

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО
ХОЗЯЙСТВА СССР

Ордена Трудового Красного Знамени
Среднеазиатский научно-исследовательский
институт ирригации им. В. Д. Журина
„САНИИРИ“

СБОРНИК
НАУЧНЫХ ТРУДОВ

Выпуск 137

(Гидротехнические сооружения на
гидромелиоративных системах)

стр 107

Ташкент—1973

УДК 626.01

В сборнике даются результаты научных исследований САНИИРИ по усовершенствованию существующей технологии изготовления новых строительных материалов для водохозяйственного строительства, по разработке методов расчета конструкций гидроузлов и гидротехнических сооружений, обеспечивающих автоматизацию водозабора, регулирование русловых процессов, повышение пропускной способности и прочности сооружений.

Книга предназначена для научных работников, проектировщиков и работников эксплуатации водохозяйственных объектов.

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

Ф.Н.Наджимов, (отв.ред.САНИИРИ), Р.А.Алимов,Х.А.Аскаров, К.И.Белоцерковский, Г.Г.Валентини, И.И.Горошков, Х.И.Заиров, С.И.Кеберле, Н.Т.Лактаев, А.М.Мухамедов (зам.ред.) У.Ю.Пулатов, А.А.Рачинский (зам.ред.), И.Б.Хамадов, Х.И.Якубов.

С

Среднеазиатский научно-исследовательский институт ирригации им.В.Д.Журина
"САНИИРИ", 1973 г.

К.Б.ДАДАБАЕВ
главный инженер
Ф.М.ИСМАИЛИ
руковод. группы

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

К ВОПРОСУ ПЕРЕКРЫТИЯ Р.АМУДАРЬИ У ТАХИАТАШСКОГО ГИДРОУЗЛА

Одним из важнейших этапов строительства гидроузла и залогом успешного завершения гидростроительных работ является перекрытие реки, что в значительной степени зависит от принятого способа пропуска воды и схемы самого перекрытия.

Амударья относится к рекам блуждающего типа с легко-размываемыми берегами и мелкопесчаным дном. Река подобного типа перекрывается у нас впервые, поэтому вопросы, которые решались при лабораторных исследованиях, представляют определенный интерес.

Тахиаташский гидроузел, как и большинство крупных гидроузлов, построенных и строящихся в нашей стране на реках равнинного характера, имеет пойменную компоновку, при которой работа по возведению основных сооружений узла в соответствии с условиями пропуска расходов воды производится в две очереди. Вначале расходы пропускаются по бытовому руслу, после возведения бетонных сооружений расходы переключаются к левому водоотводящему тракту, старое русло при этом перекрывается.

Согласно техническому заданию Средазгипроводхлопка лабораторным исследованиям был подвергнут вариант, когда створ перекрытия совмещен со створом земляной плотины (рис. I). При этом было предусмотрено предварительное стеснение русла пионерными дамбами и при помощи закрытия прорана фронтальным способом.

В задачу исследований входили следующие вопросы:

1) тарировка водопропускных отверстий гидроузла; 2) стеснение русла и образование прорана; 3) отсыпка каменного тья-

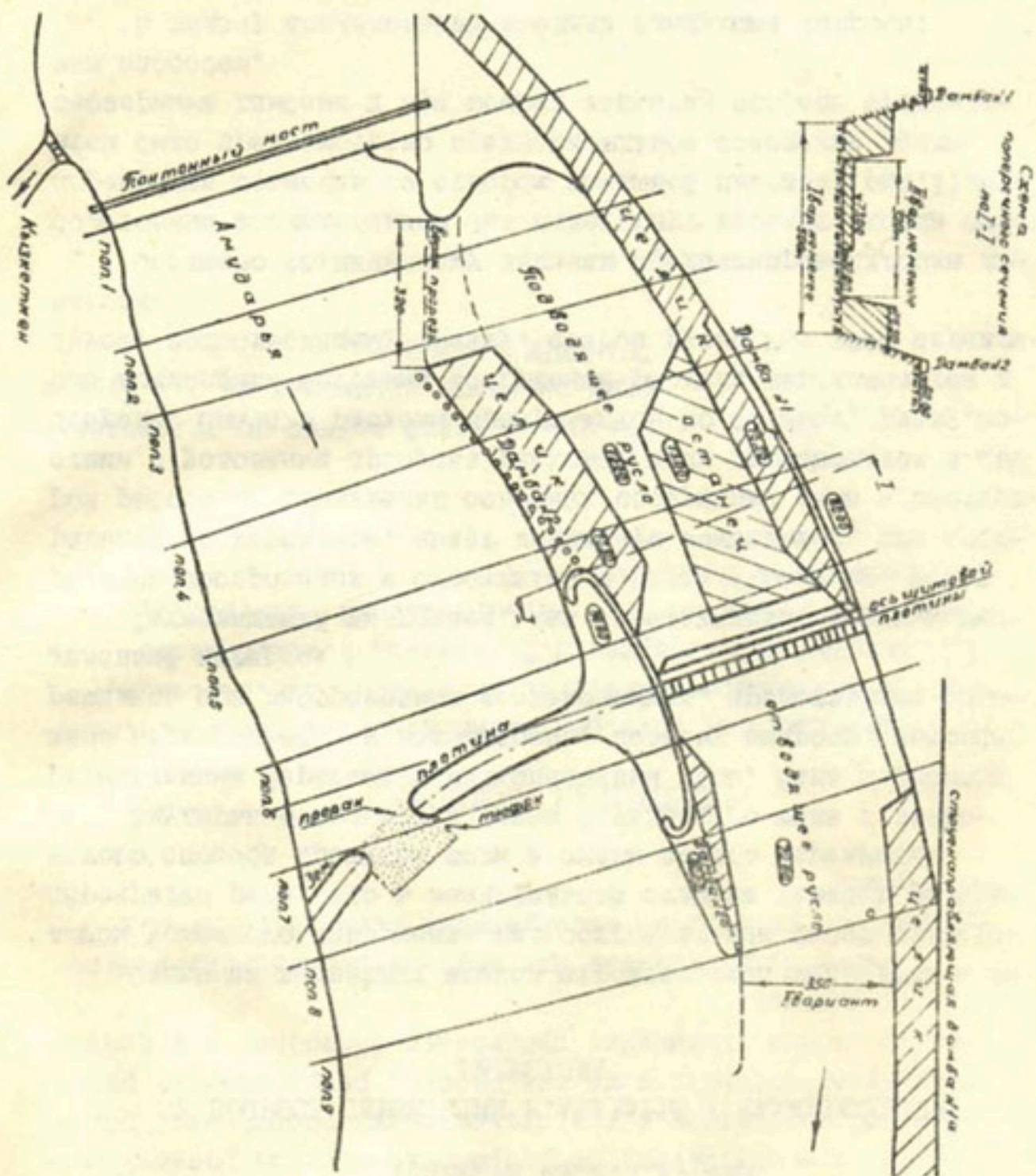


Рис. I.
Схема строительной
компоновки Тахиташ-
ского гидроузла.

ка на участке прорана; 4) пропуск расходов реки по водо-пропускным сооружениям и закрытие прорана.

В основу расчета модели была положена методика В.С.Лапшенкова. На модели был воспроизведен участок р.Амударьи длиной 9 км. В качестве наносов применялся мелкий дарбазинский песок с $\alpha_{\varphi} = 0,19-0,20$ мм, по гранулометрическому составу близкий к натурному. За счетный расход был принят $Q = 1400 \text{ м}^3/\text{сек}$ 5%-ной обеспеченности.

В соответствии с поставленными вопросами было проведено несколько серий опытов.

Первая серия опытов была посвящена изучению условий протекания потока в зависимости от ширины и местоположения прорези для раскрытия перемычек. Несколько опытов было проведено в условиях полной готовности подводящего и отводящего русел плотины и три опыта – при их минимальной готовности. Старое русло реки в этих опытах было полностью перекрыто земляной плотинкой. На модели пропускались расходы, соответствующие натурным – от 500 до 2000 $\text{м}^3/\text{сек}$. В процессе исследований измерялись перепады на перемычках и сооружениях узла, по данным которых построен график пропускной способности. При минимальной готовности тракта, в отличие от полной, в верхнем бьефе узла образуется дополнительный подпор величиной 0,15–0,20 м (рис.2).

Установлено, что оптимальная ширина прорези верховой перемычки должна быть 320 м, низовой перемычки – около 350 м.

Во второй серии опытов определялись местоположение и оптимальная величина прорана, а также изучалась деформация русла в суженной части реки при прохождении расчетного расхода $Q = 1400 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Исследовались три варианта местоположения прорана: на левой половине русла, в центре и на правой половине. Ширина прорана равнялась 200, 160 и 120 м; стесняющие дамбы возводились из песка с креплением оголовков цементным раствором. Установлено, что при принятой схеме расположения земляной плотины, т.е. с поворотом ее оси вниз по течению почти на 23° по отношению к оси щитовой плотины, даже при

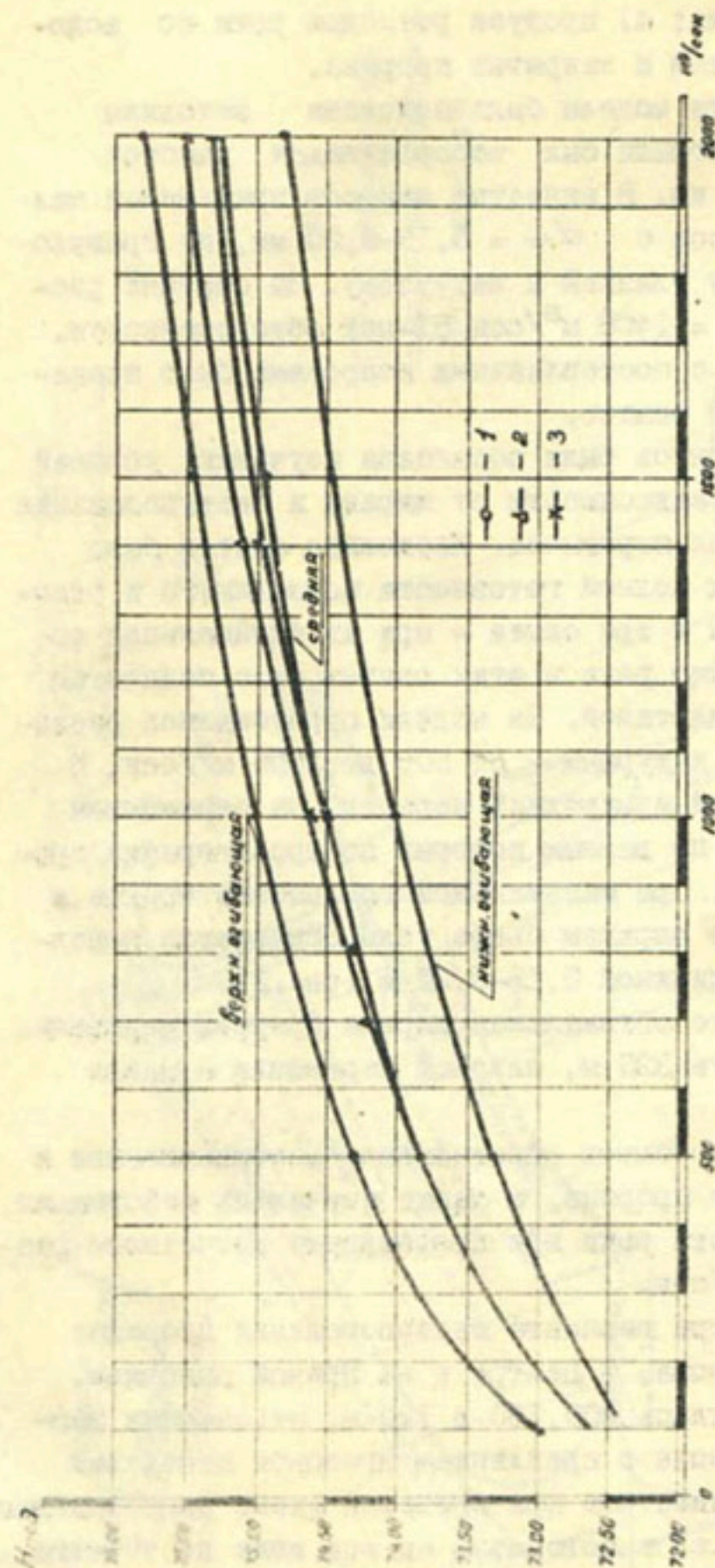


Рис. 2. Кривые поперечных горизонтов

1 - натурные (расчетные); 2 - модельные при минимальной готовности подводного русла и ширине прореза 320 м верховой перемычки; 3 - то же при полной готовности.

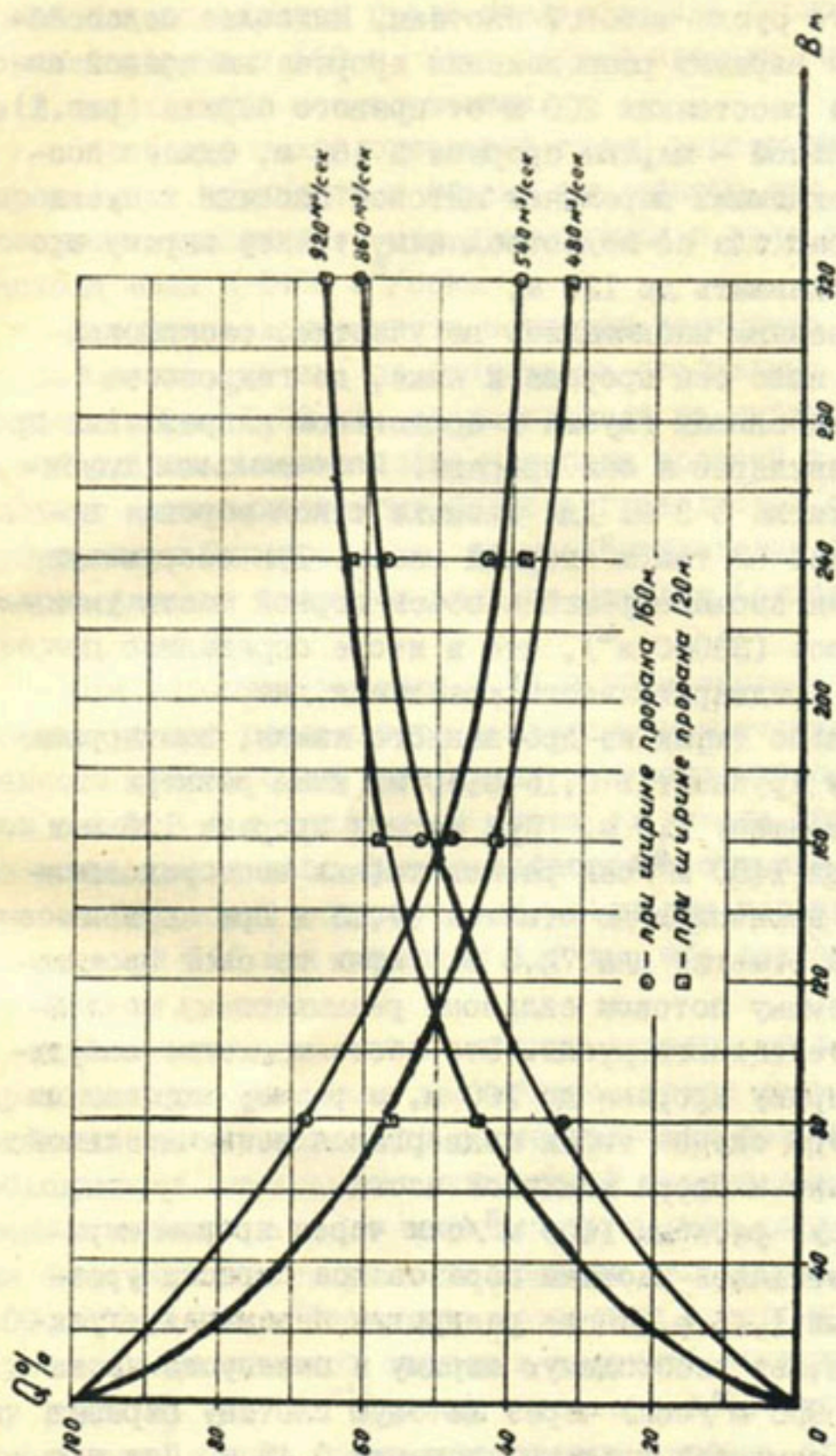


Рис. 3. График распределения расходов воды в зависимости от величины раскрытия верхней перемычки при ширине прорана 160 и 120 м.

размещении прорана в центре русла стрежень потока заметно отклоняется в сторону левого берега, угрожая размыву дамбы 2а отводящего русла щитовой плотины. Наиболее целесообразным оказался вариант расположения прорана на правой половине русла на расстоянии 200 м от правого берега (рис. I), а более оптимальной — ширина прорана в 160 м. Однако после разбора ограждающих перемычек щитовой плотины и пуска части речного расхода по водоотводящему тракту ширину прорана удалось уменьшить до 120 м.

Местные размывы наблюдались на участке, расположенном на 20–30 м выше оси прорана и ниже, до гидропоста Чатлы. Линия наибольших глубин в продольном направлении проходила перпендикулярно к оси прорана. Максимальная глубина размыва достигла 8–9 м. Для засыпки такой воронки потребовалось более 63 тыс. м³ горной массы. При сооружении каменного тьюфа заблаговременно объем горной массы уменьшился почти вдвое (33000 м³), что в итоге определило целесообразность предварительного крепления дна.

Первоначально тьюф из дробленного камня, имитирующего горную массу крупностью 0,15–0,50 м, имел размеры 160 x 120 м и толщину 1,0 м. При ширине прорана 120 м и пропуске расхода 1400 м³/сек размыв тьюфа непосредственно за прораном произошел до отметки 64,13 м при первоначальной средней отметке дна 72,0 м. Тьюф не смог противостоять оказываемому потоком сильному размывающему воздействию на дно стесненного русла. Это обстоятельство побудило увеличить ширину прорана до 160 м, а размер тьюфа до 200x140 м. В этом случае тьюф подвергался незначительной деформации только в своей концевой части.

При пропуске расхода 1400 м³/сек через проран шириной в 120 м у земляной плотины образовался перепад уровней воды, равный 1,45 м. После раскрытия перемычек, ограждающих котлован, на необходимую ширину и перепуска части расхода (около 900 м³/сек) через щитовую плотину перепад уровней воды у земляной плотины составил 0,45 м. При пропуске того же расхода через проран шириной в 160 м перепад уровней воды в бьефах составил 1,20 м, а после пере-

пуска части расхода (около $800 \text{ м}^3/\text{сек}$) через отводящий тракт — $0,25 \text{ м}$. Следовательно, наиболее благоприятные условий для перекрытия русла создаются при первоначальной ширине прорана в 160 м . Этот размер прорана был принят нами в последующих исследованиях.

Обработка технологической схемы перекрытия прорана и определение крупности и объема потребного для перекрытия материала выполнялись при прохождении в реке расчетного расхода воды в $1400 \text{ м}^3/\text{сек}$.

В начале эксперимента верховая перемычка была закрыта полностью, затем, по достижении стабильных уровней в бьефах ($\mathcal{X} = 1,20 \text{ м}$), ее раскрывали на ширину 320 м . С установлением минимального перепада уровней у земляной плотины начинали отсыпку банкета гравелистой смесью в текущую воду. Одновременно, по мере нарастания банкета, изучалось деление расходов воды по отводам (отводящий тракт, проран, рис.3).

При перепаде уровней $0,45\text{--}0,50 \text{ м}$ скоростной режим потока достиг предельного допустимого значения, отсыпка банкета смесью была прекращена и начата наброска тетраэдров весом 3 т с наплавного моста до выхода гребня банкета из воды, после чего была возобновлена отсыпка гравелистой смеси. Потребный объем горной массы для перекрытия прорана шириной 160 м и составил $3,4 \text{ тыс. м}^3$; тетраэдров — около 1000 шт.

Не исключено, что к моменту перекрытия в реке может проходить расход менее расчетного, тогда размер прорана окажется завышенным. Это обстоятельство натолкнуло на необходимость определения допустимой минимальной ширины прорана в зависимости от проходящего в реке расхода воды. Нами были определены размеры прорана для расходов $1000, 700, 500, 300$ и $200 \text{ м}^3/\text{сек}$, что позволило построить график допустимой минимальной ширины и получить эмпирическую формулу вида $B_y = 1,4 Q^{0,66}$ (рис.4), которые позволяют быстро и достаточно точно определять ширину прорана для любых расходов воды, сократить материальные затраты при производстве перекрытия реки.

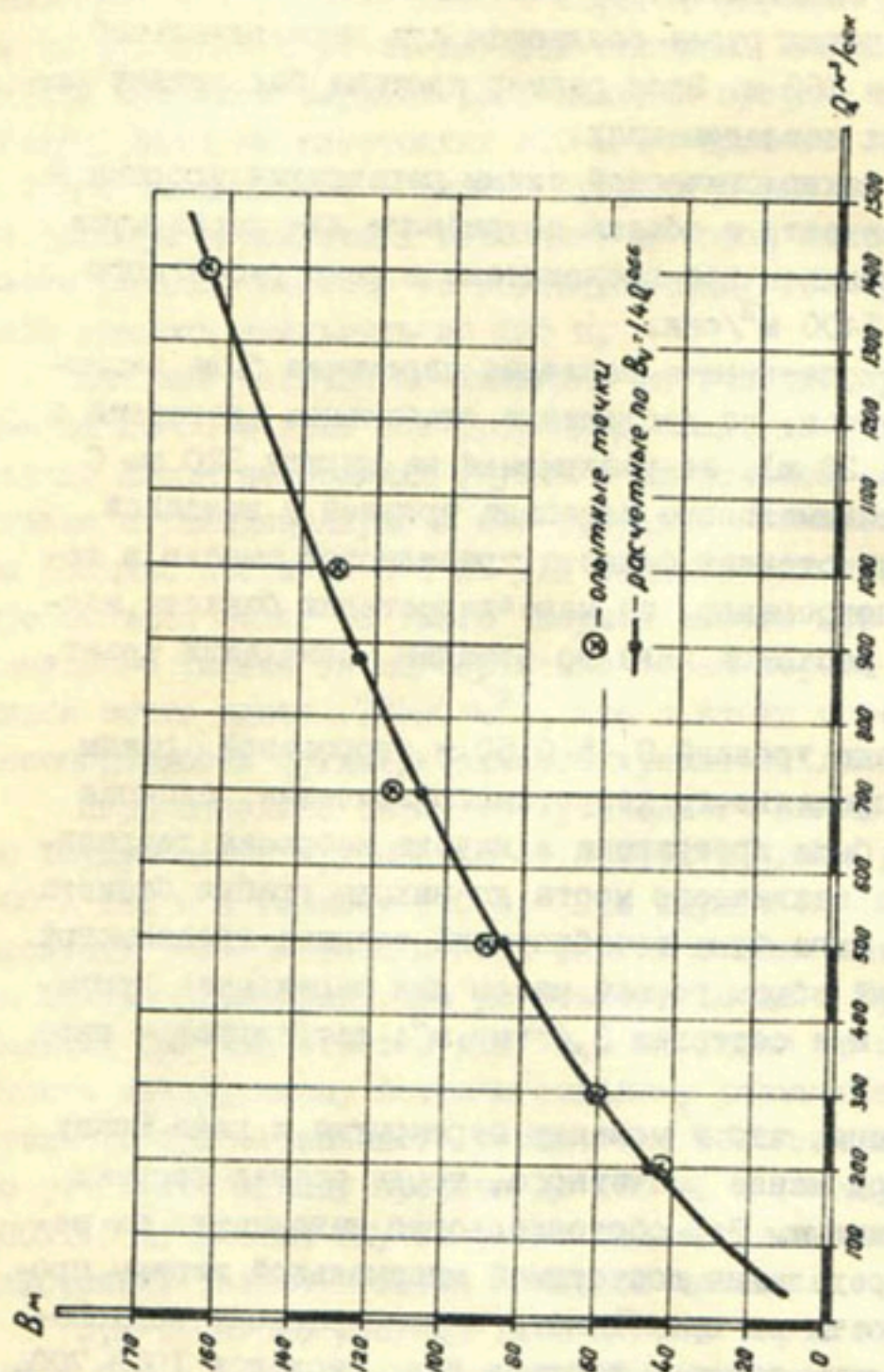


Рис. 4. График зависимости допустимой ширины прорана (по урезу воды) от расхода в реке.

На основании данных исследований можно сделать следующие выводы:

- Размеры раскрытия верховой и низовой перемычек и их местоположение имеют существенное значение для пропуска строительных расходов через щитовую плотину во время перекрытия русла. При этом немаловажным фактором является качество подготовки отводящего тракта. Все это позволит направить значительную часть расхода по новому тракту и уменьшить расход воды в проране.

- Тарировка водопропускных сооружений показала, что при минимальной готовности тракта и раскрытии верховой перемычки на 320 м и низовой на 350 м через щитовую плотину проходит на 6% расхода воды меньше, чем при полной готовности тракта. Расчетный расход, равный $1400 \text{ м}^3/\text{сек}$, проходит при дополнительном подпоре 0,15–0,20 м.

- Наиболее оптимальной является ширина прорана, равная 160 м, и расположить его целесообразно на расстоянии 200 м от правого берега.

- Стеснение реки и образование прорана целесообразно производить с предварительным креплением дна.

- Материал для перекрытия прорана должен соответствовать росту перепада по мере отсыпки банкета. До перепада уровней воды 0,5–0,6 м возможна отсыпка банкета горной массой крупностью не менее 0,15–0,20 м. Затем следует переходить на заброску тетраэдров весом 3–5 т до выхода гребня банкета из воды, после этого возобновить подачу горной массы до полного перекрытия прорана. Необходимо обратить особое внимание на равномерность отсыпки материалов по ширине прорана, в противном случае при значительных скоростях течения неравномерность отсыпки может привести к образованию сосредоточенных потоков воды и опасным размывам русла.

- Наводку наплавного моста следует производить на расстоянии 10–15 м выше подошвы низового откоса земляной плотины с тем, чтобы банкет из тетраэдров располагался со стороны нижнего бьефа и мог служить упором для тела плотины, а также чтобы его можно было использовать в качестве дренажной призмы.

- В период перекрытия прорана расход воды в реке может быть менее расчетного - $1400 \text{ м}^3/\text{сек}$. Кривая и эмпирическая формулы, полученные в результате исследований, позволяют быстро и достаточно точно определить ширину прорана в зависимости от расхода воды.

Л и т е р а т у р а

1. В а с и л ь е в А.Ф. Перекрытие крупной реки при строительстве гидроэлектростанций, М., Госэнергоиздат, 1954.
2. И з б а ш С.В. Гидравлика перекрытия русел рек, М., Госиздат, 1959.
3. Н и к о л а е в Ю.Г., Я к о б с о н Я.Т. Пропуск расходов реки при строительстве гидроузлов, БГТ, вып. 7, 1969.

Р.Р.АБДУРАУПОВ
канд. техн. наук, зав. лабораторией
Д.Ш.АБДУЛЛАЕВ
и.о.ст. научн. сотр.
(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЧАРДЖОУСКОГО ПРОМВОДОЗАБОРА НА Р.АМУДАРЬЕ

Местом строительства Чарджоуского нефтеперерабатывающего завода (ЧНПЗ) — директивного объекта 9-й пятилетки — выбран район левого берега р.Амударьи у с.Ильчик. Р.Амударья в этом районе оказалась единственным пригодным источником водоснабжения для ЧНПЗ и города.

Учитывая неустойчивый характер течения реки, мы приняли решение о составлении проекта схемы трехголовой берегового бесплотинного водозабора с конструкцией оголовков, представляющих собой незатопляемые кривы на свайных основаниях, в пределах которых размещаются водоприемники с вихревыми камерами щелевого типа /1/.

Расчетные потребности ЧНПЗ в воде для I очереди составляют $3 \text{ м}^3/\text{сек}$, для II — $6 \text{ м}^3/\text{сек}$ и $12 \text{ м}^3/\text{сек}$ на перспективу.

Отсутствие достаточного опыта по устройству водозабора для промышленных целей из реки типа Амударья, новизна предложенного типа водозаборного оголовка требовали предварительной проверки его работы в лабораторных условиях.

Гидравлические исследования промводозабора выполнялись на двух полупространственных моделях:

1) на фрагментной модели левобережной части русла Амударьи (М 1:40) с установкой в ней водозаборного оголовка;

2) лотковом стенде с установкой в нем оголовка в М 1:20.

Анализ опытов и основные рекомендации

1. В отношении безнаносного водозабора наилучшие условия создаются при обтекании потоком оголовка, размещаемого на выпуклом участке. В этом случае при всех расходах и уровнях воды в реке наблюдается поступление донных наносов во входные отверстия водоприемника, количество которых возрастает с увеличением расхода воды.

В случае косого набегания потока на водозаборный оголовок в половодье, поверхностные токи, встретив преграду в виде вертикальной сплошной стенки крива, получают нисходящие течения, которые, опускаясь ко дну, поддерживают постоянные глубины и недопускают поступления донных наносов в приемные отверстия водоприемника.

При всех условиях обтекания потоком оголовка в работе водоприемника не наблюдалось нарушения, бесперебойности забора воды, даже при искусственном создании частичного завала двух-трех отверстий водоприемника песком. При этом закупорки входной щели в вихревую камеру не отмечалось, а песок постепенно увлекался потоком через щель в вихревую камеру, где винтовой поток мог транспортировать с насыщением его наносами до пределов пульпы.

2. При всех условиях обтекания оголовка потоком с изменением расходов и уровней воды у обтекаемой части наблюдается размыв дна; максимальная глубина размыва достигла 11 м. В связи с этим для водозаборного оголовка необходимо устройство свайного ростверка с длиной свай 20 м при условии защиты подошвы размыва гибкими тюфячными покрытиями, а при отсутствии их - до 30 м.

Глубину местного размыва при ударе потока о берег под углом можно определить по формуле Р.Р.Абдураупова имеющей вид

$$H_p = H \left\{ 1 + \frac{\sin \theta}{\lambda_k} \left[\left(\frac{v_\theta}{v_e} \right) - 1 \right] \right\}, \quad (1)$$

а ширину потока при изгибе после его удара – по равенству

$$B_2 = \frac{7.15}{H^2} \left(A + \sqrt{A^2 - \frac{0.28 H_p Q^2}{g}} \right), \quad (2)$$

где $v_c = \frac{v_\theta}{\sqrt{\frac{\lambda_k \ell}{H} + 1}}$ – закон изменения затопленной струи;

$v_\theta = v_{x0} \sqrt{\tan^2 \theta + 1}$ – начальная скорость нисходящей струи;

$v_{x0} = v_1 / \cos \alpha$ – продольная скорость на поверхности воды;

α – угол отклонения струи в плане;

$\ell = \frac{H_p - H}{\sin \theta}$ – длина половины шага винта;

H – толщина нисходящей струи, равная глубине набегающего потока;

λ_k – коэффициент трения на раздельной поверхности;

θ – угол направления нисходящей струи;

v_c – скорость у дна на расстоянии ℓ от поверхности, принимается из условия транспортирования наносов в бытовых условиях;

$A = \left(\frac{Q v_1}{g} + 0.5 H_1^2 B_1 \right) \frac{1}{\cos \alpha}$ – соответственно количество движения и импульсов силы набегающего потока;

Q – расход воды,

v_1, H_1, B_1 – скорость, глубина, ширина набегающего потока;

v_2, H_2, B_2 – то же при изгибе потока.

3. Работа русловой расчистки дна с низовым входом в виде подковообразной формы в плане при прохождении меженного расхода оказалась неудовлетворительной. Движущиеся с верхового участка наносы, поступая в пределы расчистки, образуют высыпку и перемещаются в таком виде дальше по участку расчистки. Подходя к водоприемнику, гребень высыпки может поступать в отдельные водоприемные окна.

Работа прямоточной криволинейной в плане форме русловой расчистки в этом отношении оказалась более удовлетворительной. Поступления донных наносов в водоприемные окна в этом случае не наблюдалось. Поэтому рекомендовано расчистку дна у оголовков устраивать по прямоточной конфигурации с понижением отметки дна расчистки на 1 м против проектной.

4. Все исследованные струенаправляющие устройства работают одинаково эффективно в отношении поддержания постоянных и достаточно больших глубин у места приема воды. В отношении же безнаносного водозабора экранирующее устройство в виде жалюзной приставки работает неудовлетворительно, так как за каждой жалюзей возникает водоворот с вертикальной осью, который взмучивает размытый материал и способствует вовлечению последнего в водоприемные отверстия. Достоинством экранирующего устройства перед другими рассмотренными системами является то, что при обтекании потоком места водозабора оно и в межень может поддерживать здесь достаточные и постоянные глубины.

Так как условия обтекания водозаборных оголовков в зависимости от расходов в реке могут меняться, то для обеспечения надежного и безнаносного водозабора в половодный период рекомендовано предусмотреть установку плавучей струенаправляющей системы в виде щитов Потапова, обладающих гибкостью в эксплуатации. Струенаправляющая система длиной 14 м (включая и габариты двух пантонов), с установкой 8 щитов шириной 1,75 м, высотой 2,0 м и с зазорами между ними 1 м, устанавливаются перед каждым водоприемником под углом 125° к направлению движения речного потока, с погружением щитов в поток на 1,5 м.

Струенаправляющая система направляет поверхностные токи под некоторым углом на вертикальную стенку крива, встретив преграду токи получают нисходящие течения; часть из них поступает в водоприемные окна, а большая — опускаясь ко дну, формирует постоянные и достаточные глубины у места приема воды. Возникающая местная поперечная циркуляция потока отталкивает наносы от водоприемных отверстий.

5. Работа водоприемников с конусностями вихревых камер 0° , $2^\circ 30'$ и $4^\circ 30'$ при отсутствии входных сооружений показала, что интенсивное поступление воды по ширине отверстий водоприемника наблюдается у низового ребра каждого из них. В зачаточной камере формируется сложное течение с образованием медленнодвижущихся водоворотов во всех панелях; лишь на подходе к входной щели вихревой камеры оно становится параллельно-струйным.

Скорости по длине камеры постепенно возрастают и в щели достигают пределов, способных транспортировать наносы. Вода через щель поступает тангенциально к ее оси. Вследствие этого в вихревой камере движение потока приобретает винтообразный характер. При конусности 0° и $2^\circ 30'$ у торцевой части вихревой камеры наблюдается образование застойной зоны (длиной 1,5 и 0,5 м соответственно), где поток вращается на месте по кругу. В отличие от других, рассмотренных при конусности вихревой камеры $4^\circ 30'$, у ее торцевой части застойные зоны не образуются, угол закручивания потока в пристенном слое практически остается постоянным по длине камеры и, следовательно, постоянны также скорость поступательного движения винтового потока и шаг винта, что и обуславливает условие равномерного поступления воды в отверстия всех панелей.

По оси вихревой камеры образуется вихревой шнур различной длины. При конусности 0° и $2^\circ 30'$ начало шнура как бы присасывается к концу застойной зоны, а при конусности $4^\circ 30'$ он формируется по всей длине вихревой камеры. Наносы транспортируются аналогично протеканию потока по водоприемнику.

6. Исследования показали, что трассирование боковых прорезей в межень, когда необходимо бороться с шуголедовы-

ми явлениями, можно производить по наикратчайшему расстоянию к точке водозабора, однако входную ее часть рекомендовано устраивать с низовым приемом длиной 40 м при проектной ширине прорези по дну 12 м (соотношение длины к ширине, как 1:3,5). Угол между направлением движущегося речного потока и осью входа должен составлять 135° , а сокращенного входного участка с прорезью — 120° . В этом случае на входе формируется один водоворот размером почти в два раза меньше чем в других рассмотренных положениях входа. В случае необходимости устройства прорези в паводок, когда река несет много наносов, рекомендуется делать ее с верховым входом, а угол между направлением движущегося речного потока и осью прорези принимать $\leq 60^\circ$.

7. При обтекании оголовка потоком формируются трехмерные течения; они тем более интенсивны, чем менее плавно обтекает поток его лобовую грань. При плохобтекаемых формах лобовой грани оголовка, создающих хотя и небольшой отрыв струй у низового его ребра, часть входных отверстий (в нашем случае два отверстия) попадает в область водоворота, и в результате нарушается равномерность работы водоприемника в целом. С приданием плавнообтекаемой формы лобовой грани такие водовороты не возникают. Для проектного оголовка на модели подобрана плавнообтекаемая форма от низовой и лобовой частей с радиусом закругления 6,25 м (рис.1).

8. При всех расходах и уровнях воды в реке водоприемник обеспечивает пропуск расчетного расхода воды с малыми скоростями входа ($v_{\text{вх}} \leq 0,1$ м/сек) при поддержании перепада уровней $h = 0,3$ м) (осредненный для всех расходов и уровней воды в реке).

