_1}$ и $\rho_д$ по формулам (5—10).

Потом строят график $\rho_{т_1} + \rho_д = f(h_{п.д})$ и определяют по нему значение $h_{п.д.ф}$, при котором $(\rho_{т_1} + \rho_д) = (\rho_{в.ф} + \rho_{д.ф})$. Величину подпора $h_{п.в}$ (повышения уровня воды) определяют по формуле:

$$h_{п.в} = h_{п.д} - (H_б - H_2), \tag{19}$$

где $H_б$ — бытовая глубина (при $i = i_0$);
H_2 — глубина при $i = i_0 + \Delta i$.

Величину Δi в данном случае определяют по $h_{\text{п.д.ф}}\left(l_{\text{ф}} = \frac{2V}{B_6 h_{\text{п.д.ф}}}; \Delta i = \frac{h_{\text{п.д.ф}}}{l_{\text{ф}}}\right)$.

По изложенной методике определяют возможные повышения дна и подпоры в начале нижнего бьефа на первом этапе в конце мая и начале июня при мутности 50 и 25% обеспеченности. Кроме этого, для первого этапа определяют уклон дна и подпор, при котором результирующая годовая деформация (заиление или размыв) равна нулю при бытовой ширине потока поверху и мутности 25% обеспеченности.

Для второго этапа (при мутности 25 и 50% обеспеченности заиление в нижнем бьефе идет почти непрерывно, достигая к концу года десятков миллионов кубометров) рекомендуется следующая методика определения подпора в результате общего завала русла нетранспортируемыми наносами $d > 0{,}05$ *мм*:

1) подбирают уклон русла, при котором результирующая деформация в течение года (заиление или размыв) равна нулю. Для каждого из вариантов уклона определяют размеры поперечного сечения по максимальному месячному расходу, используя формулы (1—10), строят кривые $v = f(Q)$; $H_{\text{ср}} = f(Q)$; $\rho_{\text{т}_1} = f(Q)$; $\rho_{\text{д}} = f(Q)$. По подсчитанным вариантам строят кривую $V_{\text{д}} = f(i)$ и определяют i, при котором $V_{\text{д}} = 0$;

2) для определения подпора непосредственно за гидроузлом необходимо знать расстояние, на котором отложатся нетранспортируемые рекой наносы, подъем дна в этом месте определяют по зависимости:

$$h_{\text{п.д}} = \Delta i l = (i - i_0) l, \tag{20}$$

где i — уклон дна вновь сформированного русла;
i_0 — бытовой уклон дна, $i_0 = 0{,}000238$.

При формировании нового русла с повышенным уклоном за счет откладываемых наносов будет происходить подъем дна, на что потребуются наносы объемом V_1 (рис. 8), равным (с учетом того, что $h_{\text{п.д}} = \Delta i l$):

$$V_1 = \frac{h_{\text{п.д}} B_6 l}{2} = \frac{\Delta i l B_6}{2} = \frac{\Delta i l^2 B_6}{2}, \tag{21}$$

где B_6 — бытовая ширина формируемого потока русла, в рассматриваемых условиях $B_6 = 660$ *м*.

Остальная часть откладываемых наносов пойдет на заполнение «пазух» в связи с тем, что новое русло будет иметь меньшую ширину B_2.

$$V_2 = (B_6 - B_2) H_{\text{ср.}_2} l, \tag{22}$$

$$V_1 + V_2 = V, \tag{23}$$

где V — годовой объем отложений.

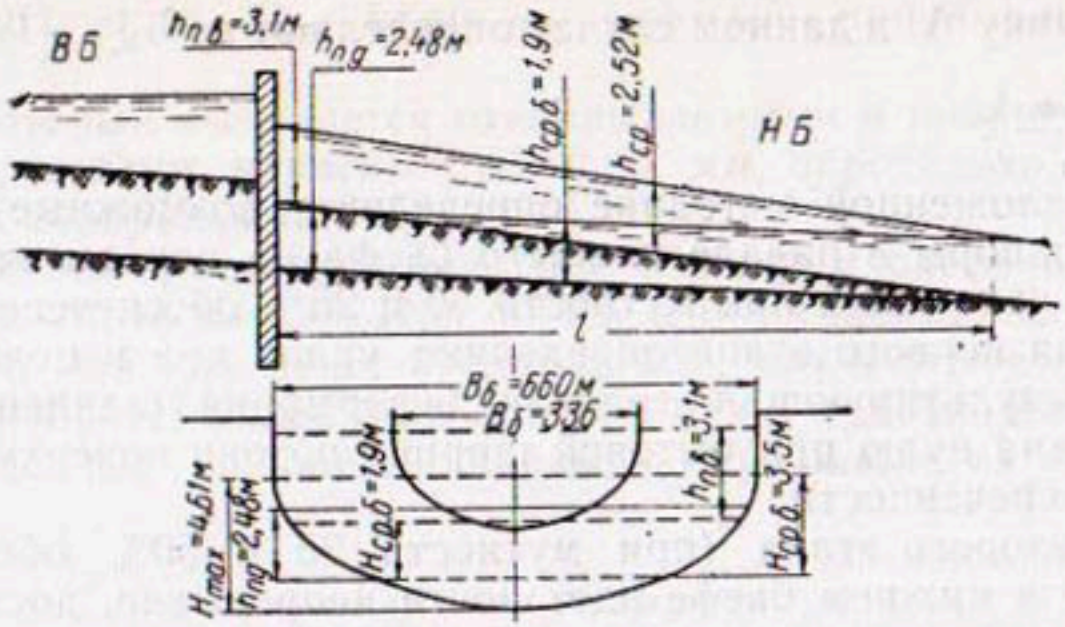


Рис. 8. Подъем дна и уровня воды на втором этапе эксплуатации гидроузла.

Подставляя в (23) значения V_1 и V_2, получим

$$\frac{B_б l^2 \Delta i}{2} + (B_1 - B_2) H_{ср.2} l = V. \qquad (24)$$

Уравнение (24) может быть приведено к обычному квадратному уравнению в виде

$$l^2 + \frac{2(B_б - B_2) H_{ср.2} l}{B_1 \Delta i} - \frac{V}{\Delta i} \cdot \frac{2}{B_1} = 0 \qquad (25)$$

Решая это уравнение, получают зависимость для определения величины l:

$$l = -\frac{(B_б - B_2) H_{ср.2}}{B_б \Delta i} + \sqrt{\frac{1}{4}\left[\frac{2(B_б - B_2) H_{ср.2}}{B_б \Delta i}\right]^2 + \frac{V}{\Delta i} \cdot \frac{2}{B_б}}; \qquad (26)$$

3) определяют подъем уровня воды $h_{п.н}$ в начале нижнего бьефа по равенству

$$h_{п.н} = h_{п.д} - (H_{ср.б} - H_{ср.2}) = \Delta i l - (H_{ср.б} - H_{ср.2}), \qquad (27)$$

где $H_{ср.б}$ и $H_{ср.2}$ — средние глубины соответственно в бытовых условиях и во вновь сформированном русле при расходе Q.

Результаты расчета общего завала русла и подпора на первом этапе эксплуатации гидроузла. Расчеты транспорта наносов в нижнем бьефе для первого этапа эксплуатации гидроузла показали, что за год при мутности с обеспеченностью 50% все наносы, которые откладываются в период январь, март—июнь и декабрь, промываются в течение остальных месяцев за счет запаса в транспортирующей способности потока (табл. 2). Однако в период с января по июнь в нижнем бьефе откладывается 9002,3 тыс. $т$ наносов.

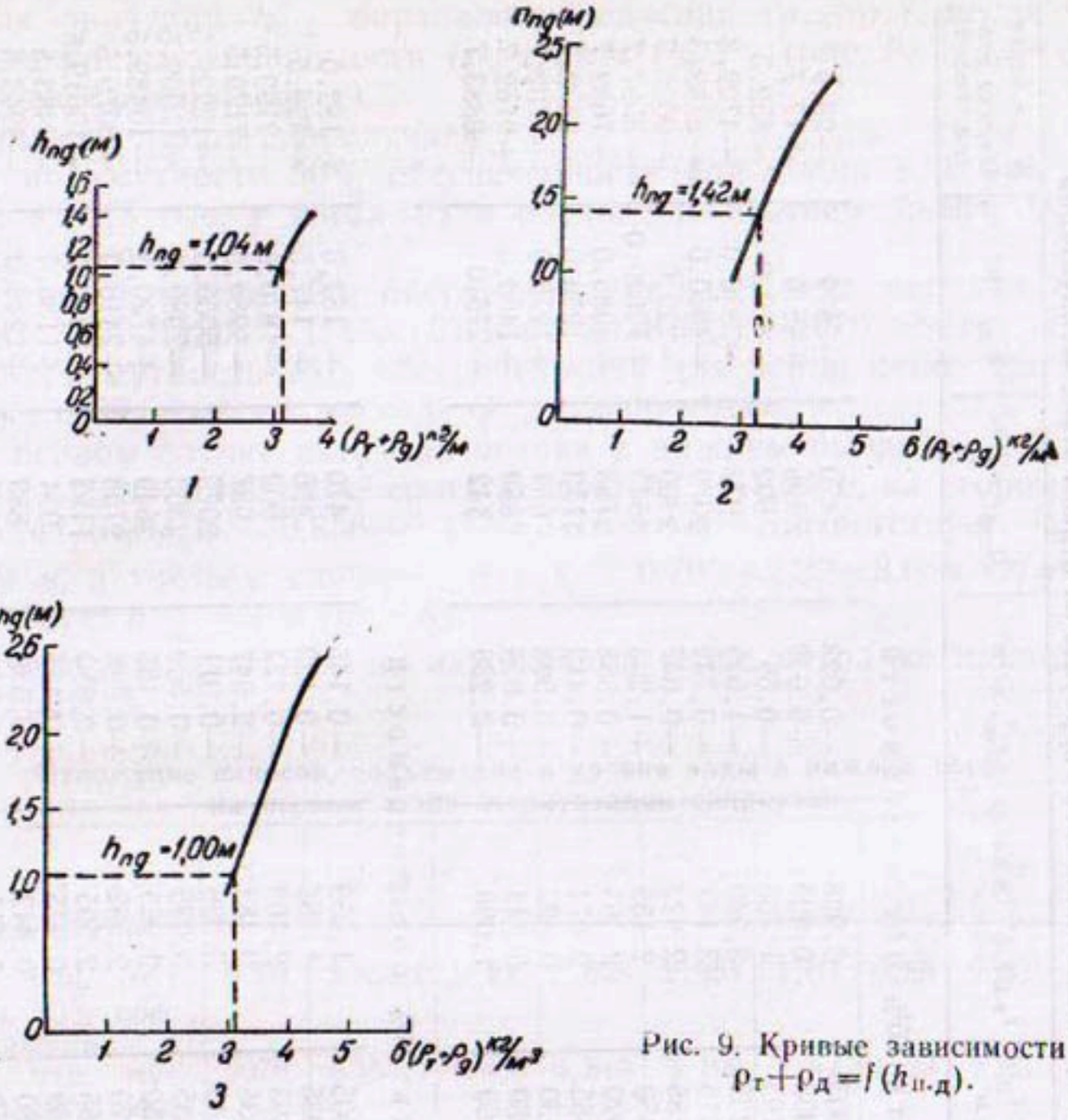


Рис. 9. Кривые зависимости $\rho_т + \rho_д = f(h_{п.д})$.

Количество откладываемых каждым кубическим метром воды наносов в нижнем бьефе $\rho_{ос}$ определяли по зависимости

$$\rho_{ос} = (\rho_{т_1} + \rho_{д_1}) - (\rho_{в.ф} + \rho_{д.ф}), \qquad (28)$$

где $\rho_{т_1}$ и $\rho_{д_1}$ — транспортирующая способность потоком взвешенных и донных наносов $d > 0{,}05$ *мм*;

$\rho_{в.ф}$ и $\rho_{д.ф}$ — фактическая нагрузка потока взвешенными наносами $d > 0{,}05$ *мм* и донными наносами в нижнем бьефе гидроузла.

Общее количество отложившихся в нижнем бьефе наносов за период t суток (например, месяц) определяли по формуле:

$$W_{ос} = \frac{86{,}4 Q_{п.б}\, \rho_{ос}\, t}{1000} \text{ тыс. } т. \qquad (29)$$

Чтобы определить величины подпоров, которые могут возникнуть на первом этапе эксплуатации гидроузла по формулам (15—18), (5—10) и (2) при бытовой ширине русла $B_б = 660$ *м* для раз-

Таблица 2

Отложение и размыв наносов в нижнем бьефе Кизыл-Аякского гидроузла на первом этапе эксплуатации

Месяц	$\rho_{т_1}$, кг/м³	$\rho_{д_1}$, кг/м³	$\rho_{в.н.б.ф}$, кг/м³	$\rho_{д.н.б.ф}$, кг/м³	$\rho_{т_1}+\rho_{д_1}$, кг/м³	$\rho_{в.н.б.ф}+\rho_{д.н.б.ф}$, кг/м³	$\rho_{ос}$, кг/м³	$Q_{н.б}$, м³/сек	$W_{ос}$, тыс. т	$W_{ос}$ с нарастающим итогом, тыс. т
Мутность 50% обеспеченности										
I	0,40	0,505	0,70	0,228	0,905	0,928	—0,023	470	—28,9	—28,9
II	0,42	0,515	0,67	0,226	0,935	0,896	+0,039	496	+46,6	+17,7
III	0,73	0,665	1,31	0,445	1,195	1,755	—0,36	902	—870,0	—852,3
IV	0,76	0,675	2,27	0,770	1,235	3,040	—1,605	937	—3870,0	—4722,3
V	1,49	0,925	2,34	0,807	2,415	3,147	—0,732	2079	—4060,0	—8782,3
VI	1,62	0,965	1,95	0,672	2,585	2,622	—0,037	2300	—220,0	—9002,3
VII	2,28	1,170	1,60	0,555	3,450	2,155	+1,295	3649	+12600,0	+3597,7
VIII	1,84	1,080	1,76	0,605	2,920	2,365	+0,555	2753	+4085,0	+7682,7
IX	0,92	0,735	1,55	0,524	1,655	2,074	—0,419	1153	—1250,0	+6432,7
X	0,76	0,670	0,69	0,232	1,430	0,922	+0,508	934	+1270,0	+7702,7
XI	0,72	0,660	0,56	0,184	1,380	0,744	+0,636	889	+1460,0	+9162,7
XII	0,37	0,490	0,83	0,226	0,860	1,096	—0,236	442	—279,0	+8883,7
Мутность 25% обеспеченности										
I	0,40	0,505	0,79	0,260	0,905	1,050	—0,145	470	— 182,0	—182,0
II	0,42	0,515	0,79	0,268	0,935	1,058	—0,123	496	— 147,5	—329,5
III	0,73	0,665	1,62	0,549	1,395	2,169	—0,774	902	—1870,0	—2199,5
IV	0,76	0,675	2,60	0,882	1,435	3,482	—2,047	937	—4980,0	—7179,5
V	1,49	0,925	2,47	0,856	2,145	3,326	—0,911	2079	—5050,0	—12229,5
VI	1,62	0,965	2,29	0,795	2,585	3,085	—0,500	2300	—2980,0	—15209,5
VII	2,28	1,170	2,20	0,765	3,450	2,965	+0,485	3649	+4720,0	—10489,5
VIII	1,84	1,080	1,95	0,642	2,920	2,592	+0,328	2753	+2410,0	—8079,5
IX	0,92	0,735	1,83	0,675	1,655	2,505	—0,850	1153	—2540,0	—10619,5
X	0,76	0,670	0,73	0,245	1,430	0,975	+0,455	934	+1136,0	—9483,5
XI	0,72	0,660	0,63	0,212	1,380	0,842	+0,538	889	+1240,0	—8243,5
XII	0,37	0,490	0,94	0,316	0,860	1,256	—0,396	442	—467,0	—8710,5

Примечание. Знак — (минус) соответствует отложению наносов, знак + (плюс) — размыву наносов.

личных значений $h_{п.д}$ определяли значения $(\rho_т + \rho_д)$, после чего строили кривые зависимости $(\rho_т + \rho_д) = f(h_{п.д})$ (рис. 9) ($\rho_т + \rho_д$ — отложено по оси абсцисс).

Кривые строили для случаев:

1) при мутности 50% обеспеченности для конца мая при заилении 8782,3 тыс. *т* (табл. 2) и расходе в нижнем бьефе $Q_{н.б} = 2079$ *м³/сек*;

2) при мутности 25% обеспеченности для конца мая при заилении 12 229,5 тыс. *т* (табл. 2) и расходе $Q_{н.б} = 2079$ *м³/сек*;

3) при мутности 25% обеспеченности для конца июня при заилении 15 209,5 тыс. *т* и расходе $Q_{н.б} = 2300$ *м³/сек*.

В первом случае нагрузка потока в нижнем бьефе $(\rho_т + \rho_д)_1 = 0{,}807 + 2{,}34 = 3{,}147$ *кг/м³* соответствует $h_{п.д_1} = 1{,}04$ *м*, во втором случае для $(\rho_т + \rho_д)_2 = 0{,}856 + 2{,}472 = 3{,}32$ *кг/м³* соответствует $h_{п.д_2} = 1{,}42$ *м*, в третьем случае $(\rho_т + \rho_д)_3 = 0{,}795 + 2{,}29 = 3{,}085$ *кг/м³* соответствует $h_{п.д_3} = 1$ *м* (рис. 8).

Результаты расчетов по изложенной выше методике приведены в таблице 3.

Таблица 3

Отложение наносов, подъем дна и уровня воды в нижнем бьефе на первом этапе эксплуатации гидроузла

Расчетный случай	Q, *м³/сек*	V, тыс. *м³*	l, *м*	$\Delta i \cdot 10^4$	$i = (i_0 + \Delta i) \cdot 10^4$	$h_{п.д.}$, *м*	h, *м*	$H_{б.ср}$, *м*	$H_{ср2}$, *м*
Конец мая, мутность 50% обеспеченности	2079	5 855,0	17400	0,608	2,988	1,04	0,89	2,33	2,18
Конец мая, мутность 25% обеспеченности	2079	8 152,7	17400	0,819	3,199	1,42	1,23	2,33	2,14
Конец июня, мутность 25% обеспеченности	2300	10 139,0	30723	0,326	2,706	1,00	0,90	2,48	2,38

В связи с временным подъемом уровня в нижнем бьефе из-за общего завала русла отметки уровней в нем (условные) достигнут 44,5—45 *м* при НПУ ▽47 *м*.

Результаты расчета общего завала русла в нижнем бьефе на втором этапе эксплуатации Кизыл-Аякского гидроузла. Для второго этапа эксплуатации гидроузла по расходам в нижнем бьефе определены для каждого месяца значения $\rho_{тi}$ и $\rho_{дi}$ по кривым для бытового русла (рис. 5, 6), по формуле (11) значение $\rho_{д.ф}$, а из таблицы 1 взяты значения $\rho_{п.ф}$. После этого по уравнениям (28) и (29) подсчитаны осаждаемые или размываемые в каждом месяце наносы (табл. 4). Как видно из таблицы 4, на втором этапе при бытовом уклоне $i_0 = 0{,}000238$ и бытовых размерах русла в нижнем бьефе за 10 месяцев (за исключением октября и ноября) отлагается большое количество наносов (от 0,7 до 10 млн. *т* в месяц). В октябре и ноябре промывается небольшое их количество, порядка 0,15—0,44 млн. *т*.

Таблица 4

Отложение и размыв наносов в нижнем бьефе Кизыл-Аякского гидроузла на втором этапе его эксплуатации

Месяцы	$\rho_т$, кг/м³	$\rho_д$, кг/м³	$\rho_{в.н.б.ф}$, кг/м³	$\rho_{д.н.б.ф}$, кг/м³	$\rho_т + \rho_д$, кг/м³	$\rho_{в.н.б.ф} + \rho_{д.н.б.ф}$, кг/м³	$\rho_{ос}$, кг/м³	$Q_{н.б}$, м³/сек	$W_{ос}$, тыс. т	$W_{ос}$, с нарастающим итогом, тыс. т
Мутность 50% обеспеченности										
I	0,26	0,42	1,12	0,406	0,680	1,526	—0,846	312	— 707,0	— 707
II	0,20	0,36	1,52	0,558	0,560	2,078	—1,518	228	— 835,0	— 1 542
III	0,38	0,495	2,19	0,795	0,875	2,985	—2,11	453	—2560,0	— 4 102
IV	0,60	0,61	3,04	1,090	1,210	4,130	—2,92	729	—5500,0	— 9 602
V	0,05	0,795	3,01	1,075	1,845	4,085	—2,24	1357	—8150,0	—17 752
VI	1,02	0,775	2,81	1,015	1,795	3,825	—2,03	1298	—6820,0	—24 572
VII	1,02	0,775	2,64	0,950	1,795	3,590	—1,795	1298	—6220,0	—30 792
VIII	1,08	0,795	2,59	0,931	1,875	3,521	—1,646	1388	—6100,0	—36 892
IX	0,70	0,650	1,91	0,687	1,350	2,597	—1,247	859	—2770,0	—39 662
X	0,68	0,645	0,84	0,301	1,325	1,141	+0,184	835	+ 398 0	—39 264
XI	0,58	0,600	0,70	0,251	1,180	0,951	+0,229	710	+ 435,0	—38 829
XII	0,24	0,410	1,29	0,470	0,650	1,120	—1,110	296	— 850,0	—39 679
Мутность 25% обеспеченности										
I	0,26	0,42	1,27	0,461	0,680	1,731	—1,051	312	— 849,0	— 849,0
II	0,20	0,36	1,67	0,660	0,560	2,330	—1,770	228	— 975,0	— 1824,0
III	0,38	0,495	2,69	0,980	0,875	3,670	—2,795	453	— 3380,0	— 5204,0
IV	0,60	0,61	3,45	1,245	1,210	4,695	—3,485	729	— 6575,0	—11779,0
V	1,05	0,795	3,21	1,140	1,845	4,350	—2,505	1357	— 9090,0	—20869,0
VI	1,02	0,775	3,35	1,200	1,795	4,55	—2,755	1298	— 9250,0	—30119,0
VII	1,02	0,775	3,64	1,310	1,795	4,950	—3,155	1298	—10960,0	—41069,0
VIII	1,08	0,795	2,79	0,996	1,875	3,786	—1,911	1388	— 7100,0	—48169,0
IX	0,70	0,650	2,43	0,875	1,350	3,305	—1,955	955	— 4350,0	—52519,0
X	0,68	0,645	0,88	0,316	1,325	1,196	+0,129	835	+ 288,0	—52231,0
XI	0,58	0,600	0,81	0,290	0,180	1,100	+0,080	710	+ 147,0	—52084,0
XII	0,24	0,410	1,52	0,557	0,650	2,077	—1,427	296	— 1130,0	—53214,0

В целом за год при мутности 50% обеспеченности отлагается 39 679 тыс. *т* наносов, а при мутности 25% обеспеченности — 53 214 тыс. *т* наносов.

Чтобы определить размеры общего завала, уклон и размеры поперечного сечения формируемого потоком русла, расстояние, на котором отложатся наносы, величины подъема дна и уровня воды в начале нижнего бьефа, проведены расчеты по методике определения подпора в связи с общим завалом русла. За исходные величины приняты приведенные в таблице 2 количества откладываемых в нижнем бьефе наносов, которые составляют для мутности с обеспеченностью 50% 39 679 тыс. *т* и для мутности с обеспеченностью 25% — 53 214 тыс. *т*.

Для расчета уклона, при котором будут транспортироваться все наносы, по формулам (1—12) для уклонов $i=0{,}00027$, $i=0{,}00030$, $i=0{,}00033$, $i=0{,}00035$ определяли размеры формируемого потоком русла при максимальном месячном расходе $Q=1388$ *м³/сек*. Для каждого уклона и соответствующего ему русла строили кривые $v=f(Q)$, $H=f(Q)$, $\rho_т=f(Q)$ и $\rho_{д_1}=f(Q)$, определяли результирующие количества откладываемых (со знаком —) или размываемых (со знаком +) (табл. 5).

Таблица 5

Основные параметры формируемого русла и величины результирующих годовых деформаций

Уклон	Ширина русла по верху	Средняя скорость при $Q_{н.б.max}$, $v_{ср}$, *м/сек*	Средняя глубина при $Q_{н.б.max}$, $H_{ср}$, *м*	Результирующее годовое количество осевших (—) или размытых (+) наносов, тыс.*т*	
				при мутности 50 % обеспеченности	при мутности 25 % обеспеченности
0,000238	660,0	1,63	3,27	—396679,0	—53214,0
0,00027	362,7	1,53	2,50	—11613,5	—25163,1
0,00030	344,0	1,605	2,52	—4994,2	—16562,1
0,000315	335,8	1,655	2,52	+359,9	
0,00033	328,1	1,69	2,53	+6578,3	—7498,7
0,00035	318,4	1,735	2,518	—	+635,4

На основании приведенных в таблице 5 данных строили кривые зависимости количества отложившихся или размытых наносов от уклона *i* (рис. 10). Уклон русла, при котором результирующая в течение года деформация русла будет равна нулю для мутности 50% обеспеченности, равен 0,0003145, для мутности 25% обеспеченности — 0,0003485. Ширина русла поверху при $Q=1388$ *м³/сек* (наибольший среднемесячный расход на втором этапе эксплуатации узла) при мутности 50% обеспеченности составляет 336,1 *м*, средняя скорость 1,64 *м/сек*, средняя глубина 2,515 *м*. При мутности 25% обеспеченности ширина русла поверху будет равна 319,2 *м*, средняя скорость 1,734 *м/сек*, средняя глубина 2,518 *м*.

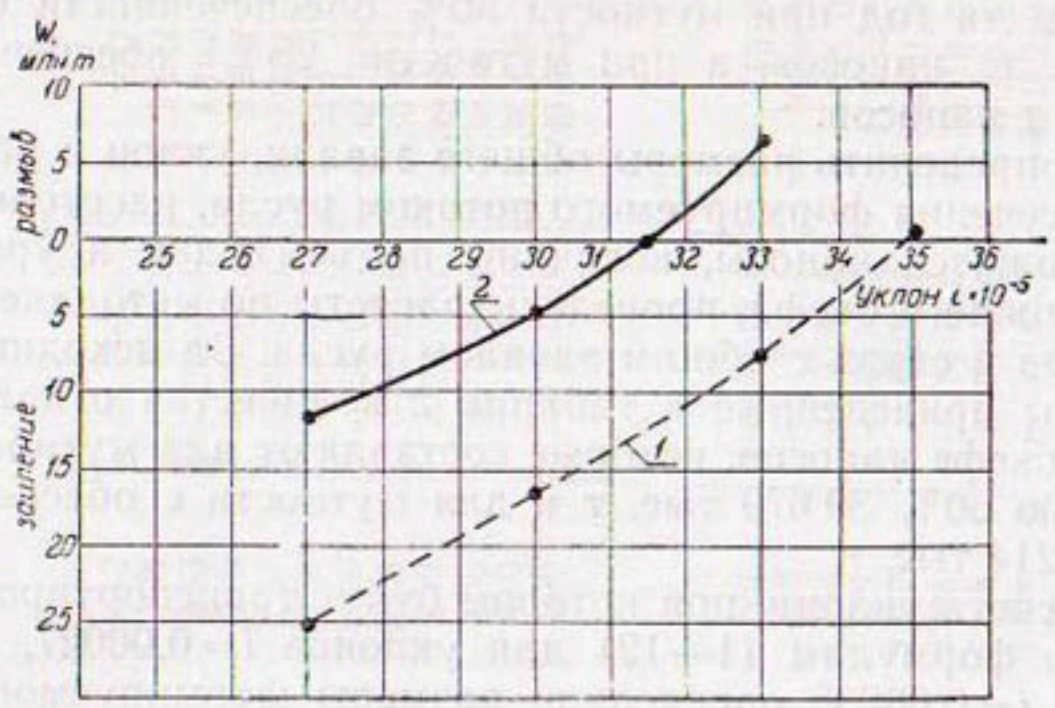


Рис. 10. Кривые изменения результирующих объемов заиления и размыва в зависимости от уклона русла на втором этапе развития:

1 — для мутности 25% обеспеченности; *2* — для мутности 50% обеспеченности; $W=0$ при $i_{25\%}=-0{,}0003485$ (мутность 25% обеспеченности) и $i_{50\%}=0{,}0003145$ (мутность 50% обеспеченности).

Приращение уклона Δi в первом случае (мутность 50% обеспеченности) составит $\Delta i=0{,}0003145-0{,}000238=0{,}0000765$ и во втором случае при 25% обеспеченности $\Delta i_2=0{,}0003485-0{,}000238=0{,}0001105$.

При мутности 50% обеспеченности годовой объем отложений при расчете по формулам (26) отложится на расстоянии

$$l_1=-\frac{(660-336)\,2{,}515}{660\cdot 0{,}0000765}+$$

$$+\sqrt{\frac{1}{4}\left[\frac{2\,(660-336)\,2{,}515}{660\cdot 0{,}0000765}\right]^2+\frac{26452{,}6\cdot 10^3}{0{,}0000765}\cdot\frac{2}{660}}=$$

$$=-16\,133{,}2+\sqrt{2{,}6\cdot 10^8+10{,}53\cdot 10^8}=-16133{,}3+3{,}63\cdot 10^4=$$

$$=20166{,}8\ м=20{,}17\ км.$$

Объем отложений за 1 год при мутности 25% обеспеченности составляет $35476\cdot 10^3\ м^3$.

