

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК

11

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

АКАДЕМИЯ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ И ГИДРОТЕХНИКИ

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК 11

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

ТАШКЕНТ • 1963

В сборнике приводится фильтрационный расчет ирригационных сооружений на основе пространственной фильтрации, рассматриваются вопросы плотинного водозабора в предгорной зоне и в условиях низовьев Аму-Дарьи на примере Тахитанского гидроузла, рекомендуются новые методы для расчета неравномерного движения воды в призматических руслах с горизонтальным дном, предлагаются фактические материалы по испарению некоторых водохранилищ, описывается технология производства и дается технико-экономическая оценка строительства Тюнбугузского водохранилища.

Сборник рассчитан на широкий круг специалистов в области гидротехники.

Редакционная коллегия

З. Х. ХУСАН-ХОДЖАЕВ (отв. редактор), член-корреспондент АН УзССР М. С. ВЫЗГО, С. Г. ЗАПРОМЕТОВ, Е. Д. РОЖДЕСТВЕНСКИЙ, А. М. МУХАМЕДОВ, М. В. БУТЫРИН, М. В. ВАСИЛЬЕВ, И. И. ГОРОШКОВ, Н. Ф. ЦЕТИКОВА, Г. Г. ВАЛЕНТИНИ.

Редколлегия обращается с просьбой ко всем организациям и лицам все замечания по настоящему сборнику присылать по адресу: ИВПиГ АН УзССР: ул. Якуба Коласа, 24.

Н. А. ЦВЕТКОВА

ТЕХНИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ДЛЯ ФИЛЬТРАЦИОННОГО РАСЧЕТА СООРУЖЕНИЙ НА ОРОСИТЕЛЬНОЙ СЕТИ (ПРОЕКТ)

Ввиду того, что сооружения на оросительной сети отличаются небольшой шириной (по отношению к длине), фильтрационный поток в их основании имеет ясно выраженный пространственный характер. Применение для таких сооружений решений задачи в плоскости, а тем более методов прямой контурной фильтрации приводит к грубым искажениям. Так, величина фильтрационного напора в низовой части сооружений, установленная пространственным моделированием, оказывается в два-три раза большей, чем эта же величина, определенная упомянутыми приближенными способами.

В результате недоучета повышенного давления в низовой части в одних случаях, слабой фильтрационной устойчивости грунтов основания—в других, а также совместного действия этих факторов происходит разрушение нижнего бьефа сооружений по сопряжению бьефов. Следует отметить, что зафиксированные случаи разрушения нижних бьефов относятся к основаниям из несвязных грунтов; в связных же грунтах подобные явления не наблюдаются, хотя многие из сооружений рассчитаны по методу прямой контурной линии. Устойчивости таких сооружений содействуют, по-видимому, два момента (если не считать обычно принимаемого в низовой части „запаса“ в толщине водобоя): высокая фильтрационная устойчивость связных грунтов и меньший коэффициент фильтрации таких грунтов по сравнению с обычным бетоном. В этих условиях бетон выполняет роль дренажа, снижая фильтрационный напор в основании. В литературе пока еще отсутствуют исчерпывающие данные, необходимые для учета последнего фактора, могущего сыграть в будущем важную роль при экономичном проектировании сооружений.

Пространственное решение задачи движения фильтрационного потока возможно моделированием методом ЭГДА. Пограничные условия (поверхность депрессии) определяются в грунтовых лотках в достаточно крупном масштабе.

Однако индивидуальное фильтрационное моделирование сооружений на оросительной сети, строящихся в большом количестве, представляет собой задачу, практически трудно осуществимую.

В САНИИРИ, а в последующем в Институте водных проблем и гидротехники АН УзССР начиная с 1956 г. исследовалась фильтрация методом ЭГДА для ирригационных сооружений. По характеру протекания фильтрационного потока эти сооружения можно разделить на три группы: перепады-быстротоки, водовыпуски из каналов и

водохранилищ, акведуки и консольные сбросы. Исследованные сооружения, предварительно запроектированные институтом Средазгипроводхлопок и другими организациями, были в известной степени однотипными.

Для указанных видов сооружений в условиях однородных грунтов в основании были получены параметры фильтрационного потока в довольно широком диапазоне их расходов и напоров, зависящие от условной относительной ширины, понимаемой как отношение характерной ширины сооружения к его длине $B:L$ и относительного напора, т. е. отношения напора сооружения к его длине $H:L$. Зависимости от других показателей оказались слабыми, и их влиянием можно было без большой погрешности пренебречь.

Таким образом, удалось получить обобщенные зависимости от двух упомянутых показателей сооружений — относительной ширины и относительного напора для основных параметров фильтрационного потока, необходимых при проектировании, а именно: фильтрационного напора и выходных градиентов (уклонов) фильтрационного потока.