При наличии входных сороудерживающих решеток наблюдается равномерное поступление воды по ширине каждого отверстия водоприемника, а втекание потока происходит у низовой части каждого зазора между стержнями. Завихрение потока отмечается в пределах входных решеток. В зарешеточной камере течение спокойное и параллельно-струйное с направлением движения к входной щели вихревой камеры. При

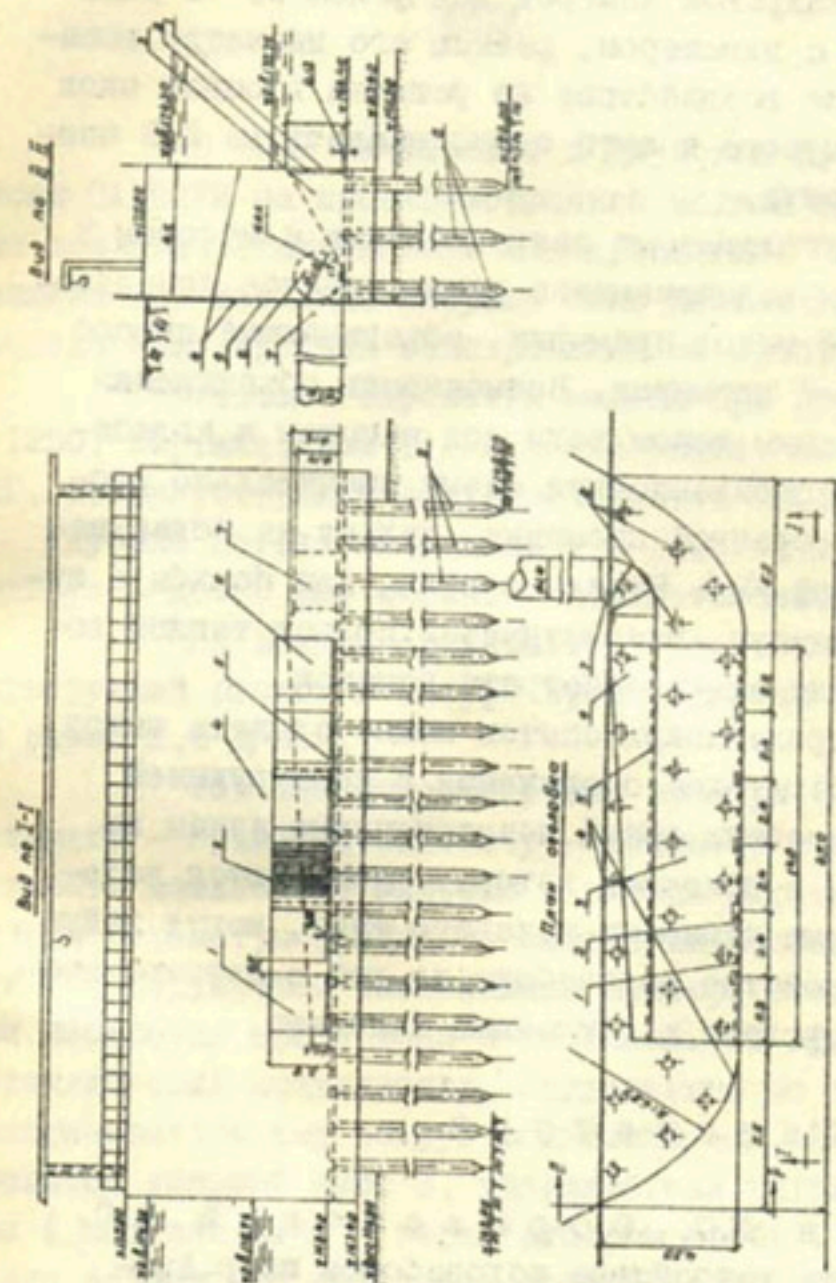


Рис. I. Рекомендуемый к устройству водозаборный оголовок.

1. Креб. 2. Входное окно. 3. Входные решетки.

4. Зарешечная камера. 5. Входная щель.

6. Выхревая камера. 7. Отводящий патрубок.

8. Свайный ростверк.

назначении входной скорости, равной 0,15 м/сек, габариты оголовков можно значительно уменьшить.

9. Опыты по импульсной промывке, при сопряжении само-течного патрубка с вихревой камерой под углом 90° и установке на нем стояка с диаметром, равным его диаметру, показали, что достаточное воздействие на решетки входных окон для отброса от них мусора и шуги можно оказать на $2/3$ части водоприемного фронта.

Для борьбы с шуголедовыми затруднениями и мусором у решеток входных окон водоприемника рекомендуется использовать комбинированный метод промывки, объединяющий способ импульсной и обратной промывок. Возможность объединения этих способов (обратным током воды под напором и колебанием массы) в одну комбинационную схему значительно расширяет возможности обратной промывки, делает ее более надежной и эффективной /2/. Наряду с этим, для борьбы с шуголедовыми затруднениями, рекомендуется подвод теплой воды к месту приема или электрообогрева решеток.

На основании сделанных опытов можно сделать вывод, что многоголовные береговые сооружения с конструкцией оголовков, представляющих собой незатопляемые крены на свайных основаниях, в пределах которых размещаются водоприемники с вихревыми камерами щелевого типа, могут найти применение при устройстве водозабора из рек с неустойчивыми мелкопесчаными руслами и обильными наносами.

Л и т е р а т у р а

1. А б д у л л а е в Д.Ш., О б р а з о в с к и й А.С. Особенности устройства водозаборов из р.Амударьи. Тезисы докладов всесоюзного совещания по водозаборным процессам, Ташкент, 1971.
2. О с т р и ж о в В.В. Результаты исследований трубчатого водоприемника с вихревой камерой при обратной промывке его сороудерживающих решеток. Тр. координационных совещаний по гидротехнике, вып. 39, "Энергия", Л., 1968.

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИЗМЕРЕНИЙ МУТНОСТИ
ПОТОКА НА МОДЕЛИ ТЮЯМУНСКОГО ВОДОХРАНИ-
ЛИЩА

С 1967 по 1968гг. в Джунской русловой лаборатории отдела русел САНИИРИ на пространственной модели проводились исследования заглнения Тюямунского водохранилища. По разработанной В.С. Лапшенковым методике впервые были поставлены экспериментальные исследования крупных водохранилищ на пространственной модели.

Основные параметры модели при горизонтальном масштабе 1:1250, вертикальном 1:102,5 следующие: длина водохранилища при НПГ, соответствующей натурной отметке 130,0, — 64м, об"ем — 14,9 м³

Глубина потока на модели 3,0—11,0 см в бытовом режиме, при подпоре — до 20 см, ширина — соответственно 30—130—720 см.

По данным проектных проработок САОгидропроекта руслоформирующий расход в натуре принят равным 3000 м³/сек. На модели он равен 2,4 л/сек.

Так как известные нам приборы (вакуумный батометр, батометр — бутылка, батометр — тахиметр и др.) для измерений мутности взвешенных наносов в потоке ограничивали параметры руслового потока на модели. В.С. Лапшенковым был сконструирован специальный прибор, состоящий из черпака I для набирания пробы воды с наносами. Он представляет собой полый металлический полуцилиндр, подвешенный на раме 2, позволяющей поворачиваться ему вокруг подвижной оси. В верхней части рамы крепится упорный винт 3, удерживающий черпак в исходном положении (вертикальном — перед отбором пробы). При поднятии упорного винта черпак под действием собственного веса погружается в поток и отбирает пробу. Чтобы проба не пролилась, к раме приварены под углом пластины 4, удерживающие черпак в горизонтальном положении.

Отбор проб воды на мутность производят по методике, разработанной нами совместно с автором прибора. Прибор прикреплен к подвижному стержню водомерной иглы винтом, который приварен в верхней части рамы прибора. Поскольку ширина и глубина потока на модели ограничены, мы вынуждены измерять мутность только на стержне, т.е. где глубина и мутность наибольшие.

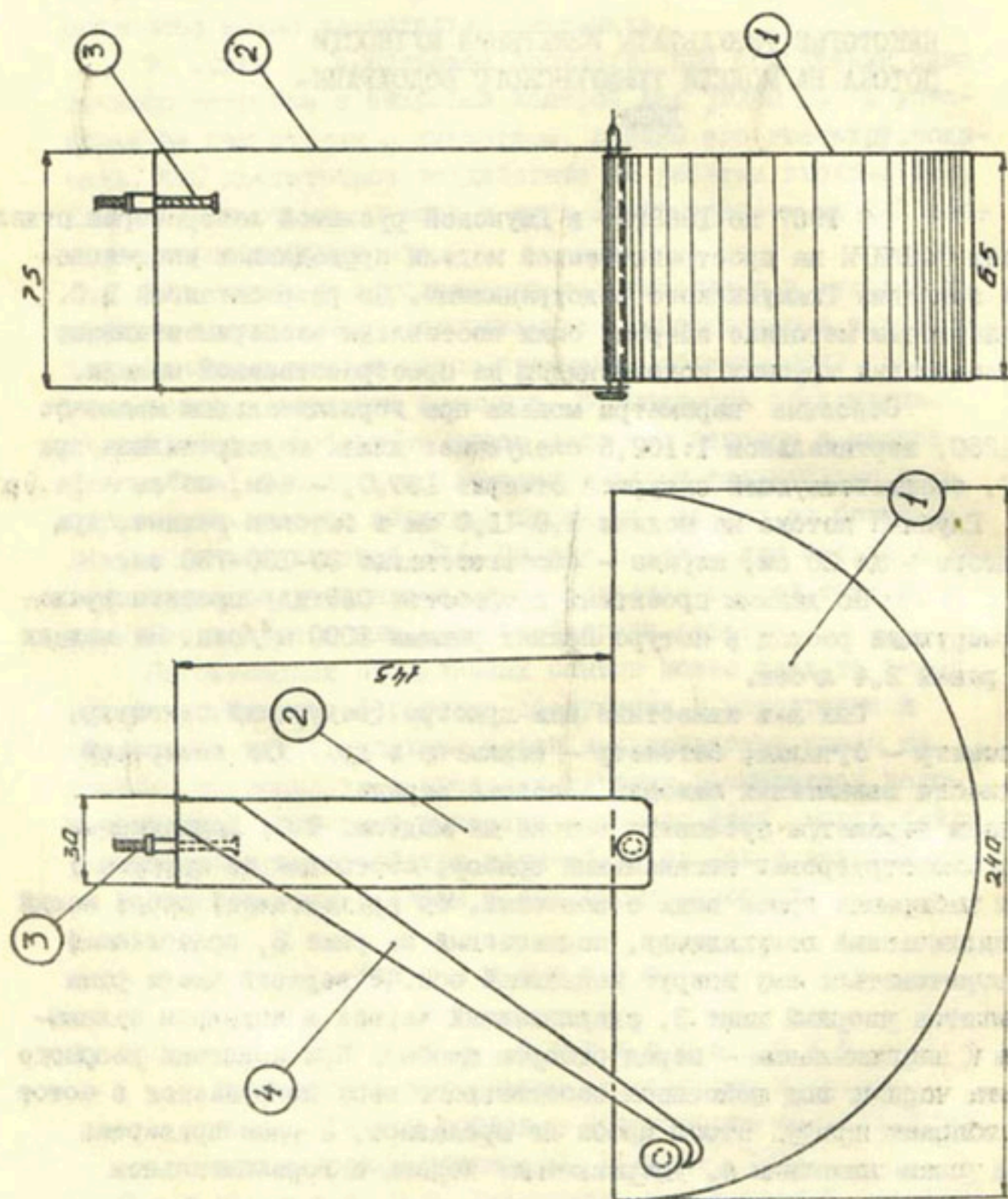


Рис. 1. Прибор В.С.Лапшенкова для измерения мутности воды.

Для этого вблизи створа измерения промерной линейкой отыскивается точка с наибольшей глубиной потока на стержне. Затем устанавливается тренога прибором так, чтобы отобрать пробу вдоль стержневого течения потока, причем, в момент отбора пробы днище черпака проходит не касаясь высшей точки дна русла (на 1 см). При отборе пробы возмущения в потоке минимальные, так как скорость отбора пробы близка к скорости потока. Многократными измерениями было установлено, что замеры, соответствующие заданным, получаются при пробах, минимальные объемы которых составляют 500 см^3 .

В местах с малыми глубинами потока (3–4 см) операцию отбора пробы повторяют, чтобы набрать минимальный объем. Пробы из черпака сливают в стеклянный сосуд и оставшиеся на дне и стенках черпака наносы тщательно смывают.

Наносы из пробы с помощью прибора Куприна осаждаются на фильтры, предварительно высушенные и взвешенные на аналитических весах. Затем фильтры с наносами тщательно просушиваются и взвешиваются.

На модели проведены опыты по воспроизведению бытового режима реки (№ 1,3,4,5) и при наличии подпора (№ 2,6а,6б). В опыте № 5 автором была поставлена задача протарировать прибор в условиях установившегося режима протекания потока по длине модели. Достижение такого режима определялось балансом наносов на входном и выходном створах модели. Кроме того, показателем установившегося режима служили стабилизировавшиеся уровни воды в створах измерений.

При тарировке измерения мутности потока проводились на наиболее характерных из 65 поперечников модели (таблица).

Из таблицы видно, что преобладают положительные отклонения измеренной мутности от заданной. Положительные отклонения объясняются тем, что измерения по принятой методике производились только в стержневой части потока. Величина отклонений до 10% получена по двум поперечникам (28 и 22). До 30% получены по поперечникам: А, XII, XVI, XVIII, XX, XXII, XXIII, 36, 33, 25а, 18, 16, 7, I. Отклонения до 51,5% получены на XIX, XXI, XXV поперечниках, на которых не соблюдалась методика измерений и расстояние от дна потока до низшей точки черпака было меньше 1 см. В результате в пробу попадали донные отложения.

Таблица

Результаты измерений мутности потока
на модели Тяньмуньского водохранилища
(при бытовом режиме)

№% поперечника	расстояние от вход- ного створа, м	мутность, Г/л
0	0,0	0,68
А	2,0	0,76
IV	15,0	0,56
VI	18,5	0,59
X	26,0	0,50
XII	28,3	0,82
XVI	37,3	0,80
XVIII	42,0	0,88
XIX	43,8	1,03
XX	47,5	0,88
XXI	50,8	0,96
XXII	52,5	0,80
XXIII	54,5	0,85
XXV	57,8	0,96
36	62,8	0,86
33	67,5	0,86
3I	70,0	0,74
28	75,0	0,70
25a	81,8	0,78
22	87,0	0,71
18	92,5	0,84
16	96,0	0,88
7	112,5	0,88
I	120,0	0,91

На поперечниках IV, VI, X, XI получены отрицательные отклонения, которые объясняются тем, что измерения проводились на изгибах русла до 70° .

По проведенной тарировке наиболее достоверными следует считать измерения на поперечниках: A, XII, XVI, XVII, XIX, XXII, XXIII, 36, 33, 28, 25a, 22, 18, 16, 7, 1.

Затем прибор был применен при исследованиях заиления модели Тюмукунского водохранилища при наличии подпора. Эти опыты производились при измененной мутности (рис.2). Из рис.2 видно, что в первые 8 часов работы водохранилища бытовая мутность наблюдалась до XXIII поперечника, ниже этого участка она резко падала до 0,09 г/л (на 28 поперечнике). В районе XXIII поперечника выклинивался статический горизонт воды.

К 194 часам опыта мутность начинала уменьшаться с XVI поперечника, расположенного значительно выше выклинивания горизонта воды, до 0,12 г/л на 28 поперечнике. Одновременно на участке падения мутности произошел подъем уровня воды на 10 мм.

По съемке мутности после 599 часов опыта прослеживается постепенное уменьшение ее от входного до створа 28 поперечника, где мутность была равна 0,28 г/л. К этому времени подпор распространился за пределы модели. Максимальный подпор был отмечен на XXI поперечнике и равнялся 25 мм.

Измерения мутности потока, проведенные автором прибором В.С.Лапшенкова, позволили впервые проследить за динамикой мутности потока по длине пространственной модели Тюмукунского водохранилища. Выработанная автором методика может быть использована при проведении аналогичных экспериментальных исследований.

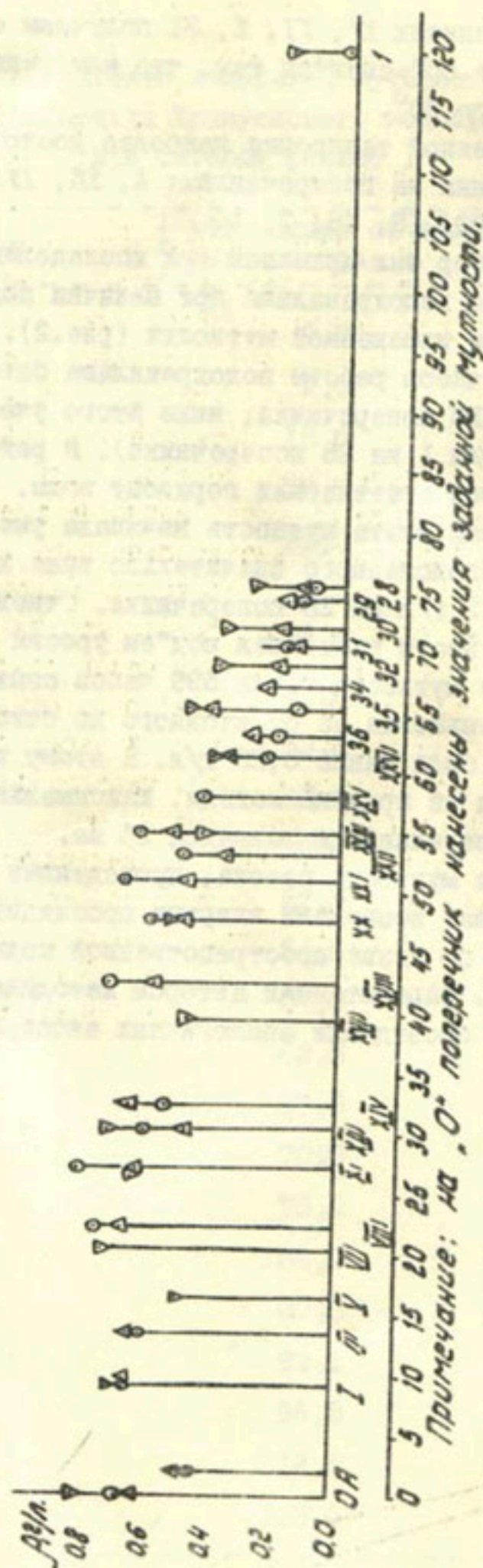


Рис.2. Опыт № 6а и 6б. Измерение мутности потока по длине модели Тяньцунского водохранилища.

Условные обозначения:

○ - мутности после 8 час опыта; Δ - мутности после 194²⁵ час. опыта;

▽ - мутности после 599⁰⁵ час. опыта.

КОЖЕВНИКОВА М.С.
ст. научн. сотр.
(САНИИРИ им. В.Д. Журина)

УЛУЧШЕНИЕ КОНСТРУКЦИИ КРИВОЛИНЕЙНОЙ ПЕСКОЛОВКИ НЕПРЕРЫВНОГО ДЕЙСТВИЯ

Существующие криволинейные отстойники, использующие принцип поперечной циркуляции на повороте, имеют определенные параметры. Радиус закругления равен $4B$ (B — ширина отстойника), ширина песколовки назначается из условия $H/B = I/I_2$, необходимого для нормальной работы сооружения, угол поворота потока 90° , форма поперечного сечения трапецеидальная с заложением откосов $m = I-I,5$, максимальный поперечный уклон дна $i = 0,04$. Средняя скорость потока в песколовке $\geq 0,7$ м/сек. Для таких строго определенных условий разработана методика осветления потока в песколовке, но имеется еще ряд конструктивных недостатков на существующих песколовках. Например, в результате натурных исследований, проведенных на криволинейной песколовке Ангренской ГРЭС отмечено заиливание очень развитых прямолинейных вставок на входе и выходе из песколовки, большая длина донной галереи ($\sim 3,5$ м) и не широкий начальный участок сбросного лотка. Выход донных галерей устроен перпендикулярно к движению воды в сбросном лотке, в результате чего происходит подпор воды для вышележащего участка и последние галереи забиваются песком /1/.

Следовательно, для того чтобы облегчить работу последних галерей песколовки, необходимо значительно увеличить уклон сбросного лотка, что не всегда возможно из-за условий местности. Чтобы ликвидировать подпор воды, необходимо изменить направление выхода сбросных галерей. Данное условие было выполнено при лабораторных исследованиях песколовки. Для упрощения конструкции откосы песко-

коловки были заменены на вертикальные стенки (рис. I), что позволило сократить закрытую часть донной галереи в 5-6 раз; устроить открытую часть требуемой для данных условий местности длины; донную траншею повернуть в нужном направлении; применить различные затворы на открытой части.

Изменение формы поперечного сечения песколовки существенного влияния на поперечную циркуляцию и на процессы осаждения и промыва наносов не оказало.

Как известно из опыта, примыкающие прямолинейные участки канала ослабляют поперечную циркуляцию, влияние их перестает сказываться только при углах поворота потока $\geq 90^\circ$. Чем меньше угол поворота, тем сильнее сказывается влияние прямолинейных участков.

Для разгрузки от донных отложений входной прямолинейный участок был впоследствии выполнен с поперечным уклоном дна, плавно сопрягающимся с дном криволинейной части песколовки (рис. I в). Это способствовало усилению поперечной циркуляции и, следовательно, уменьшению предельного угла поворота, определяемого по формуле /3/. С целью расширения пределов применения криволинейных отстойников исследовалась модель песколовки с углом поворота потока 75° .

В практике (топография местности, реконструкция существующего канала с устройством отстойника) часто возникает необходимость в уменьшении угла поворота, но каким образом это отразится на процессах осаждения наносов — неизвестно. Методика расчета осветления потока в песколовке дана только для угла поворота 90° . Установлено, что когда угол поворота потока больше 90° , дополнительного осветления не достигается, а наоборот, возникают "подторможенные" области, которые отрицательно влияют на процессы самопромыва. При угле поворота потока меньше 75° ухудшаются условия осаждения взвешенных наносов /2/.

Таким образом, улучшенная конструкция криволинейной песколовки имеет следующие параметры: угол поворота потока 75° ; радиус закругления $4B$; отношение $H/B = 1/10 \div 1/15$; обратный поперечный уклон дна $i = 0,04 \div 0,075$; средняя скорость потока $\geq 0,50-0,80$; прямоугольное по-

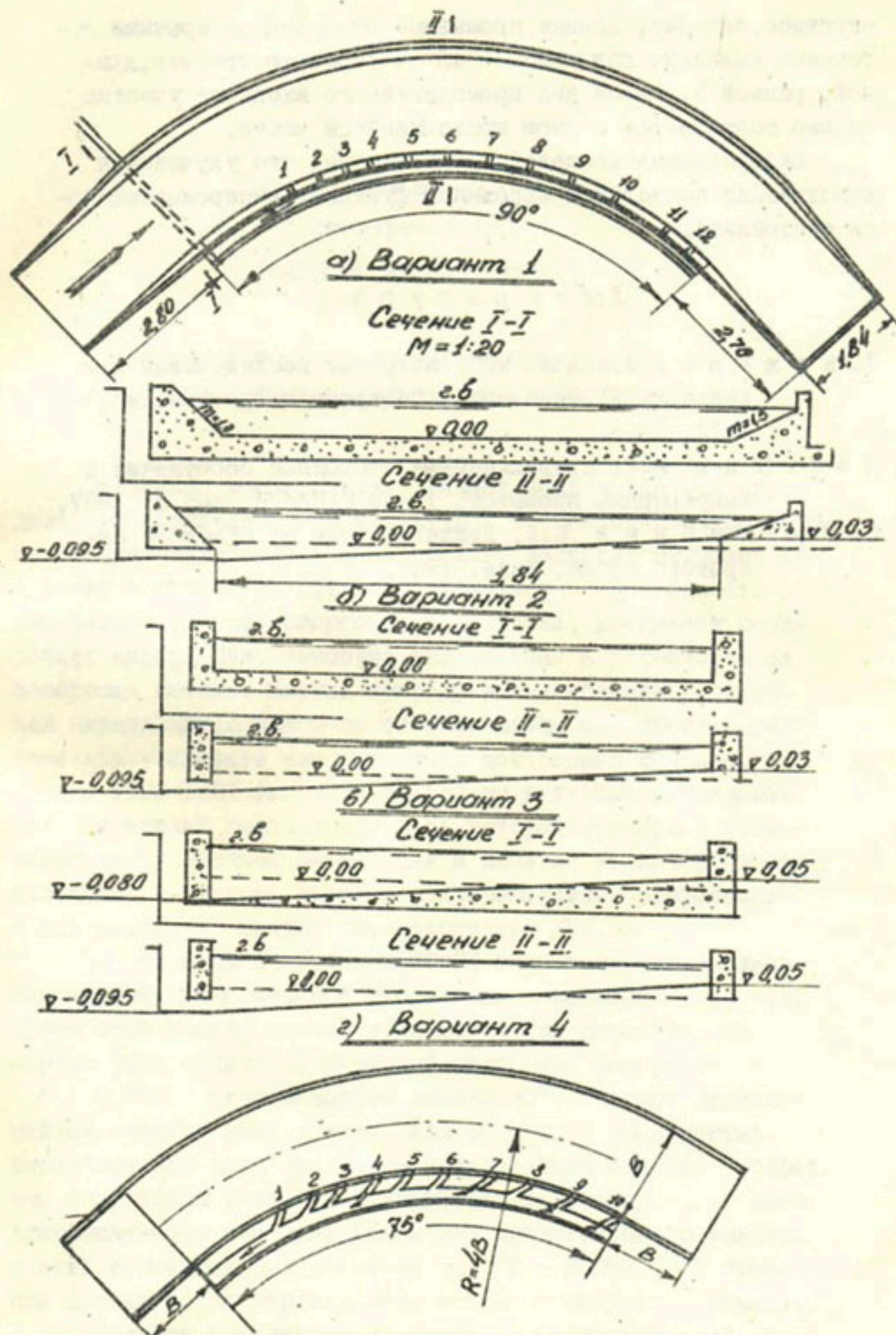


Рис. I. Варианты моделей песколовки.

перечное сечение; донные промывные отверстия открытыми лоточками выведены под углом 45° в сбросную траншею; длиной, равной B , уклон дна прямолинейного входного участка плавно сопрягается с дном криволинейной части.

Лабораторные исследования показали, что улучшенная конструкция песколовки выполняет функции самопромывающегося отстойника.

Л и т е р а т у р а

1. К о ж е в н и к о в а М.С. Натурные исследования гравиеловки и песколовки, "Вопросы гидротехники", № 12, 1963.
2. Н и к и т и н И.К. Криволинейные отстойные сооружения с непрерывным промывом, Труды САНИИРИ, вып. 86, 1957.
3. Р о з о в с к и й И.Л. Движение воды на повороте открытого русла, Киев, 1957.

М.С. КОЖЕВНИКОВА
ст. научн. сотр.
(САНИИРИ им. В.Д. Журина)

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОПЕРЕЧНОЙ ЦИРКУЛЯЦИИ ПОТОКА В КРИВОЛИНЕЙНОЙ ПЕСКОЛОВКЕ

Очертание русла канала придает водному потоку определенную гидравлическую структуру. Всякое отклонение потока от прямолинейного и равномерного движения вызывает изменение в структуре потока, изменяется однородность распределения поля скоростей и давлений, возникает поперечная циркуляция, наиболее интенсивная и устойчивая на поворотах потока. Изучив природу возникновения поперечной циркуляции, в какой-то степени можно формировать, видоизменять, усиливать или уменьшать поперечные течения.

В 1960–1961 гг. были проведены натурные исследования ангреновской песколовки, цель которых проверить интенсивность поперечной циркуляции и влияние ее на процессы осаждения и промыва наносов в криволинейной песколовке и устранить выявленные недостатки /5/.

На открытой площадке САНИИРИ была построена модель ангреновской криволинейной песколовки в масштабе 1:10 н.в. Кроме этой модели исследовались еще три варианта. На первых двух моделях поперечный уклон дна был равен

$i = 0,067$. Угол поворота потока 90° . Входной прямолинейный участок имел горизонтальное дно. В последующих вариантах дно прямолинейного участка было сделано с обратным поперечным уклоном, который плавно сопрягался с дном криволинейного участка. Уклон дна криволинейного участка в этих вариантах был увеличен до $i = 0,079$. Направления донных токов определялись по следу медного купороса, а направления поверхностных токов – поплавками (рис. I).

IV - вариант
 угол поворота потока 75°
 $Q = 20.9 \text{ л/сек}; Q_{\text{пр}} = 31\%$

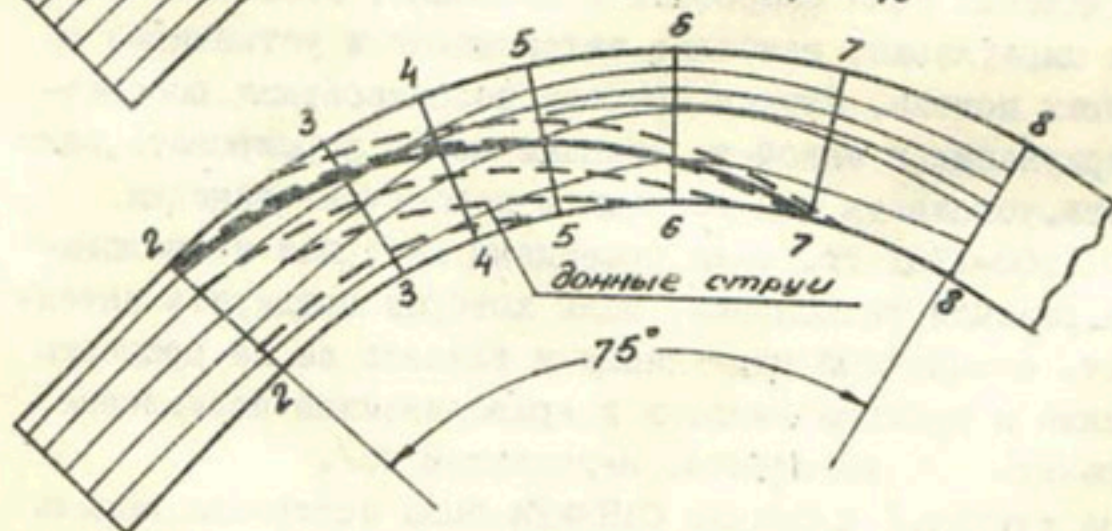


Рис. I. Сопоставление фактических траекторий донных струй с расчетными.

Считается, что траектории донных наносов совпадают с траекториями донных течений. Рис. I дает качественную характеристику работы песколовки. Донные наносы и взвешенные, которые по длине песколовки успевают опуститься в придонные слои потока, вследствие уменьшения скоростей, попадают в донные галереи и затем в сбросной канал. На прямолинейном входном участке в основном наблюдается равномерное течение, что обеспечивает равномерное движение наносов по ширине сооружения.

Установлено, что обратный поперечный уклон дна и рассредоточенный сброс воды через донные галереи усиливают поперечную циркуляцию на повороте потока. Интенсивность поперечной циркуляции — угол отклонения донных токов от среднего направления потока. С увеличением процента промывного расхода донные линии тока круче пересекают поток и быстрее переходят от вогнутого к выпуклому берегу.

Ввиду того, что криволинейная песколовка имеет малое отношение средней глубины к ширине, порядка 12-20, то для построения расчетных донных траекторий мы можем воспользоваться приближенным методом И.Л. Розовского /2/.

Для перехватывания галереями донных наносов необходимо чтобы частица, вышедшая в начале песколовки из точки у вогнутого берега, в конце песколовки попала в последнюю галерею. Дифференциальное уравнение донной траектории в полярных координатах будет иметь вид

$$-dr = \operatorname{tg} \varphi r d\theta = -h dr / r, \quad (1)$$

где r — радиус закругления;

h — глубина, соответствующая данному радиусу.

Переменная глубина определяется по формуле

$$h_i = h_{нар} + \frac{h_{вн} + h_{нар}}{\delta} (r_{нар} - r) \quad (2)$$

где $h_{нар}$ и $r_{нар}$ — глубина и радиус у вогнутого берега;

$h_{вн}$ — глубина у выпуклого берега;

δ — ширина песколовки.

Траектории придонных частиц могут быть построены по формуле

$$\epsilon \rho \frac{h}{h_{\text{нор}}} = 11 \frac{h_{\text{вн}} - h_{\text{нор}}}{b} \theta, \quad (3)$$

откуда

$$\theta = \frac{b \epsilon \rho \frac{h}{h_{\text{нор}}}}{11 (h_{\text{вн}} - h_{\text{нор}})}. \quad (4)$$

Затем по формуле (2) определяем соответствующую данному радиусу r глубину h и по выражению (4) определяем угол θ .

Построение траектории нужно начинать за участком развития циркуляции, которому соответствует угол θ , определяемый по формуле

$$\theta_{\text{пр}} \approx 1,5 \frac{c}{\sqrt{g}} \cdot \frac{h}{r}, \quad (5)$$

где c — коэффициент Шези;
 h — средняя глубина на входном прямолинейном участке;
 r — средний радиус.

Как видно из расчетных формул 2 и 4 (по методу И.Л.Розовского), траектории донных струй изменяются в зависимости от переменной глубины по ширине потока, от угла и радиуса закругления. Чем меньше глубины в песколовке, тем ближе траектория, т.е. интенсивность поперечной циркуляции уменьшается и наоборот.

На фактическую эпюру донных струй оказывает большое влияние процент бокового промывного расхода (см. рис. I). Чем меньше процент промывного расхода, тем большее совпадение фактической эпюры с расчетной, т.е. тем меньшее влияние бокового отвода воды на поперечную циркуляцию. При промывном расходе, составляющем 11% от общего расхода песколовки, фактическая траектория донных струй совпадает с расчетной по методу И.Л.Розовского.

Как известно, появление поперечной циркуляции вызывает значительные изменения скоростной структуры потока. Интенсивность поперечной циркуляции вдоль песколовки оце-

нивается распределением поперечных скоростей потока по глубине и ширине потока. Установлено, что в основной толще турбулентного ядра распределение скорости по вертикали подчиняется логарифмическому закону, поэтому все остальные рассуждения и расчеты будут даны в связи с этим законом.

Для определения поперечных составляющих скорости воспользуемся формулой И.Л.Розовского [2].

$$V_z = \frac{1}{\chi^2} V_{cp} \frac{h}{r} \left[F_1(\eta) - \frac{\sqrt{g}}{\chi c} F_2(\eta) \right].$$

Для каналов с шероховатым дном формула принимает следующий вид:

$$V_z = \frac{1}{\chi^2} V_{cp} \frac{h}{r} \left[F_1(\eta) - \frac{\sqrt{g}}{\chi c} F_4(\eta) \right],$$

где χ — параметр логарифмической формулы распределения скорости (постоянная Кармана);

V_{cp} — средняя скорость по вертикали;

h — глубина потока по вертикали;

r — радиус закругления;

c — коэффициент Шези;

$F_1(\eta)$, $F_2(\eta)$ и $F_4(\eta)$ — функции от относительной глубины.

Расчет поперечной составляющей скорости V_z произведен для каждой точки вертикали по всей длине песколовки при II% промывном расходе ($\theta = 80$ л/сек), т.е. для тех условий, когда боковой отвод воды не оказывает влияния на поперечную циркуляцию на изгибе (таблица).

При всех вариантах исследованных моделей к поперечнику УШ интенсивность поперечной циркуляции начинает ослабевать. Величина поперечной составляющей скорости уменьшается на 22-17% по сравнению с поперечником IV (исключая I-й вариант модели). Таким образом, конструктивные изменения песколовки: уменьшение угла поворота потока до 75° , переход к вертикальным стенкам, устройство поперечного уклона на входном прямолинейном участке не ухудшают работу песколовки как самопромывающегося отстойника. Сооружение становится проще в эксплуатации и экономичней, так как сокращается производство работ и затрата строительного материала.

Т а б л и ц а

Вид песколовки	v_c см/сек			
	Поперечники			
	II	IV	VI	VIII
Трапецеидальной формы	-4,10	-5,10	-5,00	-5,23
С вертикальными стенками	-5,05	-7,27	-6,68	-5,70
С большим поперечным уклоном дна	-5,83	-6,68	-5,63	-5,53
С углом поворота потока 75°	-6,29	-6,39	-6,07	-5,02

В ы в о д ы

1. Примыкающие прямолинейные участки канала ослабляют поперечную циркуляцию, влияние их перестает сказываться только при углах поворота потока $> 90^\circ$. Чем меньше угол поворота, тем сильнее сказывается влияние прямолинейных участков /4/.