При уклоне формируемого потоком русла $i=0{,}0003485$ $\Delta i_2=i_2-i_0=0{,}0003485-0{,}000238=0{,}0001105$

$$l_2=-\frac{(660-319{,}2)\cdot 2{,}518}{660\cdot 0{,}0001105}+$$

$$+\sqrt{\frac{1}{4}\left[\frac{2\,(660-319{,}2)2{,}518}{660\cdot 0{,}0001105}\right]^2+\frac{35476\cdot 10^3}{0{,}0001105}\cdot\frac{2}{660}}=$$

$$=-11766{,}4+\sqrt{1{,}37\cdot 10^8+9{,}7\cdot 10^8}=21533{,}6\ м=21{,}53\ км.$$

Подъем дна в начале нижнего бьефа $h_{п.д_2}$ будет равен $h_{п.д_2} = \Delta i_2 l_2 = 0{,}0001105 \cdot 21530 = 2{,}36$ *м*.

В таблице 6 приведены средние глубины потока при расходах второй очереди в бытовом русле (при $i = 0{,}000238$, $B = 660$ *м*) и в руслах, формируемых потоком при уклонах $i = 0{,}0003145$ и $i = 0{,}0003485$, подсчитанные по формуле (2), величины подъема уровня воды, определенные по формуле (27), уровни воды в бытовых условиях и при заилении, соответствующем мутностям 50 и 25% обеспеченности (период апрель—ноябрь).

При мутности 50% обеспеченности за первый год эксплуатации уровни воды превысят отметку 45,0 *м*, а за второй год достигнут отметки 46,0 *м*. При мутности 25% обеспеченности уровни воды в нижнем бьефе за первый же год эксплуатации приблизятся к условной отметке 46,0 *м*, а за второй превзойдут ее.

Результаты расчетов показали, что результирующий подъем дна в начале нижнего бьефа составит на втором этапе при мутности 50% обеспеченности 1,54 *м* за год и 2,48 *м* за 2 года.

$$V_1 = \frac{39679 \cdot 10^3}{1{,}5} = 26452{,}6 \cdot 10^3 \ м^3.$$

Следовательно, в результате 1 года эксплуатации на втором этапе сформируется русло с уклоном $i = 0{,}0003145$ протяженностью 20,17 *км*. $\Delta i_1 = i_1 - i_0 = 0{,}0003145 - 0{,}000238 = 0{,}0000765$. Подъем дна в начале нижнего бьефа составит

$$h_{п.д_1} = \Delta i_1 l = 0{,}0000765 \cdot 20170 = 1{,}54 \ м.$$

В течение первых двух лет эксплуатации при мутности 50% обеспеченности объем отложений

$$V_{1,2} = 2 \cdot 26452{,}6 \cdot 10^3 = 52905{,}2 \cdot 10^3 \ м^3.$$

Отложения распространятся на расстояние $l_{1,2}$, равное

$$l_{1,2} = -16133{,}2 + \sqrt{2{,}6 \cdot 10^8 + 52905{,}2 \cdot 10^3 \cdot \frac{2}{660}} =$$

$$= 32416{,}8 \ м = 32{,}42 \ км.$$

Подъем дна в начале нижнего бьефа за 2 года.

$$h_{п.д1,2} = \Delta i \cdot l_{1,2} = 0{,}0000765 \cdot 32417 = 2{,}48 \ м.$$

С учетом того, что русло, формируемое потоком в нижнем бьефе, будет уже и глубже, чем бытовое (табл. 6), средние уровни воды за год достигнут условной отметки 45,0, а за 2 года — отметки 46,0 *м* (в отдельные периоды уровни будут более высокие).

При мутности в реке с обеспеченностью 25% годовой объем отложений

$$V_2 = \frac{53214 \cdot 10^3}{1{,}5} = 35476 \cdot 10^3 \ м^3.$$

При мутности 25% обеспеченности осредненный годовой подъем дна в начале нижнего бьефа — 2,36 *м*. Средние уровни воды

Таблица 6

Глубины в русле и подъем уровня воды на втором этапе эксплуатации узла

Месяцы	$Q_{н.б}$, $м^3/сек$	Глубина потока в русле			Мутность 50 % обеспеченности				Мутность 25% обеспеченности, первый год	
					1-й год		2-й год			
		$i=238\cdot10^{-6}$	$i=314{,}5\times10^{-6}$	$i=348{,}5\times10^{-6}$	$h_{п.в}$	уровень	$h_{п.в}$	уровень	$h_{п.в}$	уровень
IV	729	1,23	1,73	1,72	2,04	44,28	2,98	45,22	2,86	45,10
V	1357	1,79	2,48	2,47	2,23	45,05	3,17	45,99	3,05	45,87
VI	1298	1,75	2,42	2,40	2,21	45,01	3,15	45,95	3,03	45,83
VII	1298	1,75	2,42	2,40	2,21	45,01	3,15	45,95	3,03	45,83
VIII	1388	1,90	2,52	2,52	2,16	45,00	3,10	45,94	2,98	45,82
IX	859	1,37	1,89	1,88	2,06	44,48	3,00	45,42	2,88	45,30
X	835	1,34	1,86	1,85	2,06	44,46	3,00	45,40	2,88	45,28
XI	710	1,22	1,70	1,70	2,02	44,12	2,96	45,16	2,86	45,04

Примечание. Уровни приведены условные.

после одного года достигнут отметки 45,8—45,9 *м*, а за 2 года превысят условную отметку 46,0 *м*.

С третьего года при мутности 50% обеспеченности и со второго года при мутности 25% обеспеченности начнется выход потока из основного русла на пойму, на второй — поток будет блуждать на ширине 5—10 *км* в связи с чем интенсивность дальнейшего повышения дна, а следовательно, и уровней резко сократится.

Выводы

1. Для определения транспортирующей способности потока р. Амударьи, русло которой подвергается непрерывным изменениям и деформациям, исходные кривые $v_{ср}=f(Q)$ и $H_{ср}=f_1(Q)$ могут быть построены для формируемого потоком русла, параметры которого определяют по формулам (1—4).

На основании кривых $v_{ср}=f(Q)$ и $H_{ср}=f_1(Q)$ строят кривые транспортирующей способности потоком взвешенных наносов $\rho_{тi}=f(Q)$ для фракций $d>0{,}05$ *мм* и $d>0{,}01$ *мм* и донных наносов $\rho_д=f_2(Q)$ по формулам (5—10).

2. Сопоставление кривых $v_{ср}=f(Q)$ и $\rho_{тi}=f_2(Q)$ для фракций $d>0{,}05$ *мм* с данными натурных наблюдений показало в первом случае удовлетворительное соотношение наблюденных и расчетных величин (рис. 3, 4), а во втором случае подтвердило, что расчетные точки дают предельное насыщение потока наносами (основная часть наблюденных точек ниже расчетной кривой) (рис. 5, *б*; 5, *в*).

3. Нагрузку потока взвешенными наносами в нижнем бьефе определяют с учетом осаждения в отстойниках наносов в основном фракций $d>0{,}05$ *мм* и последующего их промыва в нижний бьеф.

Нагрузку потока донными наносами, состоящими в основном из фракций $d>0{,}05$ *мм*, определяют из условия поступления в нижний бьеф всех наносов, транспортируемых рекой на подходе к гидроузлу (формула 11).

Сопоставление фактической нагрузки потока взвешенными наносами с его транспортирующей способностью показало, что после заиления верхнего бьефа и восстановления транзита наносов в нижний бьеф перегрузка потока и отложение наносов в нем происходят за счет фракций $d>0{,}05$ *мм*, транспортирующая способность для фракций $d<0{,}05$ *мм* полностью не используется.

4. Количество наносов, откладываемых или размываемых потоком в нижнем бьефе в отдельные периоды (месяцы), определяется как разность стоков наносов, соответствующих транспортирующей способности потока для взвешенных и донных наносов, и фактической нагрузки потока этими наносами (формулы 12, 13).

5. На первом этапе эксплуатации отложение наносов происходит в отдельные периоды (в основном март—май, март—июнь) и в последующем происходит их размыв. Подъем дна и уровня воды в начале нижнего бьефа, длину участка его, на которой разместятся отложения, определяют из условий образования уклона, обеспечивающего транспорт наносов в конце рассматриваемого периода. Ширина русла принимается бытовой.

Расчет ведут подбором с использованием формул (2), (5—10) и (14—19).

6. На втором этапе эксплуатации гидроузла в связи с резким увеличением водозабора и снижением расходов в нижнем бьефе гидроузла будут откладываться наносы почти в течение всего года. При этом будет происходить подъем дна и заполнение боковых пазух, так как в нижнем бьефе будет формироваться русло с большим уклоном и меньшей шириной (в связи с сокращением расхода и увеличением уклона). Условием подбора уклона и поперечного сечения русла является равенство нулю результирующего годового объема отложений.

При расчетах используются формулы (1—13, 20, 26, 27).

7. Установлено, что на первом этапе эксплуатации гидроузла, несмотря на периодическое отложение наносов в нижнем бьефе и связанный с ним подъем дна и уровня воды, обеспечивается достаточная разность уровней в верхнем бьефе (при НПУ ▽ 47,00) и в нижнем бьефе для отстойников с гидравлическим промывом, принятых в проектном задании.

8. На втором этапе эксплуатации гидроузла из-за резкого сокращения расходов, интенсивного отложения наносов и связанного с ним подъема дна и уровня воды в нижнем бьефе достаточная разность уровней в верхнем и нижнем бьефах (при НПУ ▽ 47,0) для отстойников с гидравлическим промывом не обеспечивается.

Поэтому должны быть разработаны другие мероприятия по защите от заиления Каракумского и Каршинского каналов, водозабор в которые будет осуществляться от Кизыл-Аякского гидроузла

(отстойники с механической очисткой, использование шоровых понижений для отложения наносов и др.).

9. Необходимо продолжить исследования, связанные с прогнозом русловых деформаций, в верхнем и нижнем бьефах Кизыл-Аякского гидроузла. Особое внимание должно быть уделено вопросу об изменении твердого стока р. Амударьи в связи с сооружением водохранилищ на ее притоках и в верхнем течении.

Литература

1. Хачатрян А. Г. Отстойники на оросительных системах. Сельхозгиз. М., 1957.

2. Шапиро Х. Ш. Методика расчета заиления верхних бьефов гидроузлов на р. Аму-Дарье. «Гидротехническое строительство» № 2, М., 1963.

КОНСТРУКЦИЯ КОНЦЕВОЙ ЧАСТИ СБРОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ (РАССЕИВАЮЩИЙ ВИРАЖ)

Н. Н. СУРОВА,

кандидат технических наук

(УкрНИИГиМ)

Концевая часть любого сбросного сооружения — чрезвычайно важный элемент всей конструкции в целом.

Она — связующее звено между сооружениями и отводящим руслом, соединяет их в одно целое.

В пределах концевой части сооружения должно быть обеспечено перераспределение скоростей и выравнены погонные расходы для подготовки условий сопряжения потока, сходящего с сооружения, с бытовым режимом протекания в отводящем русле. Кроме этого, в обычных конструкциях с горизонтальным креплением должна быть погашена избыточная энергия потока. В результате недостаточного гашения энергии и сбойности течения в отводящем русле в непосредственной близости от сооружения происходят размывы дна и берегов. Наибольшее число аварий и ремонтных работ относится именно к этой части сооружений. При проектировании конструкций высоконапорных сооружений ($H>30$), возводимых на реках, от обычных конструкций приходится, как правило, отказываться ввиду их нерациональности.

Гашение избыточной энергии потока в этих условиях — весьма сложная и ответственная задача, поэтому нужны новые решения.

В последнее время при исследованиях и проектировании высоконапорных сбросных сооружений все большее значение приобретают конструкции концевых частей, принцип действия которых основан на отбросе потока на значительное расстояние от сооружения; для этого полезно используется избыток энергии самого сбрасываемого потока.

К такому типу концевых частей сооружений относятся рассеивающие виражи с зубчатыми порогами, трамплины различных очертаний и консоли.

Как известно, принцип действия рассеивающего виража основан на свойстве бурного потока следовать за очертанием дна. Придавая дну соответствующую форму с постепенным расширением в плане, можно получить значительный эффект растекания и подготовить благоприятные условия сопряжения потока с отводящим руслом — выровнять по сливному фронту и уменьшить погонный расход воды, создать желаемое направление потока, предохранить от появления сбойных течений.

С помощью трамплинного зубчатого порога на выходной грани виража удается отбросить поток от сооружения на значительное расстояние и разделить его на отдельные струи, то есть ослабить размывающую способность потока и ликвидировать возможность появления сбоя.

Общие требования, которым должна отвечать конструкция, — это автоматичность действия в любых условиях эксплуатации и экономичность.

Рассматриваемая конструкция отвечает этим требованиям, она не чувствительна к значительному снижению горизонтов воды в отводящем русле при размыве и некоторому подтоплению со стороны его при заилении (указанные выше гидравлические свойства не меняются).

Это — положительный фактор, влияющий на выбор типа концевой части водосбросного сооружения, возводимого на естественных водотоках, на которых в результате постройки плотины возможны большие снижения горизонтов воды из-за общей деформации отводящего русла. Кроме этого, за ней не требуется устройства длинных креплений и водобойных колодцев.

В настоящее время есть ряд работ, посвященных определению формы поверхности виража и трамплина. Это работы Н. Е. Кондратьева [3], А. А. Турсунова [7], Л. А. Высоцкого [1], [2] и др.

Однако, как показали наши исследования, добиться равномерного растекания в плане можно, если придать дну виража в поперечном направлении очертания по дуге окружности. Эта конструкция была разработана в процессе исследований катастрофического сброса Орто-Токойского водохранилища на р. Чу, запроектированного институтом Средазгипроводхлопок в г. Ташкенте. Сбросное сооружение состоит из входной части, быстротока трапецеидального сечения с шириной по дну 4 *м* и полуторным откосом длиной 553 *м* с переменным уклоном $i_1=0{,}04$ ($l_1=350$ *м*) и $i_2=0{,}13$ ($l_2=203$ *м*), концевой части сооружения в виде рассеивающего виража длиной 35 *м*, расширяющегося с 4 *м* до 19,4 *м*.

Выходная грань описана в плане радиусом окружности $R=15{,}5$ *м* с центральным углом $\alpha=60°$. Такое очертание выходной грани виража создает дополнительные условия расширения потока. На выходной грани виража — зубчатый порог. Отводящее русло сложено галечником со средним диаметром частиц $d_{ср}=32$ *мм*.

Сброс рассчитан на пропуск расходов до 240 $м^3/сек$ при напоре 48 *м*. Гидравлические исследования этого сооружения проводились автором в гидротехнической лаборатории САНИИРИ в 1954 г. на модели сброса масштаба 1 : 35 натуральной величины [5].

Радиусы окружностей поверхности дна виража в каждом поперечном сечении определяются по зависимости:

$$R=\frac{h^2+\left(\frac{b}{2}\right)^2}{2h}.$$

где b — ширина сечения в плане на соответственном створе;

h — высота стрелки прогиба.

Выпуклость дна виража создается за счет разности уклонов по оси и по бортам. С помощью разработанной конструкции виража (рис. 1) удалось расширить поток с шириной $b_1=4$ *м* (ширина быстротока по дну) до $b_2=19{,}4$ *м* (ширина выходной грани виража по окружности) на длину $l=35$ *м*.

В этом случае ширина разлета струй была $B=2b_2$.

Косые прыжки на быстротоке не влияют на эффект действия виража и безразлично, подойдет ли поток к виражу в распластанном состоянии или с гребнем на оси. Оптимальное действие виража будет при одном каком-то сбросном расходе воды. Этот расход воды следует принимать равным наиболее часто повторяющемуся сбросному расходу.

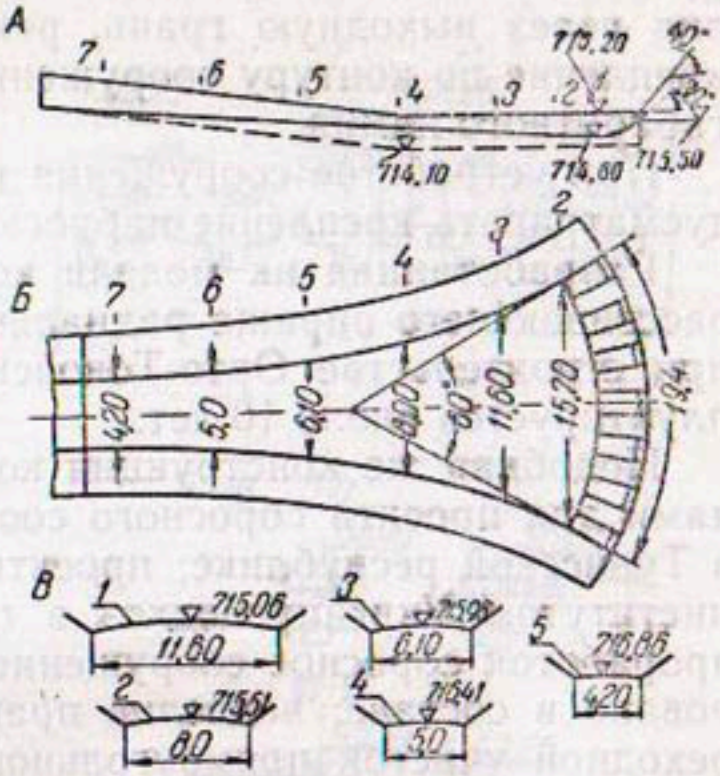


Рис. 1. Конструкция рассеивающего виража Орто-Токойского водохранилища: *А* — продольный разрез по оси; *Б* — план; *В* — поперечные профили:

1 — поперечник 3: $h=0{,}96$; $R=17{,}93$; *2* — поперечник 4: $h=1{,}41$; $R=6{,}38$; *3* — поперечник 5: $h=0{,}99$; $R=5{,}12$; *4* — поперечник 6: $h=0{,}56$; $R=5{,}86$; *5* — поперечник 7: $h=0{,}11$; $R=15{,}75$.

При больших расходах центральная часть виража загружена больше, чем края, и «веер» разброса струй становится несколько вытянутым (рис. 2). При меньших расходах центральная часть выходной грани виража загружена меньше и при очень малых расходах центральная часть совсем не действует (не загружена).

Для сброса малых расходов воды между крайними зубьями и бортами сооружения рекомендуется устраивать прорези до отметки дна виража.

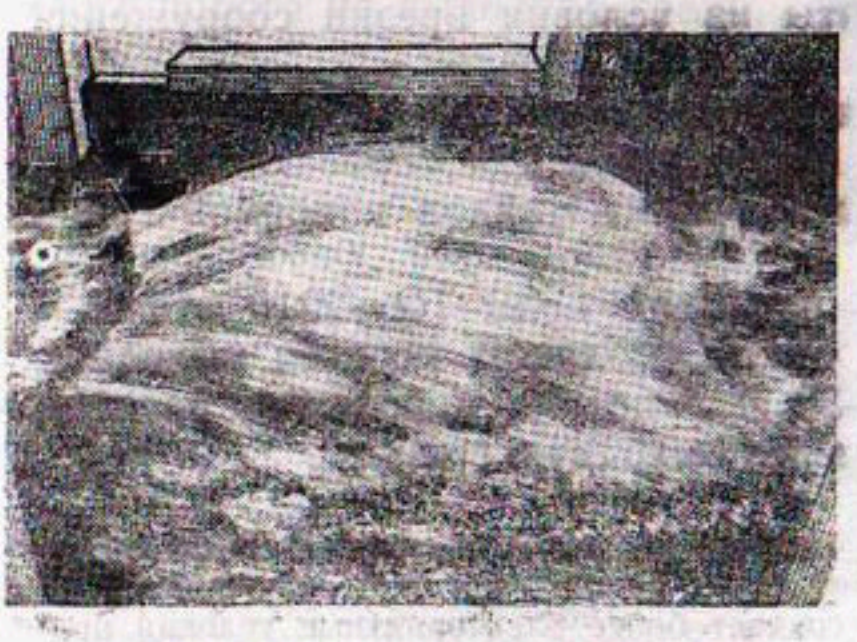


Рис. 2. Рассеивающий вираж при сбросе расхода 240 $м^3/сек$ (модель).

Концевое устройство подобного типа может быть осуществлено как на сплошном основании с устройством зуба, так и в виде консоли на опорах. Глубину заложения зуба и забивки свай назначают по глубине размыва.

При сплошном основании для предохранения сооружений от подмыва при пропуске малых сбросных

расходов, когда не происходит отлета струй, а наблюдается перелив через выходную грань, рекомендуется устраивать короткое крепление по контуру сооружения бетоном или укладкой крупного габаритного камня.

При устройстве сооружения в виде консоли следует также предусматривать крепление наброской крупного камня или габионами.

Разработанная на модели конструкция концевой части в виде рассеивающего виража радиального очертания была осуществлена при строительстве Орто-Токойского водохранилища, которое эксплуатируется около 10 лет.

Подобная же конструкция концевой части была рекомендована нами для проекта сбросного сооружения гидроузла на р. Джумин в Тунисской республике; проектирование этого сооружения велось институтом Укргипроводхоз в г. Киеве. В результате проектных проработок сбросное сооружение этого гидроузла было запроектировано в составе: водослив практического профиля, траншея, переходной участок прямоугольного сечения, быстроток также прямоугольного сечения* и концевая часть — рассеивающий вираж, конструкция которого была предложена и разработана автором.

Сброс рассчитан на пропуск расходов воды до 2210 *м*³/*сек* при напоре 50 *м*. Отводящее русло сложено аллювием слоем около 10 *м*, ниже которого залегают трещиноватые известняки.

Исследования проводили на модели масштаба 1 : 80 натуральной величины в лаборатории УкрНИИГиМ.

В результате лабораторного проектирования (поскольку имеющихся зависимостей было недостаточно для расчета) концевая часть сооружения выполнена нами в виде рассеивающего виража на длине 151,2 *м*. На этой длине она расширяется с 25 до 100 *м*. На выходной грани виража — зубчатый трехъярусный порог. Очертание выходной грани виража в плане выполнено по дуге окружности с $R = 112$ *м* и с центральным углом $\alpha = 53°$.

Выпуклость дна виража выполнена также по радиусам окружностей, как и сброса Орто-Токойского водохранилища. Продольные уклоны по краям были приняты из условия врезки сооружения в скальное основание.

Конструкция концевой части сброса представлена на рисунке 3. Прорези в пороге сделаны до дна виража для сброса небольших расходов воды по всей выходной грани. Наклон напорной грани зубьев 30—40°.

При больших паводковых расходах воды ($Q = 2210$ *м*³/*сек* — 1000 *м*³/*сек*) дальность отлета струй, сходящих по всей выходной грани виража, достигала 40—30 *м* (рис. 4); небольшие расходы ($Q = 400$ *м*³/*сек*) переливались через выходную грань.

---

* Первоначально быстроток был запроектирован с постоянной шириной по дну 50 *м*, но в процессе исследований было установлено, что сужающаяся по течению форма поперечного сечения создает более благоприятные условия протекания потока по быстротоку в отношении волнообразования и создает лучшие условия для растекания его на вираже.

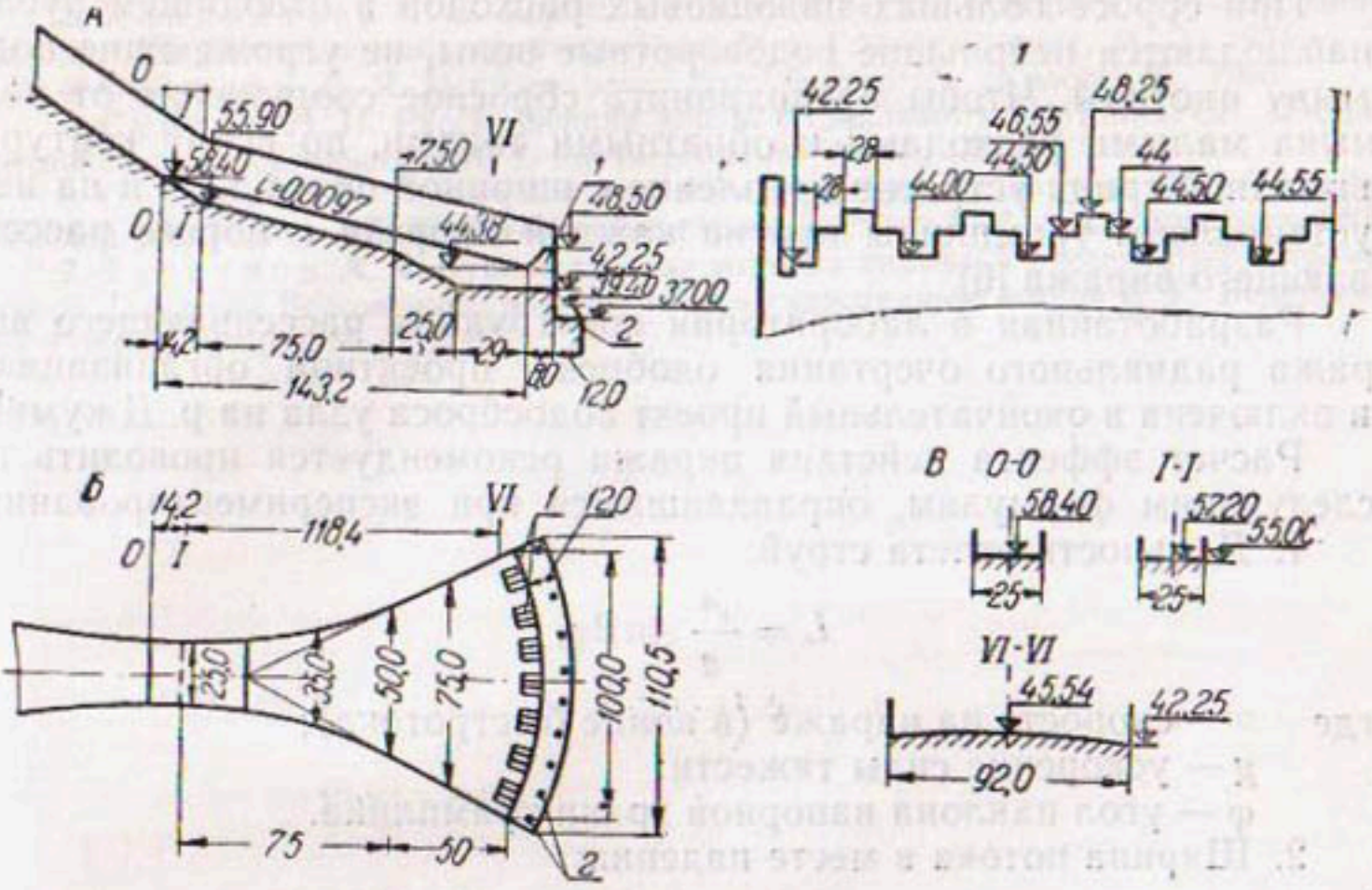


Рис. 3. Конструкция рассеивающего виража водохранилища на р. Джумин:
А — продольный разрез; *Б* — план; *В* — поперечные сечения.

Расход $Q=200$ *м³/сек* сбрасывался в отводящее русло через все прорези (по всей выходной грани), а расходы около 30 *м³/сек* — в нижний бьеф только через крайние прорези.

Устройство трехъярусного зубчатого порога на выходной грани виража создает благоприятные условия для отброса струй от сооружения в разных плоскостях и на разные длины при сбросе больших паводковых расходов воды ($Q>400$ *м³/сек*) и для стекания их по всему контуру в отводящее русло при расходах $Q<400$ *м³/сек*, что значительно уменьшает местные размывы, которые за данной конструкцией благодаря отбросу потока от сооружения значительно удалены от сооружений.

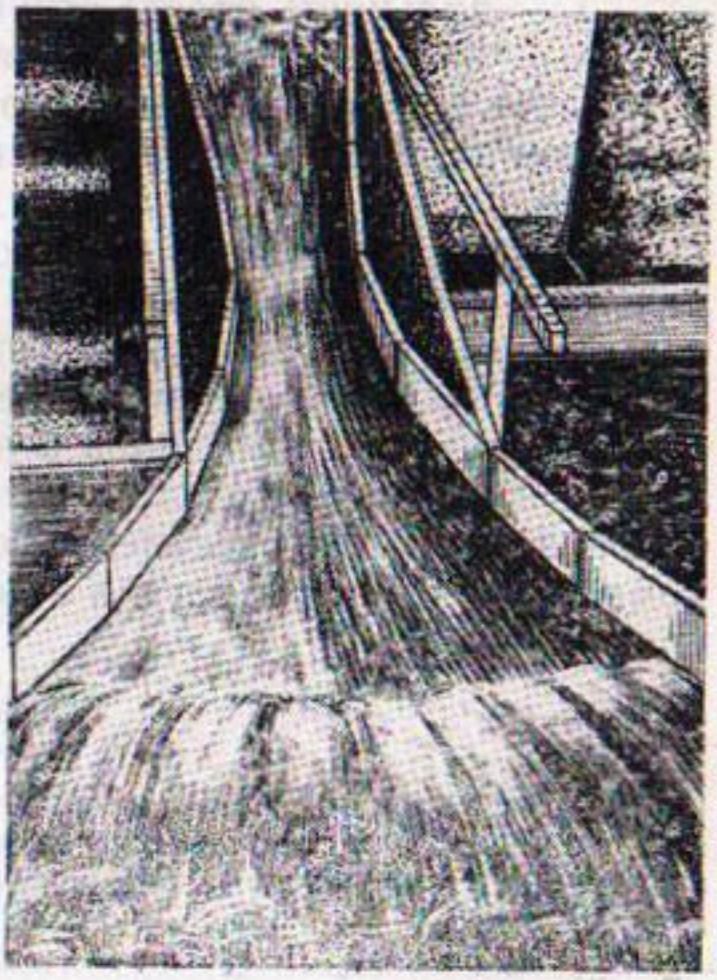


Рис. 4. Рассеивающий виваж при сбросе расхода 2210 *м³/сек* (модель).