2. Конструктивные изменения сооружения такие, как увеличение обратного поперечного уклона дна, уменьшение угла поворота потока, переход от откосов к вертикальным стенкам усиливают поперечную циркуляцию потока, что и требуется для работы данного сооружения-песколовки.

3. Сопоставление фактической траектории донных струй с расчетной по методу И.Л.Розовского показало, что процент промывных расходов влияет на поперечную циркуляцию.

Л и т е р а т у р а

1. Н и к и т и н И.К. Криволинейные отстойные сооружения с непрерывным промывом. Тр.САННИРИ, вып.86, Ташкент, 1957.
2. Р о з о в с к и й И.Л. Движение воды на повороте открытого русла, Киев, 1957.

3. К о ж е в н и к о в М.П. О движении воды на повороте русла, "Гидротехническое строительство" № 9, 1946.
4. Ю ш м а н о в О.Л. К расчету поперечной циркуляции жидкости на криволинейном участке канала, "Гидротехника и мелиорация" № I, 1953.
5. К о ж е в н и к о в а М.С. Натурные исследования гравеловки и песколовки, "Вопросы гидротехники" № 12, 1963.

И.Б.ХАМАДОВ

канд. техн. наук, зав. лабораторией

У.И.ХУСАНХОДЖАЕВ

ст. научн. сотр.

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВОДОМЕРНОГО ПОРОГА С ВЫРЕЗНОЙ ЧАСТЬЮ КОНСТРУКЦИИ САНИИРИ

Транзитные водомерные сооружения получили широкое применение на открытых межхозяйственных и хозяйственных каналах гидромелиоративных систем. Существующие конструкции таких сооружений позволяют достаточно точно измерять расходы воды в диапазонах их отношений $\frac{Q_{\text{макс.}}}{Q_{\text{мин.}}}$ не более 5-7 раз

[1,2].

При осуществлении на сети водооборота в маловодные годы, промывок засоленных земель и т.д. эти диапазоны измерений расходов воды становятся недостаточными. В связи с этим в лаборатории эксплуатационной гидрометрии САНИИРИ, на основании анализа существующих конструкций и их технических характеристик, разработана конструкция водомерного порога с вырезной частью (типа "ВПС с вырезом") [3,4], позволяющая значительно расширить диапазоны измерения расходов воды - до 20 и более раз.

Водомерный порог предлагаемой конструкции (рис.1) состоит из бетонированных участков канала 1,5, водосливного порога 6 и продольного призматического выреза 4 трапецеидального сечения на нем. Водосливной порог со стороны участка верхнего бьефа I имеет наклонный откос (с отношениями 1:3 или 1:4). Для измерения уровня воды в верхнем бьефе предусмотрен выносной колодезь 2 и рейка 3, а со стороны участка нижнего бьефа 5 - рейка 7 для контроля величины затопления порога потоком.

ВПС с вырезной частью предназначен для местного и автоматизированного учета воды на открытых трапецеидальных каналах с максимальными расходами от 1 до 60 м³/сек, а при наличии перепада, быстотока - до 150 м³/сек. Расход воды определяется по однозначной зависимости $Q = f(H_s)$, предварительно составленной по формуле (5).

В 1971-1972 гг. мы провели лабораторные исследования на 52 вариантах предлагаемой конструкции водомерного порога. Цель исследований:

- выбор наиболее рационального варианта конструкции при изменении гидравлических и конструктивных габаритов (ширины, высоты, откосов порога, выреза и т.д.);
- определение коэффициентов расходов и их составляющих;
- установление учетной формулы для определения расходов воды, протекающих через порог и его вырез;
- выявление максимального диапазона измерения расходов воды;
- нахождение наибольшей допустимой величины затопления со стороны нижнего бьефа, при которой сохраняется однозначная зависимость $Q = f(H_0)$;
- оценка из погрешности измерений.

В общем виде расход, проходящий через конструкцию вышеописанного порога и его вырез (рис. I), есть функция следующих переменных гидравлических и конструктивных параметров:

$$Q = f(H_0; b_0; m_0; P_0; b_k; m_k; b_n; m_n; P_n; h_n). \quad (I)$$

На практике обычно $m_k = m_n$, $b_n = b_k + 2m_k P_n$ и конструктивно принимается $P_0 = 0,5 P_n$; $m_n = m_0$. Исследователями установлено следующее:

- однозначная зависимость $Q = f(H)$ сохраняется для условий $h_n \leq (0,75 - 0,8) H_0$;
- диапазон точного измерения расходов находится в пределах изменения H_0

$$0,05 b_0 \leq H_0 \leq 0,33 b_0 + P_0;$$

- изменение не ограничено диапазоном

$$0 < H_0 \leq H_{стр} - (P_n - P_0) - \Delta.$$

Здесь

$H_{стр}$ - строительная высота канала;

Δ - допустимый запас дамбы над максимальным уровнем воды.

Поэтому функция (I) может быть записана в виде

$$Q = f(H_0, b_0, m_0, P_0, b_n, P_n) \quad (I)$$

или в относительных величинах

$$Q = f\left(\frac{H_0}{P_n - P_0}, m_0, \frac{b_0}{b_n - 2m_0 P_0}\right). \quad (I'')$$

Таким образом, задача лабораторных исследований вариантов модели порога заключалась в определении коэффициентов расхода в зависимости от влияния параметров функции (I''). Модель бетонного канала имела ширину по дну b_n , равную 20, 30 см; уклон дна $i_n = 0$; коэффициент заложения откосов m_n составлял 0; 1; 1,5; 2; пропускаемые расходы воды Q от 1 до 40 л/сек измерялись лабораторным мерником с погрешностью $\pm 1\%$. Наполнения в канале H_n менялись от 4 до 20 см при высоте вариантов порога P_n от 6 до 10 см.

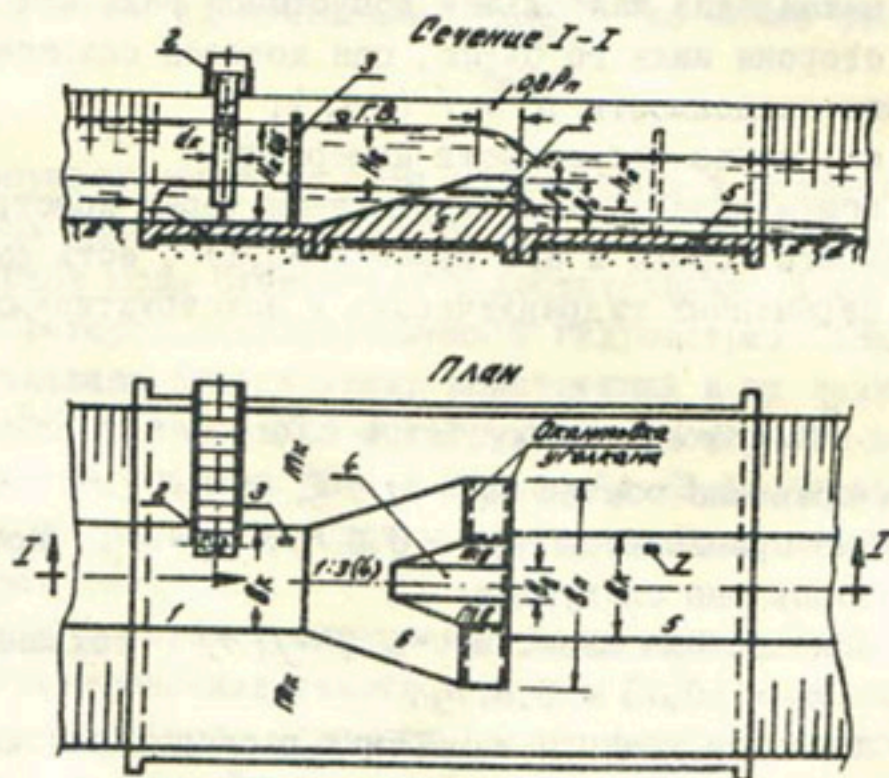


Рис. 1. Водомерный порог с вырезной частью конструкции САНИИРИ.

Опыты проводились в два этапа:

- 1) глубина потока над дном вырезной части порога не превышала ее высоты, т.е. $H_B \leq P_B$;
- 2) глубина потока над дном вырезной части выше высоты выреза, т.е. $H_B > P_B$.

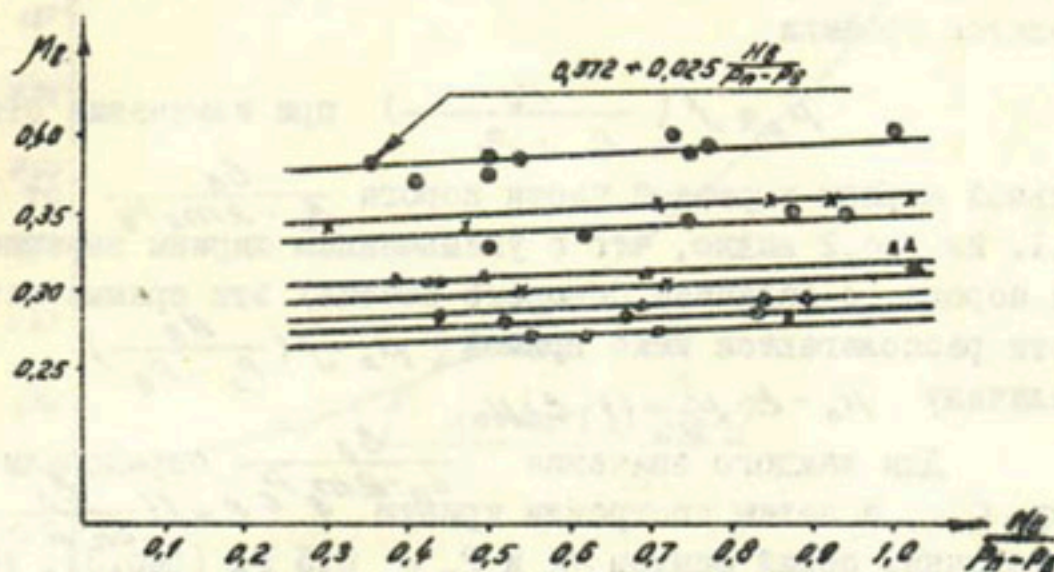


Рис. 2. Зависимость коэффициента расхода μ_0 от $\frac{H_B}{P_\Pi - P_B}$ для вырезной части водомерного порога при следующих данных: $m_H = m_B = 1$; $P_B = 0,5 P_\Pi$; $\delta_H = 30$ см, $P_\Pi = 10$ см.
 * $\delta_B = \delta_H - 2m_B P_B$; * $\delta_B = 35$ см; * $\delta_B = 32$ см; * $\delta_B = 25$ см;
 = 20 см; * $\delta_B = 15$ см; * $\delta_B = 10$ см; * $\delta_B = 5$ см.

В первом случае коэффициент расхода $\mu_{оп}$ определялся по формуле

$$\mu_{оп} = \frac{Q_{опт.}}{(\delta_B + m_B H_B) H_B \sqrt{2g H_B}}, \quad (2)$$

где $Q_{опт.}$ — пропускаемый через модель расход, м³/сек;
 $\delta_B + m_B H_B$ — средняя ширина потока в вырезной части порога, м.

Ввиду невозможности установления зависимости коэффициента расхода одновременно от всех переменных на одном варианте модели, был использован метод последовательного, единичного их изменения при постоянстве других параметров, в виде серии опытов на различных вариантах модели.

Для серии опытов по коэффициенту откосов вырезной части порога m_B при различных $P_B = 0,5 P_\Pi$ на моделях ширину по дну вырезной части δ_B (без бокового сжатия) задавали равной ширине между гранями откосов канала ($\delta_H - 2m_B P_B$). Опытные данные позволили установить зависимость коэффициента расхода

$$\mu_0 = 0,372 + 0,025 \frac{H_B}{P_\Pi - P_B}. \quad (3)$$

В виде примера, для серии опытов $m_0 = 1$, на рис.2 приводятся графики

$\mu_0 = f\left(\frac{H_0}{P_n - P_0}\right)$ при изменении относительной ширины вырезной части порога $\frac{b_0}{b_n - 2m_0 P_0}$ от 1 до 0,1. Из рис.2 видно, что с уменьшением ширины вырезной части порога (с наличием бокового сжатия) эти прямые зависимости располагаются ниже прямой $\mu_0 = f\left(\frac{H_0}{P_n - P_0}\right)$ на величину $\mu_0 - \varepsilon \cdot \mu_0 = (1 - \varepsilon)\mu_0$.

Для каждого значения $\frac{b_0}{b_n - 2m_0 P_0}$ определяли величину ε , а затем построили кривую $\varepsilon = f\left(\frac{b_0}{b_n - 2m_0 P_0}\right)$ для различных серий опытов m_0 и $P_0 = 0,5 P_n$ (рис.3), которую можно представить следующей формулой:

$$\varepsilon = 0,7 + 0,3 \left(\frac{b_0}{b_n - 2m_0 P_0} \right)^2 \quad (4)$$

При $H_0 > P_0$ сериями опытов установлена зависимость для определения расхода, идущего через водослив с полигональным поперечным сечением

$$Q = \varepsilon \cdot \mu_0 (b_0 + m_0 H_0) H_0 \sqrt{2g H_0} + \mu' (b_n - b_0 - 2m_0 P_0) (H_0 - P_0) \sqrt{2g H_0}, \quad (5)$$

где μ' - коэффициент расхода [2], равный

$$\mu' = 0,37 + 0,04 \frac{H_n}{P_n - P_0}. \quad (6)$$

Формула (5) является общим выражением. В частном случае при $H_0 \leq P_0$ эта формула упрощается и принимает вид

$$Q = \varepsilon \cdot \mu_0 (b_0 + m_0 H_0) H_0 \sqrt{2g H_0}. \quad (5)$$

Погрешность расчетных зависимостей по определению расходов воды по формуле (5) с опытными данными в диапазоне точного измерения (до 20 раз) не превышала $\pm 2\%$.

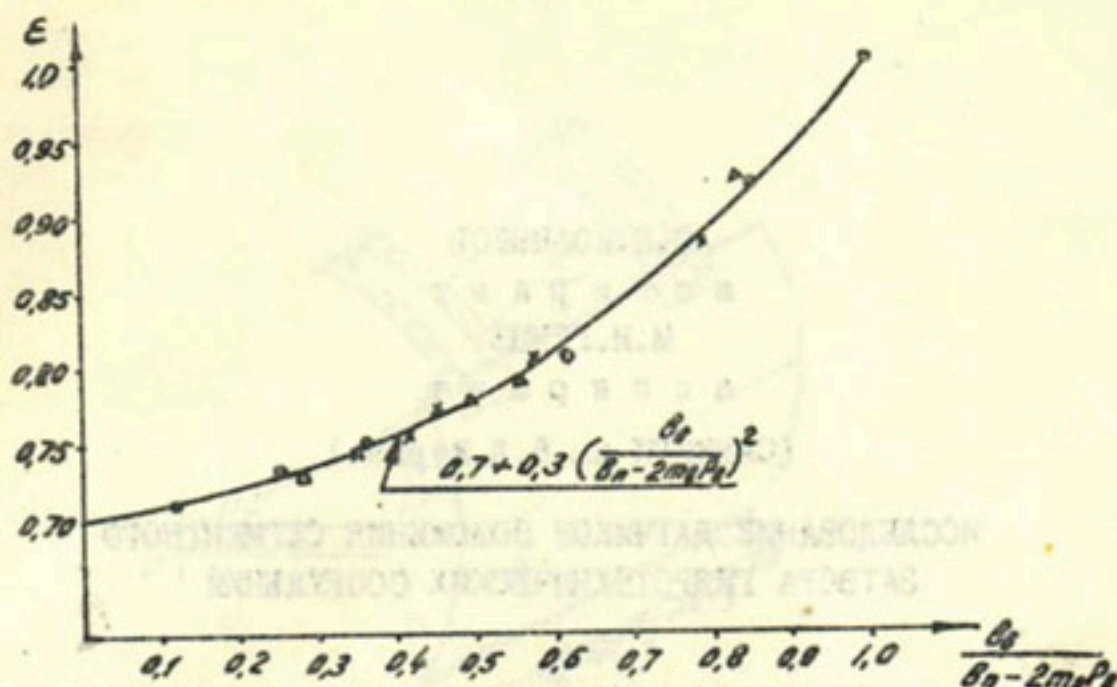


Рис. 3. Зависимости коэффициента сжатия ϵ от

степени сужения выреза $\frac{b_s}{b_n - 2m_s P_s}$

o — точка при коэфф. откоса канала $m_k = 1,0$;

x — точки при коэфф. откоса канала $m_k = 1,5$;

Δ — точка при коэфф. откоса канала $m_k = 2,0$.

Л и т е р а т у р а

1. Я р ц е в В.Н. "Эксплуатационная гидрометрия", М., Сельхозгиз, 1957.
2. Б у т ы р и н М.В. Водомерный порог САНИИРИ (ВПС), "Гидротехника и мелиорация", № 6, М., 1959.
3. Х а м а д о в И.Б., Б у т ы р и н М.В., А б д у л л а - е в Д.Ш. Автор. свид. № 348681, Бюлл. № 25, 1972.
4. Водомерный порог с вырезной частью конструкции САНИИРИ, Проспект ВДНХ СССР, Ташкент, 1972.

С.П.КОЛМЫКОВ
аспирант
М.И.ГЕННЕ
аспирант
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ИССЛЕДОВАНИЕ ДАТЧИКОВ ПОЛОЖЕНИЯ СЕГМЕНТНОГО ЗАТВОРА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Для регулирования и измерения расходов воды на гидро-мелиоративных системах широко используются однопролетные и многопролетные гидротехнические сооружения со щитовыми затворами (водовыпуски, перегораживающие сооружения, водосбросы и т.д.).

Расход воды, пропускаемой через такие сооружения, можно определить путем замера напора над порогом сооружения, определения глубины воды за щитом и величины открытия затвора. Конструкция существующих в настоящее время датчиков положения затвора типа ДПЗ, в которых для дистанционного измерения величины открытия затвора установлены два ползунковых линейных потенциометра или частотный телепреобразователь типа УТП-1, довольно сложна.

Нами разработана и испытана на практике новая конструкция индуктивного датчика положения сегментного затвора (рис.1), сущность работы которого заключается в следующем.

Датчик положения затвора 3 содержит прямоугольный индуктивный контур 1, заключенный в стальную швеллерную раму 2, который расположен так, что при опущенном затворе окно контура не перекрывается металлом и индуктивность контура минимальна, а при полностью открытом сечении канала окно контура полностью перекрыто боковой поверхностью затвора и индуктивность его максимальна.

Индуктивный контур 1 подключен последовательно с подстроечным резистором R_c к сети переменного тока через понижающий трансформатор Тр 1. Полезным сигналом датчи-

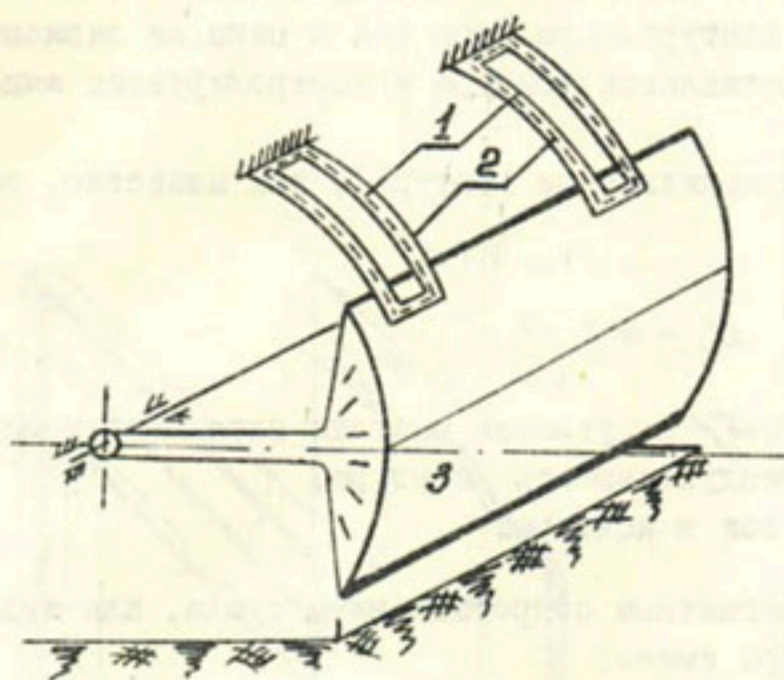


Рис.1. Схема конструкции датчика положения сегментного затвора .

ка является падение напряжения на контуре, которое, в простейшем случае, измеряется вольтметром 4 (рис.2).

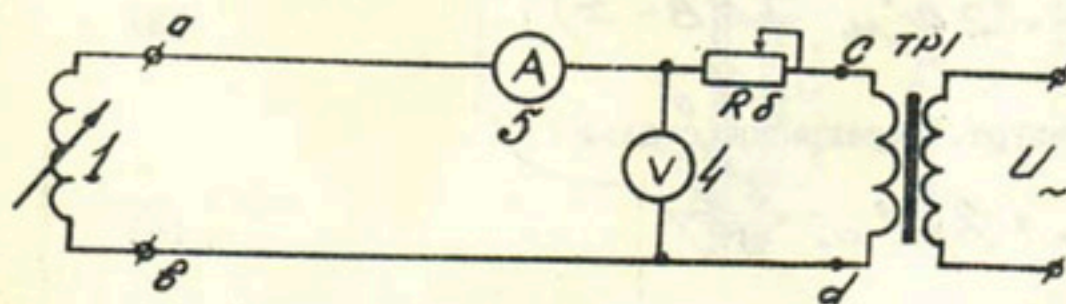


Рис.2. Схема питания датчика.

R_d выбирается из соотношения $R_d \gg X_L$ где X_L — индуктивное сопротивление контура. При этом ток в цепи не зависит от изменения сопротивления контура и контролируется амперметром 5.

Падение напряжения на контуре, как известно, записывается в виде

$$U_K = \omega L_K I \quad (I)$$

где $\omega = 2\pi f$ — угловая частота питающего тока;
 L_K — индуктивность контура,
 I — ток в контуре.

Пренебрегая магнитным сопротивлением стали, для индуктивности контура имеем:

$$L_K = \omega^2 G_K, \quad (2)$$

где $G_K = \frac{1}{R_{\mu\delta}}$ — проводимость на пути рабочего потока в немагнитной среде;

$R_{\mu\delta}$ — сопротивление этой среды магнитному потоку.

Для выявления зависимости $R_{\mu\delta}$ от координаты затвора рассмотрим распределение магнитного потока для некоторого направления тока в контуре. С учетом обозначений, принятых на рис.3, индуктивность части контура, неперекрываемой сталью, равна

$$L_0 = 2\omega^2 \mu_0 \frac{m}{n} (B - x), \quad (3)$$

части контура, перекрываемой сталью

$$L_{cr} = 2\omega^2 \mu_0 \frac{kx}{\delta} \quad (4)$$

Полная индуктивность контура

$$L_K = L_0 + L_{cr} \quad (5)$$

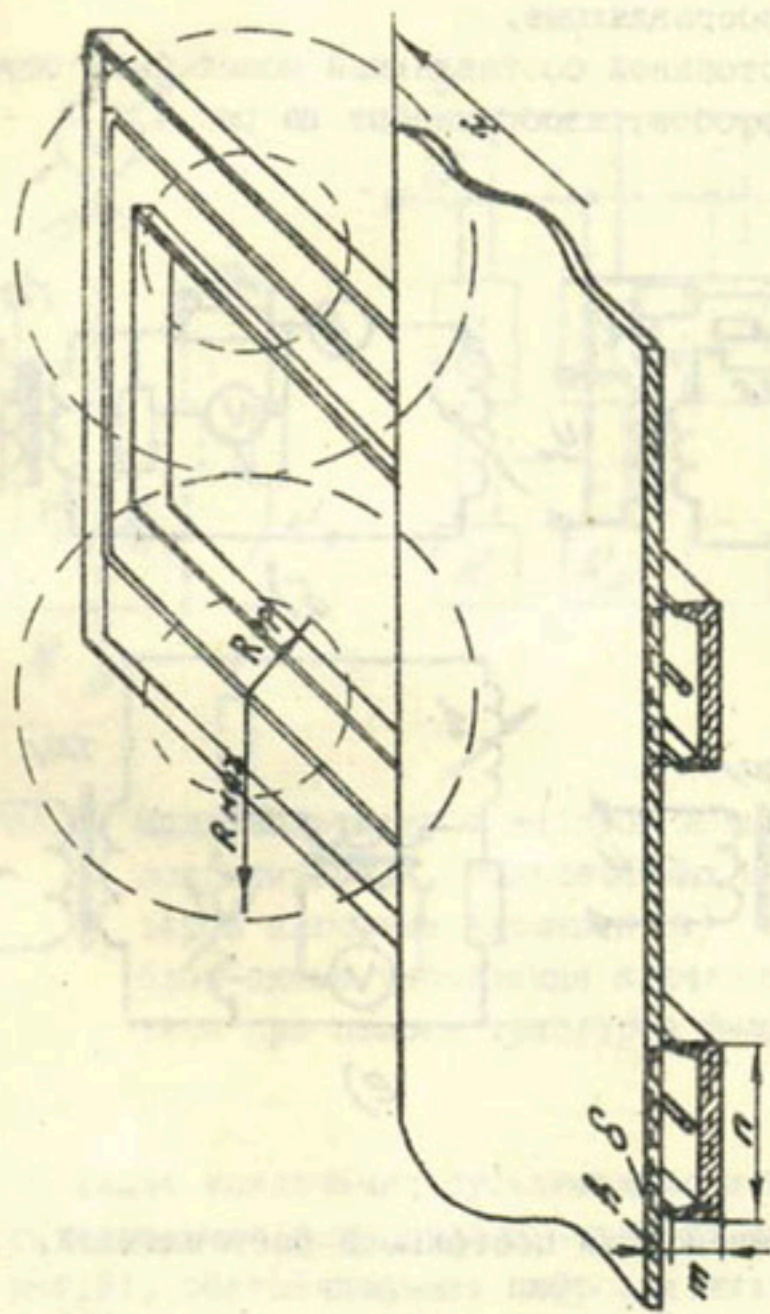


Рис.3. Разрез контура: h -толщина затвора; h -ширина швеллера;
 m -высота швеллера; δ -воздушный зазор между швеллером и
 затвором; x -перемещение затвора.

На основании зависимостей (1,3,4,5) получаем выражение статической характеристики датчика:

$$U_k = 2 \omega I \omega^2 \mu_0 \left[B \frac{m}{n} + \left(\frac{k}{\delta} - \frac{m}{n} \right) x \right] \quad (6)$$

из которого следует, что выходной сигнал содержит постоянную и переменную составляющие.

Компенсация постоянной составляющей может быть осуществлена одним из способов, изображенных на рис.4.

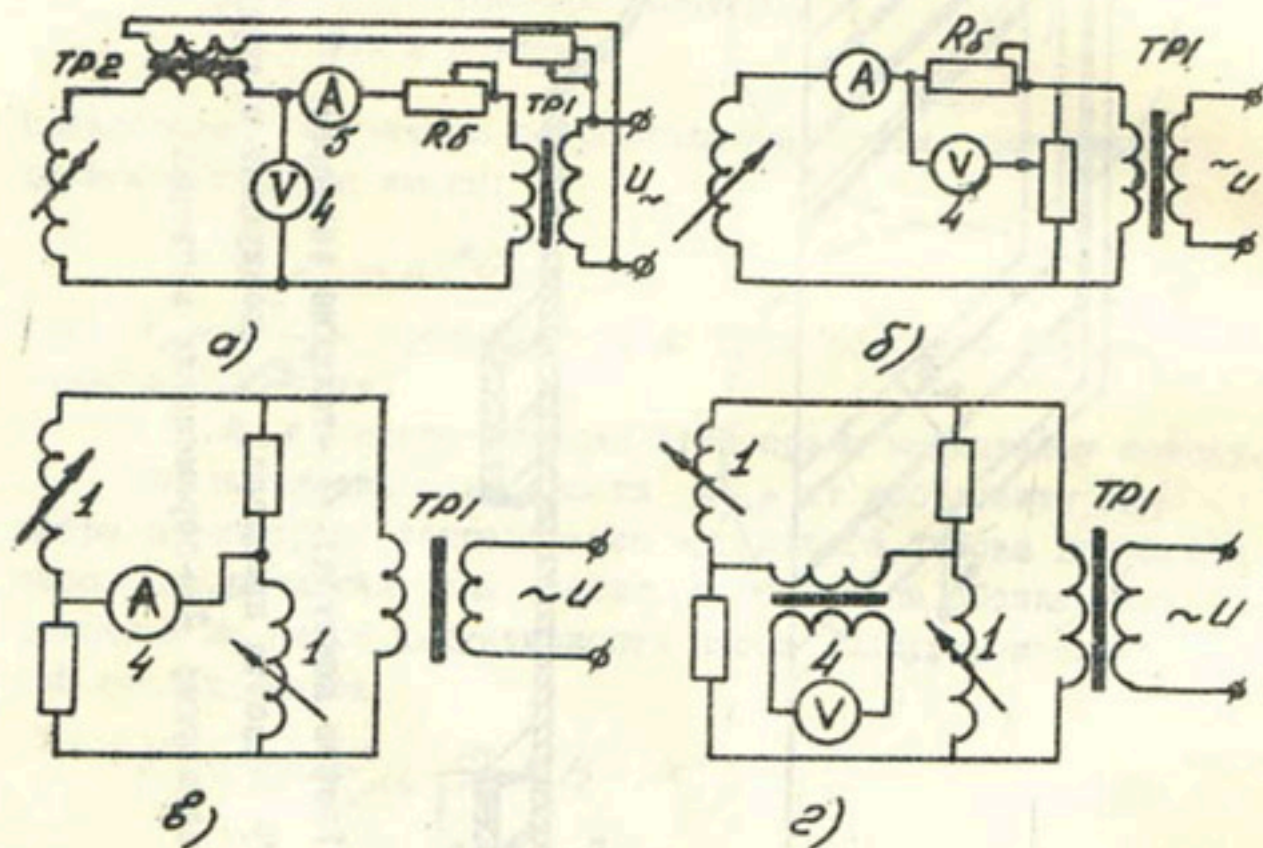


Рис.4. Схемы компенсации постоянной составляющей.

Диапазон изменения выходного сигнала для разработанных и исследованных конструкций составляет 0-5 в. Высокие

требования к точности измерения перемещения затвора требуют четкой индикации напряжений, составляющих десятки милливольт. Для этого мы предлагаем использовать многопредельный прибор (рис.5).

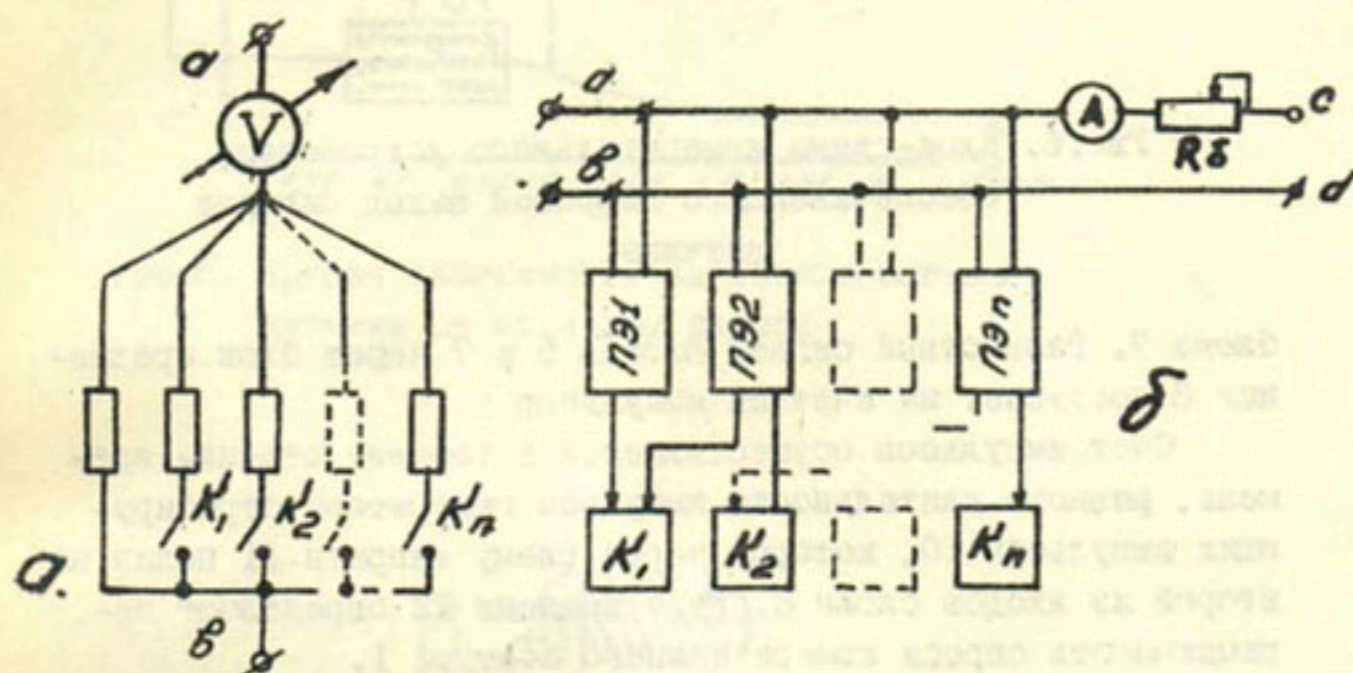


Рис.5. Милливольтметр с набором дополнительных сопротивлений, подключаемых к прибору через ключевые элементы а) блок-схема управления ключевыми элементами при помощи триггеров Шмидта (б).

С целью исключения субъективных ошибок эксплуатационного персонала, нами предлагается измерительное устройство (рис.6), обеспечивающее цифровой выход сигнала датчика.

Падение напряжения на контуре I через выпрямитель 4 подается на двухтактный блокинг-генератор 5, частота которого пропорциональна величине питающего напряжения. Частотный сигнал блока 5 подается на один из входов сумматора 6, на второй вход которого подается сигнал опорной частоты с

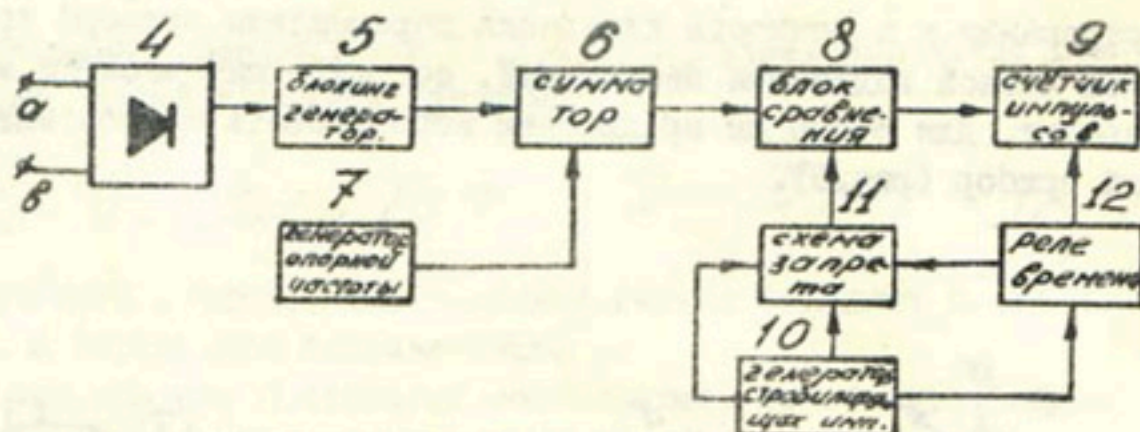


Рис.6. Блок-схема измерительного устройства, обеспечивающего цифровой выход сигнала датчика.

блока 7. Разностный сигнал блоков 5 и 7 через блок сравнения 8 поступает на счетчик импульсов 9.

Счет импульсов осуществляется в течение отрезка времени, равного длительности импульса генератора стробирующих импульсов 10, который через схему запрета 11 подан на второй из входов блока 8. Реле времени 12 определяет периодичность опроса измерительного контура I.

Для телеизмерения положения затвора в частотной системе телемеханики типа ТЧР-6I разработан преобразователь аналогового сигнала датчика в частоту (рис.7).