При сбросе больших паводковых расходов в отводящем русле наблюдаются небольшие водоворотные зоны, не угрожающие подмыву плотины. Чтобы предохранить сбросное сооружение от подмыва малыми расходами и обратными токами, по всему контуру выходной грани устроено крепление с шириной пояса 12 *м* и на нем установлены трамплины против каждой прорези в пороге рассеивающего виража [6].

Разработанная в лаборатории конструкция рассеивающего виража радиального очертания одобрена проектной организацией и включена в окончательный проект водосброса узла на р. Джумин.

Расчет эффекта действия виража рекомендуется проводить по следующим формулам, оправдавшимся при экспериментировании.

1. Дальность отлета струй:

$$L = \frac{v^2}{g} \sin 2\varphi,$$

где v — скорость на вираже (в конце быстротока);
g — ускорение силы тяжести;
φ — угол наклона напорной грани трамплина.

2. Ширина потока в месте падения:

$$B = \frac{2\pi R_1 \alpha}{360},$$

где $R_1 = R + L$;

R — радиус выходной грани виража (в плане);
L — дальность отлета струй;
α — центральный угол, градусы.

Расчет воронки размыва (глубины и ширины) за данным типом сооружений, действующим по принципу консоли, можно производить по расчетным формулам для этого типа сооружений.

В ряде случаев концевое сооружение водосброса типа рассеивающего виража оказывается рациональнее других конструкций, что отмечено и Д. Я. Соколовым [4].

Несмотря на имеющиеся рекомендации по расчету рассеивающих виражей и трамплинов в каждом конкретном случае требуется еще выполнять моделирование для того, чтобы учесть реальные условия (гидрологические, геологические, конструктивные) при компоновке всего гидроузла в целом.

Литература

1. Высоцкий Л. И. Экспериментальные исследования работы рассеивающих трамплинов, рассчитанных различными способами. Сборник трудов кафедры гидравлики Саратовского Политехнического института, вып. 19, Саратов, Книжное изд-во, 1963.

2. Высоцкий Л. И., Тужилкин А. М. Гидротехнический расчет рассеивающих трамплинов произвольного очертания в поперечном сечении. Сб. трудов кафедры гидравлики Саратовского Политехнического института, вып. 19, Саратов, Книжное изд-во, 1963.

3. Кондратьев Н. Е. Вираж — конструкция для поворота стремительного потока. «Гидротехническое строительство», № 4, Госэнергоиздат, М.-Л., 1944.
4. Соколов Д. Я. Использование водной энергии. «Колос», М., 1965.
5. Сурова Н. Н. Рассеивающий вираж радиального очертания. Сб. «Гидротехническое строительство» № 7, Госэнергоиздат, М.-Л., 1955.
6. Сурова Н. Н. Концевое сооружение водосброса гидроузла Джумин в Тунисской республике. «Гидротехническое строительство» № 8, изд. «Энергия», 1965.
7. Турсунов А. А. Бурное течение воды на вираже и рассеивающих трамплинах. Известия Всесоюзного н.-и. института гидротехники имени Б. Е. Веденеева, 69, Госэнергоиздат, М.-Л., 1962.

РАЦИОНАЛЬНАЯ КОНСТРУКЦИЯ НИЖНЕГО БЬЕФА ПОДПОРНОГО СООРУЖЕНИЯ В УСЛОВИЯХ КАРАКУМСКОГО КАНАЛА

А. В. ШАХОВ,

инженер

(ТуркменНИИГиМ)

Каракумский канал имени В. И. Ленина протяженностью свыше 800 *км* имеет большое народнохозяйственное значение.

К специфике работы канала следует отнести, во-первых, очень тяжелые климатические условия пустыни Кара-Кум, во-вторых, наличие на большей части трассы песчаных, легкоподвижных, легкоразмываемых грунтов и, в-третьих, круглогодичность работы с аккумуляцией всего свободного стока в водохранилищах, расположенных на трассе.

Канал оснащен одиннадцатью гидроузлами, в состав которых входят сбросные и перегораживающие сооружения. Натурным обследованием этих узлов установлено, что большинство из них имеют неудовлетворительное состояние нижнего бьефа на перегораживающих сооружениях. Особенно опасно состояние нижнего бьефа на Головном сооружении. Водозабор в канал осуществляется из р. Амударьи через два прокопа-отстойника, объединенных в месте встречи в одно сооружение, имеющее 12 пролетов по 3,5 *м* (шесть на каждом прокопе), общий короткий водобой и рисберму, выполненную из габионного крепления. В первый же год (1958) эксплуатации в нижнем бьефе образовалась воронка размыва глубиной 4,5 *м* и шириной 50 *м* против 35 *м* в конце рисбермы [1]. Увеличение объема воронки размыва вызвало разрушение 10 *м* концевой части рисбермы. Дополнительное наращивание крепления дна и берегов воронки наброской камня в воду оказалось малоэффективным. В 1965 г. головной водозабор достиг 200 $м^3/сек$. Отсутствие эффективных гасителей энергии потока и увеличение погонных расходов привело к просадке рисбермы на 1,5—2 *м* в месте стыка ее с водобойной плитой. После остановки сооружения в течение двух суток она была отремонтирована. К концу 1966 г. глубина воронки размыва ниже рисбермы достигла 13 *м*, а ширина по урезу воды — 160 *м* против 35 *м* в конце рисбермы. При таком состоянии нижнего бьефа очевидна необходимость реконструкции сооружения.

Гидротехнической лабораторией ТуркменНИИГиМ (опыты автора) в 1963 г. был рекомендован рациональный вариант реконструкции, осуществить который можно в настоящее время в связи с вводом в эксплуатацию нового головного сооружения.

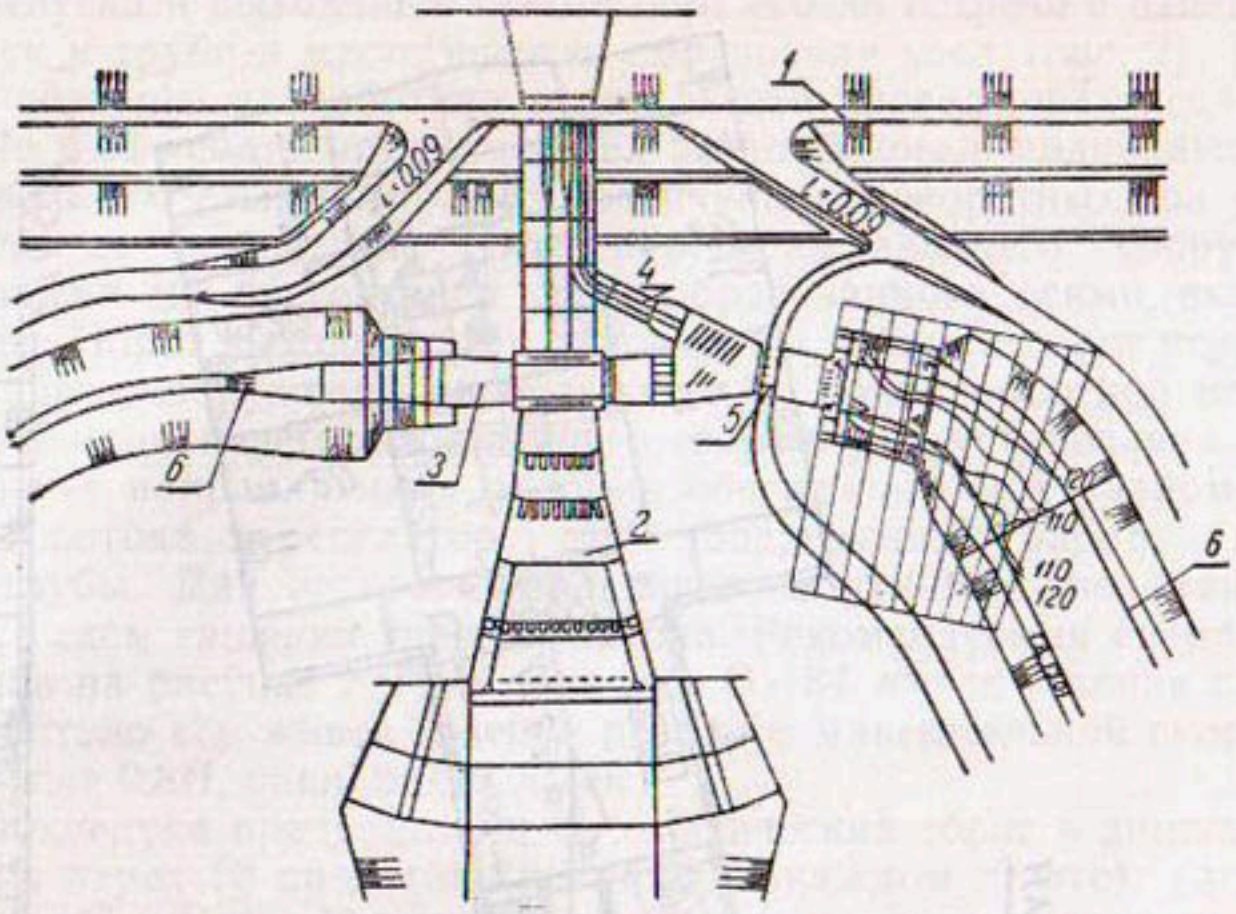


Рис. 1. Узел на водовыпуске из второго Тедженского водохранилища:

1 — земляная плотина; *2* — водовыпуск из водохранилища; *3* — акведук Каракумского канала; *4* — труба для водозабора из водохранилища в канал; *5* — перегораживающее сооружение; *6* — Каракумский канал.

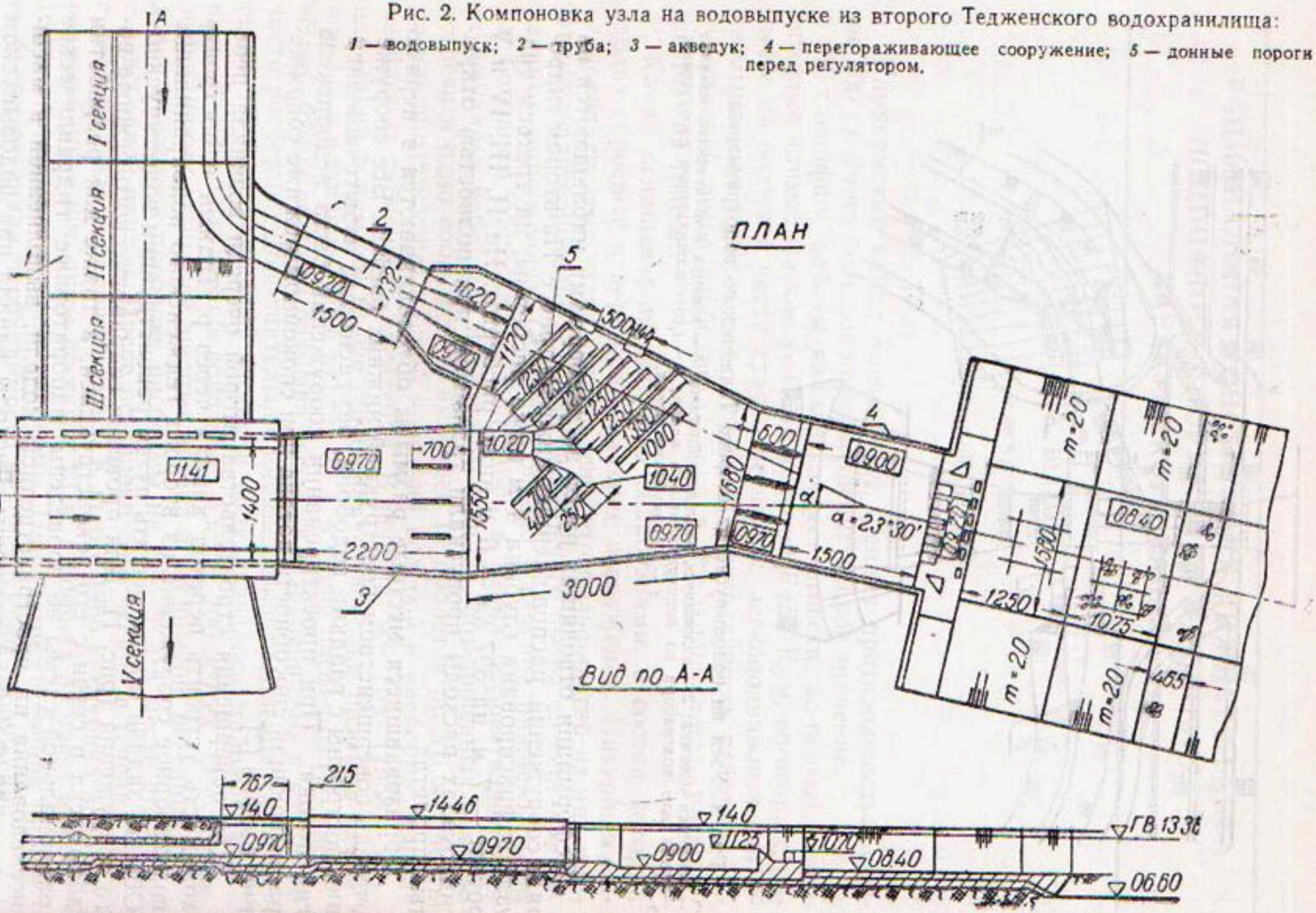
Деформации отводящих русел за рисбермами наблюдаются на ряде сооружений, расположенных ниже по трассе. На втором гидроузле зафиксирована глубина 4 *м* ниже рисбермы, на третьем гидроузле — 7 *м*, на 397 *км* — 6 *м* ниже рисбермы. На II, III, IV и V гидроузлах расходы пропускали транзитом при полностью открытых пролетах.

Образовавшиеся местные размывы обусловливаются в первую очередь совершенством конструкций нижних бьефов. Все сооружения построены с гладким водобоем, без гасителей избыточной энергии потока. При проектировании сооружений была недооценена размывающая способность потока при спокойном режиме сопряжения бьефов [2].

Для завершения строительства второй очереди возникла необходимость устроить переход канала через р. Теджен и построить водозаборное сооружение из второго Тедженского водохранилища. Обе эти задачи можно решить путем реконструкции водовыпускного сооружения (рис. 1). Для проверки гидравлического режима водовыпуска в связи с его реконструкцией, а также для разработки рациональной схемы ее проведены лабораторные гидравлические исследования на пространственной модели, выполненной в масштабе 1 : 50 натурной величины. Расходы канала над водовыпуском пропускают при помощи акведука, а водозабор в канал из водохранилища осуществляется трубой, встроенной в левый пролет

Рис. 2. Компоновка узла на водовыпуске из второго Тедженского водохранилища:

1 — водовыпуск; *2* — труба; *3* — акведук; *4* — перегораживающее сооружение; *5* — донные пороги перед регулятором.



водовыпуска и выходящей сквозь борт его до встречи с акведуком. Акведук и труба в месте встречи образовали узел (рис. 2), компоновка которого разработана в результате проведенных исследований. По рекомендуемой схеме узел имеет боковые подпорные стенки вместо откосных по проекту, величины водоворотных зон уменьшились до минимума. Ось перегораживающего сооружения направлена по биссектрисе угла, образованного осями акведука и трубы. Порог выходного оголовка трубы, понур и порог перегораживающего сооружения расположены на одной высотной отметке. Перед входом перегораживающего сооружения установлена система донных направляющих порогов, обеспечивающих равномерный подход потока к регулятору при попеременной работе акведука и трубы. Для перегораживающего сооружения испытано несколько схем гашения энергии потока. Рекомендуемая схема представлена на рисунке 2. При пропуске $Q=84$ *м*³/*сек* в конце рисбермы работало все живое сечение потока с максимальной скоростью на глубине $0{,}8H$, равной 0,49 *м*/*сек*.

Из акведука предусмотрен автоматический сброс в днище водовыпуска через 10 пролетов (по пять на каждом борте) расходов порядка 45 *м*³/*сек*. Исследованиями установлена несколько бóльшая (48 *м*³/*сек*) пропускная способность сброса. Для рассеивания падающей струи рекомендованы решетки из уголкового железа.

На модели исследовали гидравлический режим быстротока в нижнем бьефе водовыпуска после установки в левом пролете трубы. Определена пропускная способность водовыпуска с учетом строительства трубы и акведука, а также даны рекомендации, направленные на улучшение гидравлического режима в нижнем бьефе.

Натурные исследования, проведенные на перегораживающем сооружении, после четырехлетней эксплуатации позволили сделать вывод о надежности конструкции его нижнего бьефа. План отводящего русла в горизонталях приведен на рисунке 1. На сооружении наблюдалось растекание потока по всему живому сечению. Слабые водоворотные зоны зафиксированы за обратными стенками. Местный размыв отсутствует.

Перегораживающее сооружение на 397 *км* канала построено по типу открытого двухпролетного регулятора на максимальный расход 76 *м*³/*сек* (рис. 3). Правый пролет выполнен судоходным. Эксплуатируется сооружение с декабря 1962 г. Сооружение возведено на грунтах, представляющих собой чередование глин, супесей и суглинков до глубины 4,5 *м* от поверхности земли. Ниже, на глубине до 20 *м*, залегают пески с отдельными прослойками и линзами других литологических разностей.

Опыт работы этого сооружения служит примером грубого нарушения правил эксплуатации. Для пропуска плавсредств здесь производилась кратковременная сработка перепада порядка 2—2,5 *м* только через судоходный пролет без маневрирования левым затвором. В результате этого интенсивно возрастали удельные

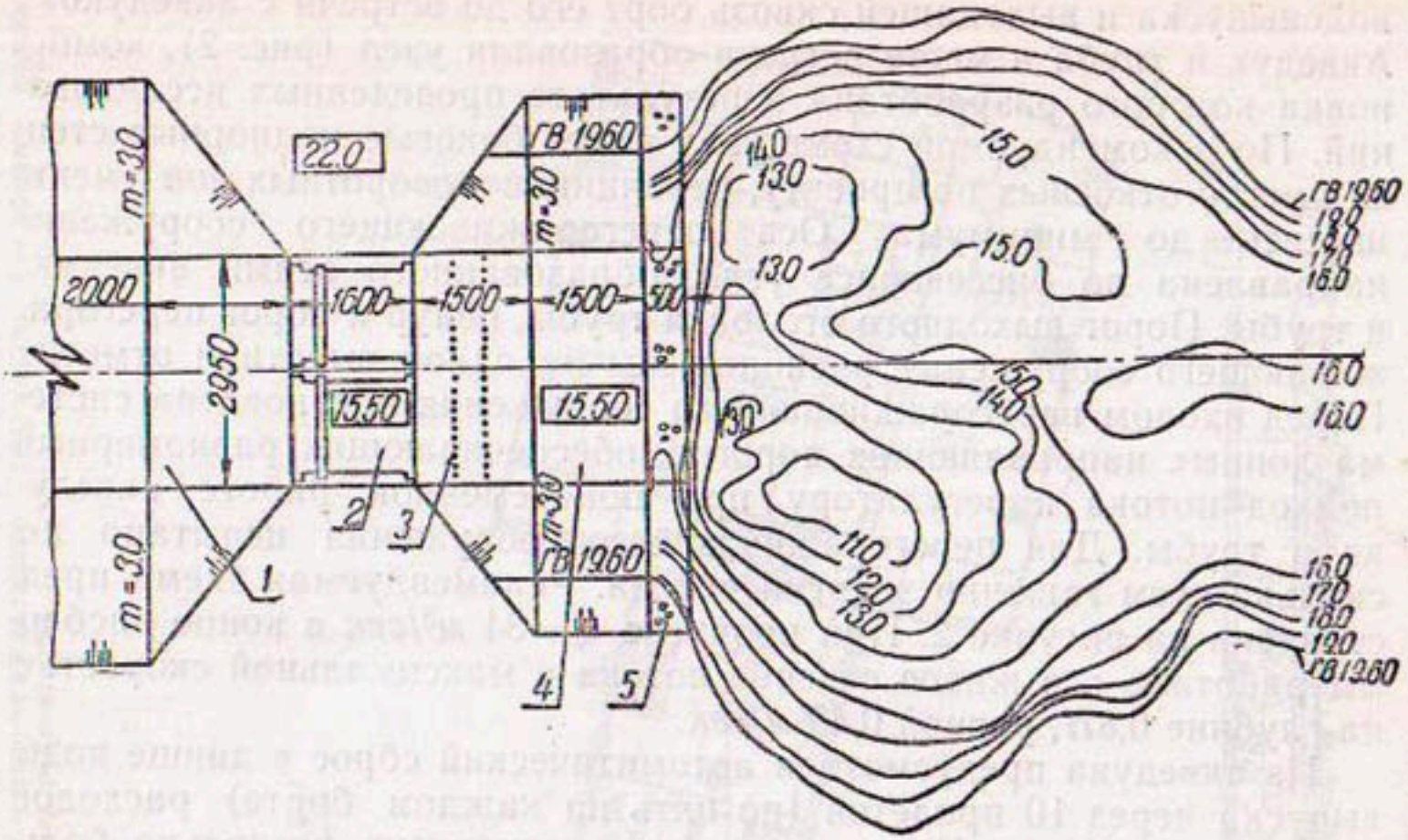


Рис. 3. Подпорное сооружение на 397 *км* канала:

1 — понур; *2* — щитовая секция; *3* — водобой с двумя рядами шашек 0,6×0,6×0,8 *м*; *4* — бетонная рисберма; *5* — каменное крепление.

расходы и возникала сбойность потока в нижнем бьефе, образовывались сильные водоворотные зоны за рисбермой. Неоднократная повторность сработок послужила решающим фактором, обусловившим образование значительного местного размыва.

Натурные исследования гидравлики нижнего бьефа проводили измерением скоростей потока (поверхностные, $0{,}8H$, $0{,}6H$, $0{,}2H$), а также фиксированием поплавками линий тока. Скорости замеряли вертушкой Жестовского на промерных вертикалях через 4 *м*. Поверхностные скорости линии тока, размеры водоворотных зон определяли поплавками. Вертушечные размеры скоростей проводили в трех створах: в конце рисбермы, в месте наибольшей ширины размыва и в отводящем канале. Замеры скоростей потока показали, что в конце рисбермы формируется неустойчиво поверхностный режим движения с донными скоростями ($0{,}8H$) порядка 0,6—0,8 *м/сек* для работы двух пролетов при $Q=90$ *м*³/*сек* и порядка 1,05—1,2 *м/сек* для работы одного пролета при $Q=60$ *м*³/*сек*. Максимальная скорость на глубине $0{,}2H$ для работы двух пролетов была 1,0—1,4 *м/сек*, а для работы одного пролета — 1,4 *м/сек*. Поверхностные скорости, замеренные поплавками, были на 0,2—0,3 *м/сек* больше замеренных на $0{,}2H$. Для наблюдений линий тока поплавки опускали в поток в конце щитовой секции.

Наблюдения показали, что поплавки, опущенные около подпорной стенки, попадая в нижний бьеф, иногда проходят транзитом, а иногда вовлекаются в водоворотную зону. Поплавки, опущенные

в водовороты боковых размывов, некоторое время циркулируют в водовороте, а затем или захватываются транзитной струей, или остаются в мертвой зоне водоворота. Взаимодействие водоворотных зон боковых размывов с транзитным потоком аналогично описанному в работе Г. И. Сухомела [5].

На сооружении изучена динамика формирования воронки размыва. Одна из съемок воронки размыва приведена на рисунке 3. Установлено, что при полностью открытых пролетах заиляются боковые размывы за счет осаждения взвешенных наносов, транспортируемых из верхнего бьефа. Когда сооружение снова начинало работать на подпоре, наносы в нижний бьеф попадали в меньшем количестве, интенсивность водоворотных зон увеличивалась и все ранее отложившиеся наносы вымывались. Заложение верхнего откоса в воронке размыва равно 3,5 *м*, максимальная глубина размыва 6 *м* ниже рисбермы на расстоянии 20 *м* от конца крепления. Для фактического натурного режима выполнены расчеты по определению возможного местного размыва по расчетным формулам ряда авторов (М. С. Вызго, И. И. Леви, М. Д. Чертоусов, К. И. Россинский). Результаты подсчетов глубин оказались меньше фактически наблюденных в натуре. Наиболее близкий к натурным данным результат дала формула К. И. Россинского.

Лабораторные исследования сооружения были проведены на пространственной модели, выполненной в масштабе 1 : 20 натурной величины. На модели исследовали донные направляющие пороги различной длины и местоположения в плане. Наиболее полно обеспечивали растекание потока по живому сечению рисбермы донные пороги 2×11 *м*, установленные по бокам водобоя на расстоянии 5 *м* от щитовой секции под углом 25° к живому сечению потока. В случае несимметричного открытия пролетов пороги работали неэффективно, вследствие чего в нижнем бьефе наблюдалась сбойность потока. Опыты, проведенные с применением в качестве гасителя зубчатого криволинейного в плане порога, позволили определить оптимальные габариты его и наилучшее местоположение. Рекомендуемый зубчатый порог имеет общую высоту 1,2 *м*, высоту прорезной части 0,4 *м*, коэффициент разрезки 1,0, длину повернутой части 12,5 *м*, длину прямой части (нормальной к оси сооружения) порога 6,4 *м*. Повернутая часть порога начинается на расстоянии 5 *м* от щитовой секции и кончается на расстоянии 9,8 *м* от нее. Угол поворота к плоскости живого сечения 25°. На реконструированном сооружении поставили ряд опытов, для того чтобы найти оптимальную длину дополнительного крепления рисбермы. Для этого на модели создавали заведомо неблагоприятный гидравлический режим, пропуская расходы через один пролет. Предварительно ликвидировали боковые размывы, глубину воронки за рисбермой оставили прежней. После пропуска ряда расходов зафиксировали возникающие водоворотные зоны по откосам рисбермы и, исходя из величин этих зон, назначили увеличение длины крепления на 40 *м*. Проект реконструкции, включающий в себя устройство на водобое криволиней-

ного в плане зубчатого порога, а также увеличение длины крепления с предварительной ликвидацией боковых размывов, принят к исполнению Управлением эксплуатации Каракумского канала.

Новое головное сооружение Каракумского канала, построенное в дополнение к работающему (старому) головному сооружению, запроектировано по типу открытого четырехпролетного (4×5 *м*) регулятора на максимальный расход 200 *м*³/*сек* и включает в себя семь секций:

первая — подводящий канал (ширина по дну 60 *м*, заложение откосов — 2,5), крепленный каменной наброской в железобетонные ряжи. Длина секции 15 *м*;

вторая — понур, сужающийся в плане от 60 *м* до 23,5 *м* на расстоянии 15 *м*. Отметка понура 47,50;

третья — щитовая часть, состоящая из четырех пролетов по 5 *м* каждый, пролеты перекрываются плоскими сдвоенными затворами, длина секции 15 *м*;

четвертая — сопряжение щитовой секции с водобоем в виде слива $l=8$ *м*, $m=4{,}0$;

пятая — водобой, расширяющийся в плане от 26,2 *м* до 34,7 *м* на расстоянии 21 *м*. На водобое запроектирована система гасителей, состоящая из трех рядов донных порогов высотой 0,3 *м*, ряда зубьев ($h=2$ *м*, $b=0{,}8$ *м*), расстояние между зубьями 1,2 *м*, и двух тетраэдров, расположенных по линии шпунтов. Сопряжение с откосами рисбермы выполнено в виде обратных стенок. Отметка водобоя 45,50;

шестая — бетонная часть рисбермы $l=10$ *м*;

седьмая — рисберма $l=30$ *м*, крепленная каменной наброской в железобетонные ряжи.

Рисберма сопрягается с каналом посредством переходного участка. Отметка дна рисбермы 44,8, отметка отводящего канала 46,0.

Модель построена в масштабе 1 : 40 натурной величины.

Ряд опытов, поставленных на модели проектного варианта сооружения, позволил сделать вывод о неудовлетворительной работе его нижнего бьефа. Запроектированная компоновка и система гасителей нижнего бьефа не обеспечивают растекание потока на рисберме. Вследствие этого на рисберме формировались водоворотные зоны, распространяющиеся до конца переходного участка отводящего канала. Поток, занимая лишь треть живого сечения в конце рисбермы, обладал донными скоростями порядка 2 *м*/*сек*, значительно превышающими допускаемые на размыв для мелкозернистого песка, на котором будет возводиться сооружение. Отсутствие на водобое надежных потокораспределяющих устройств обусловливало в нижнем бьефе сбойность потока, что в сочетании с неполной работой живого сечения послужило причиной образования местных размывов за рисбермой. Количественную оценку величины местного размыва дать не удалось ввиду того, что грунт отводящего русла не был смоделирован.

В процессе дальнейших опытов исследовано 16 схем гасителей в нижнем бьефе. Вместо запроектированных гасителей испытаны следующие конструкции.

1. Зубчатый порог прямолинейный в плане. Высота порога 2,6 *м*, высота глухой части 0,9 *м*. Порог устанавливали на различные расстояния от конца слива, но распределить поток по всему живому сечению рисбермы не удалось.

2. Зубчатый порог той же конструкции, но криволинейный в плане и ряд пирсов после него. Различные варианты угла излома порога, а также различное местоположение пирсов после порога не привели к улучшению гидравлики в нижнем бьефе.

3. Криволинейный в плане зубчатый порог и зубья Реббока после него. Первые же опыты с этой схемой указали на целесообразность усовершенствования ее. Необходимо было уточнить взаимное расположение порога и зубьев Реббока, определить оптимальную высоту зубчатого порога, назначить эффективную длину повернутой части порога и его угол излома. В результате исследований рекомендована система гасителей-растекателей нижнего бьефа (см. рис. 4).

Зубчатый порог рекомендуемой системы гасителей имеет высоту 2,2 *м*, высота глухой части неодинакова по фронту порога: для трех крайних пролетов между зубьями 0,85 *м*, а для остальных 1,45 *м*. Ширина зубьев и просветов между ними 1,2 *м*. Различная высота глухой части порога обеспечивает распределение погонных расходов по живому сечению рисбермы, благодаря чему сводятся до минимума водоворотные зоны на откосах рисбермы. Повернутая часть порога имеет длину 11 *м*, угол поворота к оси сооружения 75°.

Зубья Реббока расположены параллельно зубчатому порогу на расстоянии 4,4 *м* от него. Высота зубьев 1,2 *м*, ширина зубьев и просветов между ними 0,8 *м*.

При пропуске всего диапазона расходов поток растекался по рисберме без образования водоворотов. В случае максимального расхода 200 $м^3/сек$ в конце рисбермы зафиксирована донная скорость 0,68 *м/сек*.

Длина рисбермы с учетом гасителей на водобое определена из условия обеспечивания в конце ее эпюр скоростей, аналогичных эпюрам потока в отводящем канале. В этом случае поток с рисбермы выходил, обладая минимальной пульсацией в придонных слоях, что при мелкозернистых грунтах отводящего канала имело решающее значение для предотвращения местных деформаций русла.

Лабораторные и натурные исследования перегораживающих сооружений на втором Тедженском водохранилище, 397 *км* канала и ряде других сооружений, также подтверждают необходимость создания в конце рисбермы гидравлической структуры, аналогичной в отводящем канале с минимальной пульсацией в придонных слоях.

Прохождение паводка на р. Амударье сопровождается обильным транспортом плавающих тел. Опыт эксплуатации старого

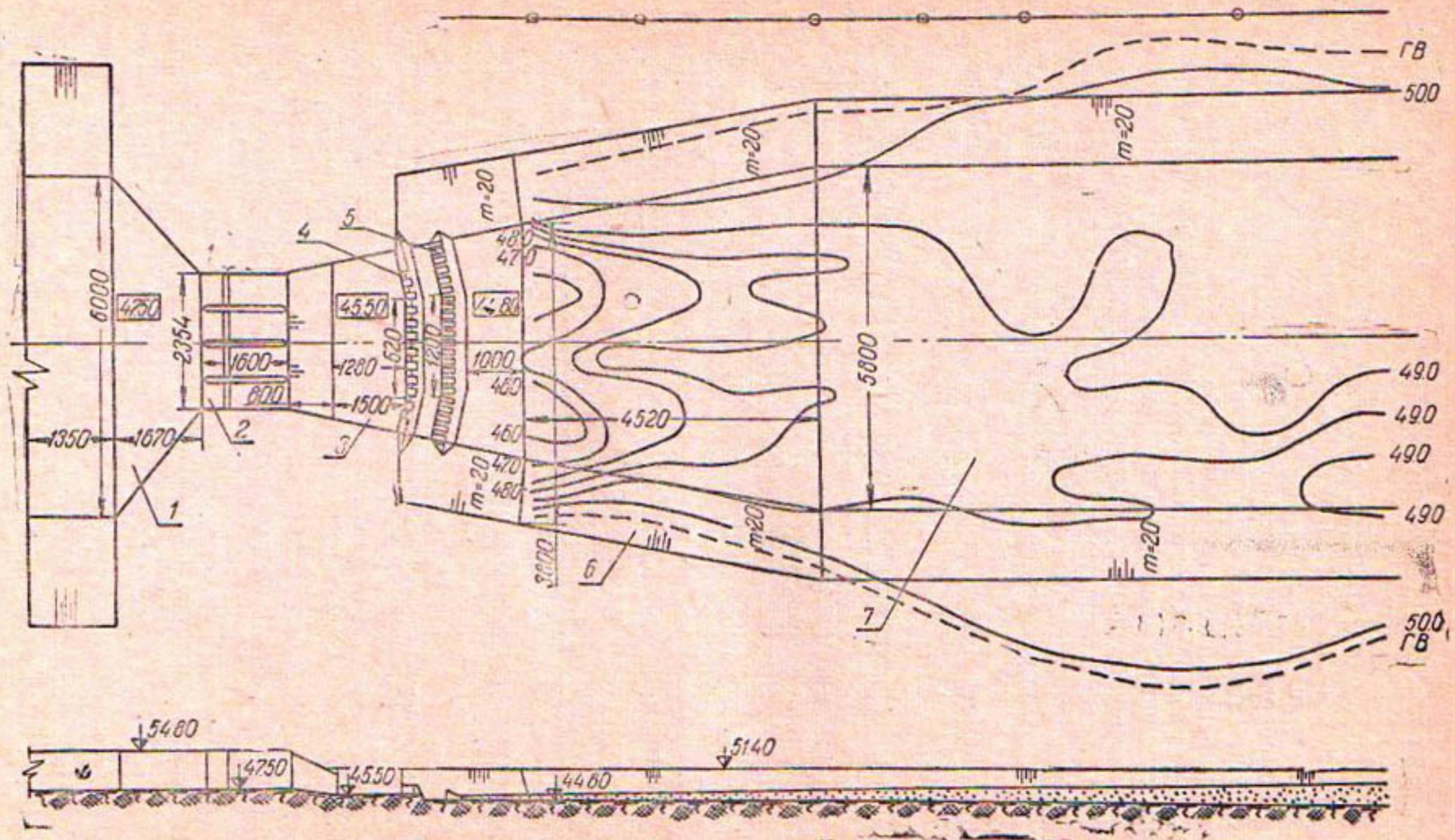


Рис. 4. Новое головное сооружение Каракумского канала.

1 — понур; *2* — щитовая секция; *3* — водобой; *4* — зубчатый порог; *5* — зубья Реббока; *6* — рисберма из каменной наброски в железобетонных ряжах; *7* — отводящий канал.

головного сооружения показал, что заторы перед сооружением нередко достигали катастрофических размеров. Транспорт в нижний бьеф зачастую осуществлялся путем полного открытия одного из затворов сооружения. В связи с этим на модели исследуемого сооружения поставлены опыты по маневрированию затворами. Рекомендуемая конструкция нижнего бьефа обеспечила распределение потока по фронту рисбермы при всех схемах маневрирования. Придонные скорости в конце рисбермы не превышали 0,7 *м/сек*, а скорости на глубине $0{,}8H$ были порядка 0,8—0,85 *м/сек*. Учитывая, что вероятность полного открытия затвора возникнет во время паводка, опыты по маневрированию проводили при максимальном расходе 200 $м^3/сек$.

Весной 1966 г. р. Амударья была необычно маловодна. Малые расходы воды в реке способствовали заилению ее русла в районе водозабора канала. Паводок, проходивший интенсивно и при высоких горизонтах воды в реке, создал горизонты в подводящих каналах выше проектных, вследствие чего на новом Головном сооружении произошел перелив потока через сооружение. Несмотря на сложившийся неблагоприятный режим, гасители энергии обеспечили растекание потока по живому сечению без образования водоворотных зон. Местного размыва нижнего бьефа в глубину не произошло (рис. 4).

В процессе эксплуатации отводящий канал нового Головного сооружения заиливается из-за заглубления его относительно Каракумского канала. Такое несоответствие отметок дна каналов объясняется тем, что головное сечение Каракумского канала не выполнено до перспективного под третью очередь. Заилению способствуют и малые расходы, пропускаемые после паводка по новому Головному сооружению.

Натурное обследование сооружения после годовой его эксплуатации подтвердило надежность и эффективность конструкции.

Выводы

1. Опыт эксплуатации перегораживающих сооружений Каракумского канала говорит о необходимости усовершенствования конструкций нижних бьефов.

2. Принимая во внимание результаты проведенных лабораторных и натурных исследований, а также сопоставляя их с разработанными в лаборатории вариантами конструкций перегораживающих сооружений, следует на данном этапе строительства канала конструкцию нового Головного, имеющую два ряда зубчатых гасителей и водобойный колодец, образованный первым зубчатым порогом, считать наиболее рациональной.

3. Разработку конструкции перегораживающего сооружения на перспективные расходы порядка 400 $м^3/сек$ необходимо вести с учетом конструкции нового Головного Каракумского канала.

4. При проектировании сооружений максимальные расчетные расходы следует устанавливать, учитывая что в процессе эксплуатации нельзя допускать превышения рабочих расходов над расчетными.

Литература

1. Альтшуль А. Д., Киселев П. Г. Гидравлика и аэродинамика. Изд. литературы по строительству, М., 1965.

2. Вызго М. С. Исследования местных размывов в спокойных потоках. Сборник «Режим и освоение водных объектов». Изд. АН СССР, М., 1962.

3. Леви И. И. Моделирование гидравлических явлений. Госэнергоиздат. М.-Л., 1960.

4. Леви И. И. Сбойность течения и глубина размыва русла за рисбермой гидротехнических сооружений. Изд. ВНИИГиМ имени В. Веденеева, 73, 1963.

5. Сухомел Г. И. Исследования гидравлики открытых русел и сооружений. Наукова думка, Киев, 1965.

6. Технический отчет по полевым исследованиям нижнего бьефа головного сооружения Каракумского канала. Труды ВНИИГиМ имени А. Н. Костякова, М., 1968.

7. Чертоусов М. Д. Специальный курс гидравлики. Госэнергоиздат, М.-Л., 1962.

ПОДОБИЕ ПРОЦЕССОВ РАЗМЫВА В ИСКУССТВЕННО СЖАТЫХ РУСЛАХ И НИЖНЕМ БЬЕФЕ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В. С. АЛТУНИН,

кандидат технических наук

(МИИТ)

Г. Я. ВОЛЧЕНКОВ,

кандидат технических наук

(ЦНИИС)

При проектировании и эксплуатации гидротехнических сооружений (перемычек гидроузлов, дамб обвалования, мостовых переходов, водопропускных трубчатых сооружений) необходимо определить величину общего размыва в искусственно сжатых руслах и местного размыва в нижнем бьефе водопропускных сооружений.

Для изучения процесса размыва во времени с учетом гидрографа паводка, рельефа свободной поверхности при искусственном стеснении потока, а также создания наиболее рациональных типов выходных русел с гасителями в нижнем бьефе водопропускных трубчатых сооружений проведены экспериментальные исследования в лаборатории мостовой гидравлики и гидрологии ЦНИИС.

Процесс деформации искусственно сжатых русел. Изучению движения воды в искусственно сжатых руслах предшествовало определение гидравлических элементов бытового потока. С этой целью на моделях потока с размываемым руслом устанавливали равномерное движение, соблюдая баланс донных наносов по длине модели, то есть расход наносов, подаваемых в поток в начальном сечении русла, был равен расходу наносов, улавливаемых в конечном сечении русла [11].

При этих условиях обеспечивалась неизменность средних отметок дна по длине потока, что подтверждалось детальными съемками рельефа дна. Во всех опытах наблюдалась грядовая форма движения наносов.

Соотношение между глубиной и шириной размываемого устойчивого русла на первой и второй модели назначали, исходя из правил натурального моделирования (с искажением вертикального масштаба по сравнению с горизонтальным) [2, 4]. Линейные масштабы третьей модели были геометрически подобны [13].

Общая длина модели 21,4 *м*, длина ее рабочей части 10 *м*. Ширина основного русла $B_р = 0{,}3$ *м* при двухсторонней симметричной

пойме шириной $B_п = 3{,}2$ *м* (первый и второй цикл опытов) и $B_р = 0{,}7$ и 1 *м* при односторонней пойме $B_п = 2{,}5$ *м* (третий цикл опытов).

Форма русла — прямоугольная. Глубина русла до бровок $h_б = 0{,}12$ *м* (модели I, II) и $h_б = 0{,}05$ *м*; 0,75 *м*, 0,03 *м* (модель III). Уклон дна русла и поймы $I = 0{,}0012$. Пойма — неразмываемая: для второй модели из зацементированной гальки средним диаметром $d = 5{,}2$ *мм*, для первой и третьей модели — бетонная. Размываемое русло в бытовых условиях выполняли из люберецкого песка $d = 0{,}24$ *мм*.

Поперечный разрез *а* и план *б* модели искусственно сжатого русла (I и II цикл опытов) приведены на рисунке 1.

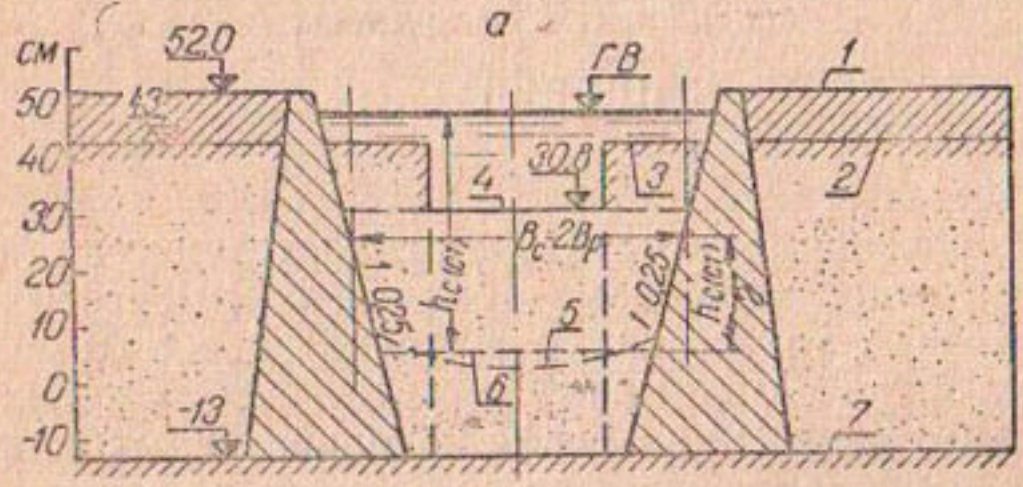


Рис. 1. Поперечный разрез (*а*) и план модели (*б*) искусственно сжатого русла (I и II цикл опытов):

1 — подходная насыпь; *2* — уровень неразмываемой поймы; *3* — срезка; *4* — дно русла до размыва; *5* — линия дна после размыва; *6* — средняя отметка дна после размыва; *7* — дно лотка; *8* — струенаправляющие дамбы.

Расход воды, средние глубины, средние скорости и расходы донных наносов русла

Расход воды, *л/сек*			Средняя глубина потока, *см*			Средняя скорость, *см/сек*			Расход донных наносов русла $G_р \times 10^4$, *дм³/сек*
общий Q	в русле $Q_р$	на поймах $Q_п$	общая $h_{ср}$	в русле $h_р$	на поймах $h_п$	общая v	в русле $v_р$	на пойме $v_п$	
Поток воды в русле ($B_р$=30 *см*) до бровок									
3	3	—	4,8	4,8	—	21,2	21,2	—	0,56
5	5	—	6,6	6,6	—	25,6	25,6	—	0,83
10	10	—	10,4	10	—	32,5	32,5	—	1,67
12	12	—	12,2	12,2	—	35,2	35,2	—	2,50
Выход потока на гладкую двухстороннюю пойму $B_п$=320 *см*									
20	13,0	7,0	1,9	13,1	0,9	29,7	34,3	24,3	2,22
30	14,4	15,6	2,8	14,0	1,8	30,2	34,7	27,1	2,51
40	15,8	24,2	3,4	14,6	2,4	33,5	36,8	31,5	2,78
50	17,2	32,8	4,0	15,2	3,0	35,5	38,2	34,2	3,61
60	18,6	41,4	4,4	15,6	3,4	38,9	39,8	38,0	4,17
70	20,0	50,0	4,8	16,0	3,8	41,4	42,3	41,1	5,00
80	21,4	58,6	5,2	16,4	4,2	43,8	44,6	43,6	6,67
90	22,8	67,2	5,5	16,7	4,5	46,5	46,5	46,6	10,0
100	24,2	75,8	5,9	17,1	4,9	48,2	48,1	48,3	15,55
110	25,6	84,4	6,2	17,3	5,1	51,1	49,8	51,7	20,0
120	27,0	93,0	6,4	17,5	5,3	54,0	52,0	54,7	23,86
Выход потока на шероховатую двухстороннюю пойму $B_п$=320 *см*									
13	12,8	0,2	1,4	12,8	0,6	25,7	33,9	1,0	2,22
20	14,5	5,5	3,0	14,2	2,0	19,0	34,6	8,6	2,22
30	15,4	14,6	3,7	14,9	2,7	23,2	35,1	16,9	2,50
40	16,3	23,7	4,4	15,6	3,4	26,0	35,4	21,8	2,78
50	17,3	32,7	5,1	16,3	4,1	28,1	35,9	25,1	3,33
60	18,1	41,9	5,7	16,9	4,7	29,8	36,2	27,8	3,89
70	19,0	51,0	6,4	17,6	5,4	31,1	36,5	29,5	4,72
80	19,9	60,1	7,1	18,3	6,1	32,1	36,9	30,8	5,83
90	20,8	69,2	7,8	19,0	6,8	32,8	37,2	31,8	7,22
100	21,7	78,3	8,4	19,6	7,4	33,9	37,4	33,0	8,33
110	22,6	87,4	9,2	20,3	8,1	34,5	37,6	33,7	10,0
120	23,5	96,5	9,9	21,0	8,8	34,9	37,9	34,1	13,88
Поток воды в русле ($B_р$=100 *см*) до бровок									
7,0	7,0	—	3,7	3,7	—	19,0	19,0	—	2,78
10,5	10,5	—	5,0	5,0	—	21,0	21,0	—	3,06
Выход потока на гладкую одностороннюю пойму $B_п$=250 *см*									
20	13,3	16,7	2,9	6,5	1,5	19,5	20,5	17,9	3,06
30	16,0	14,0	3,4	7,0	2,0	25,0	22,9	28,0	3,33
45	20,5	24,5	4,4	8,0	3,0	29,0	25,6	32,7	3,61
60	24,8	35,2	5,3	8,9	3,9	32,2	27,9	36,1	5,00
75	28,3	46,7	6,2	9,8	4,8	34,4	28,9	38,9	5,11
90	31,2	58,8	7,1	10,7	5,7	36,2	29,2	41,3	7,47

Методика гидравлических измерений была следующей: уровни воды и отметку дна определяли мерными иглами, скорости течения — гидрометрическими трубками, расходы воды — треугольным незатопленным водосливом с тонкой стенкой. Расходы донных наносов определяли объемным способом.

В таблице 1 приведены гидравлические характеристики потока в бытовых условиях (Q — расход воды всего потока; $Q_р$ — расход воды в русле; $Q_п$ — расход воды в пойме; $h_р$ — средняя глубина в русле; $h_п$ — глубина в пойме; $G_р$ — расход донных наносов в русле).

Экспериментальные исследования на модели в бытовых условиях показали, что при выходе потока на пойму образовалось характерное для кинематического эффекта искривление графика изменения средней скорости потока в русле в зависимости от отметки поверхности воды H [8].

Более плавная аналогичная кривая по формуле образовалась и для расхода донных наносов в размываемом русле (рис. 2). При протекании потока воды в русле до бровки, то есть при $Q=Q_б$, расход донных наносов $G_б \cdot 10^4=2{,}5$ *дм³/сек*, а при выходе потока на гладкую и шероховатую поймы на первой модели при $Q=13$ *л/сек* и второй модели при $Q=12{,}8$ *л/сек* $G_р \cdot 10^4=2{,}22$ *дм³/сек*, следовательно, расход донных наносов уменьшался соответственно уменьшению средней скорости потока в русле $v_р$ [8].

При $Q \geqslant 120$ *л/сек* на первой модели и $Q \geqslant 70$ *л/сек* на второй модели наблюдалась примерно линейная зависимость расхода донных наносов от глубины потока. Интересно отметить, что эти кривые становились бы параллельными кривой расхода донных наносов $G_р$ (рис. 2), если бы поток не выходил на пойму.

Последняя кривая была получена на основе отдельных опытов в гидравлическом лотке шириной 0,5 *м* и общей длиной 10 *м*; длина рабочей части 6 *м*. Дно лотка сложено из люберецкого песка с таким же уклоном 0,0012. В результате нескольких опытов с глубинами, равными глубинам $h_р$ на пространственной модели с поймами, и соблюдения баланса наносов установлены расходы донных наносов $G_р$ в зависимости от отметки поверхности воды H (рис. 2). Следовательно, получены $G_р$ в русле при тех же отметках H, но без выхода потока на пойму (при этом $G_р$ пересчитывали с учетом ширины лотка 0,5 *м* на ширину русла $B_р=0{,}3$ *м*).

Для модели с гладкой поймой транспортирующая способность потока в русле больше, чем для модели с шероховатой поймой, что объяснялось большей перестройкой поля скоростей и более интенсивным вихреобразованием во втором случае.

В результате взаимодействия потоков русла и поймы расход донных наносов также уменьшался, то есть кинематический эффект снижал транспортирующую способность потока.

При односторонней пойме $B_п=250$ *см* ширина основного русла $B_р=100$ *см* и средняя глубина потока в бровках $h_б=5$ *см*. Кинематический эффект при выходе потока на пойму проявлялся слабее,

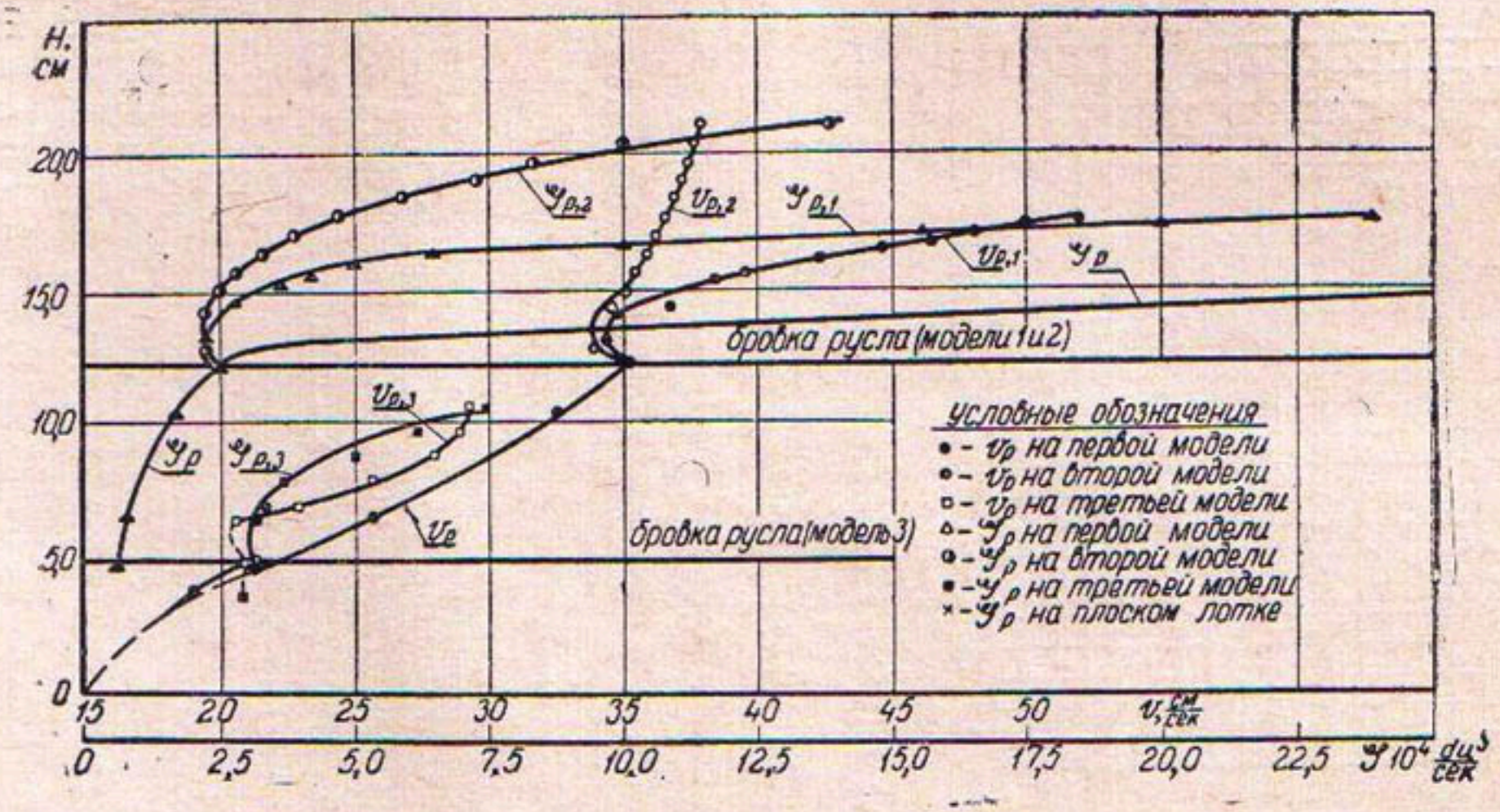


Рис. 2. График зависимости $V_р$ и $G_р$ от отметки поверхности воды H в бытовых условиях.

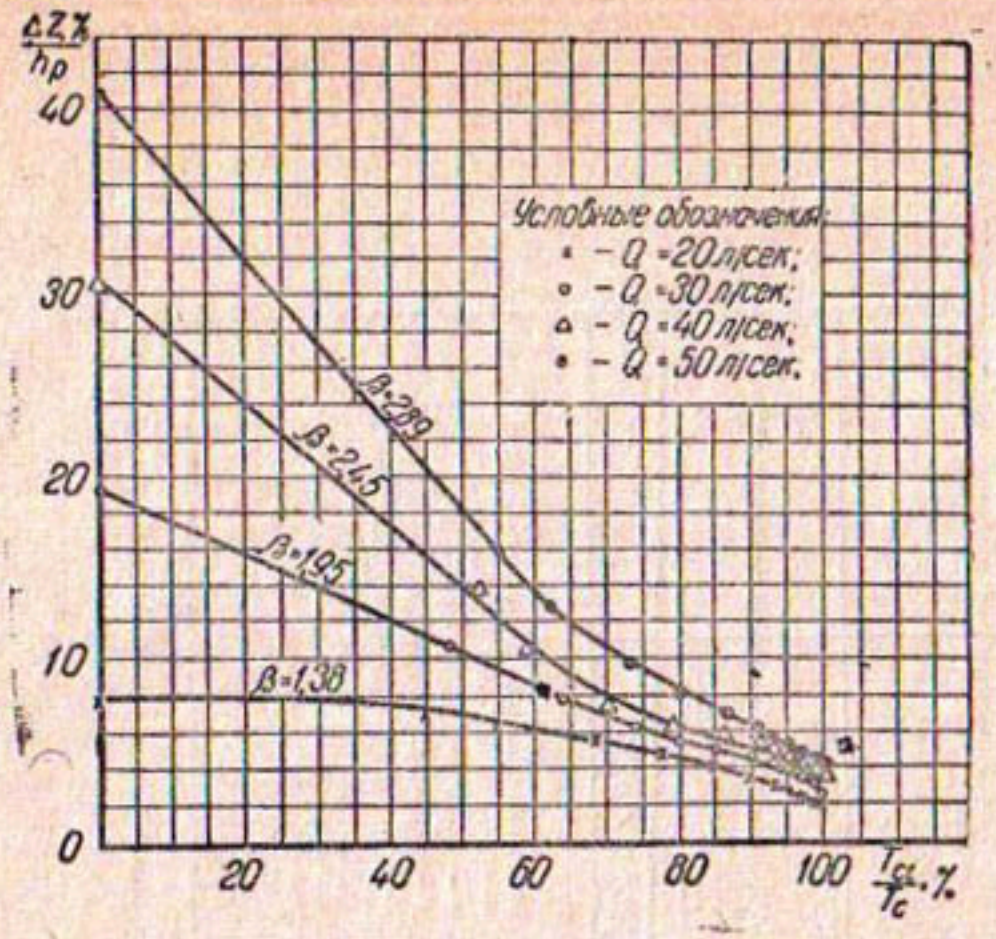


Рис. 3. График зависимости $\frac{\Delta z}{h_р}$ от относительной глубины размыва $\frac{T_{ct}}{T_c}$ при различных значениях стеснения

$$\beta = \frac{Q}{Q_р} \text{ и } \frac{B_c}{B_р} = 1 \quad \text{— без срезки.}$$

и влияние его на транспортирующую способность уменьшалось (рис. 2). Зависимость средней скорости потока $v_р$ и расхода донных наносов $G_р$ в основном русле от отметки поверхности воды H примерно такая же, как для плоского потока.

При выходе потока на пойму наблюдался кинематический эффект, то есть уменьшение средней, а также местных скоростей в размываемом русле, для моделей с различным соотношением $\frac{B_р + B_п}{h_{ср}}$ и искажением линейных масштабов.

При выходе потока на шероховатую пойму в первом цикле опытов, где наиболее сильно проявлялся кинематический эффект, характер процесса размыва искусственно сжатого русла изменялся.