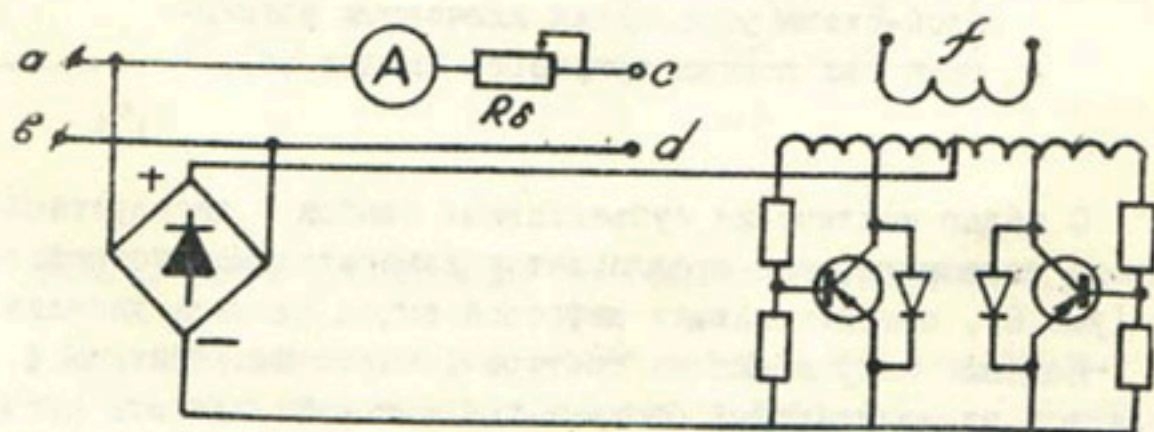


Рис.7. Схема аналогового сигнала датчика в частоту.

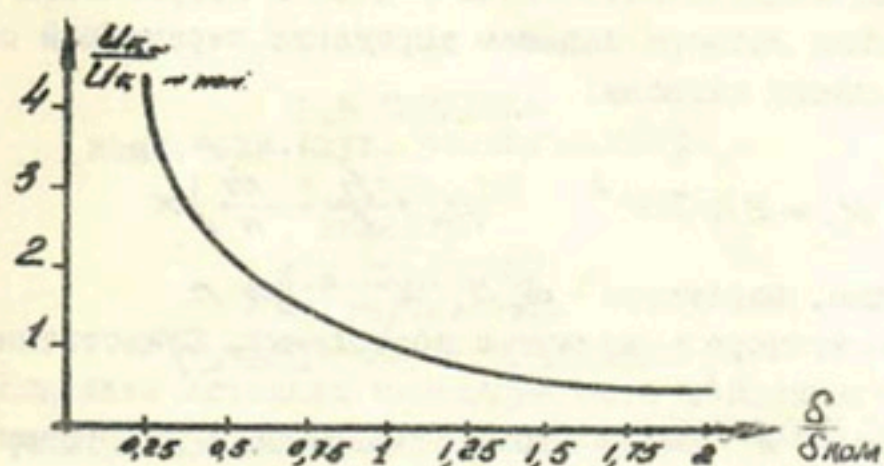


Рис. 8. Кривая зависимости выходного сигнала датчика от величины зазора

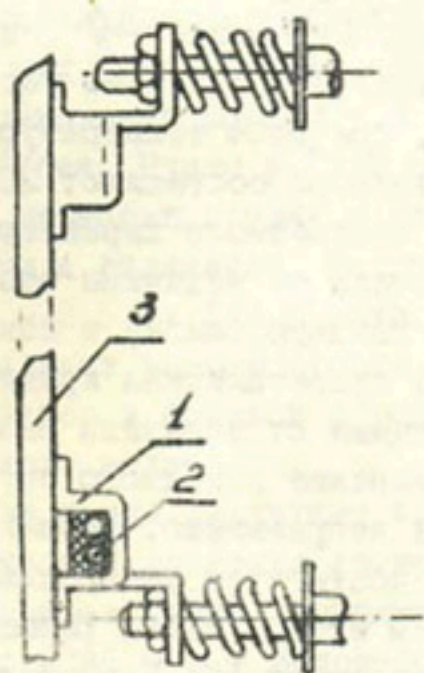


Рис. 9. Узел крепления частично подвижной швеллерной рамы датчика.

С целью анализа источников основной погрешности датчика положения затвора запишем выражение переменной составляющей выходного сигнала:

$$U_n = 2 \cdot \omega \cdot T \cdot \omega^2 \cdot \mu_0 \left(\frac{h}{\delta} - \frac{m}{n} \right) x \quad (7)$$

Очевидно, параметры ω , T , ω , h , m , n .

для данного затвора — величины постоянные. Существенно переменной величиной δ в этом выражении является величина воздушного зазора δ между плоскостью затвора и торцами боковых сторон швеллерной рамы. Она зависит от точности изготовления и монтажа металлоконструкций, а также от температурных удлинений радиальных опор затвора.

Так, для затвора с радиальными опорами из стали М16С длиной 9 м при увеличении температуры на 40° величина зазора изменяется на 4,28 мм. Отклонения в изготовлении поверхности затвора по радиусу в такой конструкции — величина такого же порядка. Отношение $\frac{h}{\delta}$ в (7) желательно взять равным 1. Толщина h одного из исследованных затворов составляет 40 мм, при этом температурные и технологические отклонения затвора составляют 20% длины последнего. При учетывании нелинейного характера зависимости выходного сигнала датчика от величины зазора, вариации последнего внесут существенную ошибку в показания датчика. На рис. 8 представлена теоретическая кривая зависимости выходного сигнала датчика от величины зазора δ . При изменении δ на $\pm 20\%$ изменение выходного сигнала составляет $\pm 20\%$, что практически неприемлемо. Компенсация этой погрешности может быть достигнута уменьшением зазора до 0 (рис. 9) или увеличением его до таких размеров, когда указанные вариации не превышают 1%. Первый из способов предпочтительнее, так как ведет к повышению чувствительности.

Р.В.ТИМИРОВА
канд.техн.наук, ст.научн.сотр.

З.А.КЛАССЕН
инженер

И.И.ЛЕШАНСКИЙ
мл.научн.сотр.

(САНИИРИ им. В.Д. Журина)

РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ГОЛОВНОГО ВОДОЗАБОРНОГО УЗЛА ГЭС ХОРОГ НА Р.ГУНТ

Головной водозаборный узел ГЭС Хорог, предназначенный для обеспечения подачи воды в деривационный канал, располагается на р.Гунт в створе старого неинженерного водозабора.

Р.Гунт - правый приток р.Пяндж - берет свое начало из оз.Яшилкуль завального происхождения, расположенного на высоте 3734 м над уровнем моря. Питание реки ледниково-снеговое. Максимальный расход $670 \text{ м}^3/\text{сек}$, минимальный, меженный - $8,0 \text{ м}^3/\text{сек}$. Русло р.Гунт сложено из крупнообломочных пород с примесью гравия и песка. В их составе преобладают валуны и галечники. Встречаются крупные валуны диаметром 2,0 - 2,5 м. Уклон реки 0,03.

Проектный вариант водозаборного узла представлял собой лобовой водозабор и боковой сброс, расположенный в теле автоматического водоолива.

В состав узла вошли следующие элементы:

1) автоматический водослив криволинейного очертания в плане; 2) подводящее русло, выполненное в виде раструба с шириной на входе 35 м и у водозаборного отверстия - 12,5 м, длиной 35,0 м; 3) порог водоприемника, слегка изогнутый в плане, длиной 20 м и высотой 0,8 м; 4) регулятор сброса I, состоящий из двух отверстий шириной по 2,5 м, которые перекрываются шандорами; 5) водозаборный канал трапециевидного сечения с левой водосливной гранью длиной 60 м; 6) регулятор деривационного канала с двумя отверстиями шириной по 2,5 м, рассчитанный на пропуск.

$Q = 27 \text{ м}^3/\text{сек}$; 7) регулятор сброса II шириной 4,0 м.

Основная задача исследования – разработка компоновки гидроузла, обеспечивающей забор воды в деривационный канал ГЭС без захвата донных наносов.

Исследования проводились на пространственной размываемой модели, выполненной в масштабе 1:40. Был воспроизведен участок р. Гунт в створе водозаборного узла длиной 760 м, из которых 460 м находятся выше створа и 300 м ниже.

Моделирование производилось по методике, основанной на принципе динамического подобия (по Фрудру). В процессе исследований на модели рассматривались различные варианты компоновки гидроузла.

Наиболее удачным оказался вариант гидроузла, в основу компоновки которого был положен принцип использования поперечной циркуляции для борьбы с донными наносами (рис. I).

Криволинейное подводящее русло образуется сочетанием правого коренного берега р. Гунт с криволинейной в плане водосливной плотиной. Ширина русла по урезу воды $B_y = 16,7$ м, длина – 42,5 м, что составляет $\sim 2,5 B_y$.

Автоматический водослив представляет собой криволинейную в плане водосливную плотину и служит для автоматического сброса паводковых вод. Радиус кривизны автоматического водослива равен $\sim 1,5 B_y$, длина его 49,0 м, ширина по верху 5,0 м. Гребень дамбы заложен из условия пропуска расхода $27 \text{ м}^3/\text{сек}$ в межень. Водосливная грань его делается наклонной с откосом 1:2, далее наклонная грань переходит в горизонтальную площадку шириной 2,0 м, которая заканчивается зубом, заложенным на глубину 6,0 м.

Наносоотбойная стенка, выполненная в виде вертикальной грани, поставленной на откос, вводится в поток под углом 30° . Длина наносотбойной стенки 15,0 м. Порог водоприемника шириной 10,5 м и высотой 1,5 м, что составляет $\sim 1,5 d_{\text{ср}}$, служит для забора воды и предохранения от вовлечения в канал донных наносов.

Регулятор I, обеспечивающий сброс расходов воды и речных наносов обратно в р. Гунт, состоит из трех пролетов шириной по 3,0 м, длиной 3,7 м. Порог регулятора заложен на средней отметке дна русла. За пролетами устраивается водо-

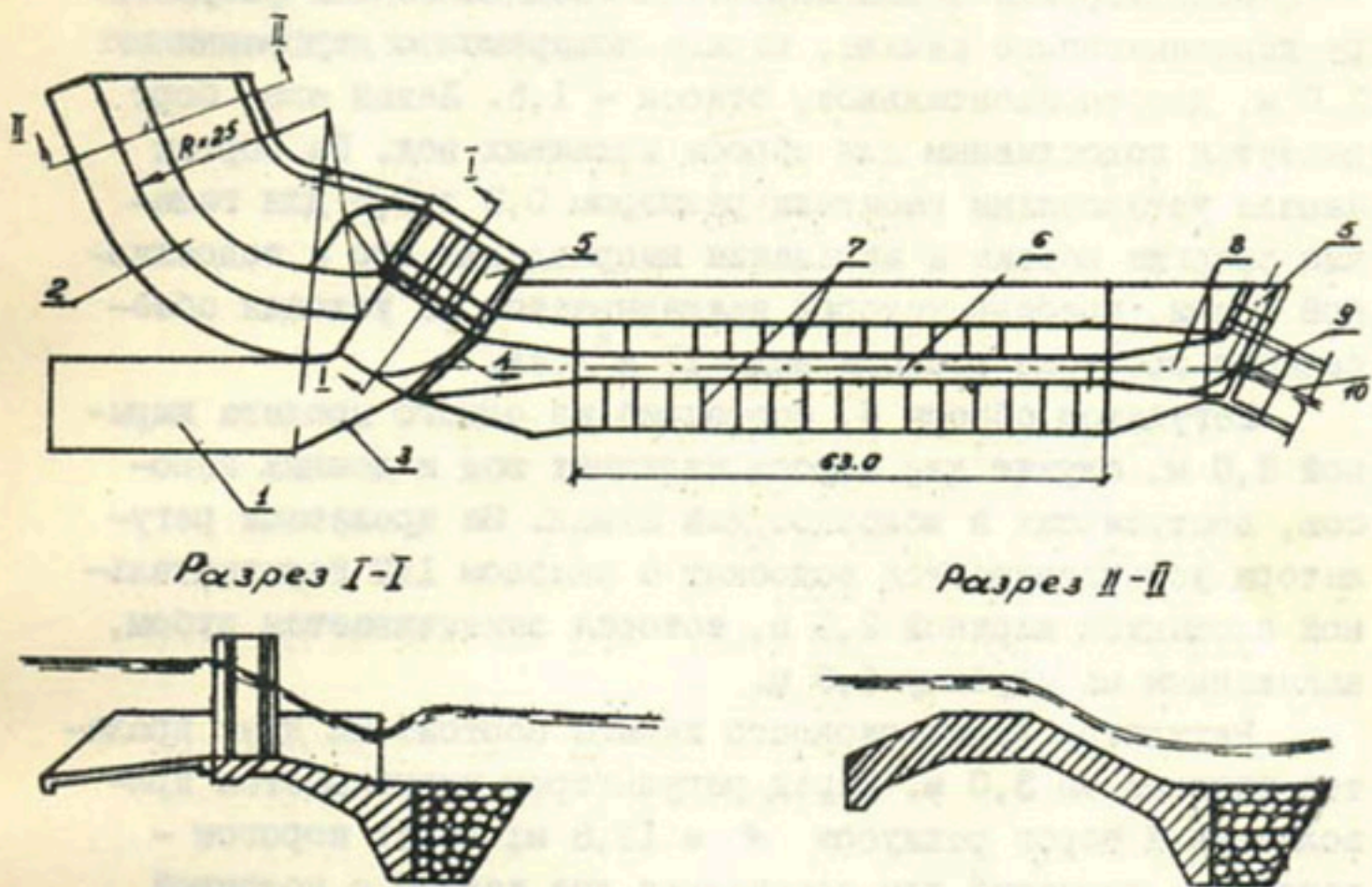


Рис. I

Схема водозаборного узла ГЭС Хорго на р. Гунт:

- | | |
|-------------------------------------|---------------------------------------|
| I - криволинейное подводящее русло; | 6 - водозаборный канал; |
| 2 - автоматический водослив; | 7 - балки для гашения энергии потока; |
| 3 - наносоотбойная стенка; | 8 - водоскат; |
| 4 - порог водоприемника; | 9 - регулятор деривационного канала; |
| 5 - регулятор сброса I и II; | 10 - деривационный канал. |

скат с уклоном 1:2 и горизонтальной площадкой шириной 2,0 м, которая заканчивается зубом, заложенным на глубину 6,0 м.

Водозаборный канал служит для подачи воды к регулятору деривационного канала, ширина которого по дну равна 3,0 м, дно горизонтальное, откосы — 1,5. Левый его борт делается водосливным для сброса излишних вод. На бортах канала установлены гасители размером 0,3 x 0,5 для гашения энергии потока и изменения направления его к водосливной грани, гребень которой закладывается из условия обеспечения пропуска расхода воды $27 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Регулятор сброса II, состоящий из одного пролета шириной 3,0 м, служит для сброса излишних вод и донных наносов, поступивших в водозаборный канал. За пролетами регулятора устанавливается водоскат с уклоном 1:2 горизонтальной площадкой шириной 2,0 м, которая заканчивается зубом, заложенным на глубину 6,0 м.

Регулятор деривационного канала состоит из двух пролетов шириной по 3,0 м. Перед регулятором устраивается криволинейный порог радиусом $R = 13,8 \text{ м}$; перед порогом — водоскат, служащий для сопряжения дна канала с подошвой криволинейного порога. Главное назначение водоската — обеспечение транспортирования донных наносов в нижний бьеф регулятора сброса II.

Борьба с наносами на водозаборном гидроузле ГЭС Хорго осуществляется двумя ступенями: в первой с наносами борются при помощи поперечной циркуляции, которая создается криволинейным подводным руслом и усиливается наносотбойной стенкой. При этом от порога водоприемника отвлекается основная масса крупных наносов (90–95%) и направляется в нижний бьеф регулятора сброса I; во второй ступени на водозаборном канале устраивается водоскат, благодаря которому наносы скатываются к регулятору сброса II и выносятся в нижний бьеф сооружения.

Преимущество данной компоновки гидроузла заключается в том, что борьба с донными наносами на узле осуществляется простыми и открытыми конструкциями, легко доступными осмотру. Кроме того, благодаря мощному воздействию на поток нанос-

соотбойной стенки появилась возможность сократить длину подводящего русла до $2,5 B_y$ (вместо $5 B_y$, которые рекомендуются для определения длины подводящего русла в Ферганском типе водозабора).

А.Н.НАБИЕВ

канд.техн.наук, ст.научн. сотр.

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

РЕЗУЛЬТАТЫ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ КОНСОЛЬНОГО ПЕРЕПАДА "АЧИКУЛЬ"

Опыт эксплуатации сооружений на реках и каналах показывает, что явление местных размывов в той или иной степени наблюдается на подавляющем большинстве действующих сооружений, что требует значительных дополнительных средств, не предусмотренных проектом. В некоторых случаях местные размывы могут быть причиной полного разрушения сооружения /1/.

Данная работа посвящена исследованию местного размыва за консольным перепадом "Ачикуль" (рис.1) на коллекторе П-3. Определялась величина ямы размыва за консольным перепадом при пропуске расходов $30 \text{ м}^3/\text{сек}$ и $63 \text{ м}^3/\text{сек}$ и разрабатывались практические рекомендации, позволяющие довести местные размывы до минимума.

При выборе масштаба модели мы придерживались рекомендаций проф.И.И.Леви /5/, согласно которым минимально допустимый масштаб модели должен быть не менее $1/41$ натуральной величины сооружения ($M 1:20$ и $1:40$). Методика моделирования мелкопесчаных и связных грунтов до сих пор не разработана в связи с чем при исследованиях иногда используется натурный песок или песок по составу близкий натурному.

В нашем случае нижний бьеф исследуемого гидроузла представлен мелкозернистым песком. Поэтому размываемый участок модели сформирован из песка, по составу близкому к натурному (табл.1).

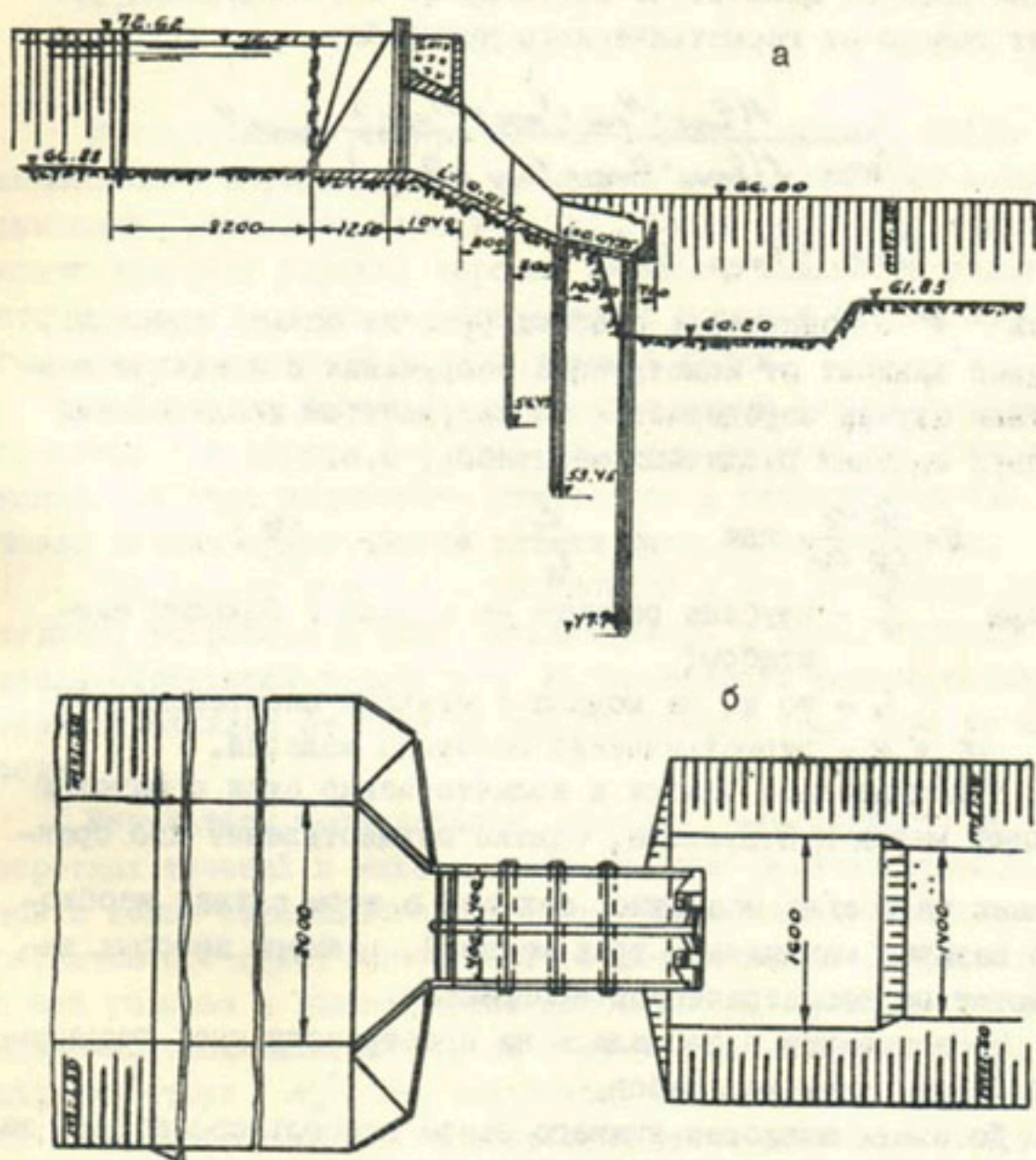


Рис. I. Продольный разрез (а) и план (б) консольного перепада Ачикуль на коллекторе П-3.

Состав размываемого материала в нижнем бьефе консольного перепада подобран по методике Н.Н.Суровой /6,7/, согласно которой масштабное соотношение глубин размыва зависит только от геометрического масштаба:

$$\frac{t_{\text{нот}}}{t_{\text{мод}}} = \frac{f(l_{\text{нот}}, H_{\text{нот}}, V_{\text{нот}}, t_{\text{нот}})}{f(l_{\text{мод}}, H_{\text{мод}}, V_{\text{мод}}, t_{\text{мод}})} = a^y \quad (I)$$

или

$$t_{\text{нот}} = t_{\text{мод}} \cdot a^y$$

Здесь y — показатель степени (всегда больше единицы), который зависит от конструкции сооружения и в каждом конкретном случае определяется по результатам исследований на двух моделях различных масштабов, т.е.

$$y = \frac{\lg a_2}{\lg a_1} \quad \text{где} \quad a_1 = \frac{t_1}{t_2} \quad \text{и} \quad a_2 = \frac{a_2}{a_1};$$

отсюда t_2 — глубина размыва на модели с большим масштабом;

t_1 — то же на модели с меньшим масштабом;

a_1 и a_2 — геометрические масштабы моделей.

Принципиально близок и количественно схож с методом Суровой метод Н.П.Зрелова. Однако осуществление его практически не всегда возможно, так как в этом случае необходимо наличие минимально трех моделей, размеры которых выбираются по геометрической прогрессии.

Исследования проводились на пространственной размываемой модели двух масштабов.

До опыта котлован нижнего бьефа консольного сброса заполняли отсортированным песком методом отсыпки в воду, затем при помощи специально заготовленного шаблона создавали проектный профиль канала. Грунт замачивали в течение двух час. Опыты для каждого расхода продолжались более 20 час. Расход воды изменялся в следующих пределах:

Модель, л/сек	Натура, м ³ /сек	Примечание
16,86-34,40	30-63	М I:20
2,97-6,24	30-63	М I:40

Исследовались четыре случая размыва нижнего бьефа консольного перепада: без трамплина и с различными конструкциями трамплинов (рис.2 и 2а). После окончания каждого опыта замеряли глубину воронки размыва. Дальность отлета струи в процессе опыта определяли с помощью специально изготовленной навесной горизонтальной рейки.

Наблюдения показали, что интенсивный размыв грунта происходит в первые 2-4 часа; боковые размывы по откосу канала за счет водоворота отмечаются в течение 3-4 час. после начала опыта, затем размыв идет очень медленно.

При работе консоли с установкой и без установки гасительных устройств в зоне нижнего бьефа у обоих берегов русла образуются водовороты. Интенсивность водоворотных течений зависит от типа устанавливаемого трамплина на консоли.

Результаты исследования показали, что скорость водоворотных течений в нижнем бьефе, в при наличии трамплинов в конце консольного перепада, уменьшается. Несколько различны соответственно, и береговые размывы. Глубина воронки размыва в нижнем бьефе консольного перепада при установлении трамплина растет за счет увеличения угла наклона падения струи α , так как поток, поднимаясь с конца носка консольного сброса, приобретает дополнительную разрушительную силу и падает под большим углом сплошным потоком и из-за малой высоты падения не успевает насыщаться воздухом. Следовательно, подбор рациональных конструкций трамплинов при проектировании - важный фактор улучшения гидравлического режима потока нижнего бьефа.

Результаты экспериментальных данных без пересчета в натуру приведены в табл. 2 и на рис.3.

Т а б л и ц а 1

Грунт	Расчетный диаметр грунта, мм										Объемный вес	Удельный вес
	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	Рыхлый	Уплотненный	Тн. вес
Натурный	0,085	0,140	0,180	0,215	0,260	0,305	0,360	0,415	0,480	1,40	1,71	2,68
Модельный	0,105	0,130	0,145	0,170	0,195	0,235	0,290	0,355	0,435	1,33	1,54	2,67

Т а б л и ц а 2

Расход воды,		Отметка горизонта,		Глубина воронки до остановки опыта, м		Глубина воронки разннца после остановки опыта, м							
м/сек	натура, в/с	3/сек	н/с	без трамплином	с трамплином	без трамплином	с трамплином	I	2	3	I	2	3
16,86	30	72,21	64,68	10,59	17,62	12,58	14,58	9,72	16,17	11,55	13,64		
34,40	63	72,21	65,25	15,76	21,43	20,79	21,03	14,08	19,14	18,57	17,89		
2,97	30	72,21	64,68	4,88	7,63	5,66	6,75	4,48	7,00	5,20	6,20		
6,24	63	72,21	65,25	7,26	9,30	9,32	9,10	6,49	8,29	8,33	8,13		
6,24	63	72,21	65,25	-	10,88	-	-	-	9,89	-	-		

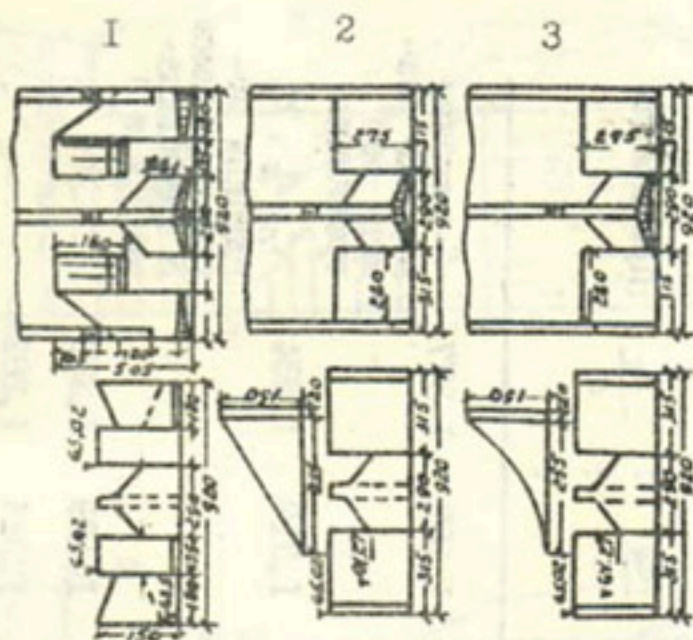


Рис. 2. Схема исследованных трамплинов.

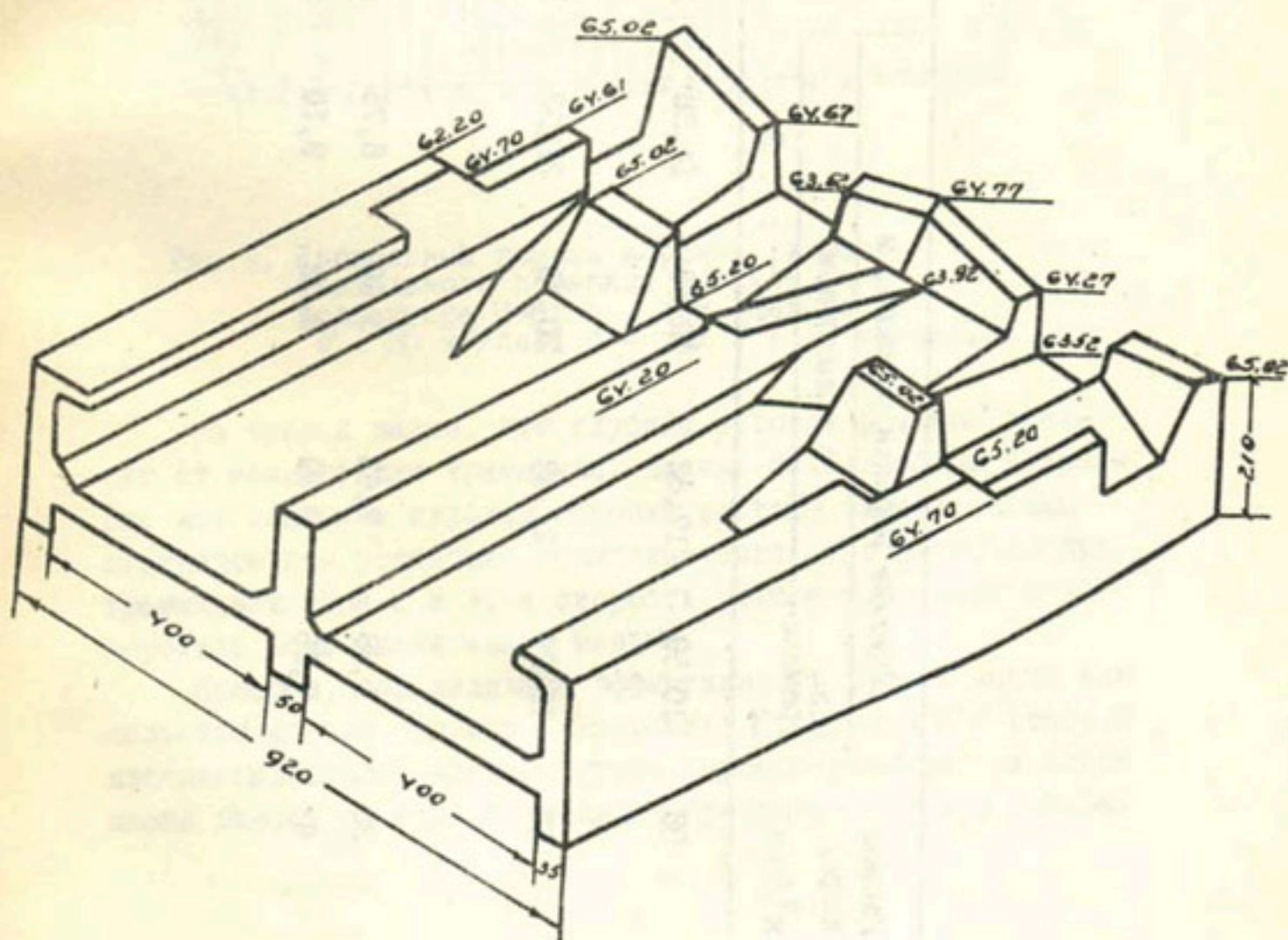


Рис.2а. Вид консоли в аксонометрии.
трамплина I.

Т а б л и ц а 3

Расход воды, м ³ /сек	Глубина воронки размыва, м					$\frac{t_1}{t}$	$\frac{t_2}{t}$	$\frac{t_3}{t}$	Примечание
	с трамплином								
	без трампли-	на	1	2	3				
30	10,59	17,62	12,58	14,58	1,663	1,188	1,377	t -глубина воронки раз- мыва без трамплина	
63	15,76	21,43	20,79	21,03	1,359	1,319	1,334	t_1, t_2, t_3 глубина во- ронки размыва с трамплина- ми 1, 2 и 3	
30	4,88	7,63	5,66	6,75	1,563	1,159	1,383		
63	7,26	9,30	9,32	9,10	1,280	1,284	1,282		

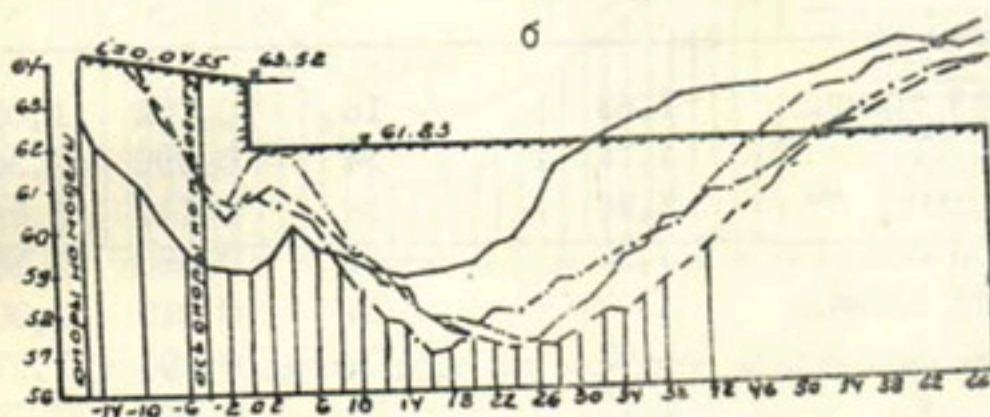
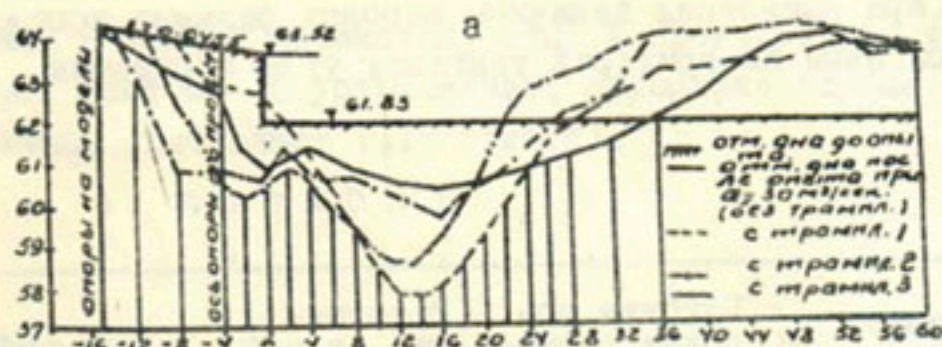


Рис.3. Продольный разрез воронки размыва консольного перепада Ачикуль на коллекторе П-3: а - при расходе $Q = 30 \text{ м}^3/\text{сек}$; б - при $Q = 63 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Из табл.2 видно, что глубина воронки размыва зависит от конструкции трамплина. Данные исследования показали, что величина глубины воронки размыва за консольным перепадом при установке трамплина типа I больше, чем при трамплинах типа 2 и 3, а скорость потока в области водоворотной зоны значительно меньше.

Способы, определяющие эффективность работы носка консольного сброса различны. Например, М.С.Вызго /1/ (табл.3) производил сопоставление глубин воронок размыва при сопряжении бьефов по типу свободно отброшенной струи, а Х.И.За-

иров /3/ (при выявлении величины воронок размыва использовал предложенный им критерий тангенса угла обрушения (табл.4).

Т а б л и ц а 4

Расход воды, $\text{м}^3/\text{сек.}$	Номер трамплина	Глубина воронки размыва без учета горизонта воды в н/б, м (h_p)	Расстояние от носка до фокуса воронок размыва, м (l_p)	$\frac{h_p}{l_p} = \text{tg } \epsilon$	$\lambda = \frac{\text{tg } \epsilon_{\text{тр}}}{\text{tg } \epsilon_{\text{ис}}}$
30	Без трампл.	1,63	16	0,102	1,00
30	I	4,15	14	0,296	0,345
30	2	2,36	16	0,147	0,694
30	3	3,35	12	0,280	0,364
63	Без трампл.	3,07	14	0,219	1,00
63	I	4,87	24	0,203	1,079
63	2	4,91	16	0,307	0,713
63	3	4,71	26	0,181	1,209

Анализируя табл. 3 и 4, можно сделать следующие выводы:

1. Преимущество установки трамплина в конце консольного перепада заключается в том, что в нижнем бьефе улучшается гидравлический режим потока и отодвигается от опоры сооружения фокус размыва; недостаток — увеличивается глубина воронки размыва.

2. Трамплины конструкции I и 3 более приемлемы для условий, в которых проводились исследования, так как при максимальном расходе критерия эффективности λ получается больше единицы (табл.4; и рис.3).

Для выяснения влияния образовавшегося во время исследования бара на глубину воронки размыва нами были проведены специальные опыты. Результаты опытов (табл.2) подтвердили высказывания А.Г.Соловьевой /8/ о том, что бар значительно влияет на уменьшение глубины воронки размыва. При

одних и тех же параметрах опыт 4 проведен без устранения бара, опыт 5 – с устранением; отношение глубин воронки размыва составляет 1,17 (рис.4).

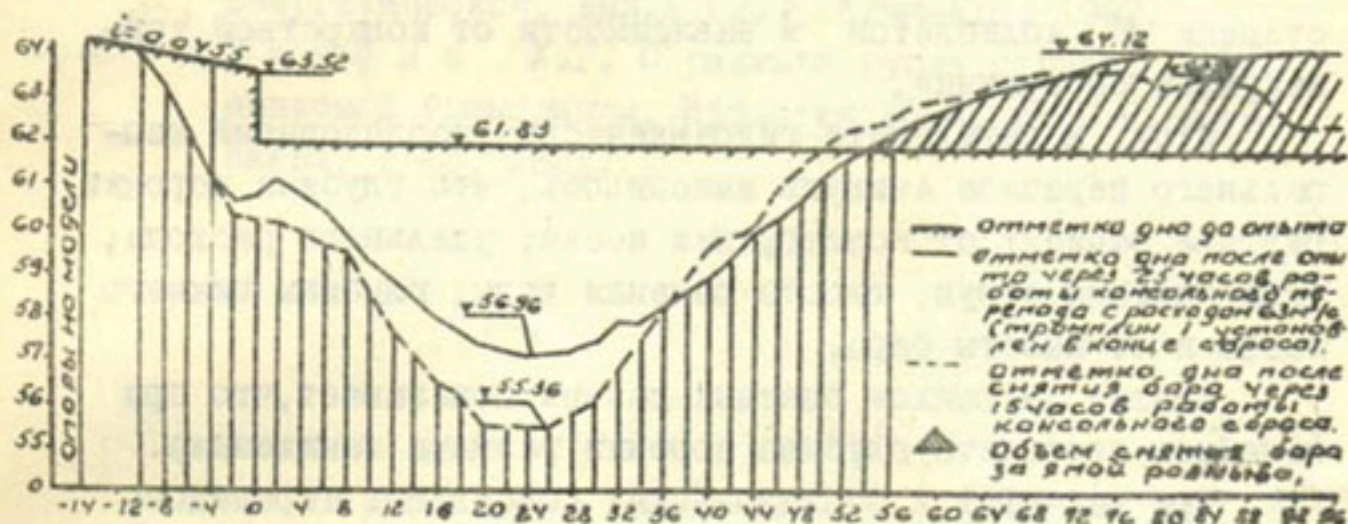


Рис.4. Влияние бара на глубину воронки размыва.

Результаты пересчета по принятой методике показали, что изменение коэффициента ψ колеблется в пределах 1,12–1,21 (без трамплина $\psi = 1,16$; с трамп. I $\psi = 1,14$; с т трамп. 3 $\psi = 1,14$).

Пересчеты глубин воронки размыва произведены по формуле (I) и представлены в табл.5.

Т а б л и ц а 5

Расход воды, м³/сек	Глубина воронки размыва до остановки опыта, м					Глубина воронки размыва после остановки опыта, м				
	без трамп.					с трамплином				
	трамп.					трамп.				
	I : 2 : 3					I : 2 : 3				
30	7,53	16,60	10,11	11,35	6,91	15,25	9,30	10,46		
63	11,20	20,20	16,60	15,35	10,00	18,00	14,90	13,70		
63	–	23,60	–	–	–	21,50	–	–		

Установлено, что глубина воронки размыва превышает проектную отметку забивки свай. Однако следует отметить, что эти результаты получены для случая, когда отсутствует крепление наброской из тетраэдров.

Как показывают исследования С.В.Избаша /4/, Н.П.Зрелова /2/, Н.Н.Суровой /6,7/ и других, значение показателя степени γ колеблется в зависимости от конкретной конструкции сооружения.

Итак, в результате гидравлических исследований консольного перепада Ачикуль выяснилось, что глубина воронки размыва зависит от конструкции носка, удельного расхода, угла падения струи, высоты падения воды, глубины нижнего бьефа и от высоты бара.

Анализ имеющихся опытных данных показывает, что при линейном пересчете глубина воронки размыва заниженная.

При расчетах и исследованиях консольных перепадов, аналогичных описанным выше, рекомендуем ввести пересчет глубины воронки размыва с модели на натуру с коэффициентом $\gamma = 1,16$.

Л и т е р а т у р а

1. В ы з г о М.С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями, Ташкент, Изд-во "Наука", УзССР, 1966.
2. З р е л о в Н.П. Метод экстраполяционного моделирования гидравлических процессов. Труды гидравлической лаборатории ВОДГЕО, вып.5, М., 1958.
3. З а и р о в Х.И. Расчеты оптимальной высоты уступа водосливной плотины, Труды САНИИРИ им.В.Д.Журина, вып.117, Ташкент, 1968.
4. И з б а ш С.В. Основы лабораторно-опытного дела в лаборатории Госэнергоиздат, 1938.
5. Л е в и И.И. Моделирование гидравлических явлений, Госэнергоиздат, Ленинград, 1960.

6. С у р о в а Н.Н. Вопросы методики моделирования, размывов русла, сборник "Русловые процессы", М., 1958.
7. С у р о в а Н.Н. Приемы моделирования местных размывов в нижних бьефах гидротехнических сооружений, вводимых на слабых грунтах, Известия АН КазССР, серия энергетическая, вып.2 (22), Алма-Ата, 1962.
8. С о л о вьева А.Г. О размыве русла струей, отбрасываемой трамплином, Известия ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева, т.68, 1961.

О.А.КАЮМОВ
канд. техн. наук, ст. научн. сотр;
М.М.КУЧКАРОВ
а с п и р а н т
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕЙГИША НА РЕКЕ АМУДАРЬЕ В РАЙОНЕ ТУРТКУЛЯ

В 1972 г. на р.Амударье наблюдался интенсивный дейгиш правого берега в районе Турткуля на участке протяженностью около 3 км. Экспедиция отдела русел САНИИРИ в течение пяти месяцев (июнь-октябрь) занималась исследованием этого явления. Гидрометрические наблюдения складывались из русловых съемок, измерений скоростей течения и расходов воды по длине дейгишного участка, отбора проб взвешенных наносов и донных отложений и определения горизонтов воды у размываемого берега.

В настоящей работе приводятся некоторые результаты проведенных исследований, основная цель которых выяснение особенностей и причин возникновения дейгиша в рассматриваемом районе.

Одним из важных факторов, определяющих дейгиш, является интенсивность русловых деформаций. Для определения этой величины на основании данных натурных измерений составлен совмещенный план русловых съемок (рис.1) и построены графики (рис.2,3), показывающие среднесуточную интенсивность размыва правого берега по отдельным створам и общую площадь смытых земель.

Наибольшая среднесуточная интенсивность размыва наблюдалась в июне — 14 м/сутки; в отдельные дни она достигала 25–30 м/сутки. В этот период в реке проходили и наибольшие расходы воды ($Q = 2700 \text{ м}^3/\text{сек}$). Общая площадь смытых земель на трехкилометровом участке — 122 га; наибольшая ширина размыва берега — 810 м.

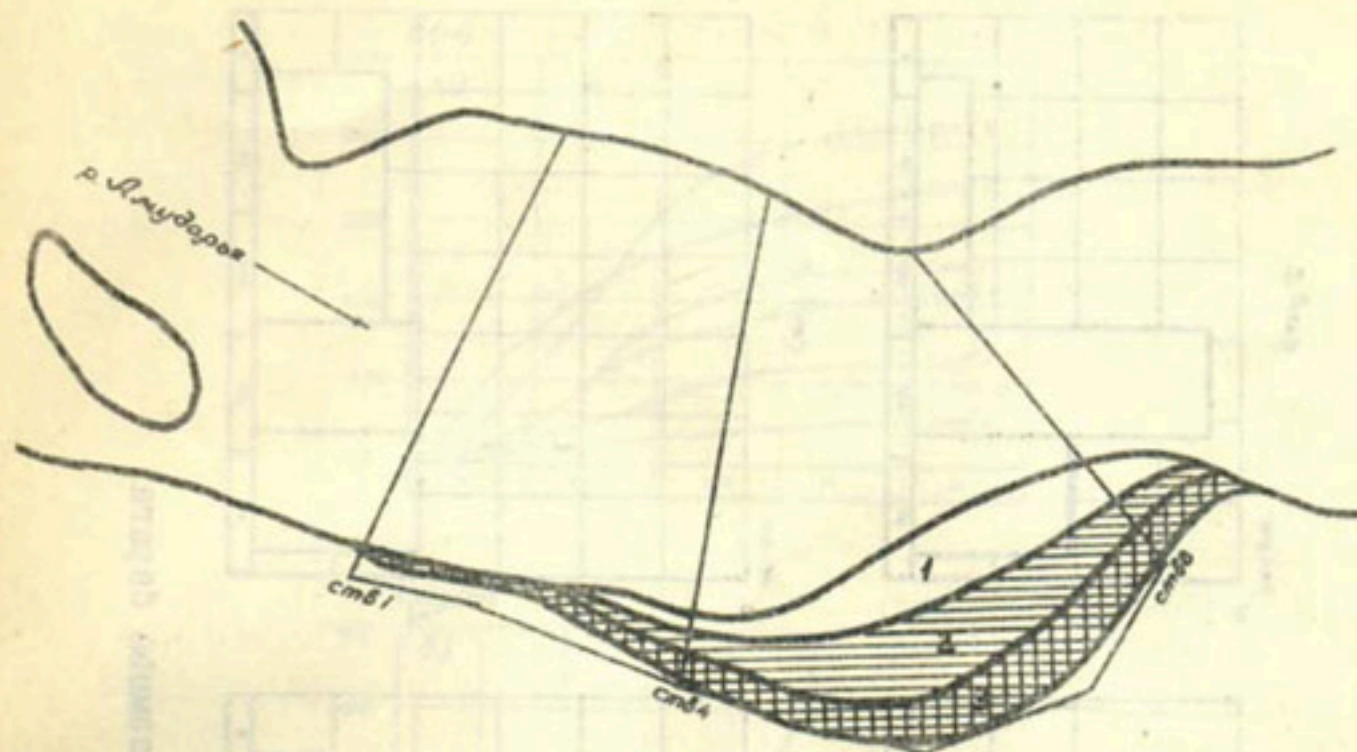


Рис. I. Совмещенный план р. Амударьи в районе Турткуля по съемкам. Площади размыва: 1-6/УІ-7/УІІ-1972 г.; 2-7/УІІ-4/УІІІ-1972 г.; 3-4/УІІІ-5/Х-1972 г.

Для оценки размеров деформаций на основании совмещенных поперечных профилей подсчитаны объемы размыва и намыва (рис. 4). Установлено, что объем размыва равен $7,774 \text{ млн. м}^3$, а объем намыва — $5,817 \text{ млн. м}^3$. Это свидетельствует о том, что деформации не стабилизировались, и в дальнейшем здесь следует ожидать продолжения явления дейгиша.

Кратко остановимся на анализе гидравлических условий протекания потока. Следует отметить, что впервые исследования проводились на участке прохождения дейгиша при отсутствии защитных работ.

Анализ совмещенных планов дейгишного участка и поперечных профилей показывает, что русло в плане и по глубине имеет те же характерные особенности, что и отмеченные ранее при исследовании дейгиша в районе Тамсакан и Клычбай/ I, 2/:

I) русло реки криволинейное в плане — размываемый берег вогнутый, неразмываемый — выпуклый;

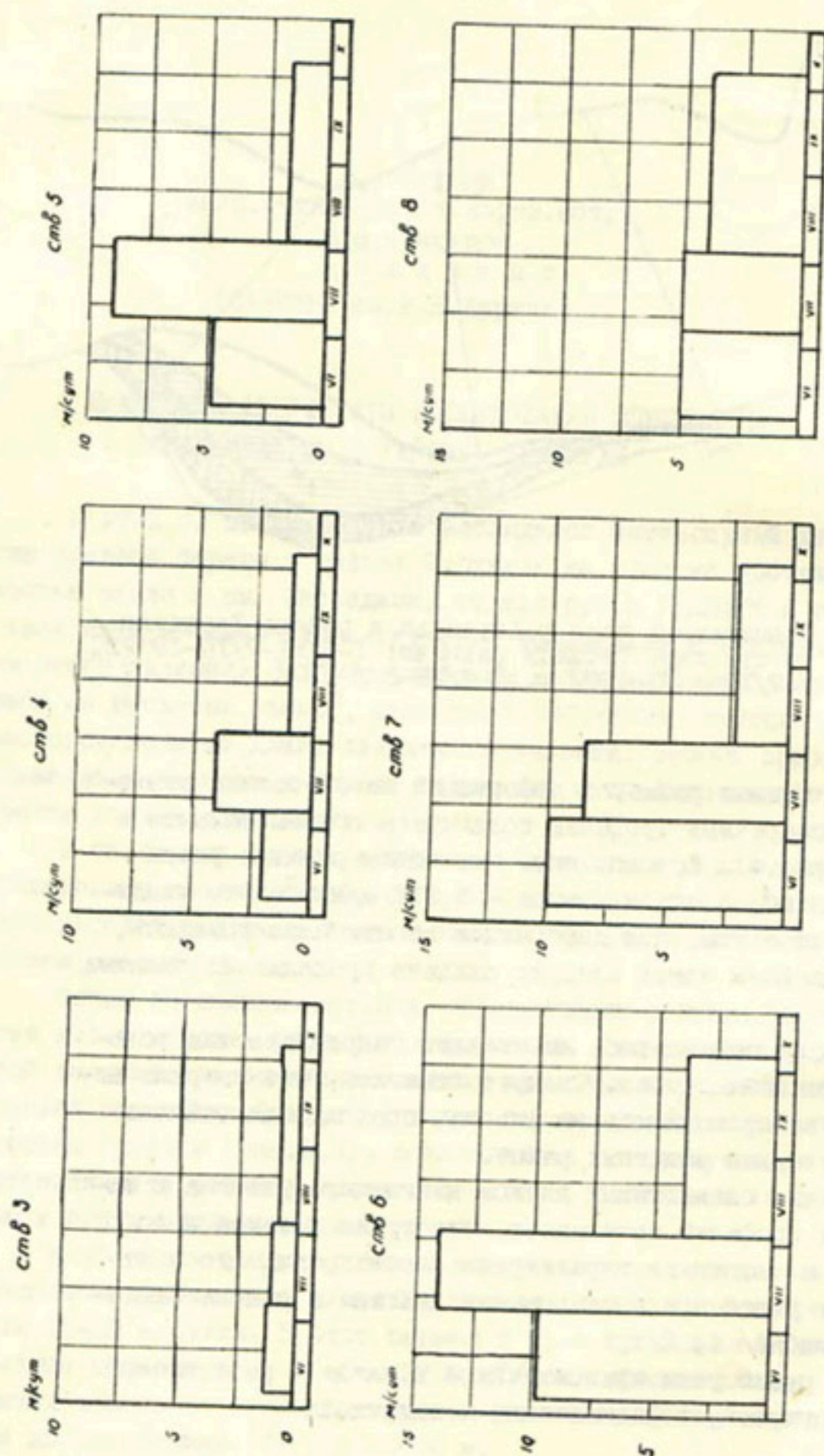


Рис. 2. Среднесуточная интенсивность размыва берега.

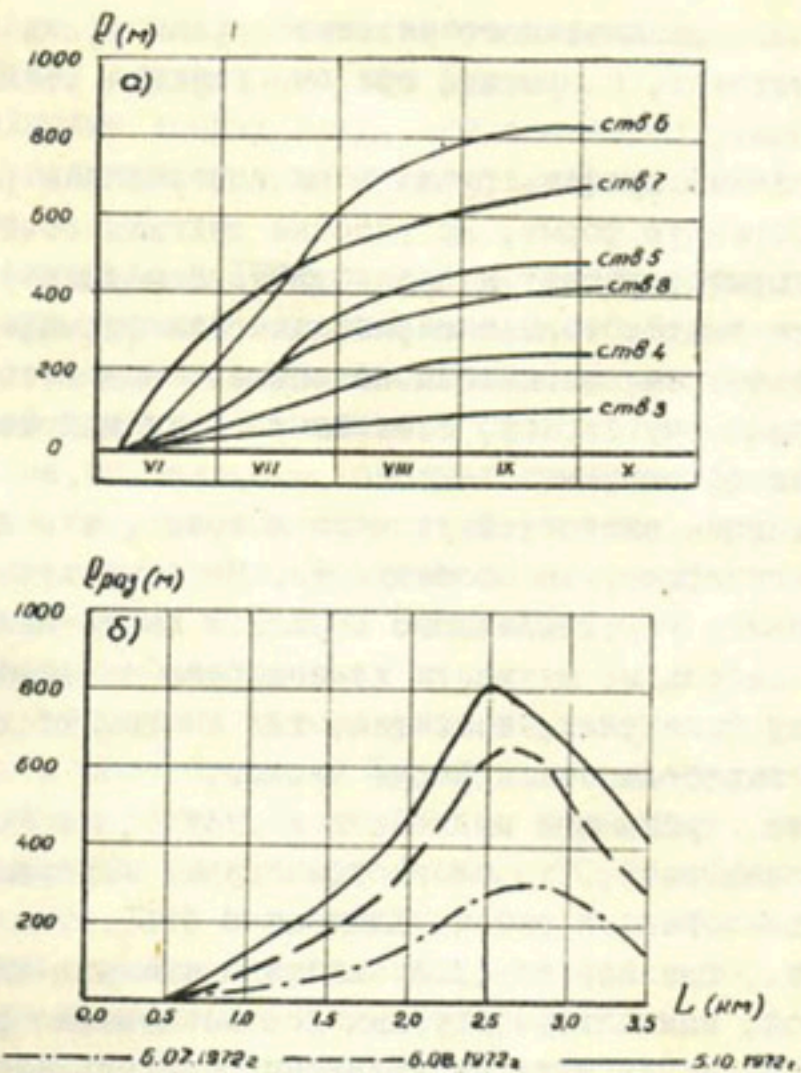


Рис.3. Размывы правого берега: а)- по отдельным створам; б)- по длине дейгишного участка.

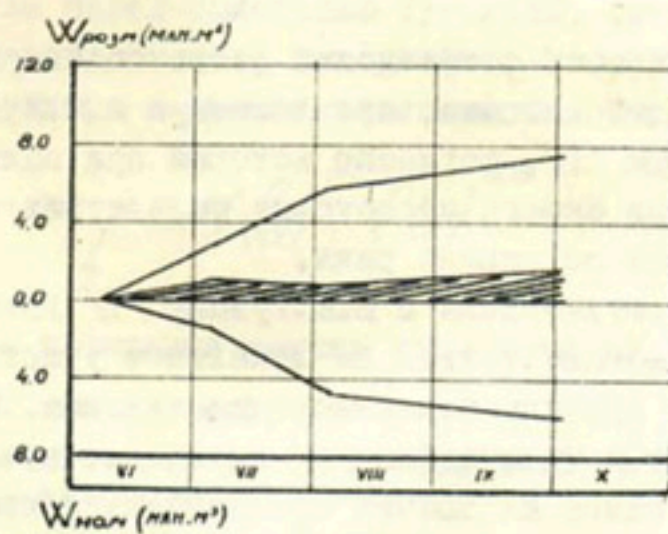


Рис.4. Объемы размыва и намыва на дейгишном участке.

2) по длине размываемого участка ширина русла постепенно уменьшается и, напротив, средняя глубина увеличивается;

3) поперечный профиль русла в начале участка размыва имеет корнторобразную форму, на участке дейгиша сочетаются две формы – корнтообразная и параболическая, ниже участка размыва отмечается только параболическая форма;

4) основное течение потока направлено под некоторым углом к размываемому берегу, т.е. на участке дейгиша наблюдается овал потока.

Распределение скоростей течения и мутности в плане также имеет специфические особенности. Максимальные скорости наблюдаются у размываемого берега в месте наибольшего размыва. Наибольшие мутности же измерены в местах излома поперечного профиля реки, т.е. там, где сопрягаются корнтообразная и параболическая форма русла.

Сравнение глубин при наличии и в отсутствие креплений берега показывает, что во втором случае глубины значительно меньше. Так, в районе Клычбай в 1966 г. и Ташсака в 1969 г., где берега были защищены каменно-хворостяной кладкой, наибольшие глубины соответственно равнялись 24 и 15 м. На участке же пристани Турткуль наибольшие глубины не превышали 10 м. Отсюда можно заключить, что разрушение берега и, вследствие этого, поступление значительного объема грунта в прибрежную зону уменьшает размыв русла в глубину.

Перечисленные выше особенности вновь подтверждают гипотезу о механизме дейгиша, предложенную А.М.Мухамедовым и В.Е.Тузovým /1/, согласно которой при наличии свала потока размыв берега происходит вследствие нарушения баланса наносов по ширине реки.

Гипотеза А.М.Мухамедова и В.Е.Тузова /1/ дает объяснение механизма размыва только на локальном участке, оставляя не раскрытыми причины возникновения дейгиша. В последующей работе А.М.Мухамедова /2/ высказано предположение о том, что одной из причин возникновения свала потока, следовательно и образования дейгиша, является рез-

кое понижение уровней, очень часто наблюдающееся на Амударье. В таких случаях, по его мнению, остановится весьма ощутимым влияние донных гряд; при соответствующем их расположении увеличивается возможность свала основного потока к берегу.

На р. Амударья в 1972 г. неоднократно наблюдались резкие колебания уровней, достигавшие 0,4–0,5 м в сутки, при которых часто менялось местоположение фарватера реки. Однако, основной причиной, вызвавшей свал потока в рассматриваемом районе, по-видимому, следует считать русловые переформирования на расположенном выше участке, обусловленные распределением потока по рукавам и забором воды левобережными ирригационными каналами Байрамсака, Машинный, Караманы, Ургенчарна и Октябрьарна.

Головы подводящих русел указанных каналов расположены в основном выше пристани Турткуль и рассредоточены на участке протяженностью около 10 км. Суммарный расход этих каналов сравнительно невелик – около 70–80 м³/сек. Однако в виду того, что подводящие русла невозможно регулировать, в период половодья они забирают более 500 м³/сек. Излишки воды по многочисленным второстепенным протокам и рукавам отводятся в основное русло ниже действующего участка.

Изъятие столь большого объема стока в значительной степени уменьшает транспортирующую способность потока в основном русле перед пристанью Турткуль, поскольку транспортирующая способность, как установлено нашими исследованиями, находится в прямой зависимости от расхода воды:

$$\rho = 0.2 \left[4.7 \left(\frac{Q}{\sqrt{\alpha}} \right)^{0.25} \left(\frac{i}{\alpha} \right)^{0.75} - 1 \right]^{3/2}, \quad (I)$$

- где ρ – насыщение потока русловыми наносами, кг/м³;
 Q – расход воды;
 ν – кинематический коэффициент вязкости жидкости;
 α – средний диаметр донных отложений;

i - уклон водной поверхности;

$\alpha = \frac{\gamma_n - \gamma_s}{\gamma_s}$ - относительный вес наносов в воде.

Уменьшение транспортирующей способности приводит к тому, что часть поступающих наносов откладывается в русле реки, усиливая блуждание потока. По-видимому, именно этот процесс является причиной резкого свала и возникновения дейгиша в районе Турткуля. Для уточнения отмеченных выше положений в дальнейшем намечается выполнить более детальные исследования.

Л и т е р а т у р а

1. М у х а м е д о в А.М., Т у з о в В.Е. Особенности русловых деформаций р.Амударья (дейгиш), Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 36, Л., 1967.
2. М у х а м е д о в А.М. Некоторые особенности р.Амударья и причины размыва берегов (явление дейгиша), Труды САНИИРИ, вып.120, Ташкент, 1970.

В.Я.ЛИПСКИЙ, Л.Д.ЩЕРБАКОВА

ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ БЕТОНА В ОБЛИЦОВКЕ КАРШИНСКОГО МАГИСТРАЛЬНОГО КАНАЛА

Для орошения Каршинской степи огромное значение имеет строительство Каршинского магистрального канала (КМК) протяженностью 170 км. Принятый коэффициент полезного действия канала высок — 0,98. Большой к.п.д. обеспечивается устройством по всей длине канала бетонной и железобетонной облицовки. Согласно проекту применяются монолитная (толщиной 15–20 см) и сборная (7–8 см) облицовки. Всего в облицовку канала предстоит уложить 650 000 куб.м. бетона.

В 1971 г. в САНИИРИ (в лаборатории строительных материалов и деталей) определялись фактические значения прочности бетона в облицовке КМК в зависимости от вида ее конструкции и технологии производства бетонных работ. Методика исследований заключалась в следующем. После тщательного обследования построенных участков облицовки КМК в характерных местах были отобраны керны — 108 штук. Диаметр керна (11,5 см) в 3 раза превышал максимальный размер крупного заполнителя, высота зависела от толщины облицовки. Для полного испытания бетона на сжатие и морозостойкость керны отбирались кустовым способом по 3–6 штук с одного места.

Бурение производили буровым станком ЗИФ-300 с коронками СМ-2, установленным на специальной подставке, позволяющей отбирать керны с откоса. Расход воды при этом обеспечивал вынос продуктов бурения и поддерживал t° бетонного керна не выше 50°C , что не превышало бытовых температур бетонной облицовки в условиях климата Средней Азии.

Обработка образцов кернов производилась в следующей последовательности. Для выравнивания и обеспечения перпендикулярности торцовых поверхностей продольной оси керна делали "подливку" из цементного теста. Испытывались керны

на 60-тонном гидравлическом прессе системы "Амслер". Предел прочности бетона керна на сжатие приводился к прочности стандартного куба размером 20x20x20 см. При этом были проанализированы два существующих в настоящее время способа приведения /I,3/ согласно "Рекомендациям по оценке качества бетона гидротехнических сооружений по кернам", а также ГОСТу.

В соответствии с /I/

$$R = I, II \frac{I,37}{K} R_K$$

R - прочность, приведенная к стандартному кубу (20x20x20);

R_K - предел прочности бетона в керне;

$I, II, I,37$ и K - переходные коэффициенты, где

$$K = \frac{n - 20}{n - 0,43} - 0,03, \quad n = \frac{h}{d}$$

h - высота керна; d - его диаметр.

По ГОСТу 10180-67, $R = \alpha \cdot \gamma \cdot R_K$,

где α - переходный коэффициент к кубиковой прочности;

γ - понижающий коэффициент, зависящий от высоты керна h и его диаметра d (α и γ принимаются по табл. I и 2 § 2 ГОСТа).

Расчеты показывают, что для одного и того же керна, имеющего диаметр 11,5 см и соотношение h/d , равное 2-м, прочность бетона при сжатии, вычисленная по ВСН-008-67,

$R = 1,36 R_K$, а по ГОСТу 10180 - $R = 1,20 R_K$, т.е. на 16% ниже.

Аналогичные работы по определению прочности бетона в цементно-бетонных покрытиях автомобильных дорог на кернах такого же размера были выполнены в ТашПИ /2/. Полученные переходные коэффициенты соответствовали принятым ГОСТам.

Данные испытаний были обработаны методами математической статистики. При этом определялись средняя прочность бетона, средне-квадратичное отклонение частных результатов опытов образцов бетона от величины их среднего значения, а также показатели изменчивости и коэффициент однородности бетона. На основании полученных данных были построены кривые

фактического распределения прочности бетона /4/. Из испытанных на сжатие 74 образцов кернов распределение прочности бетона по маркам представляется следующим образом^I.

Марка бетона	Количество кернов, %
< 100	18
100	16
150	34
200	32
И т о г о	100

Из данных исследований видно, что только 32% образцов имеют проектную марку бетона "200". Наиболее низкой прочностью отличается бетон на участках с двухслойной облицовкой, где только 24% образцов имеют марку "200" (табл. I).

Т а б л и ц а I

Распределение прочности бетона по маркам в зависимости от вида облицовки

Марка бетона	Монолитная облицовка			Сборная облицов- ка
	двухслой- ная ^X	однослойная	однослойная (укладка бетона комбайном)	
количество кернов, %				
< 100	45	-	-	-
100	10	25	-	29 ^{XX}
150	21	43	60	14 ^{XX}
200	24	32	40	37
И т о г о	100	100	100	100

^X Конструкция двухслойной бетонной облицовки: нижний слой толщиной 12 см, затем слой полиэтиленовой пленки и слой бетона 8 см.

^{xx} Плиты Янгнерского завода ЖБИ, остальные плиты Джизакского завода.

^I Проектная марка бетона по прочности на сжатие - "200"

Особое беспокойство вызывает наличие в двухслойной облицовке бетона, имеющего прочность ниже марки "100" (45%), что недопустимо.

В двухслойной облицовке канала 45% образцов кернов имеют марку "150" (удовлетворительная марка бетона для облицовки каналов) в однослойной — 75%; в однослойной с применением бетоноукладчика — 100%; в сборной — 71%.

Недостаточную прочность бетона в облицовке можно объяснить тем, что нарушена технология его производства: применены загрязненные материалы, затянуты сроки укладки и уплотнения бетона, что при высоких летних температурах, низкой относительной влажности воздуха и большой открытой поверхности приводит к потере "подвижности" бетонной смеси и необходимости дополнительного смачивания ее перед проходом виброрейки.

Уход за бетоном производился путем периодического полива, что при указанных температурных условиях практически не имело, так как через 15-20 минут поверхность бетона высыхала снова.

Качество бетона значительно лучше в монолитной однослойной облицовке, где укладка производилась бетоноукладочным комбайном. Недобор 15-20% прочности в данном случае объясняется отсутствием должного ухода за свежеложенным бетоном.

Т а б л и ц а 2

Результаты статистической обработки частных значений прочности бетона

Объект	Коэффициент однородности, $K_{одн.}$	Среднеквадратичное отклонение	Средняя прочность бетона, $кг/см^2$
Вся бетонная облицовка	0,25	59	170
Двухслойная бетонная облицовка	0,19	56	148
Однослойная бетонная облицовка	0,27	64	190
Однослойная бетонная облицовка (укладка комбайном)	0,63	25	180

П р и м е ч а н и е. Нормативное значение коэффициента однородности $K_{одн} = 0,55$ (СНИП П-И, 14-69)

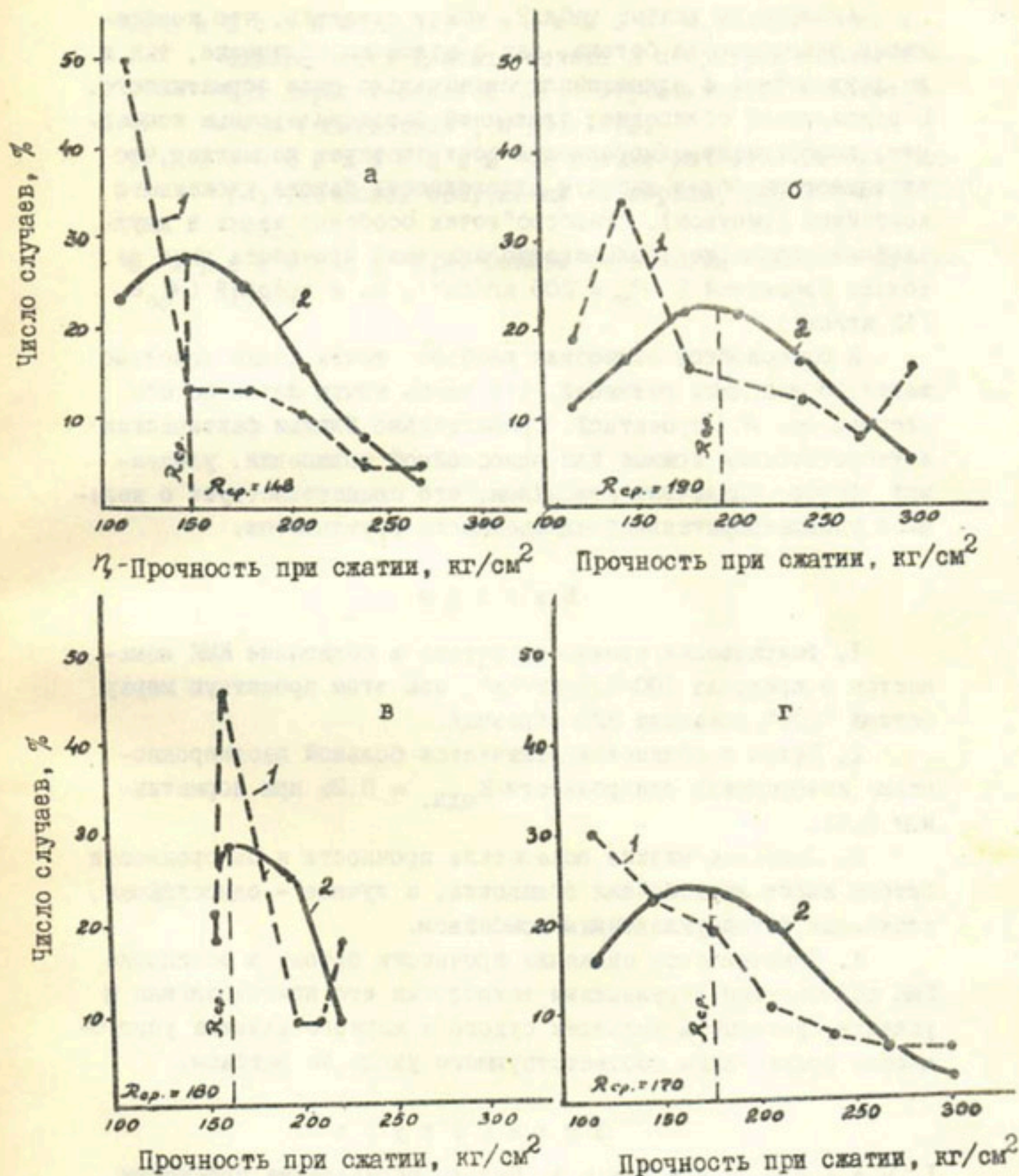


Рис. I. Распределение предела прочности бетона при сжатии на участках: а-двухслойной облицовки; б) однослойной; в) однослойной (укладка бетона комбайном); г) по всей облицовке. Кривые распределения прочности: 1- фактическая; 2- теоретическая (нормальная).

Анализируя данные табл.2, можно отметить, что коэффициент однородности бетона, как в целом по облицовке, так и по двухслойной и однослойной значительно ниже нормативного. В однослойной облицовке, уложенной бетоноукладочным комбайном, коэффициент однородности соответствует нормативу, что указывает на более высокую однородность бетона, уложенного комбайном (рисунок). "Разброс" точек особенно велик в двухслойной облицовке: большинство значений прочности ниже не только проектной ($R_{пр} = 200 \text{ кг/см}^2$), но и средней ($R_{ср} = 148 \text{ кг/см}^2$).

В однослойной облицовке разброс точек также довольно велик, с той лишь разницей, что здесь точки легли по обе стороны от R проектной. Сравнительно близки фактическая и теоретическая кривые для однослойной облицовки, уложенной бетоноукладочным комбайном, что свидетельствует о желаемой удовлетворительной однородности результатов.

В ы в о д ы

1. Фактическая прочность бетона в облицовке КМК изменяется в пределах $100-316 \text{ кг/см}^2$, при этом проектную марку бетона "200" показали 32% образцов.

2. Бетон в облицовке отличается большой неоднородностью: коэффициент однородности $K_{одн.} = 0,25$ при нормативном 0,55.

3. Наиболее низкие показатели прочности и однородности бетона имеет двухслойная облицовка, а лучшие — однослойная, уложенная бетоноукладочным комбайном.

4. Отмечающееся снижение прочности бетона в облицовке КМК объясняется нарушениями технологии его приготовления и укладки, которые в условиях сухого и жаркого климата усугубляются отсутствием соответствующего ухода за бетоном.

Л и т е р а т у р а

Г. Б е т о н т я ж е л ы й. Методы определения прочности, ГОСТ 10180-67.

2. Л и п с и й В.Я., С е л и м о в М.М. Прочность и однородность цемента-бетона в покрытиях автомобильных дорог Узбекской ССР, "Строительство и архитектура Узбекистана", № 10, 1972.
3. Р е к о м е н д а ц и и по оценке качества бетона гидротехнических сооружений по кернам, ВСН-008-67, ВНИИГ, 1968.
4. Ф р е н и е л ь И.М. Основы технологии тяжелого бетона, 1966.

И.Я.БЯЛЕР, А.А.АБДУЖАБАРОВ, В.ОЛЕХНОВИЧ,
В.В.ГОНЧАРОВ, Ю.А.БОРИЩ, А.Ю.ТАШМУХАМЕДОВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГИБКИХ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ОБЛИЦОВОК КАНАЛОВ

Для строительства современных оросительных систем большой интерес представляют гибкие плиты из сборного железобетона с обычной или предварительно напряженной арматурой.