При $B_c = B_р = 2B_р$ без срезки и $Q = 20$ *л/сек* — кривая изменения относительной глубины размыва $\frac{T_{ct}}{T_c}$ (T_{ct} , T_c — соответственно средняя глубина потока на периоды времени t и $t_c = 10$ *ч*) ниже остальных кривых при расходах $Q = 30 \div 50$ *л/сек*, когда кинематический эффект при выходе потока на пойму в бытовых условиях уменьшался.

Особенно это явление сказывается на характере изменения подпора (повышение отметок свободной поверхности потока против бытовых) перед сооружением в процессе размыва искусственно сжа-

того русла. Кривая изменения относительного подпора $\frac{\Delta z}{h_р}$ [Δz — максимальный подпор перед сооружением на расстоянии 0,9 ($B_р$ + $+B_н$)] от относительной глубины размыва $\frac{T_{ct}}{T_c}$ для наименьшего расхода $Q=20$ *л/сек* обращена выпуклостью вверх (рис. 3), остальные такие же кривые для $Q=30 \div 50$ *л/сек* — выпуклостью вниз.

В процессе размыва искусственно сжатых русел на гидравлических моделях изучали также рельеф свободной поверхности стесненного потока.

Стеснение речного потока вызывает потерю энергии, происходящую в процессе расширения потока ниже сужения. В результате этого повышаются отметки свободной поверхности воды выше стесняющего сооружения.

Зону деформации свободной поверхности воды, связанную со стеснением, можно подразделить на следующие участки: подпора в верхнем бьефе, сжатия, растекания в нижнем бьефе и перехода к бытовым условиям (конец зоны влияния стеснения).

Подпор перед сооружением в основном зависит от степени стеснения потока, размыва в сжатом русле, внецентренности расположения сооружения с нижним участком русла или поймы (за стеснением), угла между сооружением и направлением течения потока, типа и откосов устоев, дамб, перекрывающих часть потока на пойме.

Для изучения формы свободной поверхности потока до размыва при заданном расходе воды дно размываемого русла закрепляли цементной коркой. Эта методика была проверена сравнительными экспериментами по определению шероховатости размываемого и закрепленного дна русла. Коэффициенты шероховатости для размываемого и жесткого дна с одинаковым грядовым рельефом оказались весьма близкими. Размываемое русло при стеснении потока выполняли из люберецкого песка, а также из вольского песка $d=0{,}67$ *мм* и мелкой гальки $d=5{,}2$ *мм* и двух различных грунтов по глубине (серия 18, таблица 2). Расходы воды всего потока Q изменялись от 5 до 120 *л/сек*. Продолжительность непрерывных опытов при стеснении потока принята от 11 до 251 *ч*, что давало возможность детально проследить развитие размывов во времени [11]. Ширина стесненного потока B_c равнялась $B_р$, $1{,}35B_р$; $2B_р$.

Часть опытов (при $B_c=1{,}35B_р$ и $2B_р$) выполнена с предварительным удалением верхней части грунта с поймы (срезкой поймы). В первом и втором циклах опытов (серии 5—10) длина срезки в верхнем и нижнем бьефах соответственно $l_{с.в}=0{,}64$ *м* и $l_{с.н}=0{,}56$ *м* при коэффициенте откоса $m=0{,}4$, для второго цикла опытов $l_{с.в}=1{,}45$ *м* и $l_{с.н}=1{,}5$ *м* при $m_в=2$ (в верхнем бьефе) и $m_н=2{,}5$ (в нижнем бьефе) (серии 11, 12) и в третьем цикле опытов $l_{с.в}=1{,}2$ и $l_{с.н}=1$ *м* при $m_в=2$ и $m_н=0$.

Для исследования влияния протекания воды в сужении на рельеф свободной поверхности и в бьефах, а также на процесс размыва

Таблица 2

Характеристики гидравлических русловых моделей

Циклы опытов	Серии опытов	$B_р$, *см*	$B_с$, *см*	*Q*, *л/сек*	*d*, *мм*	Наличие срезки; пойма
I	1	30	Бытовые условия	5, 10, 12, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100	0,24	Без срезки и при двухсторонней пойме $B_п = 320$ *см*
	2	30	30	20, 30, 40, 50	Русло закреплено	То же
	3	30	30	20, 30, 40, 50	0,24	» »
	4	30	60	20, 30, 40, 50	0,24	» »
	5	30	40	20, 30, 40, 50	0,24	Со срезкой и при двухсторонней пойме
	6	30	60	20, 30, 40, 50	Русло закреплено	То же
	7	30	60	20, 30, 40, 50	0,24	» »
	8	30	60	20, 30, 40, 50	0,67	» »
	9	30	60	30, 50, 60, 80	5,2	» »
II	10	30	60	50, 80, 100	5,2	» »
	11	30	60	50, 60, 80, 100	5,2	» »
	12	30	60	20, 30, 50, 80	0,24	» »
III	13	100	Бытовые условия	7, 10, 5, 20, 30, 45, 60, 75, 90	0,24	Без срезки и при односторонней пойме $B_п = 250$ *см*
	14	100	100	20, 30, 45, 60, 90	0,24	Со срезкой и при односторнней пойме $B_п = 250$ *см*
	15	100	100	45	0,24	То же
	16	100	100	90, 120, 150	5,2	» »
	17	70	70	120	5,2	» »
	18	70	70	120	Сверху песок $d = 0,24$ *мм*, ниже, на глубине 4,5 *см*, галька $d = 5,2$ *мм*	» »
	19	70	70	120	5,2	» »

стесненного русла на гидравлических моделях поставлены различной длины струенаправляющие дамбы эллиптического очертания Проекции этих дамб на нормали к оси стесняющего сооружения в опытах следующие: в верхнем бьефе $a_в = 0{,}29$ *м*, в нижнем $a_н = 0{,}21$ *м* (серия 2—9, цикл 1), $a_в = 1{,}03$ *м*, $a_н = 0{,}53$ *м* (серия 10—12, цикл II); $a_в = 0{,}66$ *м*, $a_н = 0{,}86$ *м* (серия 13—19, цикл III).

В проведенных опытах максимальная отметка свободной поверхности потока до и после размыва наблюдалась в створе на расстоянии 0,65 $(B_р + B_п)$ от оси сжатого сечения, близко совпадающего с осью дамб, стесняющих поток.

Наблюдаемая до размыва при закрепленном цементной коркой русле картина растекания потока в нижнем бьефе за стеснением значительно изменялась в процессе размыва. Во второй серии опытов ($B_с = B_р$) при закрепленном русле на пойме в нижнем бьефе образовались застойные зоны и только в русле наблюдалось параллельноструйное течение. При ширине стесненного потока $B_с = 2B_р$ *см* — без срезки (серия 6) застойные зоны несколько уменьшились.

В результате размыва во всех опытах (примерно через 15 *мин* от начала опыта) наблюдались примерно одинаковые картины растекания поверхностных струй, которые не изменялись и сохранялись до практической стабилизации деформаций искусственно сжатых русел $t_с = 10$ *ч*. Но конец зоны растекания в нижнем бьефе сооружения перемещался в процессе размыва и в период его практической стабилизации в сжатом русле находился на различном расстоянии от оси стесняющего сооружения в зависимости от $B_с$, $B_р$ и срезки.

В первом цикле опытов после размыва при $B_с = B_р$ и $B_с = 1{,}35B_р$ — без срезки конец зоны растекания наблюдался на створе 11,3 *м* и при $B_с = 2B_р$ — при срезке — на створе 10,5 *м*. При срезке в опытах $B_с = 2B_р$ картина протекания потока менялась только в створах стесняющего сооружения, а в опытах без срезки при таком же стеснении на неразмываемой части поймы в этой зоне образовывались застойные зоны.

Следовательно, срезка положительно влияла на протекание потока в сжатом сечении.

В опытах со срезкой наблюдался также вынос части грунтов из подмостового русла на пойму, которые ярко вырисовывали картину донных токов, ограничивающих застойную зону в нижнем бьефе и не совпадающих с поверхностными (рис. 4). Со стороны верхнего бьефа поверхностный ток, ограничивающий застойную зону, параллелен стесняющей дамбе, и характер поверхностных токов в верхнем бьефе не изменялся в процессе размыва.

Скорости поверхностных токов в верхнем бьефе $v_в \cong 0{,}05$ *м/сек* и в нижнем — $v_н \cong 0{,}25$ *м/сек* незначительно изменялись в процессе размыва для опытов третьего цикла.

На основе экспериментальных исследований рельефа свободной поверхности при стеснении потока получены значения поперечных

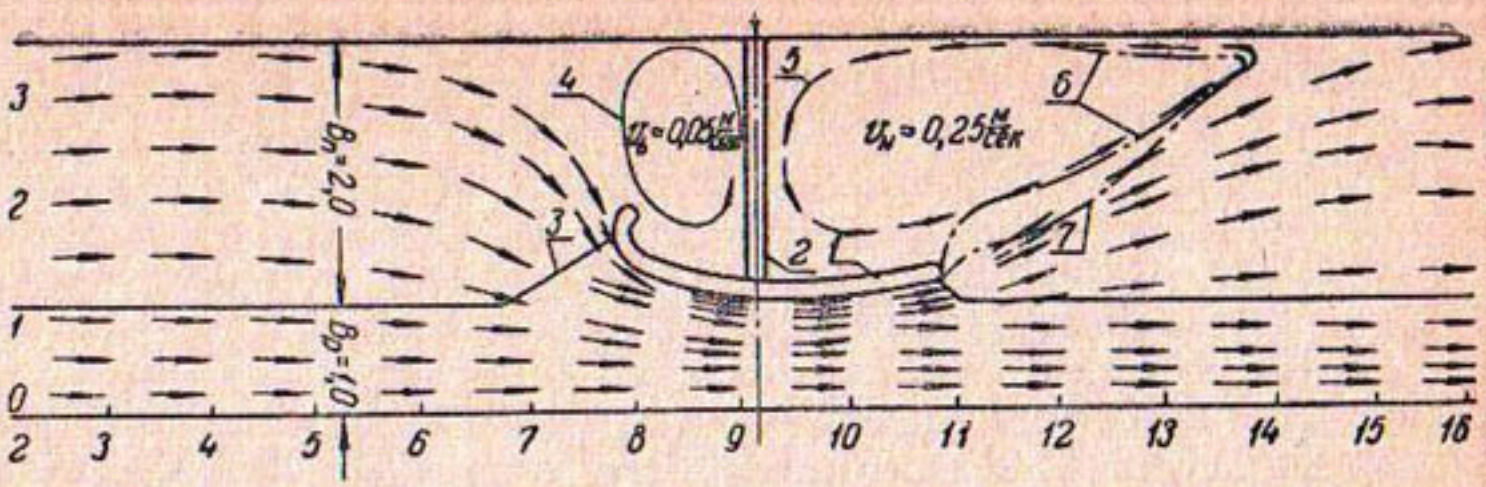


Рис. 4. Картина растекания поверхностных токов в третьем цикле опытов:

1 — струенаправляющая дамба; *2* — подходная насыпь; *3* — срезка; *4* — верхний поверхностный ток с верховой стороны стеснения; *5* — то же, с низовой; *6—7* — контур грунта, вынесенного на пойму соответственно на периоды t_i=10 ч и t=1 ч.

уклонов в районе стеснения до и после размыва. В бытовых условиях поперечные уклоны потока имели примерно нулевое значение.

В таблице 3 приведены значения характерных поперечных уклонов для первого цикла опытов (i_1, i_2 — поперечные уклоны на пойме; i_3, i_4 — поперечные уклоны на ширине русла (при двухсторонней симметричной пойме $i_1=i_2$; $i_3=i_4$).

Таблица 3

Поперечные уклоны (в промилле) в районе стеснения (первый цикл опытов)

Q, *л/сек*	Створ 7 *м*		Створ 8,85 *м*	Створ 9,1 *м*	Створ 9,35 *м*	Створ 11 *м*	Примечание
	$i_1=i_2$	$i_3=i_4$	$i_1=i_2$	$i_3=i_4$	$i_1=i_2$	$i_1=i_2$	
20	0,6	1,3	3,5	9,0	0		
30	0,9	2,2	7,3	16,0	0	—0,9	До размыва
40	1,3	3,0	11,0	22,0	0		
50	1,6	4,0	15,0	27,0	0		
20	0,6	0	4,0	4,5	0,6	1,0	После размыва (t_c = 10 ч)
30	0,8	0	4,7	5,8	0,6	1,4	
40	1,0	0	5,3	7,0	0,6	1,7	
50	1,2	0	6,0	8,0	0,6	2,0	

Анализ данных, приведенных в этой таблице, показал, что до размыва поперечные уклоны значительно выше у стесняющих дамб с верховой стороны (створы 8,85 и 9,1 *м*). В процессе размыва поперечные уклоны i_1 и i_2 в створе максимального подпора (створ 7 *м*) оставались постоянными на пойме при расходе воды на модели Q=20 *л/сек*, когда наблюдался кинематический эффект в бытовых условиях при выходе потока на пойму, и уменьшались для $Q=30 \div 50$ *л/сек*. В русле i_3 и i_4 уменьшались до нуля в связи с падением подпора. У стесняющих дамб с низовой стороны (створ 9,35 *м*) до размыва $i_1=i_2=0$, а после размыва эти поперечные уклоны i_1 и i_2 —

в два раза меньше продольного уклона водной поверхности и дна модели в бытовых условиях I, то есть $i_1=i_2=0{,}5I$. Это соотношение подтверждается натурными данными измерений поперечных уклонов в районе мостовых переходов [4, 12, 15, 16, 18]. Поперечные уклоны в створе конца зоны растекания на модели до размыва примерно постоянные $i_1=i_2\approx-0{,}0009$ (знак минус показывает, что эти уклоны имеют противоположное направление от оси потока). После размыва направление уклонов изменилось, а величина их зависела от расхода воды на модели.

Поперечные уклоны в районе мостового перехода до размыва также зависели от расхода воды, за исключением створов 9,35 *м* (у стесняющих дамб с низовой стороны), и конца зоны растекания, где устанавливались постоянные уклоны. После размыва, за исключением створа 7 *м* ($i_3=i_4=0$) и створа 9,35 *м* ($i_1=i_2=0{,}6$), поперечные уклоны увеличивались при возрастании расхода.

Хотя в створе конца зоны растекания и ниже устанавливались в среднем по сечению отметки свободной поверхности, близкие к бытовым, но поперечные уклоны значительно отличались от бытовых и только в створе 14,5 *м* наблюдался поперечный уклон, близкий к бытовому на период t_c, когда отметки дна размываемого русла в этом створе приближались к бытовым значениям.

По оси мостового перехода в створе 9,2 *м* для опытов без срезки на ширине отверстия моста отметка поверхности воды примерно равнялась бытовой отметке, а при срезке наблюдалось повышение отметки на 3—5% против бытовой.

Перед мостом была водная воронка, а за ним — водный бугор. Эта картина впервые отмечена А. М. Фроловым в натурных условиях [18].

Подобие процессов деформации на модели и в натуре связано с подобием между формами речного русла, полем скоростей и рельефом водной поверхности потока. Н. А. Ржаницын [17] считает, что если на модели достигается подобие рельефа водной поверхности с натурой, то будет соблюдаться также подобие в процессе деформации размываемых русел и скоростной структуры потока.

Изучение рельефа водной поверхности в процессе размыва искусственно сжатых русел и сопоставление с натурными данными [4, 12, 15, 16, 18] показало, что при натуральном моделировании (первый и второй циклы опыта) и при геометрически подобной модели (третий цикл опытов) характер протекания стесненного потока на модели подобен натуре.

Линейные характеристики стесненных сооружений (размеры и очертание струенаправляющих дамб, размеры и заложение откосов срезки, ширина отверстия B_c) не влияли на рельеф свободной поверхности стесненного потока и процесс размыва искусственно сжатых русел во времени. Но характер распределения продольных скоростей в сжатом сечении изменялся в зависимости от размеров и заложения откосов срезки и мало зависел от размеров и очертаний струенаправляющих дамб.

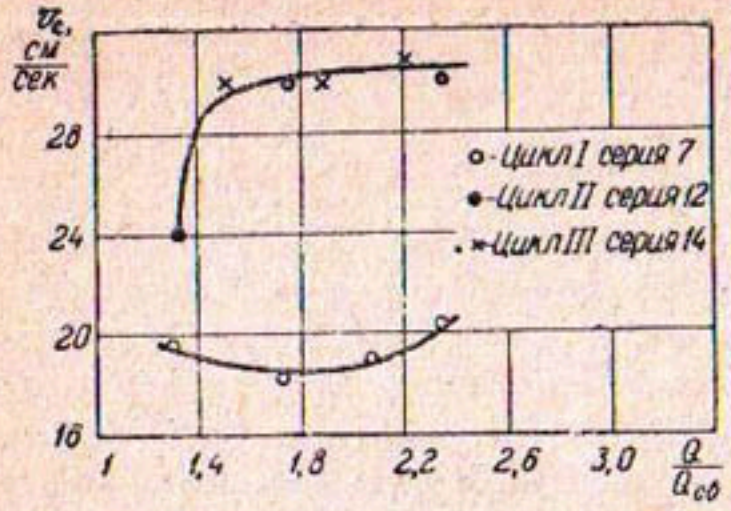


Рис. 5. График зависимости v_c от $\frac{Q}{Q_{сб}}$ на период полуразмыва при $d=0{,}24$ *мм*.

Для характеристики распределения скоростей в створе перехода составлены изотахи до размыва на 9 и 125 *ч* от начала опыта. Если до размыва в створе перехода не имелось никаких зон отжима, то в результате размыва ($t=9$ *ч*) возникали отжимы с обеих сторон (13% площади), причем через 125 *ч* от начала опыта размеры этих зон возрастали до 25%.

Можно было предположить, что отжимы связаны либо с недостаточно благоприятным очертанием струенаправляющих дамб, либо с наличием довольно крутых откосов неразмываемых срезок. Для установления причин отжимов и их ослабления выполнены опыты с длинными дамбами (проекции этих дамб $a_{II}=1{,}03$ *м* и $a_{II}=0{,}53$ *м*) и различной длиной срезки (цикл II). Размеры и очертания этих дамб определялись экспериментально на модели так, чтобы исключить зоны отжима в сжатом сечении.

При длинных дамбах и срезке в опытах II и III цикла зоны отжима в сжатом сечении отсутствовали. Удлинение дамб при той же срезке во II цикле опытов не изменило характера распределения скоростей в сжатом сечении в процессе размыва. При увеличении размеров и заложений откосов срезки во II цикле (серия 12) и III цикле (серия 14) отжимные зоны отсутствовали и повысилось значение средней скорости потока в сжатом сечении после размыва v_c (рис. 5).

Различные способы моделирования руслового процесса при стеснении потока незначительно влияли на характер процесса размыва и на величину скоростей v_c.

Процесс деформации в нижнем бьефе водопропускных трубчатых сооружений. Экспериментальные исследования процесса деформаций в нижнем бьефе водопропускных трубчатых сооружений для создания наиболее рациональных типов выходных русел с гасителями выполнялись Г. Я. Волченковым на полупространственной и пространственной моделях дорожных водопропускных труб круглого сечения, расположенных на небольших водотоках.

Исследования процесса размыва и гидравлики растекающегося потока в нижнем бьефе во времени проводились на моделях трубы диаметром $D_{тр}=10$ *см*, длиной вместе с оголовками 175 *см* при критическом уклоне трубы 0,01 для расчетного расхода $Q_{расч}=4{,}5$ *л/сек*.

Основные данные по опытам на пространственной модели для исследования процесса размыва в нижнем бьефе водопропускных труб приведены в таблице 4.

В знаменателе граф 4—6 таблицы 4 приведены данные, относящиеся к максимальным (расчетным) глубинам размыва на скрытом откосе.

Расходы воды на моделях Q изменялись в пределах от 2,25 до 11,2 *л/сек*. В первых трех опытах первого цикла выходное русло по всей длине было размываемым, а в остальных опытах на расстоянии 1,2 *м* от выходного оголовка закреплено на длине 1,1 *м*.

Размываемое выходное русло во всех опытах выполнялось из люберецкого песка $d=0{,}24$ *мм*, а в трех последних опытах (таблица 4) — из мелкой гальки $d=5{,}2$ *мм*.

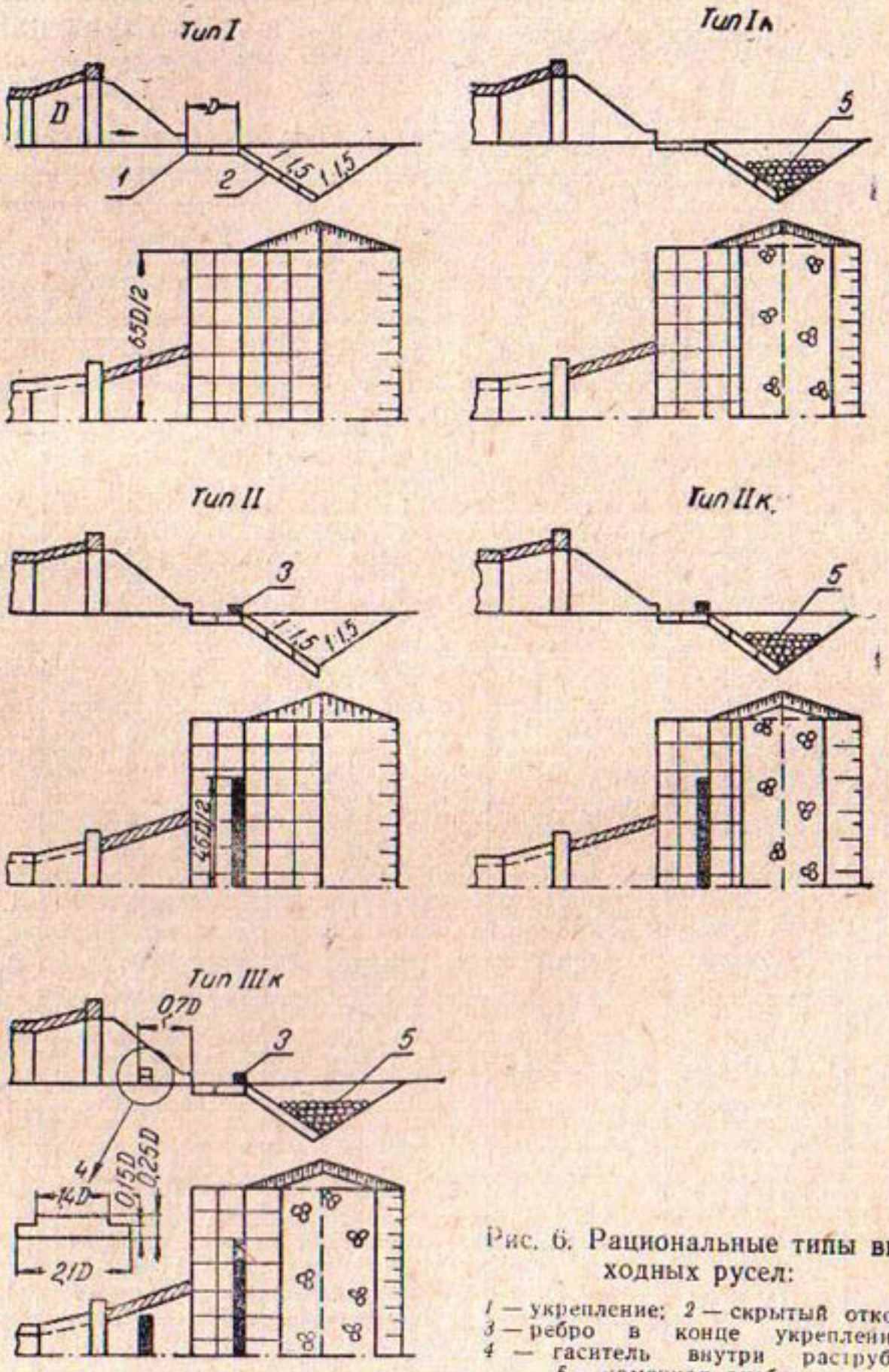


Рис. 6. Рациональные типы выходных русел:

1 — укрепление; *2* — скрытый откос; *3* — ребро в конце укрепления; *4* — гаситель внутри раструба; *5* — каменная рисберма.

В результате исследования влияния размеров укрепления скрытого откоса, объема каменной наброски и типа гасителя на величину максимальной глубины размыва $T_{макс}$, на глубины размыва по боковым граням, а также на равномерность распределения глубин размыва по ширине установлены рациональные типы выходных русел (рис. 6) [7].

В процессе экспериментальных исследований изучалось также влияние полупространственности симметричной модели водопропускного сооружения и гидрографа паводка на процесс размыва в нижнем бьефе.

Сравнение характера растекания потока и рельефа дна в нижнем бьефе, процесса размыва во времени, а также значений на по-

Таблица 4

Характеристики пространственной модели для исследования процесса размыва в нижнем бьефе водопропускных труб

Тип выходного русла	Расход Q, *л/сек*	Продолжительность опыта t, *ч*	Максимальная глубина размыва в конце опыта $T_{макс}$, *см*	Максимальная глубина размыва при стабилизации $T_{макс\ пр}$, *см*	Время полуразмыва t_0, *ч*
1	2	3	4	5	6
I	11,2	2,0	34,0	—	—
	4,5	25,75	28,7	—	—
	2,25	8,5	14,6	15,5	0,03
	4,5	7,25	17,8	18,0	0,023
	6,75	3,75	21,0	21,2	0,014
	9,00	4,00	24,5	29,0	0,07
	11,2	2,5	23,0	24,0	0,0036
I к	2,25	4,3	7,0/3,0	13,2/3,5	4,1/0,155
	4,5	4,0	11,0/9,8	—/10,2	—/0,0074
	6,75	2,5	12,2	12,5	0,00275
	11,2	3,5	16,8	17,5	0,0049
II	2,25	2,2	14,2	16,3	0,5
	4,5	6,0	19,0	20,0	0,045
	6,75	3,5	18,5	21,0	0,056
	11,2	3,5	15,1	16,3	0,05
II к	2,25	3,5	9,0/4,0	10,0/6,2	0,0135/0,79
	4,5	2,0	15,1/9,7	16,5/12,7	0,018/0,12
	6,75	3,0	16,8/10,5	18,0/11,2	0,017/0,032
	11,2	3,0	15,0/9,5	17,0/10,2	0,015/0,02
I	2,25	2,0	—	—	—
	4,50	2,0	6,0/3,0	—	—
	6,75	2,5	8,5	8,8	0,054
	11,2	2,5	13,3	15,0	0,023
	2,25	5,0	6,0	6,2	0,0082
	4,5	39,0	11,3	11,5	0,005
	11,2				

лупространственной и пространственной моделях показывает правомерность экспериментальных исследований на этих моделях деформаций размываемых выходных русел водопропускных трубчатых сооружений.

Сравнение характера размыва и $T_{\text{кс}}$ для этих типов выходных русел показывает эффективность применения для защиты от размыва ребра в конце укрепления. При этом размыв становится более равномерным по ширине выходного русла по сравнению с размывом в выходном русле (тип I) [4]. Максимальные глубины размыва $T_{\text{макс}}$ для выходного русла типа II*к* примерно в два раза меньше $T_{\text{макс}}$ для типа I*к*.

На пространственной модели изучено влияние времени и переменного расхода (гидрографа паводка) на размыв в нижнем бьефе.

При выходном русле (тип I) без гасителя и наброски процесс размыва во времени продолжается значительно дольше, чем при выходном русле (тип II*к*) с каменной наброской за укреплением и гасителем-ребром длиной 4,6 $Д_{\text{р}}$.

Учитывая продолжительность паводков на небольших естественных водотоках, на модели водопропускной трубы были приняты шесть схематизированных ступенчатых гидрографов, характеристики которых приведены в таблице 5 и на рисунке 7.

Таблица 5

Характеристики ступенчатых гидрографов

Тип	Общая продолжительность, *мин*	Продолжительность опытов (*мин*) при расходах, *л/сек*								
		2,25	4,5	6,75	9,0	11,25	9,0	6,75	4,5	2,25
1	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2	26	2	2	2	2	2	4	4	4	4
3	50	2	2	2	2	2	10	10	10	10
4	54	6	6	6	6	6	6	6	6	6
5	78	6	6	6	6	6	12	12	12	12
6	150	6	6	6	6	6	30	30	30	30

Для исследования процесса размыва при пропуске схематизированных гидрографов паводков на модели последовательно устанавливались расходы (табл. 5) на вспомогательной части и затем пропускались через рабочую часть.

Наибольшая величина $T_{\text{макс}}$ обычно наблюдается на спаде паводка (рис. 7).

Сопоставление глубин размыва, полученных при пропуске гидрографов паводка и при постоянном $Q_{\text{макс}} = 11{,}2$ *л/сек*, показывает, что для выходного русла типа I максимальные глубины размыва в случае пропуска гидрографа паводка гораздо меньше, чем при пропуске постоянного расхода $Q_{\text{макс}}$.