К гибким относятся плиты с характеристикой гибкости $S > 10$, вычисляемой по формуле

$$S = 3 \frac{1 - \mu^2}{1 - \mu_0^2} \cdot \frac{E_0}{E} \cdot \frac{R_0^3}{\delta^3}, \quad (1)$$

где μ и μ_0 — соответственно, коэффициенты Пуассона бетона плиты и грунта основания;

E и E_0 — соответственно, модуль упругости бетона плиты и общей деформации грунта основания;

δ — толщина плиты;

$$R_0 = \sqrt{\frac{\rho_x \ell_x}{\rho_y}}, \quad (2)$$

(ℓ_x и ℓ_y — соответственно, размеры плиты в направлении осей x , y).

Гибкие сборные облицовки каналов обладают рядом существенных преимуществ. Главные из них:

1. Повышение индустриализации строительства каналов;
2. Меньший расход арматуры и бетона по сравнению с монолитной облицовкой при повышении качества её конструкции;

3. Гладкость рабочей поверхности плит, что значительно улучшает их эксплуатационные свойства и повышает долговечность облицовки;

4. Большая гибкость конструкции, обеспечивающая минимальную величину возникающих изгибов в эксплуатационных условиях, а бетону — нормальное состояние.

Сборные плиты облицовок воспринимают монтажные и эксплуатационные нагрузки. Рассмотрим конкретный случай расчета плиты. Цель расчета — определение рациональных размеров плит облицовок и их армирования при обеспечении требуемой прочности и максимальной долговечности.

Нахождение возникающих в плите усилий, как для простой двухконсольной балки, не отражает действительной работы конструкций даже в монтажном случае действия сил, так как не дает возможности определить величины поперечных изгибающих моментов, которые и являются причиной разрушения тонких гибких плит типа НПК. Кроме того, вычисленные величины продольных моментов значительно завышены. Поэтому такая расчетная схема не приемлема.

Действию сил при монтаже соответствует расчетная схема, которой является плита, подвешенная в четырех или двух точках с опиранием противоположной грани полностью или частично на основание (рис. I).

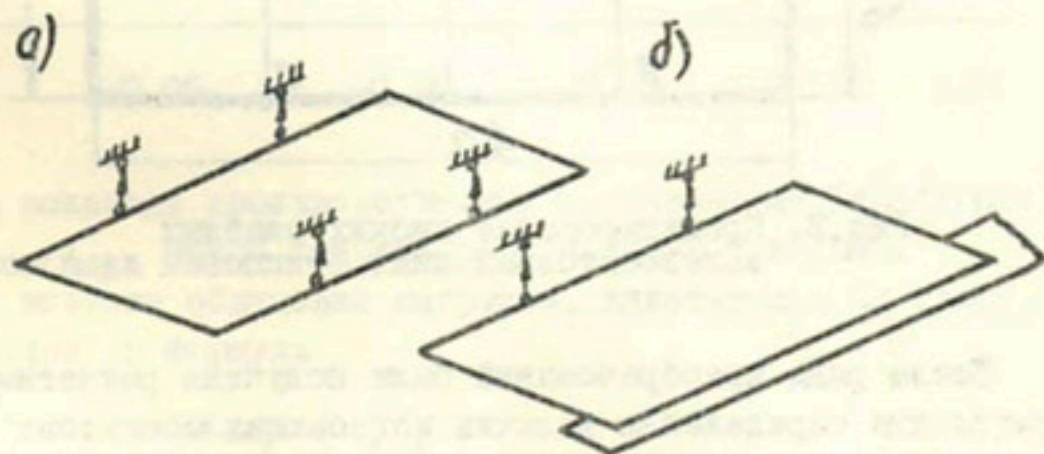


Рис. I. Расчетная схема плиты при действии монтажных сил.

Определение напряженного состояния в плите связано с решением уравнения Софи Жермен, которое можно записать в виде

$$D \left(\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} \right) = q(x, y), \quad (3)$$

где W - прогиб плиты;
 $q_{x,y}$ - интенсивность распределенной нагрузки;
 D - цилиндрическая жесткость плиты, равная

$$D = \frac{E \delta^3}{12(1-\mu^2)}. \quad (4)$$

Уравнение (3) решено с применением двойных тригонометрических рядов (2).

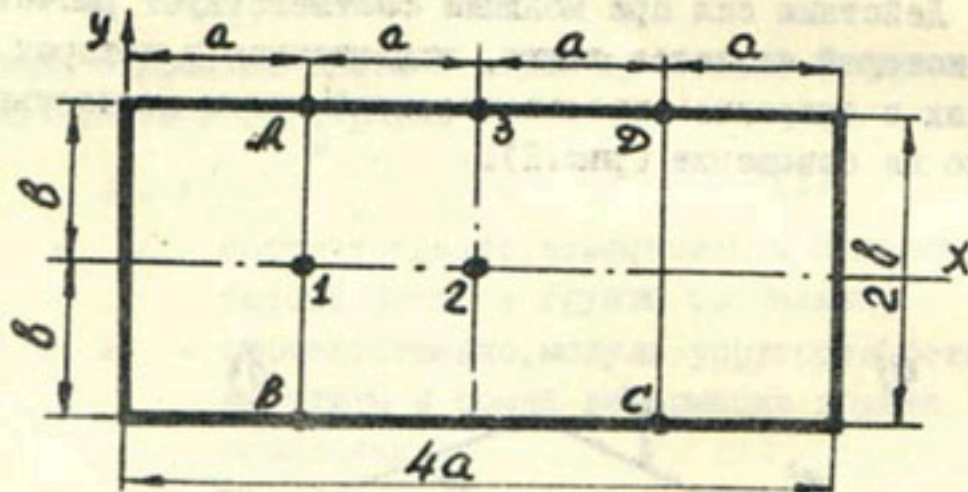


Рис.2. Проектирование гибких связанных железобетонных плит облицовок каналов.

После ряда преобразований были получены расчетные формулы для определения величин изгибающих моментов:

$$\left. \begin{aligned} M_x(i) &= \rho_i q a^2 \\ M_y(i) &= \gamma_i q b^2 \end{aligned} \right\}, \quad (5)$$

где $i \neq 1, 2, 3$ - сечения плиты в точках, указанных на рис.2;

ρ_i и γ_i - коэффициенты, определяемые по табл. I;

q — действующая на плиту расчетная нагрузка.

$$q = n_1 q_{cb}'' + n_2 q_{cu}'' \quad (6)$$

Здесь n_1, n_2 — коэффициенты перегрузки ($n_1 = 1,1$; $n_2 = 1,2$);

q_{cb}'' — нормативная нагрузка от сил собственного веса;

q_{cu}'' — нормативная нагрузка от сил сцепления плиты с формой;

a и b — соответственно, первая и вторая половины расстояния между опорами (монтажными петлями).

Т а б л и ц а I

Значения коэффициентов β_i и γ_i для случая подъема плит за 4 петли.

β_3	γ_3	β_1	γ_1	β_2	γ_2
0-12	-0,06	-0,20	0,36	0,15	0,30

Как показали производственные исследования УкрНИИТМА, величину q_{cu}'' можно принять равной 170-200 кг/см².

При монтаже облицовки нагрузка, действующая на плиту, определяется по формуле

$$q = K_d \cdot n_1 \cdot q_{cb}'' \quad (7)$$

где K_d — коэффициент динамичности, принимаемый равным 1,5.

Как видно, расчетным для случая действия монтажных нагрузок является отрыв плиты от формы.

Расчетной моделью облицовки при случае действия эксплуатационных сил принимается плита или полоса, лежащая на упругом основании. Такая модель отражает существо работы конструкции и дает возможность учесть возникающее вза-

и воздействие облицовки с грунтами основания.

Для расчета облицовок на сжимаемом основании с большой площадью загрузки рекомендуется принимать модель основания в виде линейно-упругого полупространства. Нахождение напряженного состояния в плитах в случае действия эксплуатационных сил сводится к решению уравнения

$$D\left(\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4}\right) = q(x, y) - p(x, y). \quad (8)$$

В уравнение входит функция $P(x, y)$ — интенсивность неизвестных реактивных давлений грунта основания, определяемая при решении задачи. Вследствие этого в инженерной практике широко применяются различные приближенные методы расчета плит, лежащих на упругом основании, которые требуют сложных вычислений /6/.

Нами предлагается распространить метод Маркуса /8/, применяемый при расчете опертых по контуру плит, на плиты, лежащие на упругом основании. С этой целью заменим уравнение (8) следующими двумя —

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^4 W}{dx^4} &= -\frac{q_x - p_x}{D} \\ \frac{d^4 W}{dy^4} &= -\frac{q_y - p_y}{D} \end{aligned} \right\}, \quad (9)$$

являющимися уравнениями балок, лежащих на упругом основании. При этом действующая нагрузка $q_{x,y}$ переходит на две — q_x и q_y , распределяемые по обоим направлениям (рис.3). Тогда величины максимальных изгибающих моментов для случая действия равномерно распределенной нагрузки могут быть вычислены по формулам

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \bar{M}_x q_x \ell_x^2 v \\ M_y &= \bar{M}_y q_y \ell_y^2 v \end{aligned} \right\}, \quad (10)$$

где $q_x = \frac{\ell_y^4}{\ell_x^4 + \ell_y^4} q$; $q_y = \frac{\ell_x^4}{\ell_y^4 + \ell_x^4} q$;

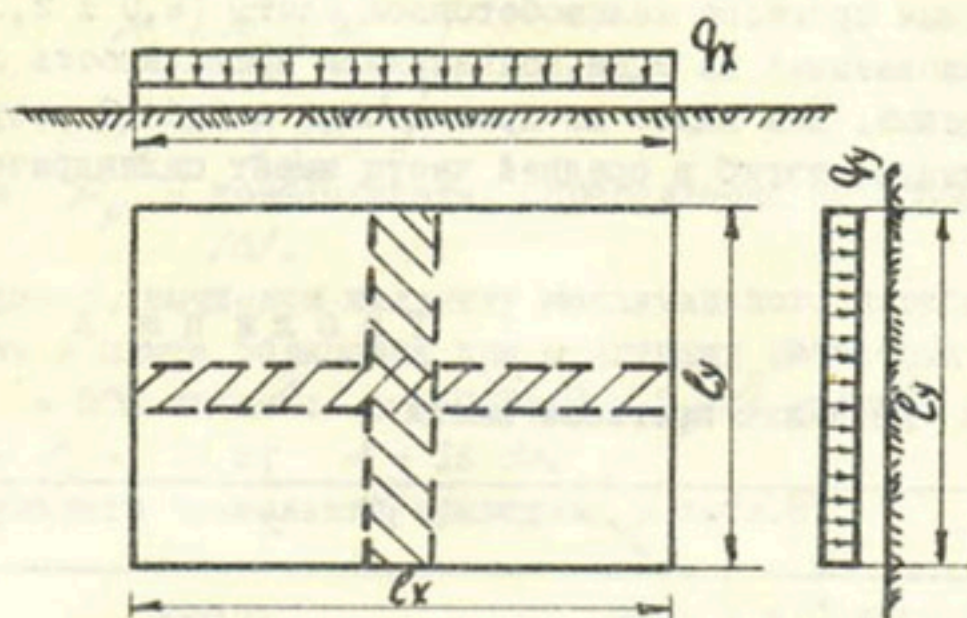


Рис.3. Расчетная схема плиты, лежащей на упругом основании, при действии равномерно-распределенной нагрузки.

$\bar{M}_x$ и $\bar{M}_y$ — коэффициенты, определяемые, например, по таблицам А.И.Симвулиди [12];

ν — коэффициент, учитывающий влияние крутящих моментов;

$$\nu = \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}. \quad (\text{II})$$

При действии других распределенных нагрузок следует допустить, что закон распределения изгибающих моментов для опертых и лежащих на упругом основании плит одинаков. Тогда формулы (10) могут быть представлены в виде

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \eta_x \bar{M}_x \nu q_x l_x^2 \\ M_y &= \eta_y \bar{M}_y \nu q_y l_y^2 \end{aligned} \right\}, \quad (\text{12})$$

где

$$\eta_x = \frac{\kappa_1}{\kappa_p}; \quad \eta_y = \frac{\kappa_2}{\kappa_p};$$

κ_1 и κ_2 — коэффициенты для плит, опертых по контуру при действии заданных нагрузок;

κ_p — коэффициент для плит, опертых по контуру при действии равномерно-распределенной нагрузки.

Вычисления прогибов железобетонной плиты (6,0 x 2,0 x 0,1 м), выполненные на ЭЦМ, подтвердили правильность сделанных допущений. Как видно из приведенных в табл.2 результатов вычислений, изгиб в средней части имеет цилиндрическую форму.

Т а б л и ц а 2

Величины прогибов плиты

x	:	y	:	z
300		100		0,022
300		80		0,021
300		60		0,018
300		40		0,013
300		20		0,068
300		0		0
300		100		0,022
270		100		0,022
240		100		0,021
210		100		0,020
180		100		0,018
150		100		0,016
120		100		0,013
90		100		0,010
60		100		0,068
30		100		0,035
300		100		0,022
300		80		0,021
300		600		0,018
30		40		0,013

Для плит, по форме близких к квадратной, можно использовать решение К.Е.Егорова /5/, полученное для круглых плит. Тогда величины изгибающих моментов вычисляются по выражению

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \bar{M}_x q R_o^2 \\ M_y &= \bar{M}_y q R_o^2 \end{aligned} \right\}, \quad (13)$$

где $\bar{\mu}_x$ и $\bar{\mu}_y$ - коэффициенты, определяемые по графикам /5/.

Например, вычислим величину максимального изгибающего момента в плите облицовки при следующих расчетных данных: $E_o = 300 \text{ кг/см}^2$; $\mu = 0,3$; $E = 2,10^5 \text{ кг/см}^2$; $\mu = 0,16$; $\ell = \ell_x = \ell_y = 10 \text{ м}$; $d = 16 \text{ см}$.

Результаты вычислений приведены в табл.3.

Т а б л и ц а 3

Величины изгибающих моментов

Наименование метода	Максимальный изгибающий момент
Метод Маркуса	$0,0065 q \ell^2$
Метод аналогии	$0,0070 q \ell^2$

Величины коэффициентов концентрации напряжений в точке А:

h	σ_r
1,25 R	0,70 P
2,50 R	0,14 P
5,00 R	0,03 P
∞	0

При укладке сборных плит облицовок на грунт может образоваться свободное пространство, предположим, в центральной части. Величина зазора равна двойной точности планировки основания. Размер площадки опирания находят из условия равенства величины прогиба плиты высоте образованного зазора. Расчетная схема принимается в виде квадратной пластины, лежащей по периметру на упругих опорах.

Величины изгибающих моментов для таких плит определяются по формуле

$$M_A = 0,06 \cdot \beta \cdot q \cdot \alpha^2, \quad (I4)$$

где α — размер полости, $\alpha = \sqrt{\frac{10,4 f E \delta^3}{q}},$

β — коэффициент; f — зазор.

Расчетная модель облицовки при действии ледового покрова может быть принята в виде балки, лежащей на упругом основании, к которой приложен сосредоточенный изгибающий момент M_A (рис.4).

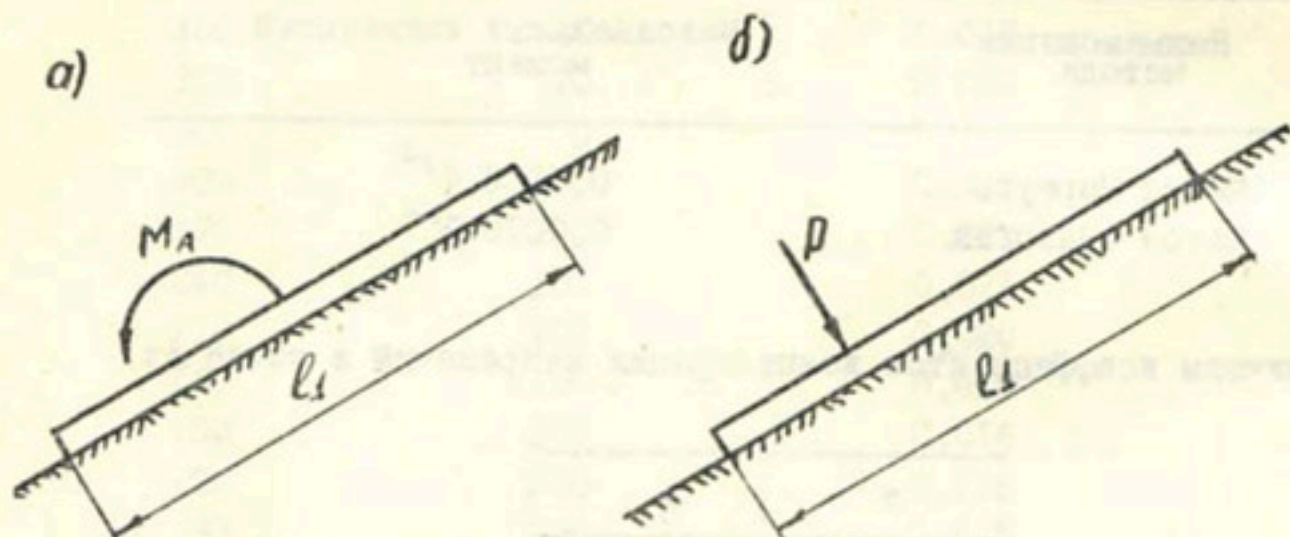


Рис.4. Расчетная схема плиты, лежащей на упругом основании: а) при действии сосредоточенного изгибающего момента; б) то же сосредоточенной силы.

Значение этого момента

$$M = \bar{M} \cdot M_A, \quad (I5)$$

где $\bar{M}$ — безразмерная величина, определяемая по таблицам (/12/, стр.III, табл.IV-Iv).

При действии момента M_A может происходить выворачивание плит облицовки. Это необходимо учитывать при проектировании любых плит облицовок, эксплуатируемых в условиях замерзания воды каналов, особенно бетонно-пленочных. Статическое давление льда на облицовку, вызванное быстрым повышением температуры воздуха, можно рассматривать как действие сосредоточенной силы (рис. 4, б). Величина изгибающего момента в плите в этом случае находится по формуле

$$M = \bar{M} \cdot \rho l. \quad (16)$$

Здесь ρ — нормальная составляющая силы статического давления льда, вычисляемая для ширины полосы, равной 1 м;
 $\bar{M}$ — безразмерная величина, определяемая по таблицам (/12/, стр.90, табл.Ш-IV).

Значение характеристики гибкости α по /12/ следует определять с учетом смерзания грунта с плитой.

При изменении температуры воздуха, плита, лежащая выше уреза воды, деформируется, и в ней появляются добавочные усилия. Опасны растягивающие усилия, возникающие в верхних волокнах плиты. Они и являются причиной появления трещин. Это вызывает необходимость определения значений возникающих температурных усилий. Для неограниченной плиты или плиты, лежащей на жестком основании, изгибающий момент, вызванный неравномерным по толщине нагревом, находится по формуле

$$M_t = \frac{E d^2}{6(1-\mu^2)} \alpha_t t, \quad (17)$$

где — коэффициент линейного температурного расширения материала плиты;
 — температурный перепад. Для облицовок из бетона он составляет 5-8°.

Значение изгибающего момента для прямоугольной плиты, лежащей на упругом основании

$$M_t = \frac{2\alpha t(1+\mu) d t}{\delta} c^*. \quad (18)$$

(c^* — величина, приведенная в таблицах /7/).

Предлагаемые инженерные методы расчета плит облицовок не требуют выполнения сложных вычислений и обеспечивают необходимую точность при их проектировании.

Размеры плит в плане должны назначаться кратно 50 см и соответствовать принятой в строительстве модульной системе, а также с учетом раскладки плит по типовым поперечникам канала и перевозки их на авто-железнодорожном транспорте. Толщина плит облицовки должна быть не менее 60 мм из условий требований СНиПа к расположению арматуры по высоте и соблюдения необходимой величины защитного слоя бетона.

Долговечность железобетонных конструкций гидротехнических сооружений в значительной степени зависит от сохранности арматуры в бетоне, тесно связанной с целым рядом факторов /1/, из которых можно назвать толщину, плотность и целостность защитного слоя бетона над арматурой.

Многолетними наблюдениями установлено, что сохранность защитного слоя тесно связана с его местным напряженным состоянием.

Определение напряженного состояния в защитном слое требует рассмотрения двух основных моделей:

а) при толщине защитного слоя более 3 диаметров арматурного стержня — плоскость, ослабленная круглым подкрепленным отверстием (рис.5);

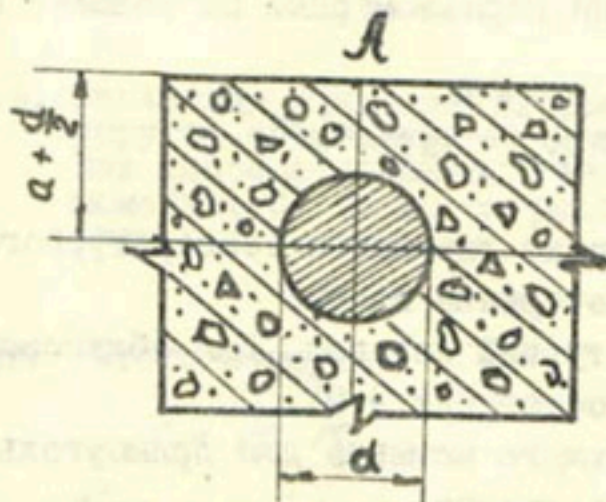


Рис.5. Расчетная модель защитного слоя.

б) при толщине защитного слоя менее 3 диаметров арматурного стержня — полуплоскость, ослабленная круглым подкрепленным отверстием.

Решение этих задач в первом приближении выполняется методами линейной и нелинейной теории упругости /3, 10, 11/. Так, по данным исследований, напряжения в точке А будут равны

$$\sigma_x = \kappa \cdot \rho, \quad (19)$$

где κ — коэффициент концентрации находится по таблице /4/;

ρ — радиальное давление определяется по формуле

$$\rho = 0,3 \frac{N}{d^2}, \quad (20)$$

N — сжимающее усилие в I стержне арматуры;

d — диаметр стержня.

Условие непоявления трещин в защитном слое железобетонных конструкций может быть записано в виде

$$\sigma_x \leq R_r \quad (21)$$

(R_r — расчетное сопротивление бетона растяжению по образованию трещин).

Таким образом, толщина защитного слоя над арматурой должна назначаться из условия агрессивности среды, в которой работает конструкция, и возникающего в нем напряженного состояния.

Тонкие железобетонные плиты наиболее долговечны при армировании их ненапряженной арматурой в виде сетки, расположенной по центру тяжести сечения плиты. Однако, при этом возникают трудности технологического характера, так как такое размещение в плите арматуры связано с необходимостью применения при виброформовании конструкции фиксаторов, надетых на арматурные стержни сетки и размещенных по всей плоскости.

Наиболее индустриальным вариантом армирования плит является применение комбинированной арматуры — предварительно напряженной и обычной.

Предварительно напряженная арматура располагается по длинной стороне плиты и используется для фиксации сетки из обычной арматуры, для чего ее стержни размещаются "змейкой". Как показано выше, в защитном слое бетона преднапряженной арматуры возникают растягивающие усилия, значительно снижающие морозостойкость бетона.

Таким образом, для обеспечения плиты долговечности предварительно напряженной арматуры должно быть как можно меньше. Кроме того, шаг поперечной арматуры для восприятия тангенциальных напряжений в бетоне от его обжатия и предотвращения вызванного ими трещинообразования в защитном слое согласно СНиП II В.14-69 не должен превышать 350 мм.

Для армирования плит с комбинированной арматурой используют высокопрочную проволоку класса В-П или Вр-П. Не следует применять ее со слоем меди, оставшимся от технологических операций при производстве высокопрочной проволоки, поскольку это приводит к усиленной коррозии арматуры в конструкции /13/.

Петли в плитах должны выполнять не только роль тяжелых приспособлений при монтажных операциях, но и должны быть использованы как закладные детали при сочленении плит в одну гибкую линейно-протяженную пластину. Поэтому целесообразно располагать их по 2 штуки на длинных торцах плиты на расстоянии $l/4$ от их краев.

Узлы сочленения должны быть универсальными и позволять укладывать плиты по полиэтиленовой пленке, давать возможность укладывать в швы между плитами герметизирующий материал и в случае необходимости ремонтировать и даже демонтировать облицовку.

Выступающие из плит металлические части должны быть утоплены в герметизирующем материале или защищены от коррозии специальным антикоррозионным покрытием.

Плиты в канал укладывают гладкой стороной вверх. Это уменьшает гидравлическое сопротивление канала и увеличивает долговечность плит.

Гладкость поверхности плит обеспечивается изготовлением их в форме с полированным днищем или при помощи покры-

тия специальным полимерным составом, совершенно предотвращающим адгезию бетона к металлу.

Нижние части плит, укладываемых по планке, необходимо покрывать пленкообразующим полимером, например, тонким слоем БЖК (высокомолекулярные жирные кислоты). Ширина шва должна определяться долговременной деформативностью герметика. Тогда минимальная ширина должна быть не менее следующей величины, вычисляемой по формуле

$$\delta_{\text{шв}} = \frac{\Delta \rho}{[\varepsilon_{\rho}]},$$

где $\Delta \rho$ — расчетная величина температурных деформаций плиты,

$[\varepsilon_{\rho}]$ — допускаемая долговременная относительная деформация герметика.

В ы в о д ы

1. Разработан новый метод расчета гибких сборных плит облицовки каналов, отражающий существо их работы.

2. Армирование плит осуществлено по геометрическому центру тяжести, что дало возможность более полно использовать работу арматуры, избежать двухрядного ее размещения по условиям необходимости кантования плит, а также обеспечить ей величину требуемого защитного слоя бетона при толщине плит 60 мм.

3. Наиболее удачным техническим решением является применение комбинированного армирования плит с минимальным количеством преднапряженной арматуры, выступающей в роли фиксаторов.

4. Плиты должны быть снабжены монтажно-эксплуатационными узлами, позволяющими монтировать их в одну гибкую пластину.

5. Величина защитного слоя должна назначаться из условия агрессивности окружающей среды и возникающего в нем напряженного состояния.

Л и т е р а т у р а

1. А л е к с е в С.Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне, М., Стройиздат, 1968.
2. Б я л ь р И.Я., Б о р о д я н с к и й М.Я. Расчет безбалочных перекрытий, "Строительство и архитектура", 1967, II.
3. Б я л ь р И.Я. Определение напряженного состояния в тяжелой полуплоскости, ослабленной круглым подкрепленным отверстием, сб. "Исследования по теории сооружений", Вып. XI, М., Госстройиздат, 1962.
4. Б а в а б е р г И.В. Концентрация напряжений в цилиндрических сколах отверстий и выкружек, Киев, Изд-во "Техниза", 1969.
5. Е г о р о в И.Э. Расчет основания под круглой фундаментной плитой конечной жесткости, Труды к УП Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению, М., Госстрой, 1969.
6. Ж е м о ч к и н Б.Н., С я н и ц ы н А.П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании, М., Госстройиздат, 1962.
7. К о р е н е в Б.Г., Ч е р н и г о в с к а я Е.И. Расчет плит на упругом основании, М., Госстройиздат, 1962.
8. М а р я у с Г. Теория упругой сетки и ее приложение к расчету плит и безбалочных перекрытий, Киев-Харьков, ДНТБУ, 1936.
9. М е щ е р я к о в Ю.М., П о л ь ш и н Д.Е. Расчет гибких квадратных плит на сжимаемом основании под распределенную нагрузку, "Основания, фундаменты и механика грунтов", М., 1968 ., 5.
10. М у с х е л и ш в и л я Н.Н. Некоторые основные задачи математической теории упругости, М., Изд-во "Наука", 1966.
11. С а в и н Г.Н. Распределение напряжений около отверстий, Киев, Изд-во "Наукова думка", 1968.

12. С и м в у л и д и И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании, М., Изд-во "Высшая школа", 1968.

13. Х о м е н к о В.П., В л а с ю н Н.В. Защита строительных конструкций от коррозии, Киев, Изд-во "Буд-вельник", 1971.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИЗУЧЕНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ СЛОЖНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ

Известно, что влияние так называемых временных факторов для глинистых грунтов большей частью бывает весьма существенным. Как показывают исследования, суглинки, часто используемые при сооружении высоких земляных плотин и дамб, в состоянии нарушенной природной структуры, как правило, склонны к явлениям ползучести и время может в значительной степени определять как деформируемость при упрочнении, так и прочность грунта.

Вопросы, разрешаемые при проектировании указанных сооружений, заставляют исследовать это явление не только при постоянном напряженном состоянии среды, отвечающем решению задач о прочности и деформируемости грунта в условиях длительной эксплуатации сооружения, но и решать задачи, связанные с рассмотрением работы грунта в процессе строительства сооружения, а затем его эксплуатации при действии значительных переменных нагрузок. Отметим, что специфика действующих нагрузок при расчете тела высокой насыпи и ее основания заставляет изучать ползучесть в условиях действия постоянного и изменяющегося во времени напряженного состояния.

Очевидно, исследование должно вестись для грунта в сложном напряженном состоянии трехосного сжатия, так как особенности физических свойств глинистого грунта исключают возможность изучения явления в более простой модели.

Как известно, пространственное напряженно-деформированное состояние определяется тремя инвариантами симметричного тензора напряжений и деформаций. В качестве таковых были выбраны:

$$\sigma = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad - \text{среднее напряжение};$$

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad - \text{интенсивность напряжений};$$

$$\mu = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad - \text{параметр Лодэ-Надаи, определяющий вид напряженного состояния};$$

$\theta = e_1 + e_2 + e_3$ — объемная деформация;

$e_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(e_1 - e_3)^2 + (e_2 - e_3)^2 + (e_3 - e_1)^2}$ — интенсивность деформаций;
 $v_e = \frac{e(e_2 - e_1 - e_3)}{e_1 - e_3}$ — параметр Лоде-Надаи,

определяющий вид деформированного состояния, аналогичный μ .

В последнее время [1, 2, 3] исследовалась ползучесть глинистых грунтов в условиях сложного напряженного состояния при осесимметричном напряженном состоянии в стабилометрах (при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$). В этих опытах вид напряженного состояния, определяемый средним по величине главным напряжением, характеризующий параметром Лоде-Надаи, сохранялся неизменным ($\mu = -1$).

Как отмечалось [4, 5, 6], влияние на прочность и деформируемость глинистых грунтов среднего главного напряжения (т.е. вида напряженного состояния) при квазиравновесных процессах оказалось весьма существенным.

В связи с изложенным был осуществлен цикл исследований по оценке длительной прочности и деформируемости глинистого грунта нарушенной структуры на приборе, позволяющем независимо управлять всеми тремя главными напряжениями

$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ и замерять три главные линейные деформации $e_1 > e_2 > e_3$.

Задача исследования заключалась в экспериментальном изучении напряженно-деформированного состояния, как функции трех инвариантов напряженного состояния, изменяющихся в процессе нагружения.

Рассматриваемые опыты ставились на экспериментальном приборе конструкции МИСИ. Используемый образец грунта имел форму полого цилиндра высотой 80 мм, с внутренним и внешним диаметрами, равными соответственно 35 и 60 мм.

Система сил, передаваемая на образец, состояла из внешнего и внутреннего давления и осевого напряжения, что обеспечивало получение в образце трех неравных главных напряжений (рис.1).

Эксперименты выполнены на образцах четвертичного суглинка нарушенной структуры из района Чарвака (УзССР) (табл. I).

Рассмотренные ниже результаты опытов получены в режиме нагружения с постоянным значением скорости интенсивности касательных напряжений $\sigma_i = \frac{d\sigma_i}{dt} = \text{const.}$

Всестороннее обжатие, равное 5 кг/см^2 , задавалось пятью ступенями. Девиаторное нагружение также осуществлялось ступенями, задаваемыми через равные промежутки времени.

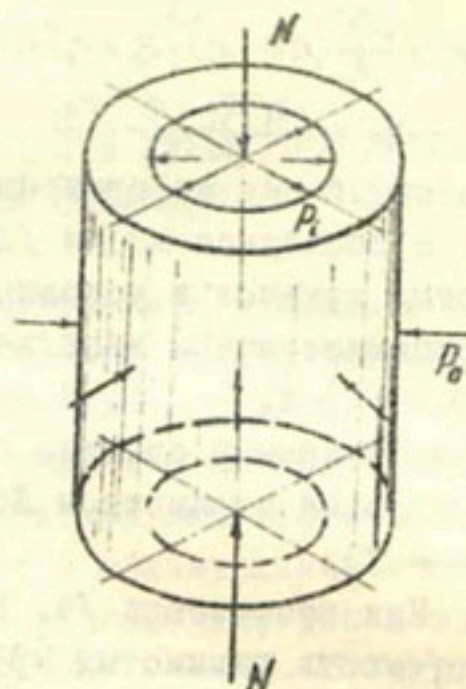


Рис. I. Схема напряженного состояния образца.

Изменение величины интенсивности касательных напряжений во времени приведено на рис. 2.

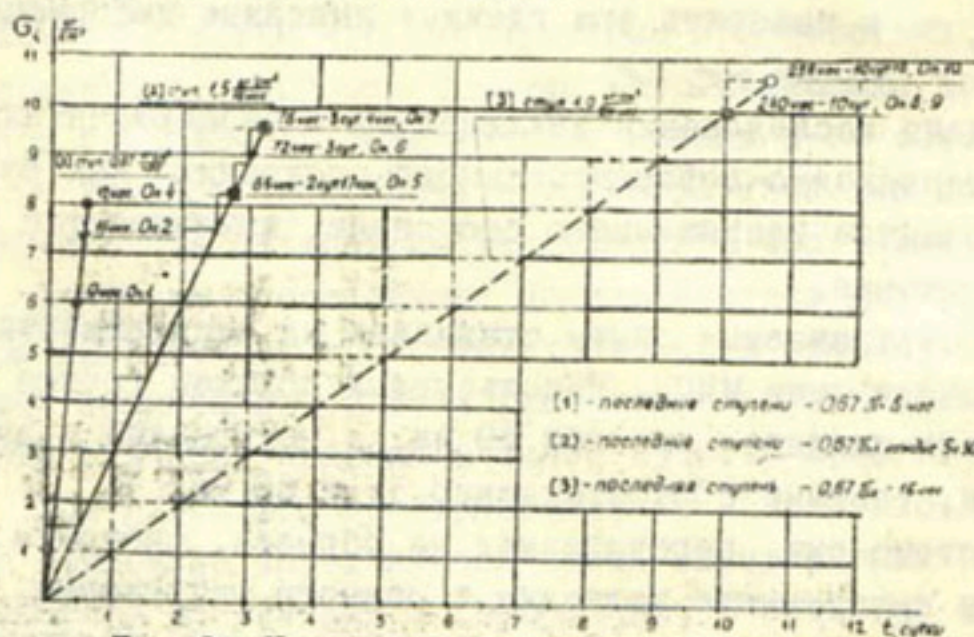


Рис. 2. Изменение интенсивности касательных напряжений во времени.

Таблица I

Наименование грунта	Объемный вес скелета, г/см ³	Вязкость, %	Коэффициент пористости	Степень водонасыщения	Удельный вес, г/см ³	Вязкость на границе текучести, %	Вязкость на границе раскатывания, %	Число пластичности, %	Содержание фракций, %	100		
						0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	0,005-0,001	0,001

103

Четвертичный
су-
глинок

1,72 18,3 0,58 0,86 2,72 30 20 10 0,7 4,0 14,7 35,4 19,2 19,2 6,8

Опыты выполнялись при заданном постоянном для каждого опыта значении μ_0 (т.е. в условиях заданного вида напряженного состояния), равном -1 ; 0 ; $+1$, при одном постоянном значении $\sigma = 5 \text{ кг/см}^2$ с тремя существенно различными скоростями интенсивности касательных напряжений $\dot{\sigma}_2 = 0,042; 0,125; 0,67 \frac{\text{кг/см}^2}{\text{час}}$.

Опыты выполнены по "открытой" системе при практически нулевых нейтральных давлениях. Эксперименты завершались достижением предельного напряженного состояния, критерием которого принято возникновение прогрессирующей незатухающей деформации при незначительном увеличении напряжений.

Результаты экспериментов представлены на рис. 3, 4, 5.

На рис. 3 показаны кривые $e_i = e_i(\sigma, \sigma_i, \dot{\sigma}_i, \mu_0)$ и $\theta = \theta(\sigma, \sigma_i, \dot{\sigma}_i, \mu_0)$. Каждый опыт на рисунке представлен отдельной кривой.

На рис. 4 даны зависимости $\sigma_i = \sigma_i(\sigma, \dot{\sigma}_i, \mu_0)$ для предельного напряженного состояния и $\sigma_i = \sigma_i(\sigma, \dot{\sigma}_i, e_i, \mu_0)$.

На рис. 5 показаны сечения предельной поверхности в пространстве главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ плоскостью $\sigma = 5 \text{ кг/см}^2$ в зависимости от скорости интенсивности касательных напряжений $\dot{\sigma}_i$.

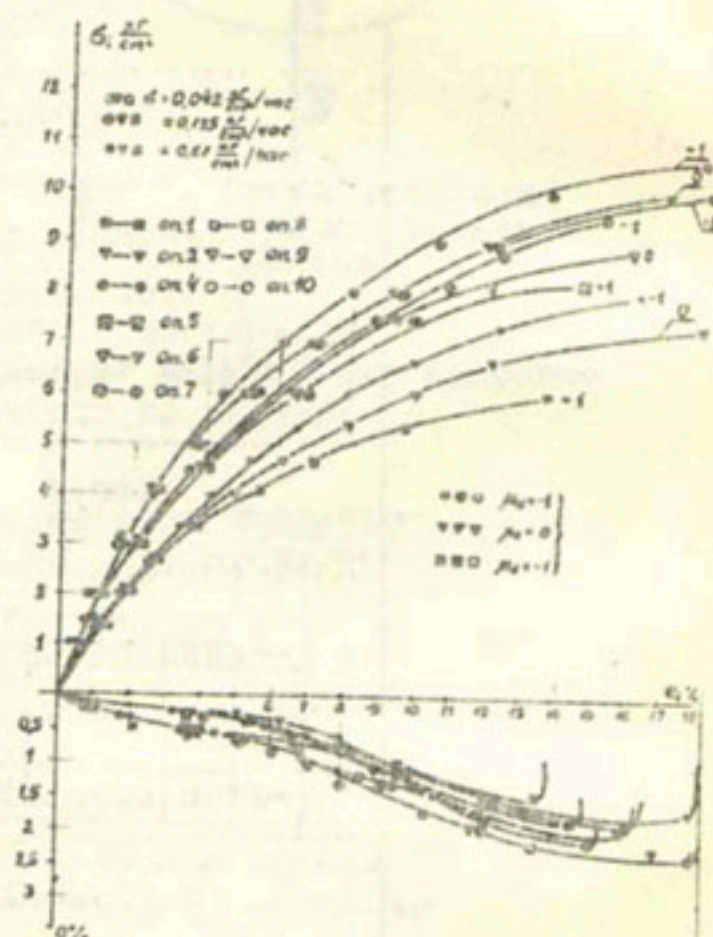


Рис. 3. Зависимость между интенсивностью деформации, объемной деформацией, интенсивностью напряжений, скоростью интенсивности напряжений и видом напряженного состояния при среднем напряжении, равном 5 кг/см^2 .

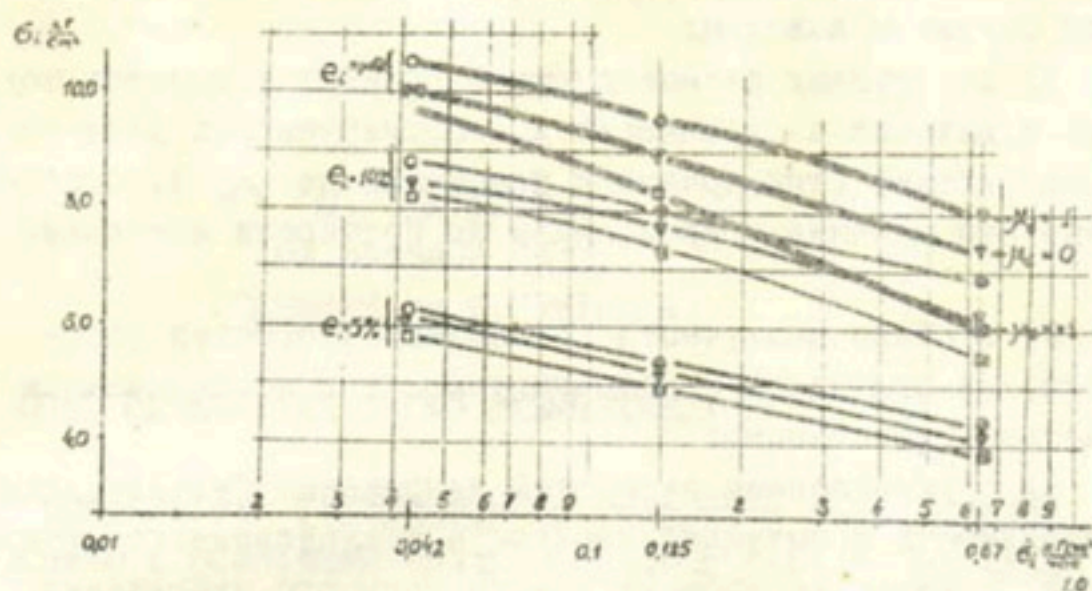


Рис.4. Зависимость интенсивности напряжений от скорости интенсивности напряжений и вида напряженного состояния для предельного и допредельного по прочности состояния.

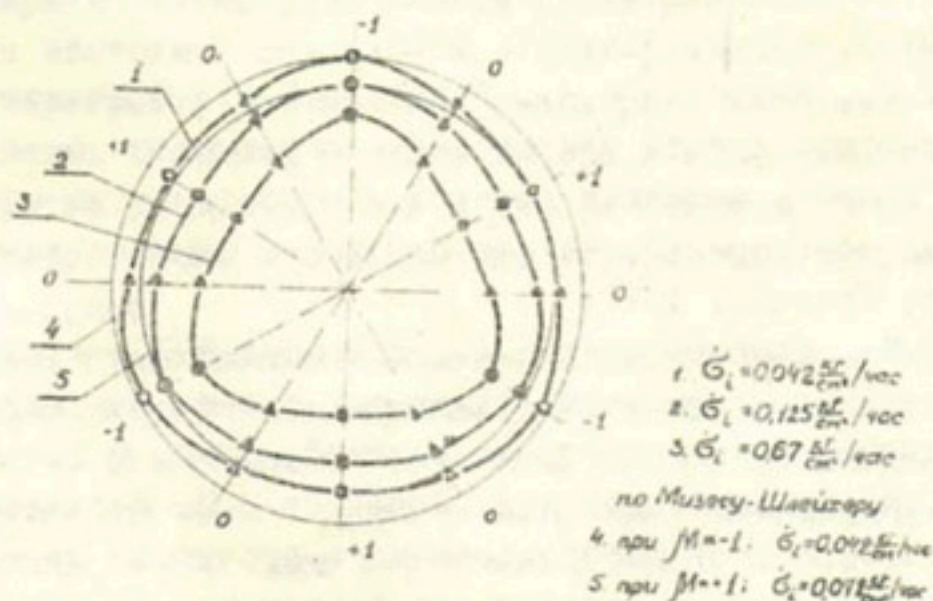


Рис.5. Сечения предельной поверхности в пространстве главных напряжений плоскостью $G_i = 5 \text{ кг/см}^2$.

Исследуя результаты опытов (рис. 3, 4, 5), приходим к следующим основным выводам:

1) для данных разновидностей глинистых грунтов подтверждается влияние на прочность и деформируемость всех трех главных напряжений (три кривые с пометками по σ_3). Особенно заметно это влияние в предельном по прочности состоянии /4, 5/;

2) влияние ползучести (различных скоростей роста напряжений) на прочность и деформируемость в исследованном режиме весьма существенно;

3) с уменьшением скоростей напряжений (увеличением продолжительности испытания) прочность исследованного грунта повышается, влияние же промежуточного главного напряжения уменьшается.

ЛИТЕРАТУРА

1. Работнов Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций, Изд-во "Наука", 1966.
2. Вялов С.С., ГОРОДЕЦКИЙ С.Э., Ермаков А.Ф., Зацарная А.Г., Пекарская Н.К. Методика определения характеристик ползучести длительной прочности и сжимаемости мерзлых грунтов, Изд-во "Наука", 1966.
3. Ломизе Г.М., Иващенко И.Н., Исаханов Е.А. О ползучести глинистого грунта при сложном напряженном состоянии, Сб. "Вопросы механики грунтов и строительства на лесовых основаниях", Чечено-Ингушское книжное издательство, Грозный, 1970.
4. Ломизе Г.М., Крыжановский А.Л., Воронцов Э.И. Условия предельного равновесия глинистых и песчаных грунтов, "Гидромеханическое строительство", 1969, № 2.
5. Ломизе Г.М., Крыжановский А.Л., Воронцов Э.И. Исследование закономерностей деформирования и прочности грунтов при пространственном напряженном состоянии, Доклад на УП конгрессе по механике грунтов, М., Стройиздат, 1969.
6. Малышев М.А., Фредис Э.Д. Условия прочности песчаных грунтов,

М.Р.КАРАПЕТЯН
мл.научный сотр.
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ОПЫТ ПЕРЕКРЫТИЯ ЛЕГКО РАЗМЫВАЕМЫХ РУСЕЛ РЕК

Строительство Тахиаташского гидроузла было вызвано расширением и освоением новых орошаемых земель под хлопчатник и рис в низовьях Амударьи. Основное назначение гидроузла — обеспечение забора воды на всю площадь орошения и уменьшение количества наносов, попадающих в каналы при современном бесплотинном водозаборе. Река, обладающая рядом характерных свойств — большими колебаниями расходов воды, легкой размываемостью и подвижностью русла, сложенного мелкими песками — впервые перекрывается в створе Тахиаташского гидроузла, что потребовало детального изучения опыта перекрытия легко размываемых русел рек.

Задача настоящей работы — обобщить результаты осуществленных перекрытий размываемых русел рек, сложенных средними и мелкими песками, с целью выбора и обоснования способа перекрытия р.Амударьи как в створе Тахиаташского, так и других гидроузлов, строительство которых намечено на ближайшее будущее.

За время существования Советской власти было осуществлено около 60 крупных перекрытий рек, в том числе 23 перекрытия легко размываемых (песчаных) русел, причем, первое перекрытие песчаного русла в СССР было произведено в июне 1940 года, когда была перекрыта р.Волга в створе Рыбинской плотины.

Методы перекрытия русел различны [1,2,3], но наиболее распространен метод наброски камня в текущую воду: из 23 перекрытий 20 было выполнено этим методом, остальные три — методом намыва грунта средствами гидромеханизации [4,5,6]. Метод намыва грунта с помощью земснарядов применялся при небольших расходах — 60–120 м³/сек и малых пе-

репадах — до 0,3 м и не получил широкого распространения на многоводных реках, так как требует большой интенсивности намыва и большого количества материалов.

Впервые в Советском Союзе перекрытие русла отсыпкой камня в текущую воду было осуществлено в 1930 году на р. Выг в створе Палагорской плотины при строительстве Беломоро-Балтийского канала, и в последующие годы этот метод занял в отечественной практике гидростроительства доминирующее положение, особенно при перекрытии многоводных рек с размываемыми руслами.

Процесс перекрытия русла реки включает в себя два этапа: первый — постепенное обжатие потока до размеров, удовлетворяющих заданным условиям, т.е. до возможности пропуска расчетного расхода реки при скорости, не превышающей допустимой; второй этап — перекрытие оставшегося участка, называемого прораном, т.е. сам процесс перекрытия русла, совершаемый с целью пропуска воды через временные и постоянные отверстия в бетонных сооружениях или через специальные водоотводные устройства (каналы, туннели, лотки).

Стеснение русла обычно выполняется местными материалами (суглинком, камнем, песком), пионерно выдвигаемыми дамбами с использованием бульдозеров или средств гидромеханизации.

Перекрытие прорана отсыпкой камня в воду может быть осуществлено двумя способами: фронтальным или пионерным. Каждый из этих способов имеет свои достоинства и недостатки [3,7,8], но следует отметить, что в связи с ростом автономии и грузоподъемности автосамосвалов, позволяющих все более увеличивать интенсивность отсыпки камня в воду, тем самым сокращать время перекрытия прорана, а следовательно уменьшить глубины размывов песчаного русла в районе прорана. В последние годы наибольшее распространение получил пионерный способ, как более дешевый. Начиная с 1960 года почти все перекрытия рек в СССР были осуществлены пионерным способом (см. таблицу).

Анализируя данные перекрытий, сведенные в таблицу, и обобщая опыт перекрытия легко размываемых русел рек, можно сделать следующие выводы:

1. Перекрытию рек во всех рассмотренных случаях предшествует крепление русла реки камнем, ряжовым настилом или хворостяным тифяком — в зависимости от наличия местного материала, крупность которого зависит от допустимых скоростей потока. Толщина крепления колеблется в широких пределах — от 0,5 м до 2,5 м (условно принято, что толщина крепления принимается равной не менее утроенному среднему диаметру камня в тифяке);

2. Ширина крепления русла по течению имеет размеры в рассмотренных перекрытиях от 10 м (Каргалинский гидроузел) до 100 м (Волжская ГЭС им. В.И. Ленина). Ширина крепления должна быть такой, чтобы воронки размыва за креплением не грозили сползанию низового откоса. Оптимальные размеры креплений для конкретных условий находятся в результате лабораторных исследований;

3. При перекрытии легко размываемых русел рек, у которых стрежень потока блуждает в период прохождения паводков, желательно устраивать шпору, чтобы направлять течение к подготовленному и закрепленному дну на месте будущего прорана, так как русло может переместиться в сторону незакрепленного участка реки, как это было при перекрытии р. Сырдарьи в створе Кызылординского гидроузла /9/;

4. Хорошо подготовленный отводящий тракт, достаточная степень разработки ограждающих его перемычек ведет к увеличению пропускной способности его и уменьшению перепада на банкете, а следовательно, уменьшению скорости в проране, что облегчает и удешевляет процесс перекрытия;

5. Увеличение интенсивности отсыпки материала в проран способствует уменьшению размыва русла;

6. Создание значительной интенсивности отсыпки материала при перепадах до 0,7 м дает возможность на стадиях завершения перекрытия применять несортированную горную массу с размерами до 1,0 м без специального крупного материала;

7. Наиболее надежным способом перекрытия является фронтальный, при котором не создается "кинжальной струи", обладающей большой размывающей способностью и особенно опасной при перекрытии легко размываемых русел рек. Но сооружение наплавного моста, повышая стоимость непосредственно самого перекрытия, увеличивает также и продолжительность перекрытия прорана и сокращает сроки судоходства на судоходных реках;

8. Пионерный способ наиболее эффективен. Даже в таких трудных условиях, как перекрытие р.Сырдарьи в створе Кызылординского гидроузла, где перепад составлял 1,15 м, а размывы достигали 15-16 м. Экономия от применения пионерного способа вместо запроектированного фронтального, составила не менее 200 тыс.руб. [9].

Важной задачей является выбор способа перекрытия. При учете опыта перекрытия песчаных русел рек и результатов предварительных расчетов гидравлических характеристик (рис.1), для р.Амударьи в створе Тахиаташского гидроузла было принято перекрытие прорана шириной 160 м (оптимальная ширина его выбрана в результате лабораторных исследований) при расчетном расходе $1400 \text{ м}^3/\text{сек}$ (5%-ной обеспеченности для апреля месяца) каменно-набросным банкетом и крупными бетонными блоками весом 1-5 т фронтальным способом с понтонного моста. Предварительно дно русла реки в зоне будущего прорана решено закрепить тюфяком из камня

$d = 0,15-0,30 \text{ м}$, толщиной 1-1,2 м. Стеснение русла намечено произвести пионерно выдвигаемыми дамбами из местного грунта под прикрытием каменного банкета (проектировал Средазгипроводхлопок с участием САНИИРИ).

Если расходы в реке окажутся менее $1400 \text{ м}^3/\text{сек}$, что наблюдалось в течение последних лет, то можно, по-видимому, ориентироваться на пионерный способ перекрытия, как более дешевый. На рис.2 показаны расчетные кривые гидравлических характеристик при пионерном перекрытии р.Амударьи при расходе в ней $700 \text{ м}^3/\text{сек}$ (α - перепад на водосливе,

N - удельная мощность потока, q - расход воды на 1 пог.м, V - скорость воды в проране, B - ширина прорана).

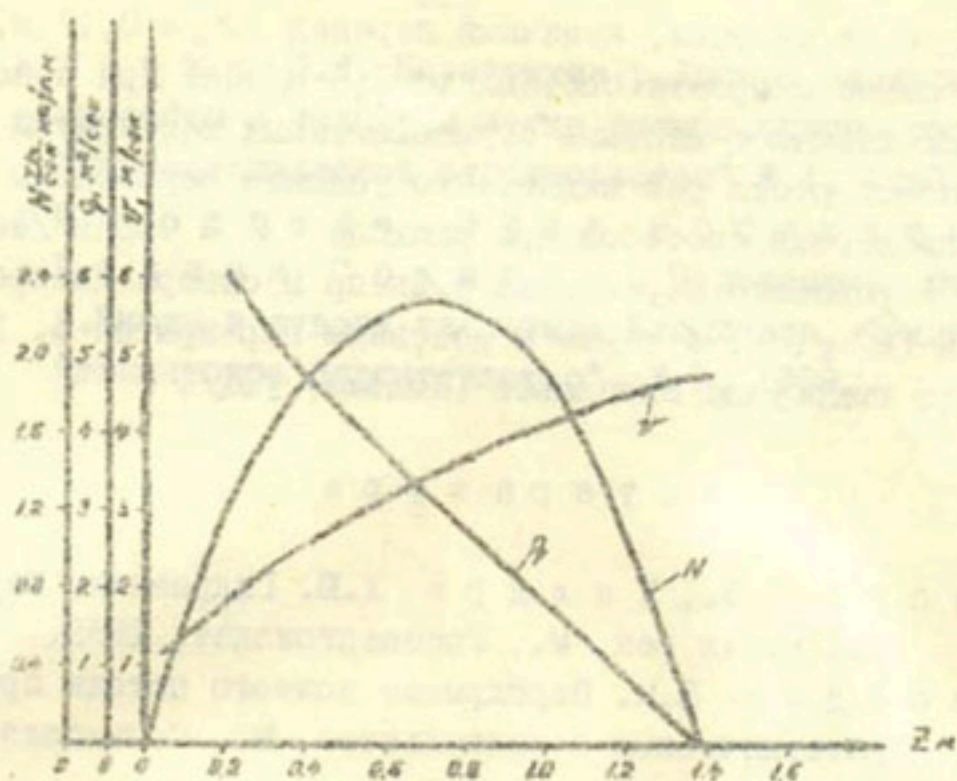


Рис.1. Расчетные гидравлические характеристики перекрытия р.Амудары фронтальным способом при $Q_p = 1400 \text{ м}^3/\text{сек.}$

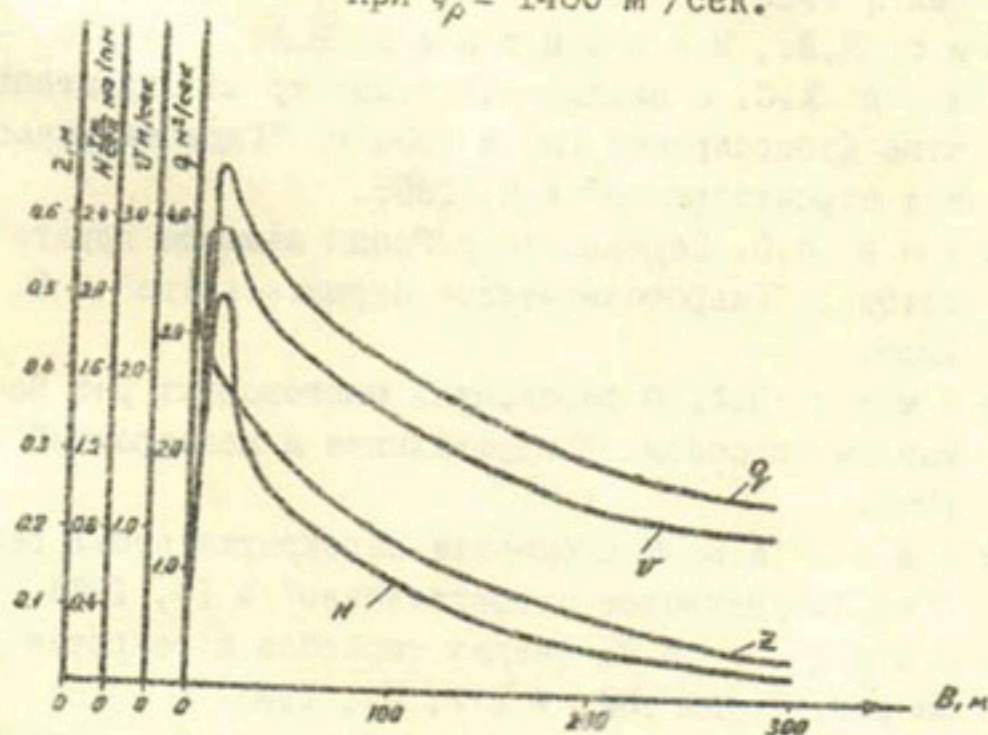


Рис.2. Расчетные гидравлические характеристики перекрытия р.Амудары пионерным способом при $Q_p = 700 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Как видно из рисунка, конечный перепад $\Delta z_k = 0,47$ м, а максимальные скорости составляют 2,8 м/сек. При сопоставлении этих данных с данными осуществленных перекрытий легко размываемых русел рек видно, что условия перекрытия р.Амударьи пионерным способом при расходе $Q = 700$ м³/сек близки к условиям перекрытия р.Днепр в створе Днепродзержинской ГЭС [10], а также к условиям перекрытия р. Вислы в створе гидроузла Влоцлавск (Польша) [11].

Л и т е р а т у р а

1. И з б а ш С.В., Х а л д р е Х.Ю. Гидравлика перекрытия русел рек, М., Госэнергоиздат, 1959.
2. Л е б е д е в В.К. Перекрытие водного потока при гидротехническом строительстве, М., Сельхозиздат, 1962.
3. Н и к о л а е в Ю.Г., Я к о б с о н А.Г. Пропуск расходов при строительстве гидроузлов, М., "Энергия", 1969.
4. И о р и ш Е.Л., М е л е н т ь е в В.А., Г о р о х о в А.С. О перекрытии р.Днестр на строительстве Дубоссарской ГЭС в 1954 г. "Гидротехническое строительство" № 8, 1955.
5. П а ш к о в И.С. Перекрытие р.Риони намывом грунта в поток, "Гидротехническое строительство" № 6, 1955.
6. М е л а м у т Д.Л. О перекрытии многоводных рек намывным способом, "Гидротехника и мелиорация" № 6, 1958.
7. Г е ц а д з е А.В. О стоимости перекрытия русел рек, "Гидротехническое строительство" № 10, 1963.
8. Б е л о л и к о в В.Г. Анализ способов перекрытия русла рек. Труды ЛПИ, № 257, Л., 1965.
9. К и с е л е в А.Н. Перекрытие р.Сырдарьи в створе Кызылординского гидроузла, "Гидротехника и мелиорация" № 1, 1957.

10. Л е в у ш к и н В.И. Перекрытие р.Днепра пионерным способом в условиях легко размываемого русла, "Гидротехническое строительство" № 4, 1963.
11. Л е ш е к Б е г а л а , Э р и к Б о б и н ь с к и , Г а л и н а С о х а ц к а . Перекрытие русла р.Вислы в створе гидроузла Влоцлавск, "Гидротехническое строительство" № 7, 1969.

Т а б л и ц а

Но- мер или пп:	Наименование ГЭС или гидроузла	Дата перекры- тия	Наимено- вание реки	Грунты, слагаю- щие русло	Расход реки, м ³ /сек
1	2	3	4	5	6
<u>А. Фронтальный способ</u>					
1.	Рыбинская ГЭС	1940.VI	Волга	Разнозерн. пески	500
2.	Цимлянская ГЭС	1951.IX	Дон	Мелкозерн. пески	250
3.	Каховская ГЭС	1955.VII	Днепр	Мелкие пески, ниже глины	1700
4.	Горьковская ГЭС	1955.VIII	Волга	Разнозерн. пески	1300
5.	Волжская им. Ленина	1955.X	Волга	Пески с гравийн. включением	3800
6.	Кайраккумский г/у	1956.VIII	Сырдарья	Пески 2-5 м	646
7.	Волжская им. XXII съезда КПСС	1958.X	Волга	Мелкозерн. пески	4600
8.	Каунасская ГЭС	1959.VII	Неман	Пески с незначит. включен. гравия	130
9.	Воткинская ГЭС	1961.X	Кама	Пески и алевролит.	1090
10.	Саратовская ГЭС	1967	Волга	Мелкие пески	4100
<u>Б. Пионерный способ</u>					
1.	Каргалинский г/у	1956.III	Терек	Мелкозерн. пески	124
2.	Кызылординский	1956.VIII	Сырдарья	То же	425
3.	Днепродзержинский (правая протока)	1962.IV	Днепр	То же	1900
4.	Череповецкая ГЭС	1962.X	Шексна	То же	40
5.	Днепродзержин- ский г/у	1962.XI	Днепр	То же	778
6.	Вододелитель на Волге	1964.IX	Волга	То же	600
7.	Чардаринская ГЭС	1964.X	Сырдарья	Песок $t = 3-6$ м далее глины	570
8.	Кивеская ГЭС	1964.XI	Днепр	Мелкий песок	520
9.	Капчагайский г/у	1969.IX	Или	Разнозерн. пески $t = 6$ м., далее гравелист. пески	465
10.	Казалинский г/у	1969.XII	Сырдарья	Мелкий песок	530
<u>За рубежом</u>					
11.	<i>Rhinou</i> (Франция)	1963	Рейн	Крупные пески	1000
12.	Асуанская плотина (Египет)	1964.V	Нил	Пески	1750
13.	Г/у Влоцлавек (Польша)	1969.X	Висла	Мелкие пески	873

Продолжение таблицы

Но- мер п/п	Наименование ГЭС или гидро- узла	Расход прора- на в начальн. период, м/сек	Ширина прора- на, м	Макс. ско- рость в про- ране, м/сек	Макс. пере- пад, м	Про- долж. пере- крыт. часы	Характе- ристика түфяка
1	2	7	8	9	10	11	12
А. Фронтальный способ							
1.	Рыбинская ГЭС		300		0,4	120	Ряжев. наст.
2.	Цимлянская ГЭС		80	3,8	0,54	9	Камень
3.	Каховская ГЭС	1300	230	3,0	0,74	48	Гранит. щебень
4.	Горьковская ГЭС	1300	280	4,5	0,88	12	Камень
5.	Волжская ГЭС им. Ленина	2800	300	5,0	1,93	48	Камень
6.	Кайраккумский г/у	400	85	4,0	0,93	26	-
7.	Волжская ГЭС им. ХХП съезда КПСС	3950	297	5,3	2,07	26	Камень
8.	Каунасская ГЭС				0,60	15	
9.	Воткинская ГЭС	690	175	4,0	0,95	10	Камень
10.	Саратовская ГЭС		184		0,5	14	
Б. Пионерный способ							
1.	Каргалинский г/у	75	28,0	1,92	0,63	264 (11с)	Хворост. түфяк
2.	Кызылординский		152,0	5,0	1,15	536 (14с)	Камень
3.	Днепродзержинский (правая протока)	600	76,0	3,0	0,48 0,1 0,1	72	Горн. масса
4.	Череповецкая ГЭС				0,1		
5.	Днепродзержинский г/у	299	50	2,08	0,34	7,5	Камень
6.	Вододелитель на Волге	600	114	1,85	0,22	82	Камень
7.	Чардаринская ГЭС	570	68		0,7	72	
8.	Киевская ГЭС	520	130	1,8	0,53	11,0	Камень
9.	Капчагайский г/у	307	41,0	3,0	1,36	18	
10.	Казалинский г/у	520	123	3,5	0,8	71	Бетониты
За рубежом							
11.	Rhinou (Франция)		140		1,6	168	Камень
12.	Ассуанская плотина (Египет)	1150	80	2,1	0,77	62	Камень
13.	Г/у Влоцлавек (Польша)	384	110	3,0	0,65	40	Фасинный түфяк, камень

Продолжение таблицы

№ п/п	Наименование ГЭС или гидроузла	Размеры тупяка			Максимальная глубина разм., м	Характеристика основ. материала в банкете (диаметр)
		толщина, м	ширина по теч., м	ширина поперек теч., м		
1	2	3	4	5	6	7
А. Фронтальный способ						
1.	Рыбинская ГЭС					Камень 15-35 см
2.	Цимлянская ГЭС	1,75	88	80		Камень 30-40 см
3.	Каховская ГЭС	0,55	75	230		Камень 10-50 см
4.	Горьковская ГЭС			560	Незначит.	Карьерн. камень, гравийн. смесь
5.	Волжская ГЭС им. Ленина	1,25	100	900		Камень 25-70 см
6.	Кайраккумский г/у				6,0	Карьерный камень
7.	Волжская ГЭС им. XXII съезда КПСС			330		Камень 15-50 см
8.	Каунасская ГЭС					Отборный камень 20-50 см
9.	Воткинская ГЭС	0,75	40	175	2,0	Камень 12-15 см
10.	Саратовская ГЭС					Несортир. камень
Б. Пионерный способ						
1.	Каргалинский г/у	1,0	10	28	Незначит.	Песок, суглинок
2.	Кызылординский	1	45	140	15-16 см	Местный грунт
3.	Днепродзержинский (правая протока)	1,3	60	100	7,5-10	Горн. масса 25-30 см
4.	Череповецкая ГЭС					Карьерная масса
5.	Днепродзержинский г/у	2,5	90	240	Незначит.	Горная масса
6.	Вододелитель на Волге	1,75	10,5	323	2,0	Скальные породы 20-30 см
7.	Чардаринская ГЭС	-	-	-	6,0	Грав.-песчаная смесь, галька
8.	Киевская ГЭС	-	90	200	Нет	Песок, камень, 20-30 см
9.	Капчагайский г/у	-	-	-	8,0	Горн. масса 0-20,0
10.	Казалинский г/у			46	Нет	Местный грунт, горная масса
За рубежом						
11.	Рhinou (Франция)		20	140		Камень 15-45 см
12.	Ассуанская плотина (Египет)					Камень сортиров.
13.	Г/у Влоцлавек (Польша)	1,0	32	450	3,0	Несортиров. камень
		1,0	70	180		

Продолжение таблицы

Но- мер п/п	Наименование ГЭС или гидроузла	Характеристика крупного материала на стадии завершения перекрытия	Объем для пе- рекрыт- прор. (т.м ³)	Объем I п.м. про- рана (м ³)	Макс. интенс. отсып- ки (м ³ /час)
			18	19	20 : 21
<u>А. Фронтальный способ</u>					
1.	Рыбинская ГЭС		25,0	81,1	208
2.	Цимлянская ГЭС		2,6	32,0	400
3.	Каховская ГЭС		18,2	78,0	560
4.	Горьковская ГЭС	Ж/б ежи, бетон. кубы	12,5	45	900
5.	Волжская ГЭС им. Ленина	Бетон. тетраэд., 10 т. бетон. кубы, 2,5 т	83,4	280	2390
6.	Кайраккумский г/у	Бетон. пирам. 4,8 т. бетон. кубы, 2,2 т	5,4	64	
7.	Волжская ГЭС им. им. XXII съезда КПСС	Бетон. тетраэд., 10 т бетон. кубы 3 т	72,6	248	1500
8.	Каунасская ГЭС				
9.	Воткинская ГЭС	Бетон. кубы, 3-3,5 т	11,75	67	1020
10.	Саратовская ГЭС	Бетон. блоки, 5-10 т	23,75	129	980
<u>Б. Пионерный способ</u>					
1.	Каргалинский г/у		19,7	107	750
2.	Кызылординский	Камень и камень в габи- онах	122,7	818	
3.	Днепродзержин- ский (правая протока)		16,5	217	276
4.	Череповецкая ГЭС				
5.	Днепродзержин- ский г/у	Камен. глыбы, бет. тетраэд. 5 т	7,6	152	700
6.	Вододелитель на Волге		8,24	72,2	144
7.	Чардаринская ГЭС	Тетраэдры, 4 т., габионы 2 т.	60,0	880	417
8.	Киевская ГЭС	Бетон. тетраэд. 5 т., браков. изделия			
9.	Капчагайский г/у	Бетон. массивы, вес. 10 т и 4 т	18,9	472	649
10.	Казалинский г/у	Бетон. тетраэд. 3,5 т			
<u>За рубежом</u>					
11.	Rhinon (Франция)		12,6	88,5	83,5
12.	Ассуанская плотина (Египет)		74,75	935	1980
13.	Г/у Влоцлавек (Польша)	Бетон. блоки, 10 т., бетон. кубы, 5 т	13,6	124	420

Г.И.ЧЕРНИКОВА
аспирант
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДИНАМИКИ
ФОРМИРОВАНИЯ СПРЯМЛЕНИЙ В УСЛОВИЯХ РЕКИ
АМУДАРЬИ

Явления дейгиша, наблюдающееся в условиях среднего и нижнего течения р.Амударьи наносит большой материальный ущерб народному хозяйству. Наиболее значительные размывы берегов в последние годы наблюдались в районе крупных водозаборов Ташсака и Клычбай, в местности Ак-Кум и у пристани Турткуль.

На всех участках действия дейгиша /I/ берег реки имеет криволинейную форму - излучину. В целях борьбы с дейгишем наряду с берегозащитными работами, на р.Амударье производится искусственное спрямление излучин. Отвод части расхода по спрямлению от размываемого берега способствует ослаблению дейгиша или полному его прекращению.

Первая попытка спрямления излучины была произведена в 1962 г. в районе Ташсака. Но несмотря на значительные затраты по строительству пионерного прокопа, желаемый эффект не был достигнут. - спрямление спустя три месяца после открытия заилилось.

В последующие годы спрямления излучин осуществлены в районе водозаборов Клычбай (1967 г.) и Пахтаарна (1970 г.) а также в местностях Ак-Кум (1970 г.) , Али- Баба (1971 г.), Бадай-Тугай (1971 г.). В настоящее время строится спрямление у пристани Турткуль.

Несмотря на имеющиеся примеры успешно осуществленных спрямлений, обоснованный метод их расчета применительно к условиям р.Амударьи отсутствует. В связи с этим экспедицией отдела русел САНИИРИ проведены натурные наблюдения динамики формирования спрямлений.

Прежде чем перейти к изложению результатов исследований, перечислим основные положения и характерные количественные показатели по устройству пионерного прокопа в условиях р. Амударьи.

Протяженность прокопов может быть различной — от 3 км (Клычбай) до 13 км (Пахтаарна). Коэффициент извилистости русла невысок — $K = 1,3-1,7$; уклоны соответственно изменяются от 0,00017 до 0,0003. Ширина по верху обычно равна 70-100 м, глубина наполнения — 2,0-2,5 м. Объемы земляных работ по разработке пионерных прокопов составляют 0,8-4,5 млн. м³.

При назначении трассы спрямления учитываются следующие положения:

- спрямление должно соединять плесовые участки реки, что обеспечивает поддержание необходимых глубин на входе и выходе;
- трасса пионерного прокопа должна быть по возможности прямолинейной, а при необходимости поворота радиус закругления принимается равным 108;
- голова спрямления располагается на вогнутом берегу реки в конце кривой;
- угол отвода принимают не более 30°;
- место расположения головы спрямления выбирается так, чтобы на подходе к нему река протекала сосредоточенно одним руслом, а фарватер реки проходил вблизи входа в пионерный прокоп

После открытия спрямления поперечные размеры пионерного прокопа постепенно возрастают (рис. I), что свидетельствует о процессе саморазмыва русла. Так, площадь живого сечения в период апрель-июль месяцы увеличилась в Клычбае от 250 м² до 1200 м², в районе Пахтаарна — от 230 м² до 900 м².

Размыв происходит в основном за счет плановых деформаций: ширина прокопа увеличилась от 70-80 м до 400-450 м, в то время как глубины возросли лишь от 1,5-2,0 м до 2,5-3,0 м.

В результате увеличения поперечного сечения возрастает расход пропускаемой прокопом воды (рис.2). Как видно из графика, относительный расход прокопа в Клычбае вырос от 0,5 до 0,9, а в районе Пахтаарна — от 0,3 до 0,8 от общего расхода воды в реке, что в абсолютных величинах для первого участка равно 125–2800 м³/сек, для второго — 250–1600 м³/сек.