В выходном русле типа I*к* после пропуска гидрографов глубины размыва $T_{\text{макс.}t}$ достигают примерно 0,8 $T_{\text{макс}}$ при постоянном рас-

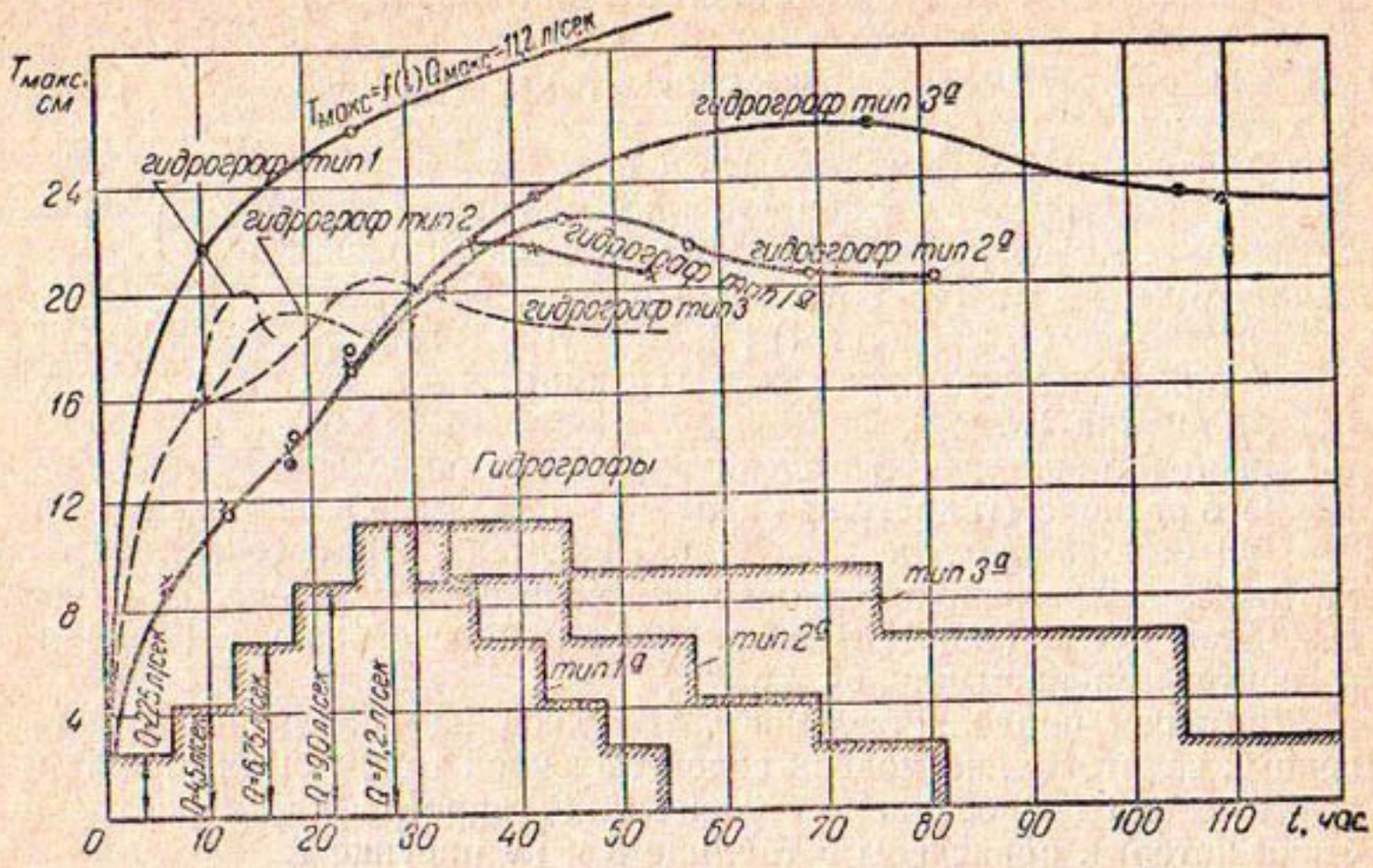


Рис. 7. График $T_{макс}=T_{макс}(t)$ при пропуске различных типов гидрографов в выходном русле типа 1.

ходе $Q_{макс}$ за тот же период, при более мощном выходном русле составляют 0,85—0,87 $T_{макс}$.

Для малых водопропускных сооружений необходимо учитывать время прохождения расчетного гидрографа паводка, особенно при слабых выходных руслах и при условии занесения ямы размыва в нижнем бьефе.

Подобие процессов общего размыва в искусственно сжатых руслах и местного размыва в нижнем бьефе водопропускных трубчатых сооружений во времени. На основании экспериментальных исследований процесса общего размыва в искусственно сжатых руслах получен обобщенный график зависимости безразмерных характеристик размыва и времени (рис. 8, *а*).

Для приведения глубины размыва в сжатом русле T_{ct} и времени t, в течение которого происходил этот размыв на модели, к безразмерным характеристикам использованы глубины предельного размыва $T_{с.пр}$ (глубина при стабилизации размыва) и время полуразмыва t_0. Кривая изменения глубины размыва во времени имеет асимптотический характер, и, следовательно, $T_{с.пр}$ может быть достигнуто за бесконечно большой промежуток времени и представляет собой предел, к которому стремится кривая $T_{с.пр}=T_{с.пр}(t)$.

Поэтому время стабилизации размыва $t_{пр}\to\infty$ и для приведения времени t к безразмерному виду условно использовали время t_0, при котором глубина размыва T_{ct} равна 0,5 $T_{с.пр}$. С помощью

графического приема, предложенного Н. Н. Чегодаевым, были получены $T_{с.пр}$ и t_0. Для этого по каждой серии опытов в логарифмических координатах построены зависимости $T_{сt}=T_{сt}(t)$ и точки с этих графиков перенесены на восковку для получения плавной обобщенной кривой. При переносе точек не допускался поворот осей координат. При этом предположили, что все кривые $T_{сt}=T_{сt}(t)$ описаны уравнением одного порядка.

Используя опыт продолжительности 251 *ч* и экстраполируя эти данные на восковке, прочерчивали горизонтальную прямую, соответствующую уровню предельного размыва. Совмещая каждую полученную кривую с обобщенной кривой на восковке, находили величину $T_{с.пр}$ и время t_0, соответствующее глубине размыва, равной $0{,}5\,T_{с.пр}$.

Используя значение $T_{с.пр}$ и t_0, получили безразмерные характеристики $\eta=\frac{T_{сt}}{T_{с.пр}}$ и $\tau=\frac{t}{t_0}$ и уравнение $\eta=1-\frac{1}{\tau^{0,5}+1}$ (рис. 8, *а*).

Сопоставление глубин размыва, полученных с помощью обобщенного графика, дало отклонение от опытных данных всего на 3—4%.

Для определения t_0 получен безразмерный параметр $\varphi=\left(\frac{gt_0^2}{d}\right)^{0,25}$ и график (рис. 9) $\varphi=\varphi\left(\frac{Q}{Q_{сб}}\right)$, где $Q_{сб}$ — расход, проходящий на ширине отверстия в бытовых условиях.

При наименьших расходах воды, когда наблюдается явление кинематического эффекта, время полуразмыва t_0 в искусственно сжатых руслах подчиняется другой закономерности (пунктирная линия на рис. 9).

Для получения t_0 и $T_{с.пр}$ в натурных условиях можно использовать масштаб времени [1, 6, 13]. Кроме того, $T_{с.пр}$ можно получить по формулам [3].

На полученную кривую (рис. 8, *а*) наложены данные опытов, проведенных при самых различных стеснениях, расходах, грунтах, формах дамб, срезках и отверстиях. Кроме того, на эту же кривую нанесены данные о процессе размыва искусственно сжатого русла (натурные условия, р. Лопасня).

Следовательно, в искусственно сжатых руслах существует достаточно устойчивая связь относительных характеристик глубины размыва и времени.

Описанным выше способом получали зависимость местного размыва в нижнем бьефе водопропускных трубчатых сооружений (рис. 8, *б*) от относительного времени.

Обобщенная зависимость $\eta=1-\frac{1}{\tau^{0,5}+1}$ для местного размыва показывает, что и в случае местного размыва на выходах из трубчатых сооружений зависимость относительного размыва от относительного времени подчиняется тому же закону, что и в общем размыве искусственно сжатых русел.

а

$\frac{\tau_{cx}}{\tau_{cx0}}$

0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0

0,01 0,02 0,03 0,04 0,05 0,06 0,07 0,08 0,09 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0 2,0 3,0 4,0 5,0 6,0 7,0 8,0 9,0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 $\frac{l}{l_0}$

Грунт	Отверстие моста B_c	Условные обозначения
Песок поверхностный	$B_c = B_p$	○
	$B_c = 1,35 B_p$	▽
	$B_c = 2 B_p$	●
Песок вальский	$B_c = 2 B_p$	×
Гравий	$B_c = 2 B_p$	▲
	$B_c = 2 B_p$ (срезка II) дамбы-тип I	□
Песок лессовидный	$B_c = 2 B_p$ цикл III	△
Песок разнозернистый $d = 0,5$ мм	р. Лопасня $B_c = B_p$	☼

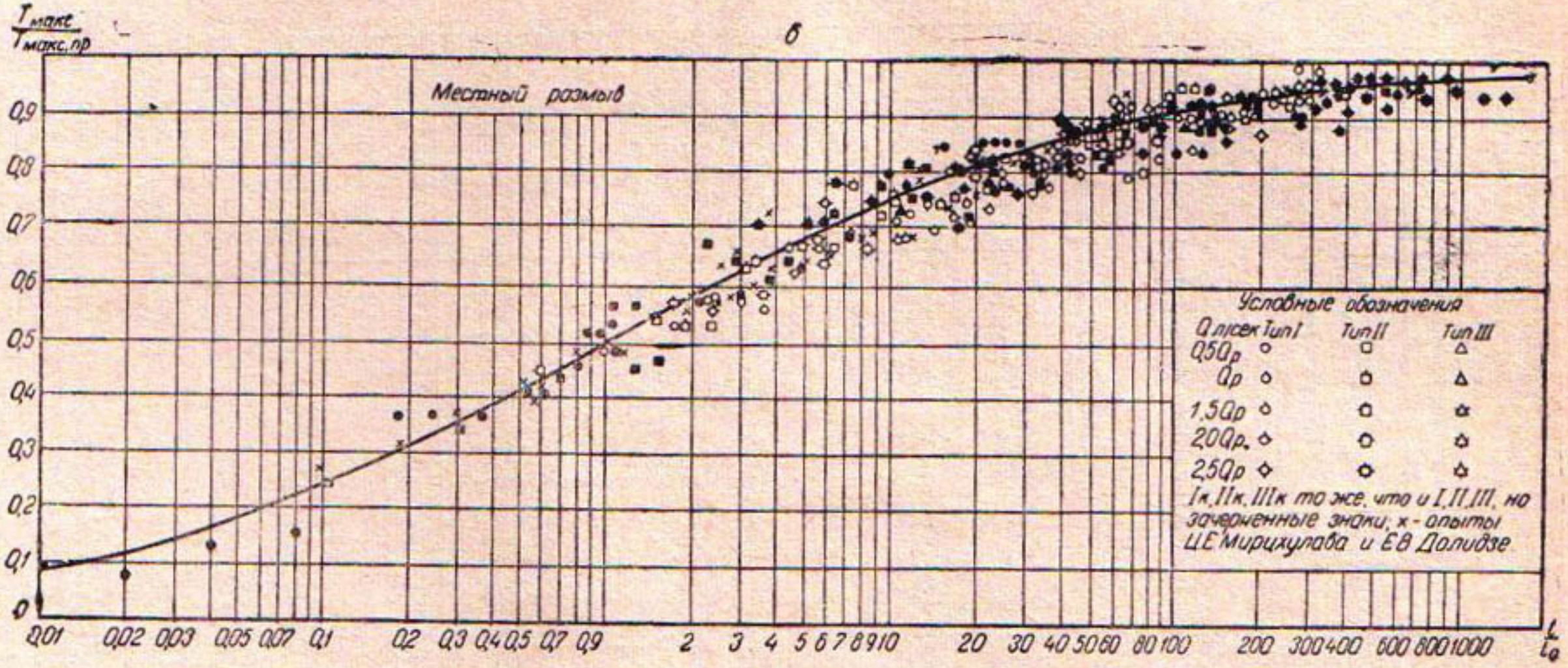


Рис. 8. Обобщенный график относительной характеристики размыва в искусственно сжатых руслах (*а*) и нижнем бьефе водопропускных трубчатых сооружени $\frac{T_{макс}}{T_{макс.пр}}$ (*б*) в зависимости от относительного времени $\frac{t}{t_0}$

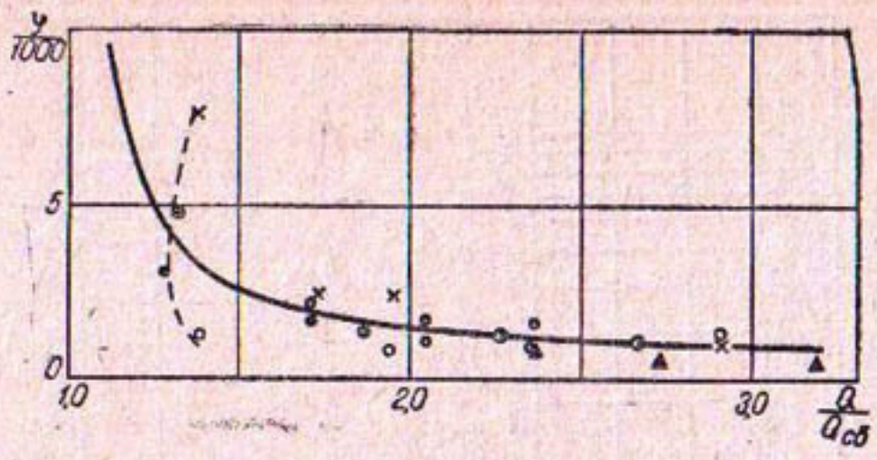


Рис. 9. График $\varphi=\varphi\left(\frac{Q}{Q_{сб}}\right)$.

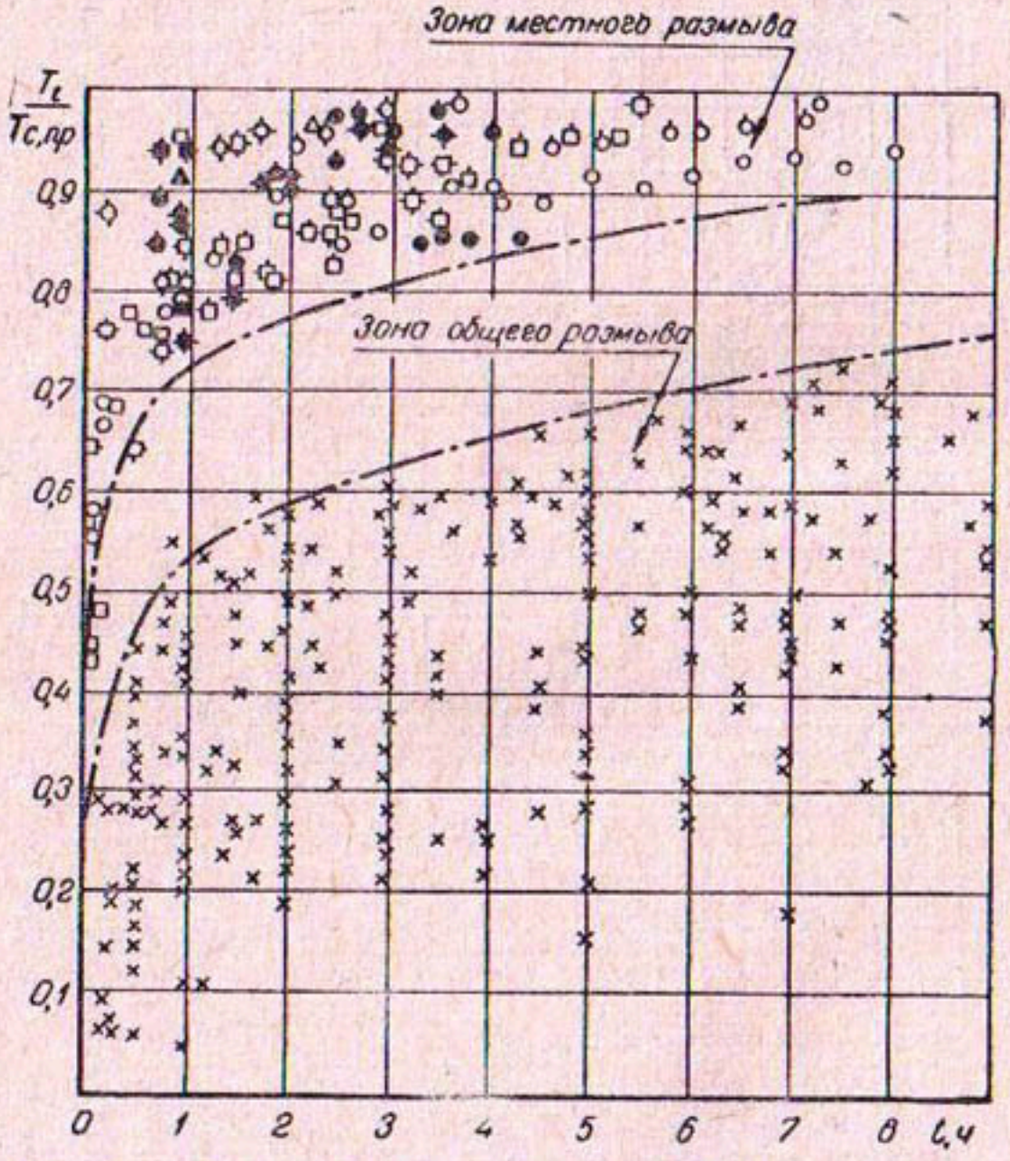


Рис. 10. График относительной глубины размыва во времени (данные опытов по общему размыву обозначены ×, по местному размыву обозначения те же, что и на рисунке 8, *б*).

На графике (рис. 8, *б*) были также нанесены значения глубин местного размыва от падающей струи с консольного водосброса в связных грунтах (опыт Ц. Е. Мирцхулава и Е. В. Долидзе).

Экспериментальные исследования показали подобие динамики общего и местного размыва во времени в безразмерных величинах в лабораторных условиях и натуре.

Относительный же размыв как функция абсолютного времени в явлении общего и местного размыва отличны.

На графике (рис. 10) нанесены точки относительного размыва как функция времени на основе экспериментальных данных по общему размыву искусственно сжатых русел и местному размыву нижнего бьефа водопропускных трубчатых сооружений.

Местный размыв как функция абсолютного времени в начальный момент происходит более интенсивно, чем общий, а далее эта интенсивность становится меньшей, чем у общего, но относительный размыв как функция относительного времени в явлении общего и местного размыва подобен.

Выводы

В результате проведенных экспериментальных исследований процесса размыва в искусственно сжатых руслах и нижнем бьефе водопропускных трубчатых сооружений установлено:

1) процессы общего и местного размывов подобны, поэтому подобрано уравнение для расчета глубины размыва во времени;

2) различные способы моделирования руслового процесса не влияют при стеснениях потоков на рельеф свободной поверхности и характер процесса размыва во времени;

3) при расчете размыва в нижнем бьефе малых водопропускных сооружений необходимо также учитывать гидрограф паводка, как и в искусственно сжатых руслах.

Литература

1. Алтунин С. Т. Моделирование размываемых русел и речных сооружений. Сборник «Русловые процессы». Изд. АН СССР, М., 1958.

2. Алтунин В. С. О кинематических и морфологических закономерностях речного потока. Известия ТСХА, вып. 4. Сельхозиздат, М., 1963.

3. Алтунин В. С. Формулы глубины и скорости потока в подмостовых руслах после размыва. Труды МИИТ, вып. 242. Изд. «Транспорт», М., 1966.

4. Алтунин В. С. Моделирование руслового процесса при стеснении потока сооружениями мостового перехода. Сборник трудов ЦНИИС, вып. 26, М., 1969.

5. Бегам Л. Г., Волченков Г. Я. Предложения об изменении типовых проектов водопропускных труб. Транспортное строительство, № 6. Изд. «Транспорт», М., 1965.

6. Великанов М. А. Русловой процесс. Физматиздат, М., 1958.

7. Волченков Г. Я. О рациональном типе выходных русел дорожных водопропускных труб. Труды ЦНИИС, вып. 18, М., 1966.

8. Железняков Г. В., Алтунин В. С. Влияние кинематического эффекта безнапорного потока на транспорт донных наносов. Изв. вузов, серия «Строительство и архитектура», Новосибирск, 1957.

9. Железняков Г. В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии. Изд. АН СССР, М., 1960.

10. Железняков Г. В. Некоторые особенности движения потока при выходе его на пойму. Сборник «Управление поверхностными и подземными водными ресурсами и их использование». Изд. АН СССР, М., 1961.

11. Железняков Г. В., Бегам Л. Г., Алтунин В. С., Волченков Г. Я. Экспериментальное исследование общего размыва подмостовых русел. Труды МИИТ, вып. 242, Изд. «Транспорт», М., 1967.

12. Латышенков А. М. Вопросы гидравлики искусственно сжатых русел. Стройиздат, М., 1960.

13. Леви И. И. Моделирование гидравлических явлений. Госэнергоиздат, М., 1960.

14. Матвеев К. В., Муромов В. С., Волченков Г. Я. Гашение энергии и размывы в отводных руслах водопропускных труб. Труды МИИТ, вып. 176. Изд. «Транспорт», М., 1963.

15. Михайлов М. В Подпор и поперечные уклоны в районе мостовых переходов. Бюллетень Союзтранспроекта, № 3—4, М., 1940.

16. Наставление по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки. Изд. Главтранспроекта, М., 1961.

17. Ржаницын Н. А. Моделирование естественных русловых потоков на размываемых моделях. Сборник «Русловые процессы». Изд-во АН СССР, М., 1958.

18. Фролов А. И. О переходах через водотоки, СПБ, 1912.

ОСОБЕННОСТИ ДВИЖЕНИЯ ПОТОКА В ОТВОДЯЩЕМ РУСЛЕ МАЛЫХ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ СВОБОДНОМ РАСТЕКАНИИ

Н. М. КОНСТАНТИНОВ

(МАДИ)

Малые водопропускные сооружения отличаются тем, что их отводящее русло, как правило, значительно шире водопропускного фронта.

За малыми сооружениями происходит пространственное сопряжение бьефов, для которого малоприменимы многие известные решения двухмерной задачи.

Пространственное сопряжение бьефов характерно многообразием форм, значительно отличающихся друг от друга. Их можно объединить в две основные группы: свободное (полусвободное) растекание потока и сбойные течения. При сбойном течении транзитная струя отклоняется к одному из берегов, образуются большие водоворотные зоны, резко выражена неравномерность скоростей и удельных расходов на большом участке русла ниже сооружения. Сбойное течение, особенно бурного потока, опасно для отводящего русла и самого сооружения.

При свободном (полусвободном) растекании выходящий из сооружения бурный поток симметрично расширяется в отводящем русле. Справа и слева от транзитной струи образуются водоворотные зоны, на границе с которыми возникают ударные волны (косые гидравлические прыжки) AE и BF (рис. 1).

Полусвободное растекание отличается тем, что расширяющийся бурный поток не достигает берегов отводящего русла.

В свободном растекании крайние струи бурного потока встречаются с берегами отводящего русла, резко меняя при этом направление. Возникают волны повышения глубин — ударные волны (косые гидравлические прыжки) AB и CB (рис. 2). Известно [5, 7], что за ударными волнами поток может находиться как в спокойном, так и в бурном состоянии.

Изучению размеров и формы «листа» растекающегося бурного потока, определению глубин и скоростей в пределах него посвящен ряд работ [6, 7, 9 и др.]. Этот вопрос можно считать сравнительно хорошо изученным.

Известны и рекомендации по определению критериев перехода от свободного растекания бурного потока к сбойному течению [1, 2, 3, 4, 6, 8 и др.].

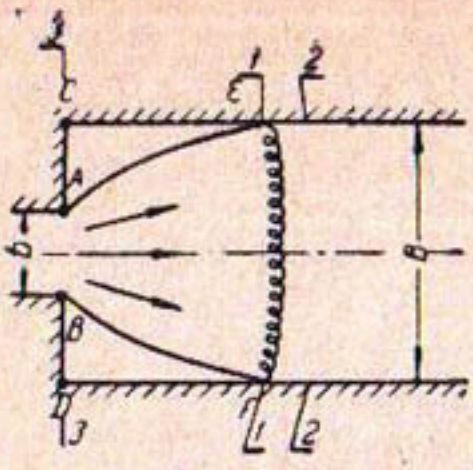


Рис. 1. Предельное положение гидравлического прыжка при переходе от свободного растекания потока к сбойному течению:

1—1, 2—2, 3—3 — поперечные сечения.

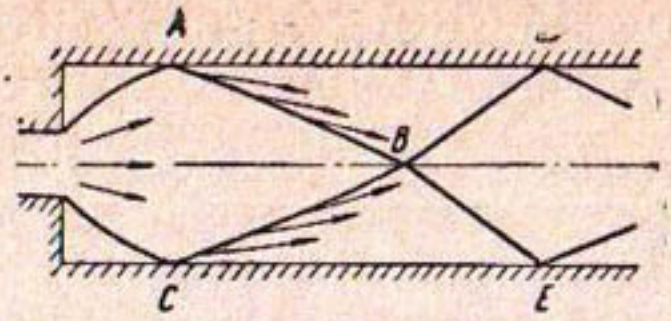


Рис. 2. Линии ударных волн при бурном состоянии потока в отводящем русле.

В настоящей работе рассматриваются условия свободного растекания потока и особенности движения его ниже «листа» бурного потока.

Опыты показывают, что отношение максимальных скоростей к средним колеблется в пределах 1,25—5,18. Неравномерность распределения скоростей сохраняется на значительной длине отводящего русла.

Многие авторы [2, 3, 6 и др.] отмечают, что смена свободного растекания бурного потока сбойным течением соответствует переходу фронтом гидравлического прыжка (см. рис. 1) сечения наибольшего расширения бурного потока *1—1*, где он достигает берегов отводящего русла.

Существует несколько способов [1, 2, 3, 4, 6, 8 и др.] по определению глубины нижнего бьефа, соответствующей моменту смены форм сопряжения бьефов. Большинство из них базируется на уравнении изменения количества движения, примененного к отсеку жидкости (см. рис. 1) между сечениями *3—3* по выходу из сооружения и *2—2* за гидравлическим прыжком. Основная сложность использования таких рекомендаций заключается в том, что для решения задачи нужно принять тот или иной закон изменения глубин вдоль линий *AC* и *BD*.

Сравнение рекомендаций некоторых авторов и опытов показывает, насколько сильно может меняться закон изменения глубин на участках *AC* и *BD*.

В настоящее время можно решить поставленную задачу иначе. По универсальному графику И. А. Шеренкова можно определить скорость и глубину в любой точке растекающегося бурного потока, в том числе и по сечению *1—1*, где начинается гидравлический прыжок.

Применяя уравнение изменения количества движения к отсеку жидкости между сечениями *1—1* и *2—2* и пренебрегая при этом влиянием сил трения и уклона дна на рассматриваемом участке, получаем уравнение:

$$\frac{\alpha_{01} A}{\eta_{ср\,1}} + \eta_{ср\,1}\,\eta_2 = \frac{\alpha_{02} A}{\eta_2} + \frac{\eta_2^2}{2},$$

$$\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}; \quad \eta_{ср\,1} = \frac{h_{ср\,1}}{h_0}; \quad \eta_z = \frac{z}{h_0}; \quad A = \frac{Q^2}{gB^2 h_0^3};$$

h_2 — глубина в отводящем русле в сечении *2—2*;
h_0 — глубина на выходе из сооружения;
$h_{ср1}$ — средняя глубина в сечении *1—1* перед гидравлическим прыжком;
z — координата центра тяжести сечения *1—1* перед гидравлическим прыжком относительно дна;
B — ширина отводящего русла;
α_{01} и α_{02} — коэффициенты Буссинеска для сечения *1—1* и *2—2*.

Величины $\eta_{ср}$, η_z и $\eta_{ср1}$, η_z универсальны и могут быть вычислены заранее с помощью графика И. А. Шеренкова. Если пренебречь в первом приближении влиянием коэффициентов Буссинеска, то в уравнении остается одна неизвестная величина — искомая глубина h_2 нижнего бьефа, при которой происходит переход от свободного растекания к сбойному течению.

Свободное и полусвободное растекание считаются наиболее благоприятными формами сопряжения бьефов малых водопропускных сооружений. При таком сопряжении бьефов бурный поток за сооружением симметрично расширяется, и распределение скоростей в сечении *1—1* максимального его расширения близко к равномерному. Но направление векторов скоростей по сечению *1—1* различно. Как показывают опыты, это приводит к значительной неравномерности распределения скоростей ниже сечения *1—1* в отводящем русле сооружения.

В зависимости от глубины отводящего русла движение потока ниже сечения *1—1* может быть в бурном или спокойном состоянии. От глубины отводящего русла зависит положение фронта ударных волн.

При бурном состоянии потока в отводящем русле ниже сечения *1—1* образуются две ударных волны *AB* и *CB* (рис. 2). За ударными волнами *AB* и *CB* поток снова растекается. На некотором расстоянии образуются новые ударные волны *BD* и *BE* меньшей высоты и т. д.

Такой постоянно затухающий характер наложения ударных волн сохраняется на большой длине отводящего русла. Соударение бурного потока с берегами отводящего русла приводит к резкому увеличению глубины, обрушению части отраженных струй на набегающий поток. Высота ударных волн *AB* и *CB* в точках *A* и *C* наибольшая. По мере удаления от берегов она уменьшается. Поэтому растекание потока ниже ударных волн *AB* и *BC* возможно только от берегов к оси отводящего русла, то есть отклонение всех струй ниже ударных волн *AB* и *CB* оказывается возможным только к оси отводящего русла. Изменение в направлении векторов скоростей на линии фронта ударной волны растет от оси русла к берегам. Это соответственно увеличивает потери энергии и торможение отдельных струек.