Интенсивность саморазмыва спрямлений обуславливается размывающей и транспортирующей способностями потока. Транспортирующая способность потока в прокопе, вследствие повышенных уклонов, больше, чем в реке. Показателем размывающей способности потока может служить результирующий расход наносов деформации, представляющий алгебраическую сумму величины размывов и отложений, отмечающихся по участкам спрямления, т.е. это секундное количество наносов, отлагающихся в пределах участка или поступающих в поток вследствие размывов русла /2/. Определение результирующего расхода наносов деформации было выполнено по совмещенным поперечным профилям для спрямлений на Клычбае и Пахтаарне. Суммируя последовательно по промерным створам величину результирующего расхода наносов деформации, получаем значение фактической нагрузки потока (в кг/сек) наносами деформации (рис.3), которые вместе с руслоформирующими наносами, поступающими из реки, составляют полную нагрузку потока в спрямлении.

Из рис.3 следует, что нагрузка потока R наносами деформации в саморазмываемом спрямлении непрерывно растет по длине, достигая значительной величины в спрямлениях большой протяженности. В период нарастания половодья расход наносов деформации и, соответственно, нагрузка ими потока (R) увеличиваются. В половодье же наблюдается резкое снижение R , что свидетельствует о падении интенсивности саморазмыва русла.

Изменение объема результирующей деформации по спрямлениям (Клычбай, Пахтаарна) в течение всего периода наблюдений приведено на рис.4. Наибольший объем грунта, вынесенный за пределы спрямления в течение одного месяца на

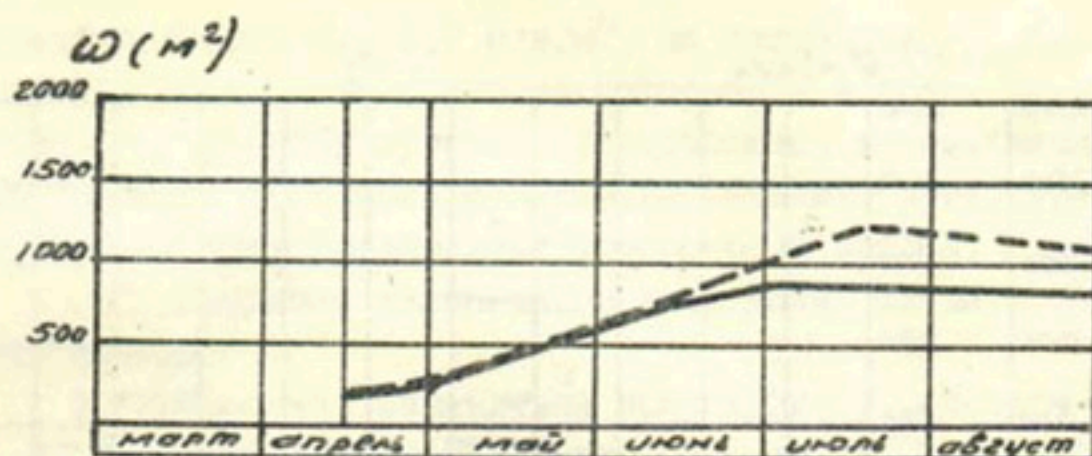


Рис.1. Зависимость $\omega_{\text{ф}} = f(T)$: 1-на Пахтаарне;
2-на Клычбае.

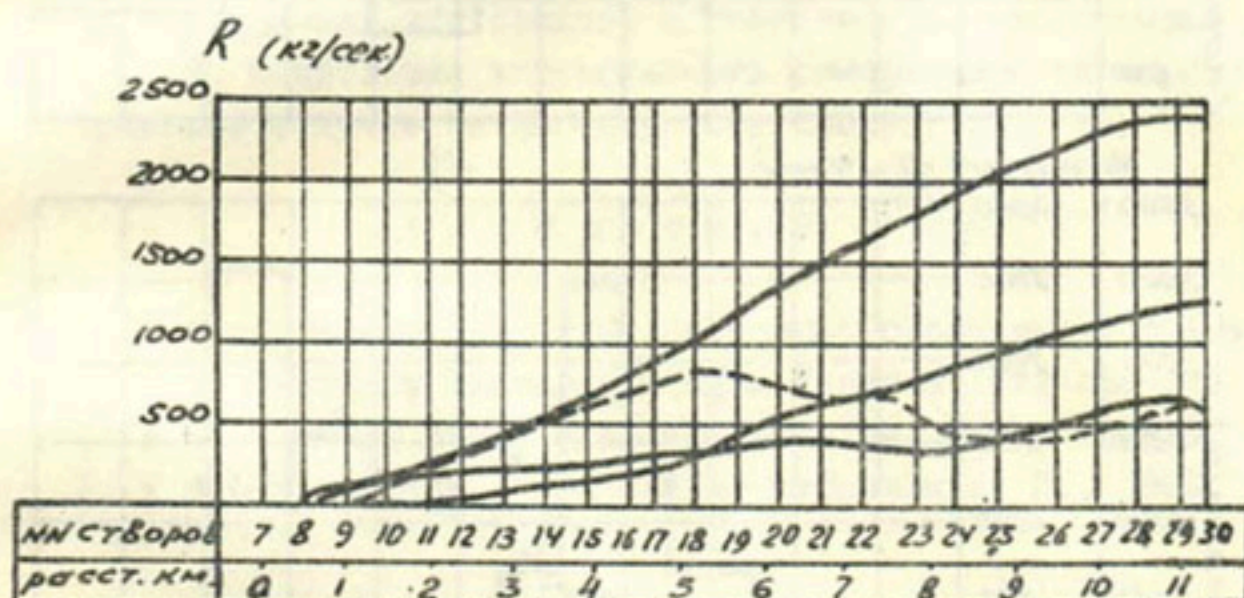


Рис.2. Зависимость $\frac{Q_{\text{слр}}}{Q_{\text{рени}}} = f(T)$: 1-на Пахтаарне;
2-на Клычбае.

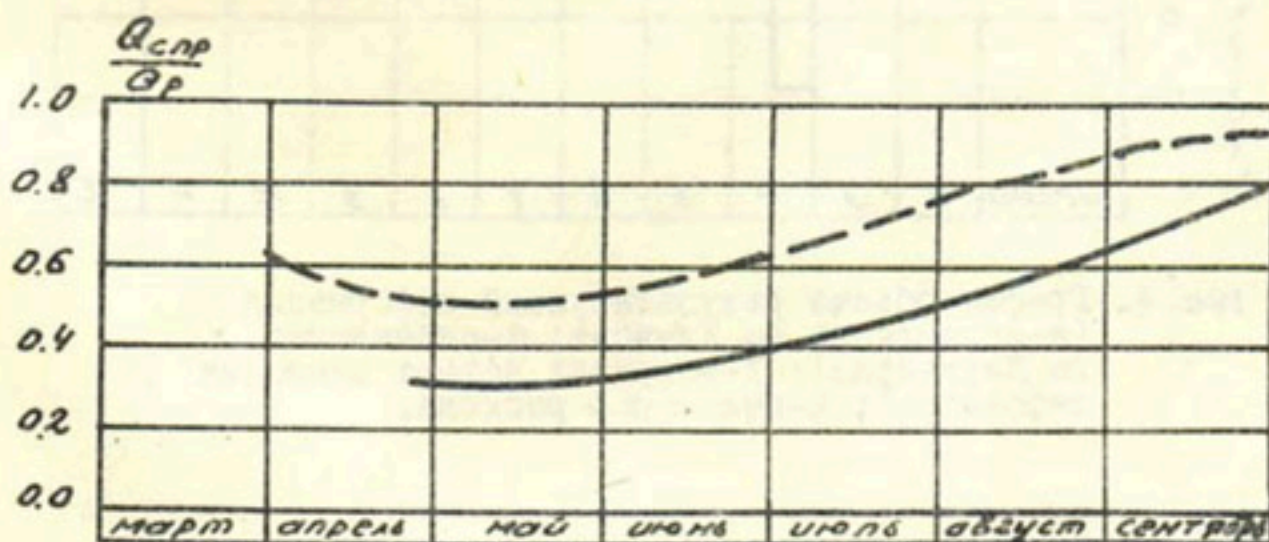


Рис.3. График фактической нагрузки потока наносами деформаций (спрямление на Пахтаарне): 1-на подъеме половодья;
2-в половодье.

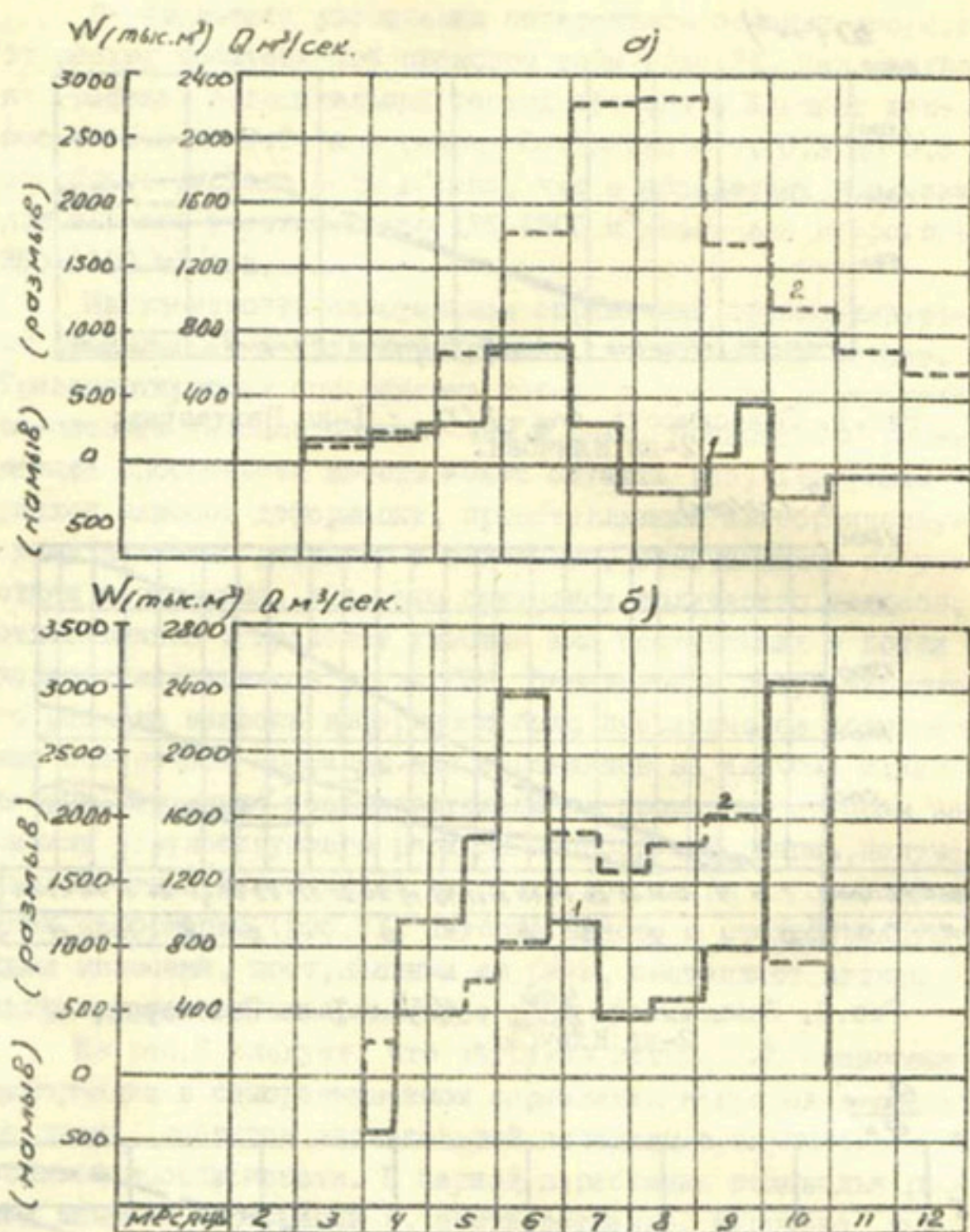


Рис. 4. График объема результирующей деформации (а-спрямление на Клычбае; б-спрямление на Пахтаарне): 1-нагрузка потока наносами деформаций; 2-гидрограф расхода.

Ключае составляет 0,7 млн.м³, на Пахтаарне – 0,3 млн.м³. Так как поступление наносов деформации в поток лимитируется его транспортирующей способностью, то изменение объема наносов деформации во времени соответствует характеру изменения транспортирующей способности потока.

На основании изложенного выше можно сделать следующие выводы:

1. Разработка спрямлений происходит в основном за счет плановых деформаций;
2. В спрямлениях большой протяженности нагрузка потока наносами деформации достигает больших значений к концу спрямления, что снижает интенсивность саморазмыва;
3. Наибольшая интенсивность саморазмыва пионерных прокопов отмечается на подъеме и спаде половодья.

Л и т е р а т у р а

1. М у х а м е д о в А.М. Некоторые особенности р.Амударьи и причины размыва берегов (явление дейгиша). Труды САНИИРИ, вып.120, Ташкент,1970.
2. К а р а у ш е в А.В. Речная гидравлика, Л., 1969.

Ф.ХАМРАКУЛОВА
аспирантка
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

РАСЧЕТ ИНТЕНСИВНОСТИ ПОДЪЕМОВ И СПАДОВ ПОЛОВОДЬЯ И ПАВОДКА ПО НЕКОТОРЫМ РЕКАМ СРЕДНЕЙ АЗИИ

Размах гидротехнического строительства в стране ставит ответственные задачи в области гидрологических расчетов, так как от правильно выбранных гидрологических параметров зависят, с одной стороны, сохранность сооружений, с другой — снижение их себестоимости. В связи с этим возникает задача изучения и расчета всех характеристик стока. Основными элементами гидрологических расчетов являются половодье и паводок. До настоящего времени не изучена максимальная интенсивность подъема и спада половодья и паводка рек Средней Азии. С практической точки зрения данные об интенсивности подъема и спада паводкового стока необходимы при проектировании и эксплуатации сооружений на небольших реках. Обычно САНИИРМИ заранее прогнозирует будущий год по водности. Но для проектирования и эксплуатации гидротехнических сооружений этих данных мало. Необходимо еще иметь ту величину, которая за короткий промежуток времени, с какой-то определенной интенсивностью прибудет к сооружению. Исходя из этих соображений, возникла необходимость изучения максимальных значений интенсивности подъема и спада половодья и паводка.

Для решения поставленных задач нами были обработаны данные наблюдений за десятью реками бассейна Амударьи и пятнадцатью реками бассейна Сырдарьи. Посты выбраны с более длительным рядом наблюдений, и с естественным режимом. Реки расположены на разных диапазонах высот, различны по типу питания и водности. Исключение представляли сая, водосборы которых охватывают нижние части горных хребтов. Работа основана на материалах наблюдений от 25 до 34 лет.

По классификации В.Д.Шульца /I/ реки подразделены по типу питания на 3 группы:

I — реки ледниково-снегового питания;

II — реки снегово-ледникового питания;

III — реки снегово-дождевого питания.

Первой частью проработки являлось определение интенсивности подъема и спада половодья и паводка в среднем за сутки, поэтому расчеты велись по годовым среднесуточным таблицам ежегодника. Основным источником питания рек Средней Азии являются талые воды. На реках ледниково-снегового питания, в общем стоке которых дождевые воды играют наименьшую роль, максимальные расходы целиком формируются талыми водами. Однако, даже на этих реках в отдельные годы дождевые потоки могут быть очень значительными. Примером могут служить реки Сох, Исфара, на которых в отдельные годы дождевые максимумы носят селевой характер /I/.

Высоким жидким стоком выделяется еще бассейн р.Гунт, у которой дождевые максимумы могут превышать талые, что отмечалось в 1940 и 1959 гг. Для талых максимумов, соответственно; $\Delta Q_{\text{т}} = 64,0 \text{ м}^3/\text{сек}$; $\Delta Q_{\text{д}} = 84,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ с обеспеченностью их $P = 50\%$; $P = 19\%$.

Для дождевых максимумов $\Delta Q_{\text{д}} = 92,0 \text{ м}^3/\text{сек}$, $\Delta Q_{\text{т}} = 155 \text{ м}^3/\text{сек}$ при $P = 10\%$, $P=2\%$ соответственно.

На реках снегово-ледникового типа питания участие дождей в формировании максимальных расходов воды, как правило, невелико. Тем не менее при наличии благоприятных условий дождевые максимумы могут превышать талые максимальные расходы /I/. Примером является р.Чирчик в 1959 г. На реках с низко расположенными водосборами дождевая составляющая часто превышает талую и нередко дождевые максимальные расходы бывают значительно больше талых (р.Кашкадарья).

Поскольку нас больше интересует не сама величина максимального расхода, а ее прирост за сутки, ниже рассматривается максимальный интенсивный прирост и спад талых и дождевых вод. Для определения наибольшего интенсивного подъема или спада необходимо иметь комплексный гидрограф, где фиксируются расход воды, осадки и температура воздуха.

При анализе гидрографа выбирается для каждого года соответствующий I наибольший подъем и I спад — от дождевых и от талых вод в отдельности; после чего по всем створам рек обрабатываются статистические данные. Определяется коэффициент вариации (C_v) и соответствующие к нему коэффициенты асимметрии (C_s).

При вычерчивании кривой обеспеченности принималась величина $C_s = 4,0$. При этом некоторые фактические точки отскочили, вследствие чего к этим точкам пришлось подойти графически (рис. I).

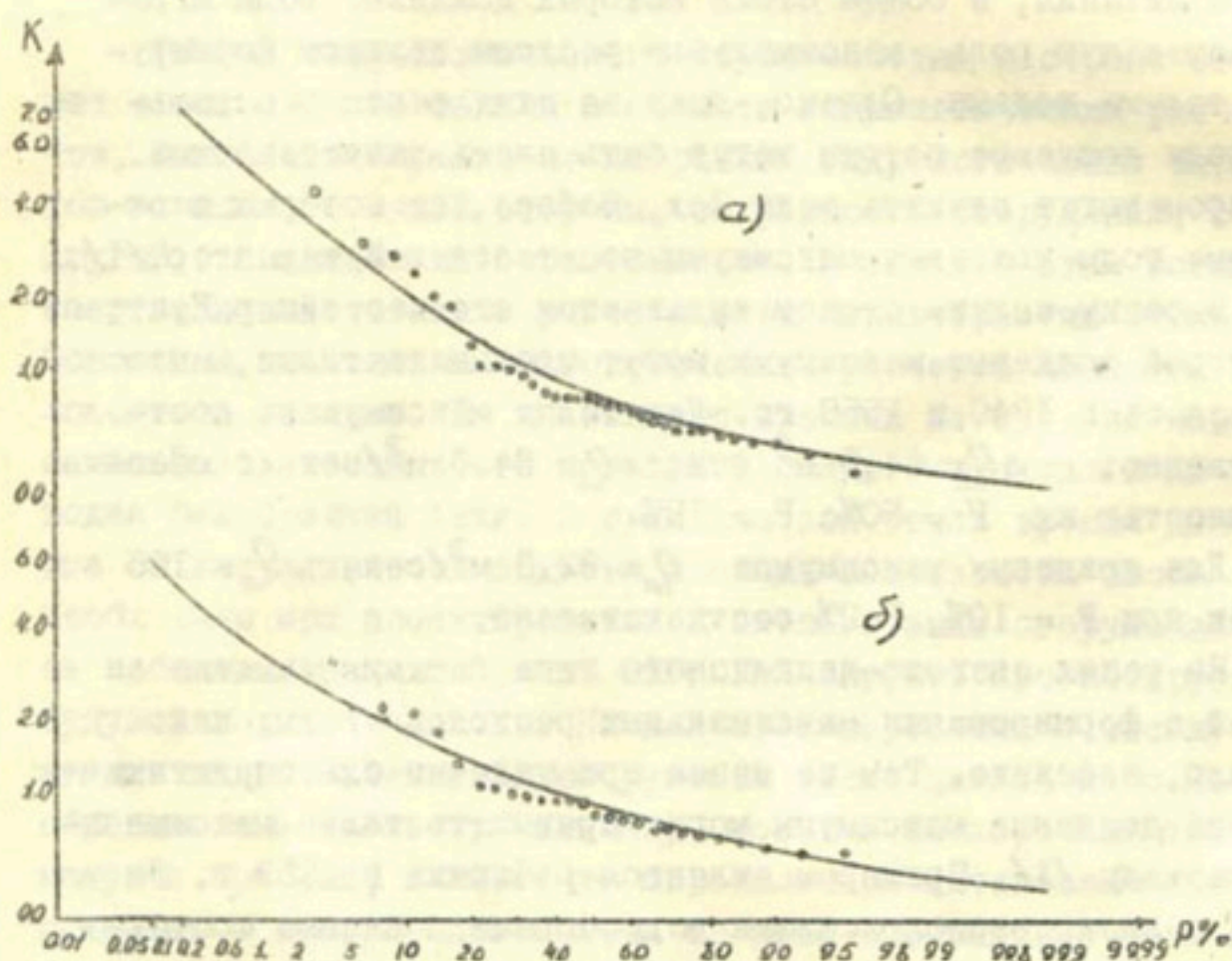


Рис. I. Кривая обеспеченности максимальных интенсивных подъемов дождевых вод:

- а) — р. Кашкадарья, ст. Варганзи;
б) — р. Гунт, ст. Хорог.

Из всех рассматриваемых рек в качестве примеров выбраны три пары, соответственно разные по типу питания (таблица).

Т а б л и ц а

Расчет максимальных значений интенсивности подъема и спада половодья и паводка ΔQ_m и их отношения к среднемноголетнему расходу Q коэффициента вариации (C_v)

Река - Пункт	Обеспеченность				
	0,5	1,0	3,0	5,0	C_v
I	2	3м	4	5	6

Т а л ы й п о д ь е м

I группа

Гунт-Хорог	154	141	119	109	0,35
	1,75	1,60	1,34	1,24	
Сох-Сары-Канда	69,0	61,0	49,0	44,0	0,44
	2,95	2,49	1,83	1,56	

II группа

Вахш-Туткаул	712	635	506	455	0,46
	1,18	1,05	0,84	0,75	
Чирчик- Ходжикент	442	380	282	253	0,60
	2,07	1,77	1,32	1,18	

III группа

Кашкадарья-Варганзи	24,4	20,3	14,4	12,1	0,85
	4,48	3,72	2,67	2,22	
Ангрен-Турк	224	182	125	103	1,0
	12,2	9,9	6,8	5,6	

Т а л ы й с п а д

I группа

Гунт-Хорог	306	267	208	182	0,54
	3,48	3,05	2,36	2,08	
Сох-Сары-Канда	68,6	62,4	52,0	45,2	0,35
	1,68	1,52	1,27	1,10	

Продолжение табл.

I	2	3	4	5	6	7
<u>II группа</u>						
Вахш-Туткаул	938	836	672	602	0,45	
	1,56	1,39	1,12	1,0		
Чирчик-Ходжикент	260	2,33	191	173	0,41	
	1,21	1,09	0,89	0,81		
<u>III группа</u>						
Кашкадарья-Варганзи	20,0	16,5	11,3	9,4	0,95	
	3,67	3,03	2,07	1,73		
Ангрен-Турк	179	148	104	87,0	0,90	
	9,8	8,1	5,7	4,8		
Дождевой подъем						
Гунт-Хорог	195	167	128	110	0,62	
	2,21	1,90	1,46	1,25		
Сох-Сары Канда	32,4	29,2	22,0	19,3	0,54	
	0,79	0,69	0,54	0,47		
<u>II группа</u>						
Вахш-Туткаул	955	815	617	533	0,64	
	1,58	1,35	1,02	0,88		
Чирчик-Ходжикент	955	784	497	392	1,58	
	4,65	3,66	2,33	1,83		
<u>III группа</u>						
Кашкадарья-Варганзи	87,3	72,0	50,8	42,2	0,89	
	16,0	13,2	9,32	7,75		
Ангрен-Турк	250	200	130	105	1,34	
	13,7	11,0	7,15	5,78		

Продолжение табл.

I	2	3	4	5	6
Д о ж д е в о й с п а д					
<u>I группа</u>					
Гунт-Хорог	219	191	147	130	0,55
	2,49	2,17	1,67	1,48	
Сох-Сарн-Канда	37,8	32,3	24,7	21,2	0,62
	0,92	0,79	0,60	0,52	
<u>II группа</u>					
Вахш-Туткаул	720	622	482	419	0,58
	1,20	1,03	0,80	0,69	
Чирчик-Ходжикент	750	589	430	285	0,68
	3,5	2,75	2,0	1,33	
<u>III группа</u>					
Кашкадарья-Варганзи	79,6	52,5	42,1	33,6	1,19
	14,6	9,65	7,75	6,18	
Ангрен-Турк	163	130	88,5	71,8	1,10
	8,35	6,67	4,53	3,68	

Исходя из расчетных величин, можно сделать следующие выводы.

- Из всех рек наибольшую относительную величину имеют реки третьей группы. При 1%-ной обеспеченности для таких подъемов максимальная величина интенсивности на р.Ангрен в 10 раз может превышать среднегодовое суточное расхождение воды. По р.Кашкадарье эта величина равна 4,0. На реке Вахш величина максимальных подъемов равна, примерно, величине среднегодового расхода воды.

- Для дождевых подъемов максимальная величина интенсивности по р.Ангрен - 11,0; и по р.Кашкадарья - 13,2 раза больше, чем среднегодовое расхождение. Наименьшую относительную величину имеет р.Сох, у которой максимальная величина интенсивности на 30% меньше среднегодового расхода.

- Спад в обоих случаях аналогичен подъему.
- Чем больше площадь водосбора, тем меньше абсолютная величина максимальных интенсивных подъемов и спадов воды.

Л и т е р а т у р а

И. Ш у л ь ц В.Л. Реки Средней Азии. Л., Гидрометеоиздат, 1965.

РЕФЕРАТЫ

к сборнику научных трудов (гидротехнические
сооружения на гидромелиоративных системах)

выпуск 137

УДК 627.8

К ВОПРОСУ ПЕРЕКРЫТИЯ Р.АМУДАРЬИ У ТАХИАТАШ- СКОГО ГИДРОУЗЛА

К.Б.Дадабаев, Ф.М.Исмаили

В статье рассматриваются вопросы, связанные с перекрытием р.Амударьи у Тахиаташского гидроузла.

Исследованиями определены размеры раскрытия верховой и низовой перемычек и их местоположение; произведена тарифовка водопропускных сооружений узла; установлены местоположение и оптимальная ширина прорана, а также целесообразность предварительного крепления дна реки на участке прорана и его размер; выявлена допустимая ширина прорана для расходов, менее расчетных, и получена эмпирическая зависимость ширины его от расхода воды в реке; рекомендована технология фронтального способа перекрытия реки.

Иллюстр. 4. Библиогр.3:

УДК 621.22

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЧАРДЖОУСКОГО ПРОМВОДОЗАБОРА НА РЕКЕ АМУДАРЬЕ

Р.Р.Абдураупов, Д.Ш. Абдуллаев

В статье изложены результаты лабораторных исследований по уточнению габаритов водоприемников проектного варианта, показаны разработанные мероприятия по борьбе с захватом донных наносов, шуги и мусора, а также даны рекомендации по

рекомендации по устройству русловых расчисток дна у места водозабора и боковых прорезей.

Иллюстр. 1. Библиогр.2.

УДК 627.8

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИЗМЕРЕНИЙ МУТНОСТИ ПОТОКА НА МОДЕЛИ ТЯМУЮНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

В.В.Акулов

В статье рассматриваются результаты измерений мутности потока на пространственной модели Тямуюнского водохранилища при бытовом режиме и при подпоре.

Выработанная автором методика измерения может быть использована при проведении аналогичных экспериментальных исследований.

Иллюстр. 2, табл. 1.

УДК 627.8

УЛУЧШЕНИЕ КОНСТРУКЦИИ КРИВОЛИНЕЙНОЙ ПЕСКОЛОВКИ НЕПРЕРЫВНОГО ДЕЙСТВИЯ

М.С.Кожевникова

В статье отмечаются некоторые недостатки существующих криволинейных отстойников, использующих принцип поперечной циркуляции на повороте. Даются параметры рациональной конструкции криволинейной песколовки, полученные в результате лабораторных исследований.

Иллюстр. 2, Библиогр.3.

УДК 627.8

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОПЕРЕЧНОЙ ЦИРКУЛЯЦИИ ПОТОКА В КРИВОЛИНЕЙНОЙ ПЕСКОЛОВКЕ

М.С.Кожевникова

В статье приведены результаты лабораторных исследований поперечной циркуляции в криволинейных отстойниках и влияние ее на процессы осаждения и промыва наносов. Дает-

ся сопоставление расчетных данных траекторий, полученных по методу И.Л.Розовского, с фактическими на модели. Полученные результаты представляют несомненный интерес при проектировании криволинейных отстойников.

Иллюстр. I. Библиогр.: 5.

УДК 621. 317. 763

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВОДОМЕРНОГО ПОРОГА С ВЫРЕЗНОЙ ЧАСТЬЮ КОНСТРУКЦИИ САНИИРИ

И.Б.Хамадов, У.И.Хусанхожаев

В статье приводятся результаты лабораторных исследований водомерного порога с вырезной частью.

Дается учетная формула для определения расхода воды, протекающей через водомерный порог, которая позволяет значительно расширить диапазоны измерения — до 20 и более раз.

Иллюстр.3. Библиогр.4.

УДК 627.8

РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ГОЛОВНОГО ВОДОЗАБОРНОГО УЗЛА ГЭС ХОРОГ НА Р.ГУНТ

Р.В.Тимирова, З.А. Классен, И.И. Лешанский

Рекомендуется компоновка в створе намечаемого гидр узла для ГЭС ХОРОГ. В основу компоновки положен принцип использования поперечной циркуляции потока для борьбы с донными наносами.

Иллюстраций I.

УДК 627.8

РЕЗУЛЬТАТЫ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ КОНСОЛЬНОГО ПЕРЕПАДА "АЧИКУЛЬ"

А.Н.Набиев

В статье излагаются результаты экспериментального исследования размывающей способности потока за консольным перепадом "Ачикуль".

При моделировании принят метод Н.Н.Суровой. Установлена величина показателя степени масштабного коэффициента, которую рекомендуется вводить при пересчете данных лабораторных исследований в натурные.

Приводится анализ оценки эффективности работы носка трамплина консольного перепада по способу М.С.Вызго и Х.И.Заирова.

Иллюстраций 6, таблиц 5.

УДК 627.8

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕЙГИША НА РЕКЕ АМУДАРЬЕ В РАЙОНЕ ТУРТКУЛЯ

О.А.Каюмов, М.М.Кучкаров

В статье излагаются результаты некоторых исследований дейгиша на р.Амударье в районе Турткуля, проведенные экспедицией отдела русел САНИИРИ в 1972 г.

На основании материалов исследований выявлены особенности явления дейгиша в указанном районе и некоторые причины его образования.

Иллюстраций 4, библиографий 2.

УДК 691. 32

ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ БЕТОНА В ОБЛИЦОВКЕ КАРШИНСКОГО МАГИСТРАЛЬНОГО КАНАЛА

В.Я.Липский, Л.Д.Щербакова

Рассматриваются результаты исследований по определению прочности бетона при сжатии на образцах бетона - кернах, отобранных из облицовки Каршинского Магистрального канала.

Приведены данные статистической обработки материалов. Иллюстр. I, табл. 2, библиогр.4.

УДК 691.32

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГИБКИХ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБЛИЦОВОК КАНАЛОВ

И.Я.Бялер, А.А.Абдужабаров, В.Олехнович, В.В.Гончаров,
Ю.А.Борщ, А.Ю.Ташмухамедов

В статье приводится методика расчета предварительно напряженной плиты. Дана расчетная схема, где учитываются действия монтажных усилий, эксплуатационных нагрузок и т.д.

Иллюстр. 5, библиогр.13.
УДК 627.13

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИЗУЧЕНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ СЛОЖНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ

А.А.Музафаров

В статье выявлено влияние ползучести на прочность и деформируемость суглинистых грунтов, уложенных в тело земляных сооружений. Исследование проводилось на типичном для Средней Азии пылеватом суглинке из района Чарвакской ГЭС.

Иллюстр.5, библиогр.6.
УДК 627.5

ОПЫТ ПЕРЕКРЫТИЯ ЛЕГКО РАЗМЫВАЕМЫХ РУСЕЛ РЕК

М.Р.Карапетян

В статье обобщен опыт основных перекрытий легко размываемых русел рек, осуществленных в СССР. Приводятся подробные данные по этим перекрытиям и данные по некоторым перекрытиям, осуществленным за рубежом, а также расчетные гидравлические характеристики перекрытия р.Амударьи фронтальным и пионерным способами.

Табл.5. Библиогр.5.

УДК 627.5

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДИНАМИКИ ФОРМИРОВАНИЯ СПРЯМЛЕНИЙ В УСЛОВИЯХ Р.АМУДАРЬИ

Г.И.Черникова

В целях борьбы с дейтисшем наряду с берегозащитными работами на р.Амударье производится искусственное спрямление излучин.

В результате обработки материалов полевых исследований по спрямлениям на р.Амударье выявлены некоторые общие закономерности динамики формирования спрямлений, необходимые для создания обоснованного метода расчета. В частности отмечается, что наибольшая интенсивность саморазмыва пионерных прокопов имеет место на подъеме и спаде половодья.

Рисунков 4, библиографий 2.

УДК 627.421.1

РАСЧЕТ ИНТЕНСИВНОСТИ ПОДЪЕМА И СПАДА ПОВОДКА И ПОЛОВОДЬЯ ПО НЕКОТОРЫМ РЕКАМ СРЕДНЕЙ АЗИИ

Ф.Хамракулова

В статье рассматриваются расчетные величины максимальных интенсивных подъемов и спадов заданной обеспеченности, показаны их отношения к многолетнему расходу воды и дан коэффициент изменчивости.

Иллюстраций 1. Таблиц 1. Библиографий 1.

УДК 681.121.8

ИССЛЕДОВАНИЕ ДАТЧИКОВ ПОЛОЖЕНИЯ СЕГМЕНТНОГО ЗАТВОРА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

В статье описывается разработанная и испытанная конструкция индуктивного датчика положения сегментного затвора, являющаяся более простой, по сравнению с существующими. Рис. 9.

СОДЕРЖАНИЕ

стр.

К.Б. Дадабаев, Ф.М. Исмаили. К вопросу перекрытия р.Амударьи у Тахнаташского гидроузла	3
Р.Р. Абдураупов, Д.Ш. Абдуллаев. Гидравлические исследования Чарджоуского промводозабора на р.Амударье	13
В.В. Акулов. Некоторые результаты измерений мутности потока на мо- дели Тюямуьнского водохранилища	21
М.С. Коженикова. Улучшение конструкции криволинейной песко- ловки непрерывного действия	27
М.С. Коженикова. Лабораторные исследования поперечной циркуля- ции потока в криволинейной песколовке	31
И.Б. Хамадов, У.И. Хусанходжаев. Лабораторные исследования водомерного порога с вырезной ча- стью конструкции САНИИРИ	38
С.П. Колмыков, М.И. Генне. Иссле- дование датчиков положения сегмент- ного затвора гидротехнических сооружений	44
Р.В. Тимирова, З.А. Классен, З.А. Лешанский. Результаты модельных исследований головного водозаборного узла ГЭС Хорог на р.Гунт	53

А.Н. Набиев. Результаты гидравлических исследований консольного перепада "Ачикуль"	58
О.А.К а ю м о в, М.М. К у ч к а р о в. Некоторые результаты исследований дейгиша на реке Амударье в районе Турткуля	70
В.Я.Л и п с к и й, Л.Д.Щ е р б а к о в а. Оценка прочности бетона в облицовке Каршинского магистрального канала.	77
И.Я.Б я л е р, А.А.А б д у ж а б а р о в, В.О л е х н о в и ч, В.В.Г о н ч а - р о в, Ю.А. Б о р щ, А.Ю.Т а ш м у - х а м е д о в. Проектирование гибких сборных железобетонных плит облицовок каналов	84
А.А.М у з а ф а р о в. Экспериментальное изучение ползучести глинистых грунтов при сложном напряженном состоянии	100
М.Р.К а р а п е т я н. Опыт перекрытия легко размываемых русел рек	107
Г.И. Ч е р н и к о в а. Некоторые результаты натурных исследований динамики формирования спрямлений в условиях реки Амударьи	118
Ф. Х а м р а к у л о в а. Расчет интенсивности подъема и спада паводка и половодья по некоторым рекам Средней Азии	124
Р е ф е р а т н к вып.137 Сборника научных трудов (Гидротехнические сооружения на гидромелиоративных системах)	131

Редактор Д.Х.Володина

Корректоры Т.М.Шапошникова, Г.Д.Яценко

Р-14370. Подписано в печать 1.8.73г. Формат бумаги
50x60 1/8 Усл.п.л 8,75. Заказ 1621. Тираж 300 экз.

Цена 1 руб.

КартФабрика ин-та "Узгипрозем", Ташкент, Муками, 176.