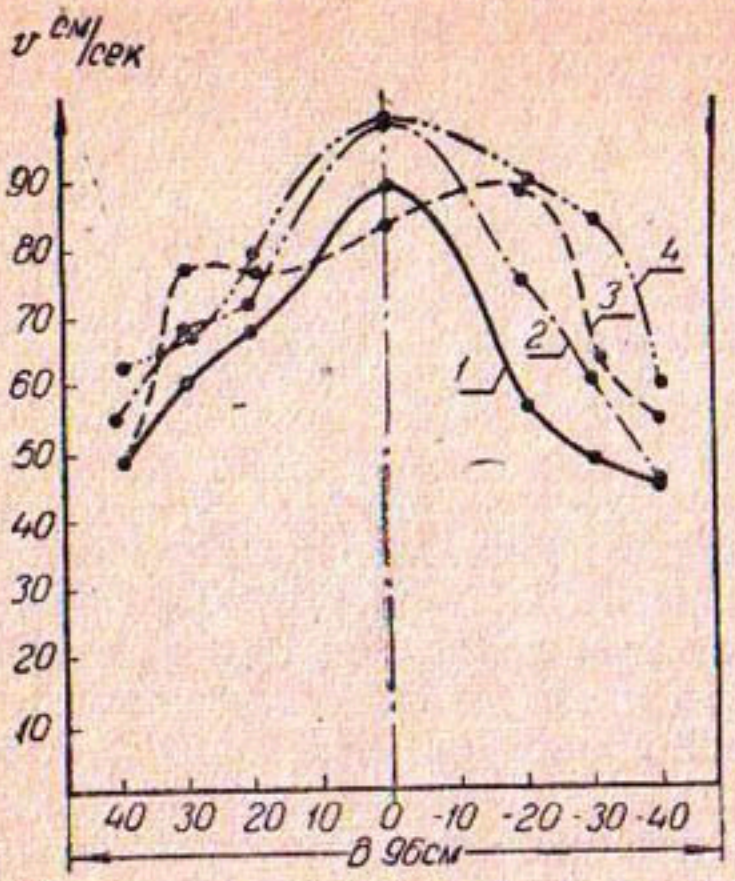


Рис. 3. Эпюры поверхностных скоростей на разном удалении от сооружения:

1 — створ на удалении $x=2{,}8$ *м*; *2* — створ на удалении $x=3{,}5$ *м*; *3* — створ на удалении $x=4{,}5$ *м*; *4* — створ на удалении $x=7{,}5$ *м*.

Аналогичная картина наблюдается и за последующими линиями ударных волн *BE* и *BD* и т. д.

Это приводит к резкой неравномерности распределения скоростей по ширине отводящего русла ниже «листа» растекающегося бурного потока. Свободная поверхность потока в отводящем русле имеет неустойчивый характер с многочисленными повышениями в местах соударения волн и впадинами между ними.

На рисунке 3 показаны эпюры поверхностных скоростей в лотке прямоугольного сечения шириной $B=96$ *см* при свободном растекании. Эпюры даны для сечений, отстоящих на расстоянии $x_1=280$ *см*, $x_2=350$ *см*, $x_3=450$ *см* и $x_4=750$ *см* от выхода из безнапорного прямоугольного отверстия шириной $b=40$ *см*.

Величина максимальной скорости по этим сечениям примерно в два раза превышает минимальную. Даже на расстоянии восьмикратной ширины отводящего русла от выхода из сооружения эпюра скоростей не выравнивается.

Характер эпюр скоростей в отводящем русле зависит и от других факторов. В частности, от величины поперечных уклонов свободной поверхности, сил трения по дну и откосам отводящего русла, интенсивности турбулентного обмена. Эти факторы влияют и на конфигурацию фронта ударных волн.

При спокойном состоянии потока ниже фронта ударных волн также неравномерно распределяются скорости по ширине отводящего русла. Максимальные скорости в этом случае могут быть как на оси отводящего русла, так и у обоих берегов. Характер эпюры определяется конфигурацией фронта ударных волн.

Если гидравлический прыжок образуется ниже линии ударных волн *AB* и *CB* (рис. 4), то максимум скоростей и удельных расходов отмечается обычно на оси отводящего русла. Причины этого в характере изменения векторов скоростей на линии ударных волн *AB* и *CB* (см. рис. 2) и в повышенных у оси скоростях и удельных расходах, за счет чего искривляется фронт гидравлического прыжка, обращенного вогнутой частью к сооружению. Такая форма фронта гидравлического прыжка при небольших поперечных уклонах свободной поверхности к оси русла приводит к перемещению значи-

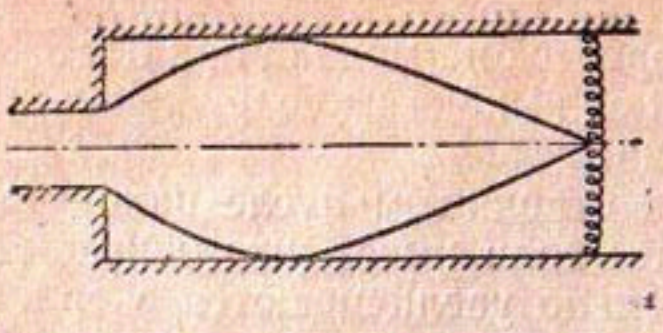


Рис. 4. Фронт гидравлического прыжка ниже «листа» растекающегося бурного потока.

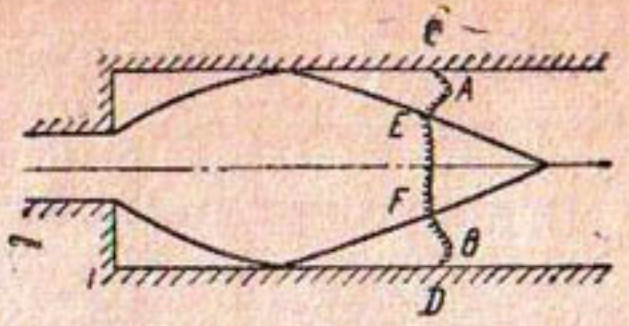


Рис. 5. Фронт гидравлического прыжка в пределах сужающейся части «листа» растекающегося бурного потока.

тельной массы воды вдоль вальца гидравлического прыжка от берегов к середине отводящего русла.

С увеличением глубины нижнего бьефа перемещается фронт гидравлического прыжка в сторону водопропускного сооружения. Если гидравлический прыжок оказывается в пределах сужающейся части «листа» бурного потока (рис. 5), то форма его фронта изменяется. В центральной части между ударными волнами линия прыжка *EF* почти прямолинейна и нормальна к оси отводящего русла. За точками *E* и *F* пересечения с ударными волнами фронт прыжка образует ломаные линии *EAC* и *FBD*.

Распределение скоростей и удельных расходов по ширине отводящего русла резко изменяется. Новая конфигурация фронта гидравлического прыжка создает условия для перемещения основной массы воды, поступающей в центральную часть русла, вдоль вальцов к точкам *A* и *B*. Участки гидравлического прыжка *CA* и *DB* направляют крайние струи потока тоже к этим точкам. Поэтому создаются четко выраженные течения вдоль берегов, берущие начало в точках *A* и *B*. На оси русла скорости резко падают, вплоть до образования обратного течения *.

Неравномерность распределения скоростей по ширине отводящего русла тем выше, чем больше степень расширения потока. Со степенью расширения потока растет и длина участка с неравномерным распределением скоростей.

Свободная поверхность ниже фронта гидравлического прыжка ровная, без заметных поперечных уклонов.

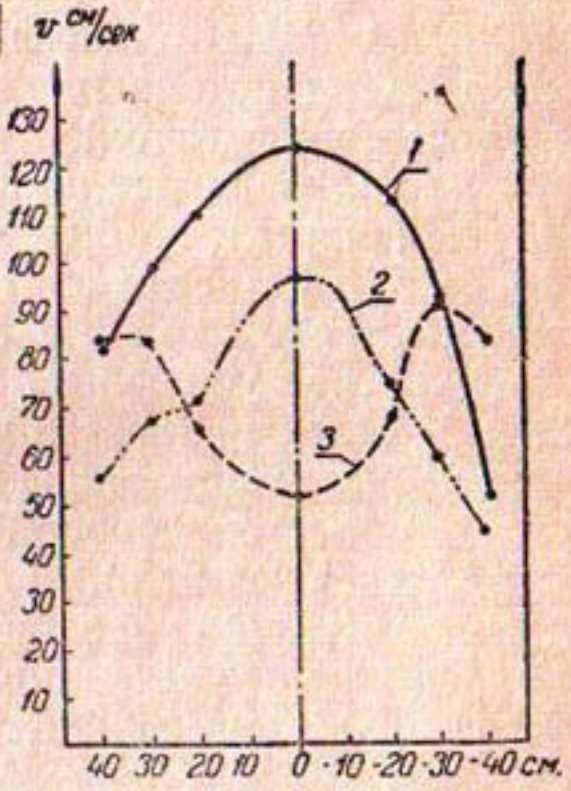


Рис. 6. Эпюры скоростей на удалении $x = 350$ м от сооружения при постоянном расходе и бытовых глубинах:

1 — при 12,8 м; *2* — при 15,0 м; *3* — при 16,0 м.

* Такие случаи наблюдались при двадцатипятикратной степени расширения потока за сооружением.

На рисунке 6 показаны эпюры скоростей на модели при постоянном расходе на расстоянии $x = 350$ *см* от выхода из сооружения при нескольких значениях бытовых глубин.

При глубине $h_5 = 12{,}8$ *см* поток в отводящем русле находится в бурном состоянии, и фронт ударных волн имеет уже описанный выше характер (см. рис. 2). Значительно увеличиваются скорости на оси потока.

При глубине $h_3 = 15$ *см* в конце «листа» растекающегося бурного потока образуется немного вогнутый по ширине отводящего русла фронт гидравлического прыжка (см. рис 4). Фронт ударных волн AB и CB, а также передвижение масс воды вдоль вальца прыжка от берегов к оси формируют максимум скоростей в центральной части отводящего русла.

Повышение глубины в отводящем русле всего на 1 *см*, до $h_3 = 16$ *см*, немного передвигает фронт гидравлического прыжка б...же к выходу из сооружения (см. рис. 5). Но при этом меняется общая конфигурация фронта ударных волн, препятствующая концентрации удельных расходов на оси потока. Наоборот, образуются два мощных течения вдоль берегов, начинающиеся от точек A и B (см. рис. 5).

В лаборатории гидравлики Водоканал НИИпроекта (г. Харьков), кроме распределения скоростей по ширине отводящего русла, автором измерялась пульсация придонных скоростей. Опыты показали, что образующиеся в отводящем русле течения при свободном растекании потока являются одновременно и местом наибольшей пульсации скоростей.

Зарождающиеся по краям выходящей из сооружения струи вихревые шнуры и турбулентный обмен расширяющейся струи с боковыми вальцами создают повышенную пульсацию на границах растекающегося потока. В местах натекания потока на берега пульсация резко увеличивается. От места встречи бурного потока с берегами начинаются ударные волны, часто с высоким дробящимся гребнем, типа вальца гидравлического прыжка. И наконец, линии максимальных скоростей являются одновременно линиями соударения встречных волн.

Увеличение скоростей за счет пульсации достигало 25% *.

На длине участка порядка одной ширины отводящего русла уровень пульсации снижается до нормального (10%).

Выводы

1. Условия образования свободного растекания или потока, или сбойного течения можно определять по уравнению:

$$\frac{\alpha_{01} A}{\eta_{p1}} + \eta_{cp1}\eta_2 = \frac{\alpha_{02} A}{\eta_2} + \frac{\eta_2'}{2}.$$

* В месте образования течения с повышенными скоростями при двенадцатикратном расширении потока в отводящем русле.

2. При свободном растекании потока в отводящем русле за малыми водопропускными сооружениями неравномерно распределяются скорости по ширине отводящего русла. Превышение максимальных скоростей над средними достигает следующих значений:

а) $\frac{v_{max}}{v_{ср}} = 1{,}25 \div 1{,}46$ при отношении ширины отводящего русла к ширине водопропускного сооружения $\frac{B}{b} = 1{,}5$;

б) $\frac{v_{max}}{v_{ср}} = 1{,}76 \div 2{,}21$ при $\frac{B}{b} = 12{,}5$;

в) $\frac{v_{max}}{v_{ср}} = 1{,}83 \div 5{,}18^*$ при $\frac{B}{b} = 25$.

Неравномерность распределения скоростей тем выше, чем меньше глубина в отводящем русле.

3. Форма сопряжения растекающегося бурного потока с бытовым определяет характер и величину неравномерности распределения скоростей в отводящем русле.

4. Неравномерность распределения скоростей в отводящем русле сохраняется на значительной его длине. Эпюра скоростей не выравнивается часто даже на длине, равной десяти ширинам отводящего русла.

5. Неравномерность распределения скоростей усугубляется пульсацией скоростей. Повышение скоростей за счет пульсации достигает 25%.

Литература

1. Абрамов М. З. Определение сопряженных глубин при гидравлическом прыжке в пространственных условиях. Изв. ВНИИГ т. 29, М., 1940.

2. Кузнецов С. К. О сопряжении бьефов при внезапном расширении русла. «Гидротехническое строительство» № 6, М., 1958.

3. Кумин Д. И. Сопряженные глубины гидравлического прыжка в пространственных условиях. «Гидротехническое строительство» № 2, М., 1950.

4. Милещенко Н. Г. Плановая задача гидравлики открытых потоков. Изв. ВНИИГ, том 36, М., 1948.

5. Сухомел Г. И. О движении бурных потоков при обтекании сооружений и при резких расширениях и сужениях русел. Известия Института гидрологии и гидротехники, АН УССР, том 3 (X), 1948.

6. Шварц А. И. О сопряжении бьефов при протекании потоков через безнапорные трубы. «Железнодорожное строительство» № 1, М., 1952.

---

* Наибольшая неравномерность распределения скоростей по ширине отводящего русла получена при полусвободном растекании бурного потока.

РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ И ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕФОРМАЦИИ НИЖНЕГО БЬЕФА РЕГУЛЯТОРА ВОДОДЕЛИТЕЛЬНОГО УЗЛА НА Р. РИОНИ

П. А. ШАТБЕРАШВИЛИ, В. В. САДОМОВА

(ГрузНИИГиМ)

Регулирование стока р. Риони в устьевой части имеет решающее значение в комплексе гидротехнических и мелиоративных мероприятий по осушению и освоению центральной части Колхидской низменности, а также для нормальной эксплуатации Потийского порта, благоустройства г. Поти и направленности береговых процессов.

Осушение Колхидской низменности предусматривало двухстороннее обвалование р. Риони и ее правобережных притоков, чтобы предотвратить разливы паводковых вод. При обваловании в значительной степени нарушается естественный механизм образования пиковых расходов реки.

Максимальные расходы р Риони 0,1%-ной обеспеченности с учетом обвалования расценивались 4000 $м^3/сек$. Бытовое русло в пределах г. Поти пропустить такой расход не могло, это повлекло бы за собой затопление и разрушение города.

Поэтому было решено соорудить вододелительный узел в семи километрах выше устья, регулирующий расход реки между городским руслом и новым руслом — Рион-сбросом.

При строительстве нового сбросного канала в 1939 г. высокий паводок прорвал оставленную естественную перемычку и весь расход реки стихийно устремился по Рион-сбросу. До этого времени р. Риони имела одну дельту в пределах города, с осени 1939 г. образовалось две дельты: старая отмирающая и новая энергично развивающаяся. Старая дельта делится на два рукава, между которыми находится остров Большой. Потийский порт расположен выше северного рукава старой дельты, и морской канал порта обращен к северу. Новое русло Рион-сброса имеет прямолинейную трассу, проходящую севернее города и порта (рис. 1).

В связи с прекращением строительства вододелительного узла р. Риони фактически с 1939 по 1960 г. протекала по Рион-сбросу. В результате этого русло реки в черте города заболачивалось, морской канал заполнялся наносами, выносимыми р. Риони через новую дельту и перемещаемыми морским течением к югу — к входу в порт. Прекращение поступления твердого стока в море через старую дельту вызвало усиленную абразию морского берега острова Большой.

Вододелительный узел, который должен рациональным делением жидкого и твердого стоков реки между сбросом и городским

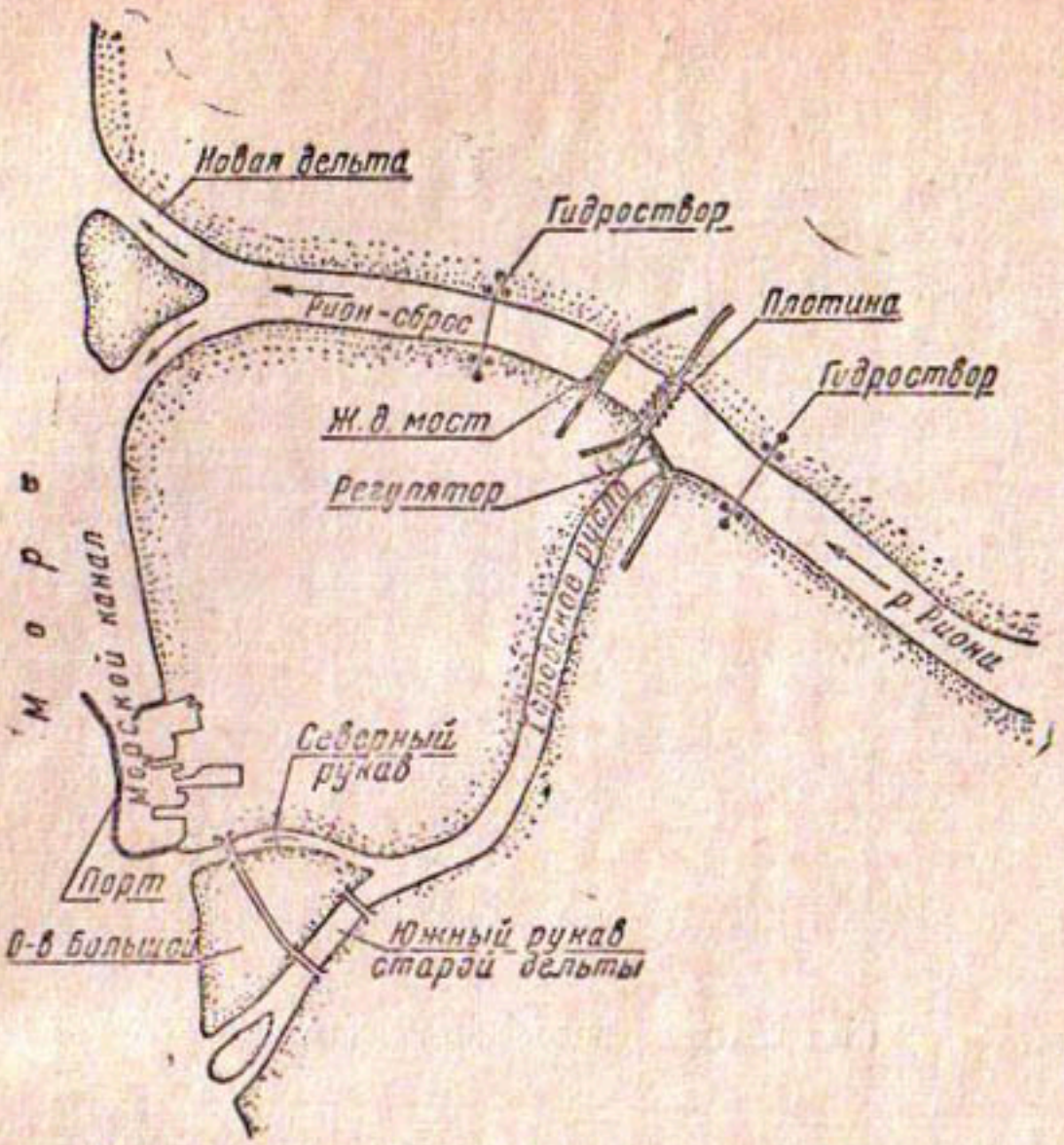


Рис. 1. Схематический план района вододелительного узла

руслом устранить перечисленные нежелательные явления, вступил в эксплуатацию в 1960 г.

Однако ввиду сложности и малой изученности руслоформирующих процессов при проектировании узла не были учтены некоторые вопросы. Поэтому на основании указания МСХ СССР на этом узле организовали подробные исследования еще до пуска его в эксплуатацию.

Вододелительный узел состоит из щитовой плотины и головного регулятора (рис. 2).

Щитовая плотина, перекрывающая сброс, имеет 10 пролетов с сегментными затворами. Регулятор железобетонный трубчатого типа состоит из двадцати отверстий прямоугольного сечения $3 \times 3{,}7$ *м* каждое. Отверстия регулятора снабжены плоскими щитами размером $3{,}0 \times 1{,}85$ *м*, по два щита на каждое отверстие.

В нижнем бьефе плотины в конце 20-метрового водобоя устроены треугольные гасители, которые работают вполне удовлетворительно, и размыв ниже 20-метровой рисбермы не наблюдается.

За регулятором гасителей энергии нет, на длине 20 *м* выполнена железобетонная плита без вертикального зуба, за которой на таком же расстоянии уложены бетонные тюфяки.

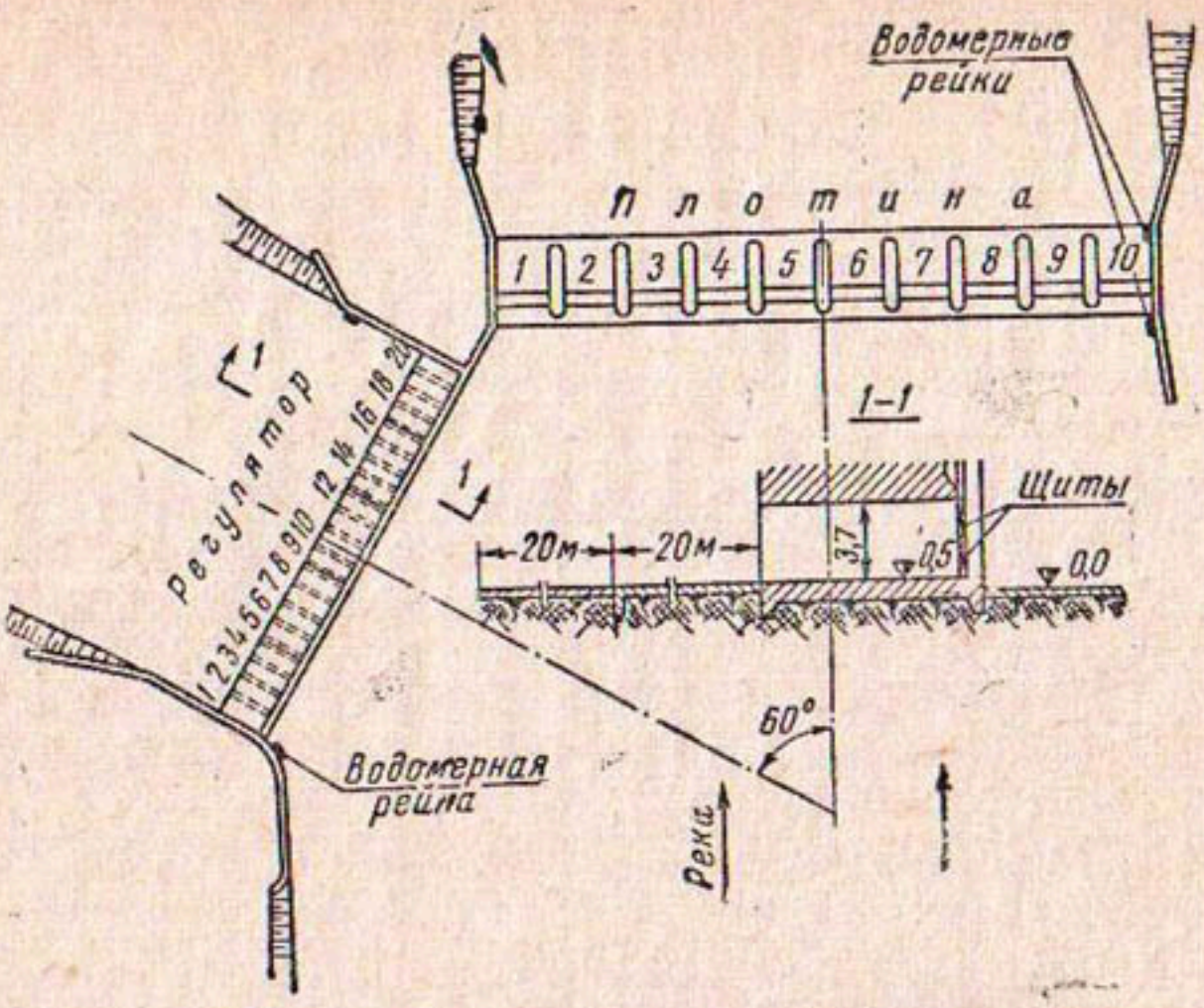


Рис. 2. Схема вододелительного узла.

Правый, примыкающий к плотине, берег русла закреплен береговой стенкой.

Грунты в основании гидроузла супесчаные со сцеплением $C=0{,}04$ *кг/м²*, средний диаметр $d=0{,}4$ *мм*. Мощность их достигает 25 *м*, по глубине встречаются линзы гравия, суглинков, глин и прослойки торфа.

По проекту регулятор рассчитан на прием расчетного расхода 400 *м³/сек* и форсированного (при 0,1%-ной обеспеченности в 4010 *м³/сек*) — 500 *м³/сек*.

При этом глубина воды над гребнем водослива должна быть 5,7 *м*, а в нижнем бьефе над рисбермой — 3,2 *м*.

В период строительства гидроузла сток реки пропускали через обводной канал в сброс.

Перекрытие обводного канала с переброской реки в проектное русло через плотину и регулятор было начато в ноябре 1959 г.

В этот период по реке прошел паводок ~ 1700 *м³/сек*. В регулятор через центральные открытые пролеты был пропущен расход 350—400 *м³/сек* при перепаде горизонтов между бьефами 0,15 *м*.

При пропуске расходов через регулятор схема равномерного или рассредоточенного открытия водосливного фронта, рекомендованная проектной организацией, не была выдержана по ряду технических причин.

Первый же пропуск расчетного расхода полностью разрушил тюфячное крепление, глубина размыва на расстоянии 35—50 *м* от

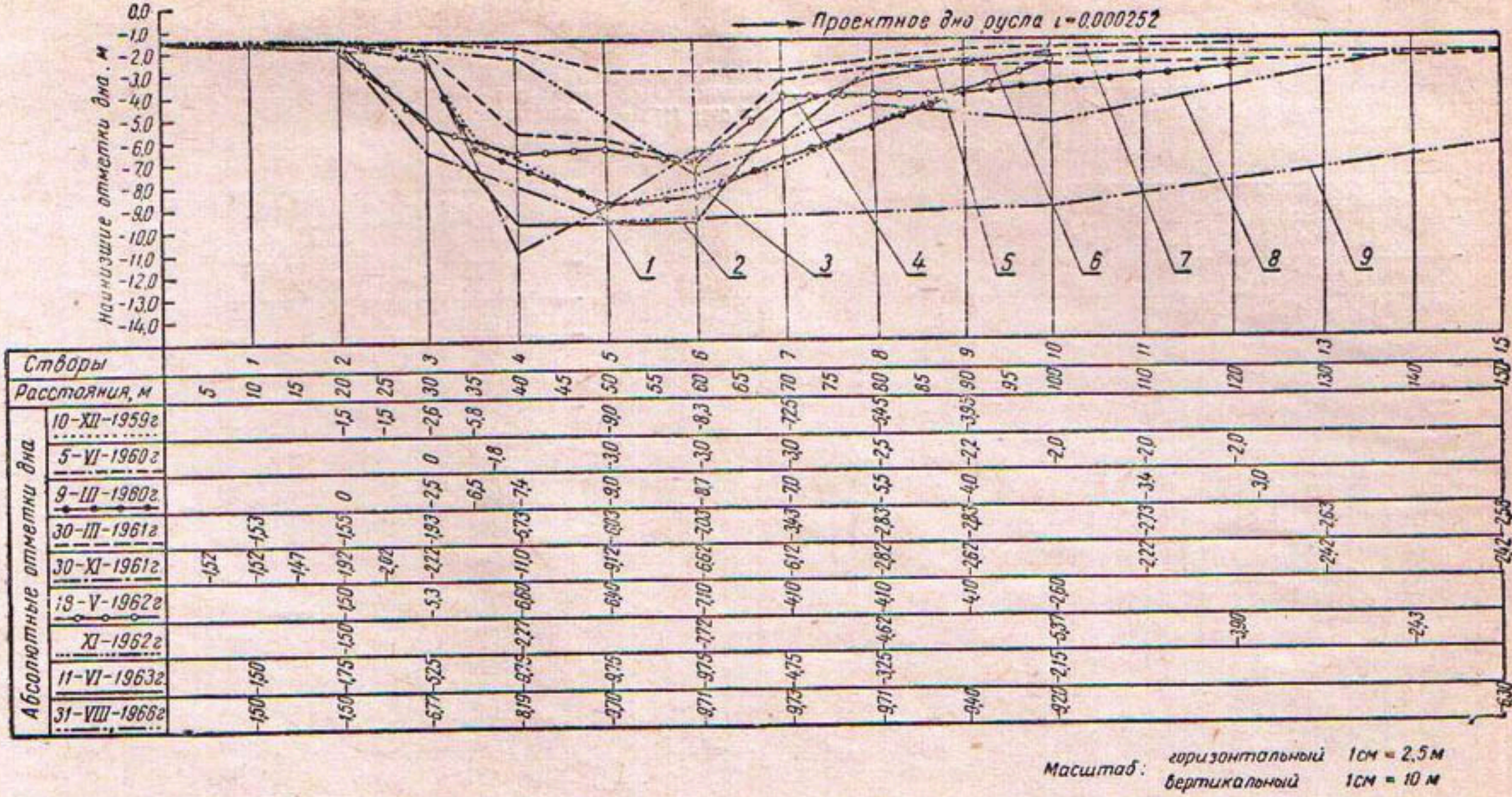


Рис. 3. Продольный профиль нижнего бьефа регулятора (по учащенным поперечникам) по наинизшим отметкам дна:
1 — 10.XII 1959 г.; *2* — 11/VII 1963 г.; *3* — 9/III 1960 г.; *4* — 18/V 1962 г.; *5* — 30 XI 1961 г.; *6* — 30/III 1961 г.; *7* — 5/VI 1960 г.; *8* — ноябрь 1962 г.; *9* — 31/VIII 1966 г.

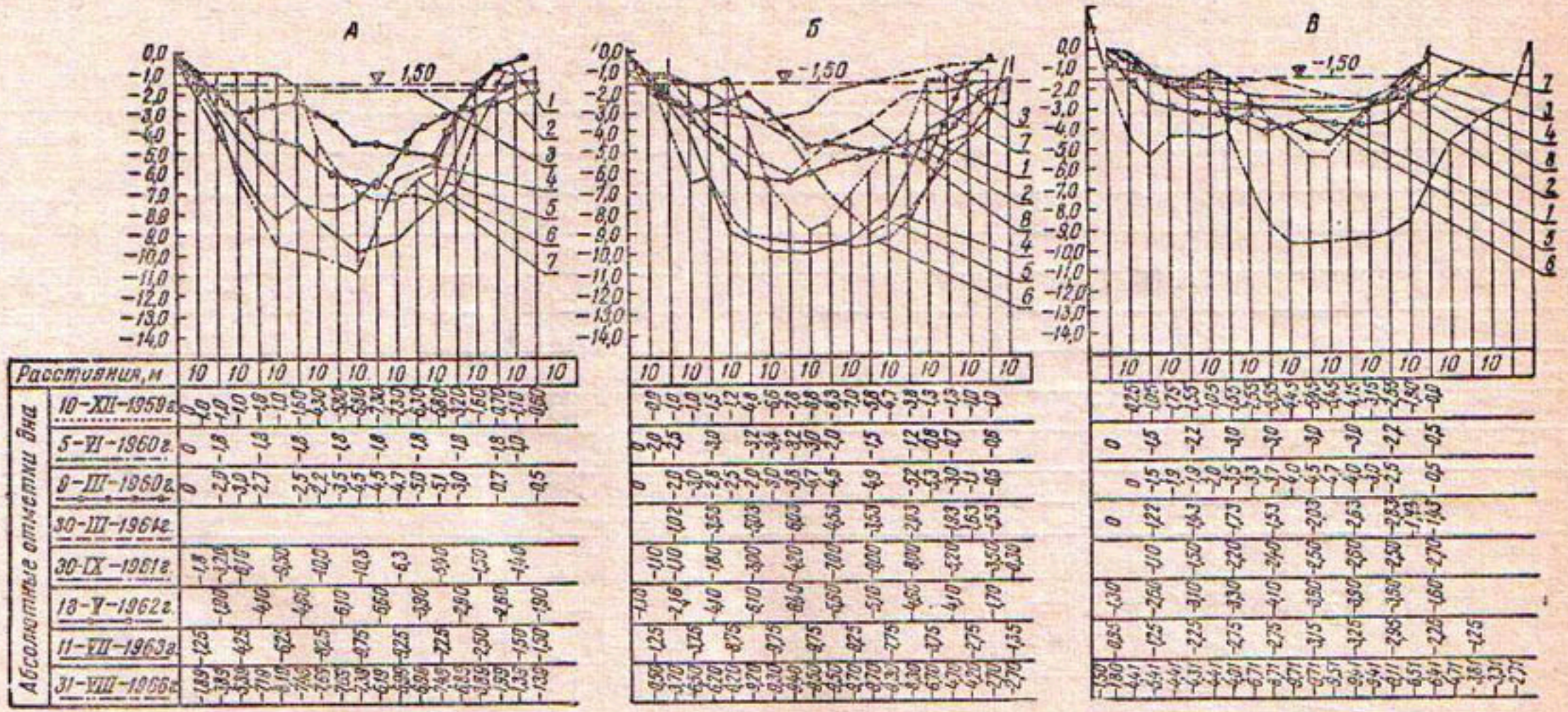


Рис. 4. Поперечные профили в нижнем бьефе регулятора:

А — поперечник на расстоянии 40 *м* от регулятора: *1* — 9/III 1960 г.; *2* — 18/V 1962 г.; *3* — 5/VI 1960 г.; *4* — 30/IX 1961 г.; *5* — 11/VII 1963 г.; *6* — 31/VIII 1966 г.; *7* — 10/XII 1959 г.; *Б* — поперечник на расстоянии 50 *м* от регулятора; *8* — 30/III 1961 г.; *В* — поперечник на расстоянии 80 *м* от регулятора.

регулятора достигла 5—7 *м*. Размыв распространился на 130 *м* (рис. 3).

В 1960 г. отметки дна периодически менялись. Наименьшие глубины воронки размыва зафиксированы в июле (1.5 *м*), несмотря на то, что через регулятор проходили расходы до 380 *м*³/*сек*. Затем максимальный размыв дошел до 8,5 *м*, расходы при этом были значительно меньше — до 200 *м*³/*сек* (рис. 3, рис. 4).

Такое несоответствие между размывом и пропускаемым расходом объясняется тем, что большие расходы пропускались равномерно через все отверстия, при этом удельные расходы были малы — $q=6$ *м*²/*сек*. Меньшие расходы проходили продолжительное время с большими $q=12—20$ *м*²/*сек* через 2 или 3 центральных пролета [3].

В 1961 г. глубина воронки местного размыва доходила до 10 *м* (максимальное значение за весь период эксплуатации). Такие же глубины сохранились и в начале 1962 г. Максимальным размывам в нижнем бьефе регулятора предшествовал пропуск расходов с переливом воды через заложенный нижний ряд щитов.

Наблюдения за размывом показали, что даже при равномерном пропуске расходов 200 *м*³/*сек* через заложенный нижний ряд щитов при прочих равных условиях глубина размыва достигает 4—5 *м*.

Поэтому перелив через нижний ряд щитов регулятора запрещен. Расходы в большинстве случаев пропускали по всему фронту или рассредоточенно, при закрытых крайних отверстиях.

В 1962 г. воронка размыва постепенно заносилась, максимальная зафиксированная глубина — 8,5 *м*.

9—12 июня 1963 г. и 6—7 июля 1966 г. по реке проходили исключительно высокие паводки с нарастанием паводочной волны от 800 до 3000—3400 *м*³/*сек*. В этих условиях прием расходов в водоотводящее русло производили посекционно.

Расход, замеренный в городском русле, составил 380—415 *м*³/*сек*, перепад между бьефами — 0,3—0,5 *м*, удельный расход — 17 *м*²/*сек*, максимальный размыв — 9,7 *м*, что меньше ранее зафиксированного наибольшего значения.

Из-за неравномерного распределения удельных расходов по фронту регулятора в связи с боковым приемом воды у берега, примыкающего к плотине, увеличиваются глубины размыва, что должно быть учтено при заглублении береговой раздельной стенки.

Характерно, что стабилизации ямы размыва по глубине и длине во времени не совпадают. Глубинные изменения устанавливаются гораздо быстрее, чем вдоль протекания потока. Яма размыва в продольном направлении особенно интенсивно развивается после завершения глубинных изменений.

Наряду с натурными исследованиями в гидротехнической лаборатории ГрузНИИГиМ проведены лабораторные исследования явления размыва за регулятором, чтобы выработать наилучшую схему маневрирования затворами и способы ликвидации размыва и подмыва сооружений регулятора при пропуске расчетных расходов.

Лабораторные исследования, проведенные на модели с размываемым основанием в масштабе 1:50 н. в.*, включали в себя опыты с различными схемами энергогасящих устройств и различными циклами маневрирования щитами.

Каждый опыт характеризовался наибольшей глубиной воронки размыва и ее положением от конца рисбермы, а также наибольшей величиной поверхностной и донной скорости.

На модели через регулятор пропускали расходы, соответствующие 200, 350 и 400 $м^3/сек$ в натуре.

Пропуску каждого расхода предшествовало восстановление первоначального (до размыва) положения в нижнем бьефе.

В исследуемых явлениях решающее значение принадлежит силам тяжести и инерции, поэтому моделирование проведено на основе критерия Фруда с пересчетом линейных размеров, расходов и скоростей натуры и модели по общеизвестным формулам.

Что касается динамического подобия модели и натуры, использована методика моделирования местных размывов русел, сложенных из связных грунтов, предложенная Ц. Е. Мирцхулава [2].

Наиболее важный критерий моделирования размыва — соблюдение масштаба неразмывающей скорости:

$$\frac{v_м}{v_н} = \sqrt{\alpha_l},$$

где α_l — линейный масштаб.

По методике Ц. Е. Мирцхулава связную породу, слагающую ложе, характеризующуюся сцеплением $C_д$ и диаметром отрывающихся отдельностей D, можно представить как несвязную с эквивалентным — фиктивным удельным весом, равным

$$\gamma_э = \gamma_г + \frac{6C_д}{\pi D_н},$$

где $C_д = 0{,}035\ C$;

$\gamma_г$ — удельный вес связного грунта.

Имея в виду, что в общем виде неразмывающая донная скорость выражается зависимостью

$$v_\Delta = A\sqrt{\frac{\gamma_г - \gamma_0}{\gamma_0} d},$$

удельный вес и размер частиц несвязного грунта на модели подбирают из выражения:

$$\gamma_м = \frac{\alpha_l (\gamma_э - \gamma_0) D_н}{D_м} + \gamma_0.$$

Учитывая, что в натуре дно нижнего бьефа сложено из супесей со сцеплением $C = 0.04\ кг/см^2$ и $D_н = 2\ мм$, получим:

$$\gamma_э = 2{,}65 + \frac{6 \times 0{,}035 \times 0{,}4}{3{,}14 \times 0{,}002} = 15{,}95\ т/м^3.$$

---

* Исследования проводились под руководством проф. Ц. Е. Мирцхулава.

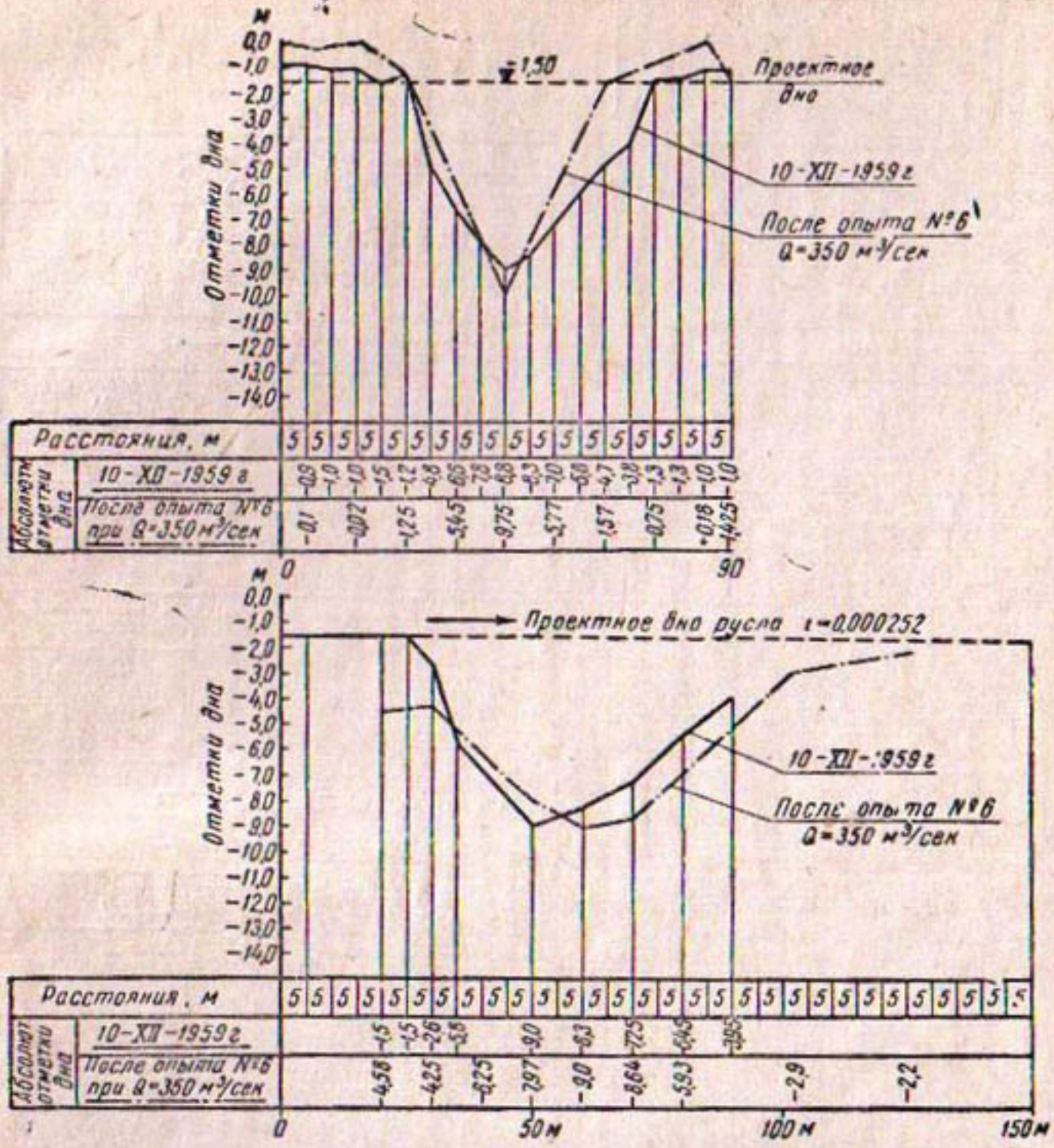


Рис. 5. Сопоставление лабораторных данных с натурными (при пропуске расхода через 8 центральных пролетов):

поперечник в натуре на расстоянии 50 м от регулятора, лабораторный — 60 м, а также продольный профиль городского русла по наинизшим отметкам.

Из условия автомодельности средний диаметр песка, уложенного в нижнем бьефе, принят $d_м = 0{,}5$ *мм*, тогда

$$\gamma_м = \frac{1\,(1{,}95 - 1{,}0)\,0{,}002}{50 \cdot 0{,}0005} + 1{,}0 = 2{,}19 \ т/м^3.$$

Ввиду отсутствия материала с удельным весом, равным полученному для модели расчетом, в опытах использован песок р. Арагви с удельным весом $\gamma = 2{,}5\ т/м^3$.

Сравнение натурных данных по размыву в нижнем бьефе регулятора с данными лабораторных исследований, а именно сопоставление поперечных и продольных профилей, дает удовлетворительное

№ опытов	Удельный расход q, м³/сек	Максимальная глубина размыва dh макс, м	Длина размыва L, м	Расстояние до максимальной глубины x	$\frac{h_{макс}}{x}$	$\frac{h_{макс}}{H-H_{кв}\sqrt[3]{q^2}}$	Режим эксплуатации	Мероприятия по гашению энергии
22	6,67	0,90	59	70	0,013	0,0825	20 18 16 14 12 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1	Трапецеидальные пирсы
28	6,67	1,50	30+25	90	0,017	0,136		Трапецеидальные пирсы
34	6,67	1,9	30+25 +25	70	0,027	0,174		Фигурные пирсы 2 ряда в шахматном порядке
12	7,4	2,75	55	50	0,055	0,235		—
40	7,4	4,3	80	60	0,072	0,367		Фигурные пирсы
11	7,4	4,3	95	50	0,08	0,367		—
41	7,4	5,1	67	50	0,102	0,435		Трапецеидальные пирсы
13	7,4	9,8	116	60	0,163	0,836		—
49	7,85	4,2	78	50	0,084	0,345		Треугольная стенка
25	7,85	4,3	80	50	0,086	0,353		Трапецеидальные пирсы
31	7,85	5,3	90	50	0,106	0,436		Трапецеидальные пирсы
18	7,85	9,3	101	60	0,155	0,764		—
10	8,34	11,95	120	70	0,171	0,943		—
52	14,8	3,9	65	35	0,111	0,210		Сваи
51	14,8	6,2	110	50	0,124	0,334		Сваи
53	16,66	8,2	100	50	0,164	0,410		Сваи
29	16,66	8,3	117	50	0,166	0,415		Трапецеидальные пирсы
36	16,66	8,7	110	40	0,217	0,435		Фигурные пирсы 2 ряда в шахматном порядке
23	16,66	9,1	120	50	0,182	0,455		Трапецеидальные пирсы
54	16,66	10,1	100	80	0,127	0,505		Сваи
50	16,66	12,0	120	60	0,20	0,60		Сваи на расстоянии 2 м
56	16,66	9,2	100	40	0,23	0,46		Треугольная стенка
57	16,66	7,0	50	20	0,35	0,35		Треугольная стенка шахмат
58	16,66	9,2	100	40	0,23	0,46		—

Рис. 6. Результаты опытов по размыву нижнего бьефа регулятора.

совпадение. Это говорит о правильности принятой методики моделирования (рис. 5).

Как уже было сказано, опыты проведены при различных расходах через регулятор (200, 350, 400 *м³/сек*), проверены различные

схемы эксплуатации и эффективность энергогасящих устройств различного вида (рис. 6).

Проведенные исследования и истекший период эксплуатации показали, что проектные расходы следует пропускать лишь до нормального рабочего горизонта верхнего бьефа полным водосливным фронтом, исключая крайние пролеты (число полностью открытых пролетов 18).

При мягких размываемых грунтах, сравнительно короткой (20 метров) жесткой рисберме и непрочном (тюфячном) креплении за ней нижний бьеф регулятора реагирует на условия пропуска расходов. При этом в пределах крепления не обеспечивается растекание потока.

При удельных расходах 16—20 *м*³/*сек*, которые примерно в 3 раза превышают бытовые, получаются наибольшие размывы. Размыв интенсифицируется, когда расходы указанного порядка пропускаются сосредоточенно на узком участке водосливного фронта или с переливом через нижний ряд щитов, что способствует возникновению сбойного течения. Гашение энергии сопровождается интенсивным перемешиванием водных масс, образованием вихрей и водоворотных зон различных размеров, выплесками и брызгами. Наиболее бурно эти процессы происходят на участке длиной 40—60 *м* (считая от регулятора), что примерно соответствует десятикратному напору над гребнем водослива. Почти полное успокоение потока наблюдается на расстоянии 150—200 *м*.

При протекании потока в нижний бьеф через 8 центральных открытых пролетов в центральной части в конце рисбермы образуется область обратных течений и навала потока на вытекающие из отверстия струи (рис. 7).

На границах этой области находится зона наибольшего бокового сжатия. Центр водоворотных зон с вертикальным вихрем рас-

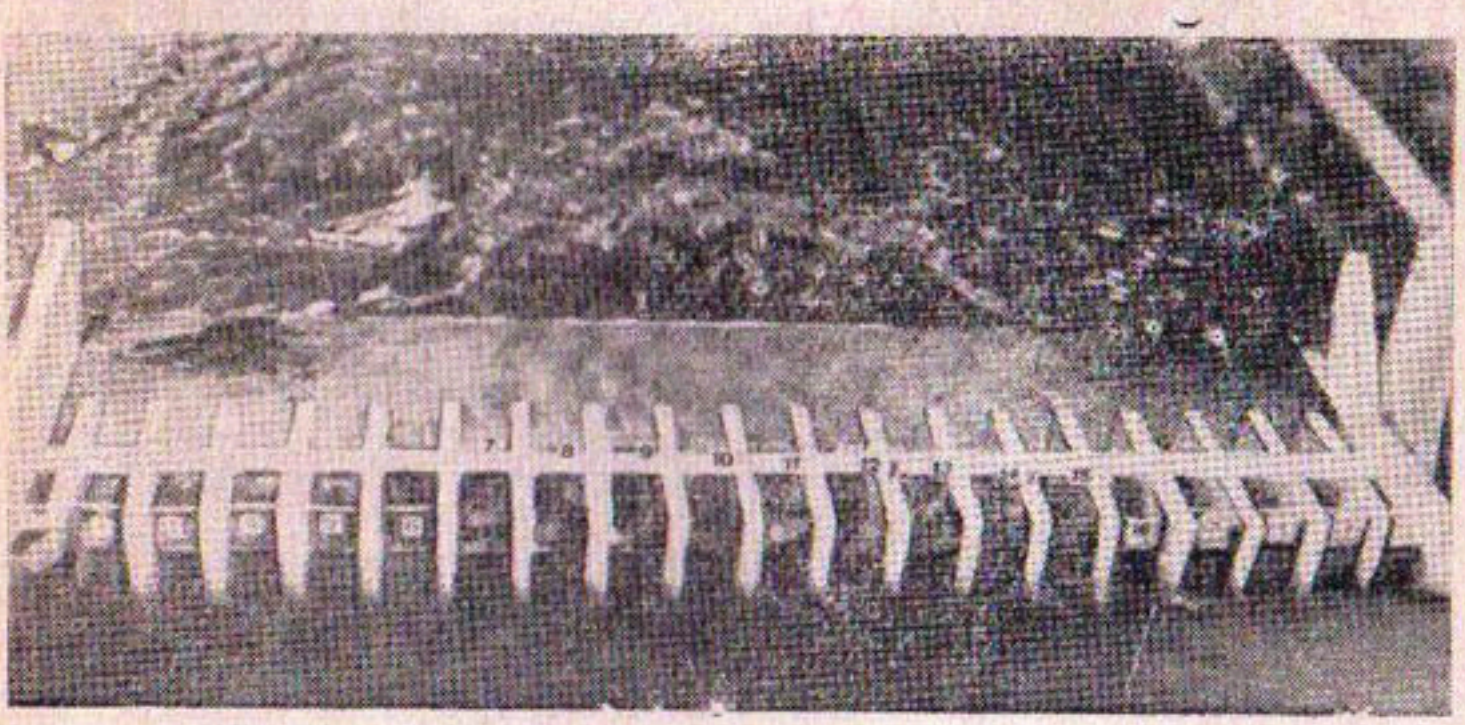


Рис. 7. Протекание потока через центральные пролеты

положен у конца рисбермы на пересечении границы растекания потока.

В первый период интенсивный размыв образуется в зоне обратных течений, а затем перемещается в стороны центра водоворотов; конечные максимальные глубины размыва наблюдаются именно здесь.

На основании лабораторных опытов и натурных наблюдений можно рекомендовать рациональную схему эксплуатации регулятора при работе неполным фронтом. Отверстия должны открываться через один или через два пролета. Это гарантирует более благоприятные условия сопряжения бьефов.

Следует отметить, что переходное крепление в виде тюфяков оказалось неспособным следовать за изменением поверхности дна; тюфяки быстро разрушились и обнажили бетонное крепление. Поэтому в подобных условиях переходное тюфячное крепление не должно применяться. Энергогасящие устройства на рисберме регулятора также оказались малоэффективными (см. рис. 6) из-за малой длины рисбермы. Кроме того, сооружение энергогасящих устройств в условиях эксплуатации при подпертом бьефе связано с большими трудностями.

Более эффективной оказывается наброска (за рисбермой) из крупных камней или не связанных между собой бетонных кубиков, которые достаточно хорошо приспосабливаются к неравномерным размывам русла и прикрывают верховой откос образовавшейся воронки размыва со стороны рисбермы [1].

Для крепления размываемого нижнего бьефа регулятора данного гидроузла Грузгипроводхоз и ГрузНИИГиМ рекомендуют отсыпку из камней диаметром не менее 80—100 *см* в виде призмы с тройным откосом.

Для водохозяйственных объектов с жестким графиком регулирования стока большое значение имеет обеспечение полной автоматизации управления щитами, перекрывающими сбросные отверстия. При этом обеспечивается не только проектное регулирование стока, но и наилучшее распределение расходов воды на сливе для благоприятных условий протекания транзитного потока в нижний бьеф.

Литература

1. Гунько Ф. Г. Некоторые рекомендации по борьбе с местными размывами в нижних бьефах гидроузлов. Госэнергоиздат, М.-Л., 1961.

2. Мирцхулава Ц. Е. О моделировании местных размывов русел, сложенных из связных грунтов. Труды координационного совещания по гидротехнике, вып. XV. Изд. «Энергия». М., 1964.

3. Шатберашвили П. А., Садомова В. В. Пример местного размыва за сооружением. Труды ГрузНИИГиМ, вып. 23, Тбилиси, 1965.

СОДЕРЖАНИЕ

Современное состояние изученности и направление дальнейших исследований проблемы русловых переформирований в нижних бьефах речных гидроузлов *М. Э. Факторович* 3

Анализ причин разрушения креплений в нижних бьефах гидроузлов *Ф. Ш. Мухамеджанов* 14

Особенности поддержания в рабочем состоянии нижних бьефов речных сооружений в горно-предгорной зоне. *К. Ф. Артамонов, А. Н. Крошкин* . 23

Исследование русловых процессов в нижнем бьефе водозаборного гидроузла имени 1 Мая на реке Зеравшан *А. М. Мухамедов, Р. Р. Абдураупов, Х. А. Ирмухамедов* 44

Определение глубины размыва падающей струей. *Ц. Е. Мирхулава* . . . 52

О моделировании местных размывов в нижнем бьефе в условиях скальных пород. *А. Г. Назарян* 71

Расчет местного размыва во времени. *И. В. Долидзе* 80

Опыт проектирования местных размывов в нижних бьефах гидроузлов. *К. И. Россинский, И. А. Кузьмин* 96

Местный размыв и понижение дна нижних бьефов водозаборных узлов и сбросных сооружений. *Н. В. Лаптуров* 108

Размыв русел за консольными водосбросами по данным натуры, лаборатории и расчетов *Б. И. Студеничников* 140

Модельные исследования размывов русла в нижнем бьефе гидроузла и сопоставление их с данными натурных наблюдений. *А. К. Хапаева* . . . 146

Прогноз общего размыва русел при искусственном изменении их режима. *Ц. Е. Мирцхулава* 155

Опыт исследований и эксплуатации некоторых плотинных гидроузлов и основные пути ослабления деформации русла. *М. С. Вызго* 171

Переформирование русла в нижних бьефах речных гидроузлов. *М. Э. Факторович, А. Б. Векслер, В. М. Доненберг, И. Г. Квасова* 188

Размыв у различных преград, сопоставление расчетных данных с натурой* *З. К. Эристави* 191

Опыт проектирования общих размывов в нижних бьефах емких водохранилищ *И. А. Кузьмин, Л. И. Терентьев* 198

Методика модельных исследований нижних бьефов речных сооружений. *Н. Н. Сурова* 212

К прогнозированию переформирования русла на выходе в нижний бьеф полузапруды (по данным натурных исследований на реках Прикарпатья). *М. Н. Бухин* 226

Методика и расчет общего завала русла в нижнем бьефе Кизыл-Аякского гидроузла на р. Амударье. *Х. Ш. Шапиро* 239

Конструкция концевой части сбросных сооружений (рассеивающий вираж). *Н. Н. Сурова* 251
Рациональная конструкция нижнего бьефа подпорного сооружения в условиях Каракумского канала. *А. В. Шахов* 268
Подобие процессов размыва в искусственно сжатых руслах и нижнем бьефе водопропускных сооружений. *В. С. Алтунин, Г. Я. Волченков*..... 279
Особенности движения потока в отводящем русле малых водопропускных сооружений при свободном растекании. *Н. М. Константинов*..... 301
Результаты натурных и лабораторных исследований деформации нижнего бьефа регулятора вододелительного узла на р. Риони. *П. А. Шатберашвили, В. В. Садомова* 308

РАБОТА НИЖНИХ БЬЕФОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ, М., «Колос», 1969. 320 с. с илл. (ВАСХНИЛ).

УДК 626/627(082)

Редактор *И. Сапожникова*
Художественный редактор *Л. Воронцова*
Технические редакторы *Л. Володченкова, Н. Н. Копнина*
Корректор *А. И. Кудрявцева*

Сдано в набор 12/XII 1968 г. Подписано к печати 5/VIII 1969 г. Т-10380. Формат 60×90¹/₁₆
Бумага тип. № 2. Печ. л. 20. Уч.-изд. л. 2 ,55. Изд. № 349 Б. з. № 47. 1969 г. № 43. Тираж 500 экз
Заказ № 353. Цена 2 р. 04 к.

Издательство «Колос», Москва, К-31, ул. Дзержинского, д. 1/19.

Владимирская типография Главполиграфпрома
Комитета по печати при Совете Министров СССР
Гор. Владимир, ул. Победы, д. 18-б

Отпечатано с матриц в типографии «Курская правда»,
г. Курск, ул. Ленина, 77. Зак. 5303.