Зависимости эти, представленные в графическом виде, позволяют применять при проектировании результаты более точного (пространственного) решения задачи фильтрации для рассмотренных видов сооружений без специального каждый раз моделирования. Принятый графический метод решения предопределяет некоторую неточность результатов, например в значениях относительного напора в пределах $0,01 \div 0,2$, что необходимо иметь в виду при расчетах.

Данная работа, публикуемая в форме проекта технических указаний, будет способствовать более широкому внедрению современных методов фильтрационного расчета в практику гидротехнического проектирования. Указания просмотрены инж. В. Ф. Поярковым, согласно пожеланиям которого в текст внесены некоторые дополнительные пояснения.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1. Настоящие технические указания служат для определения параметров фильтрационного потока, полученных решением задачи в пространстве. Эти параметры необходимы при расчете устойчивости и прочности гидротехнических сооружений на оросительной сети и их оснований. Ирригационные сооружения на сети устраиваются обычно небольшой ширины по отношению к их протяженности вдоль потока, поэтому фильтрационный расчет должен производиться на основе пространственного решения задачи фильтрации.

2. Данными указаниями следует пользоваться для фильтрационного расчета следующих трех типов сооружений на оросительной сети, второго, третьего и четвертого классов капитальности, расположенных на основании из однородного грунта:

- а) перепадов-быстротоков;
- б) водовыпусков из каналов и водохранилищ;
- в) консольных сбросов и акведуков, а также конструкций, описанных в пп. 4, 14, 21 и близких к ним по очертанию в пределах напоров, указанных ниже (пп. 5, 13, 21).

Для конструкций, существенно отличающихся от указанных, и для других напоров фильтрационный расчет сооружений на оросительной сети должен производиться на основании моделирования фильтрационного потока в пространстве общепринятыми методами.

3. Приведенные технические указания содержат данные, необходимые для расчета сооружений,—фильтрационные напоры, максимальные выходные градиенты (уклоны) фильтрационного потока и некоторые указания о проектировании с учетом устойчивости грунтов, вытекающие из полученных результатов фильтрационного расчета.

Общие указания, технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений с учетом фильтрации в основании содержатся в других, ранее опубликованных материалах [1,2], и в настоящих технических указаниях не приводятся.

Перепады-быстротоки на оросительной сети

4. Конструкция перепадов-быстротоков, рассчитываемых по настоящим техническим указаниям, характеризуется следующими основными данными: уклон водоската $m=4,0$, поперечное сечение трапециевидной формы с откосами $m=1,5$, в нижней части водоскат на длине, равной примерно 3,5 глубины в отводящем канале, расширяется до сечения канала; подходной участок к водоскату горизонтальный, длиной примерно 3,0 глубины в подводящем канале сопрягает сечение канала с водоскатом; водобойный участок с горизонтальным дном на уровне дна канала (без колодца) длиной примерно 3,7—3,8 глубины отводящего канала с сечением по форме канала, рисберма имеет длину, равную длине водобоя и делается из галечниковой отсыпки.

Перепады-быстротоки указанной конструкции выполняются в двух вариантах: без дренажных устройств и с дренажем в виде сплошного тюфяка под дном и бортами нижней трети расширяющейся части водоската, горизонтального водобоя и первой трети рисбермы (рис. 1).

5. Нижеприводимые указания по фильтрационному расчету следует применять для перепадов-быстротоков с напором до 10,0 м для конструкции, описанной в пункте 4 или близкой к ней по конфигурации, а также для приближенного расчета сооружений с иным уклоном водоската (до $m=5,0$) и другой длиной входного и выходного участков.

6. Фильтрационное давление для перепадов-быстротоков указанной в пп. 4,5 конструкции определяется по осевому продольному сечению в случае, когда уровень грунтовых вод в нижнем бьефе стоит на уровне горизонта воды в канале (в пределах от нуля до максимального наполнения).

Если верхний бьеф совмещен с перегораживающим сооружением, то расчетным (наименее выгодным) напором будет превышение отметки горизонта воды верхнего бьефа над дном канала нижнего бьефа. Когда перепад-быстроток работает транзитом, то за расчетный напор следует принимать наибольшую разницу в отметках горизонтов воды в бьефах.

7. Значения фильтрационного напора по продольному осевому сечению перепада-быстротока без дренажных устройств устанавливаются по графику, как величины относительного напора в зависимости от относительного расстояния точки от начала сооружения $l_x:L$,

$$\frac{h_x}{H} = f\left(\frac{l_x}{L}\right).$$

Значения h_x , H , l_x , L показаны на рис. 2.

На рис. 3 приведены кривые для четырех значений условной относительной ширины сооружения $\beta = B:L$ в диапазоне $\beta = 0,20 \div 0,60$

и $\beta = \infty$ (плоская задача), где B — условная ширина сооружения, за которую принята ширина зеркала воды в верхнем бьефе (см. рис. 1).

Для всех значений $\beta \geq 1$ величина относительного напора определяется по кривой $\beta = \infty$.

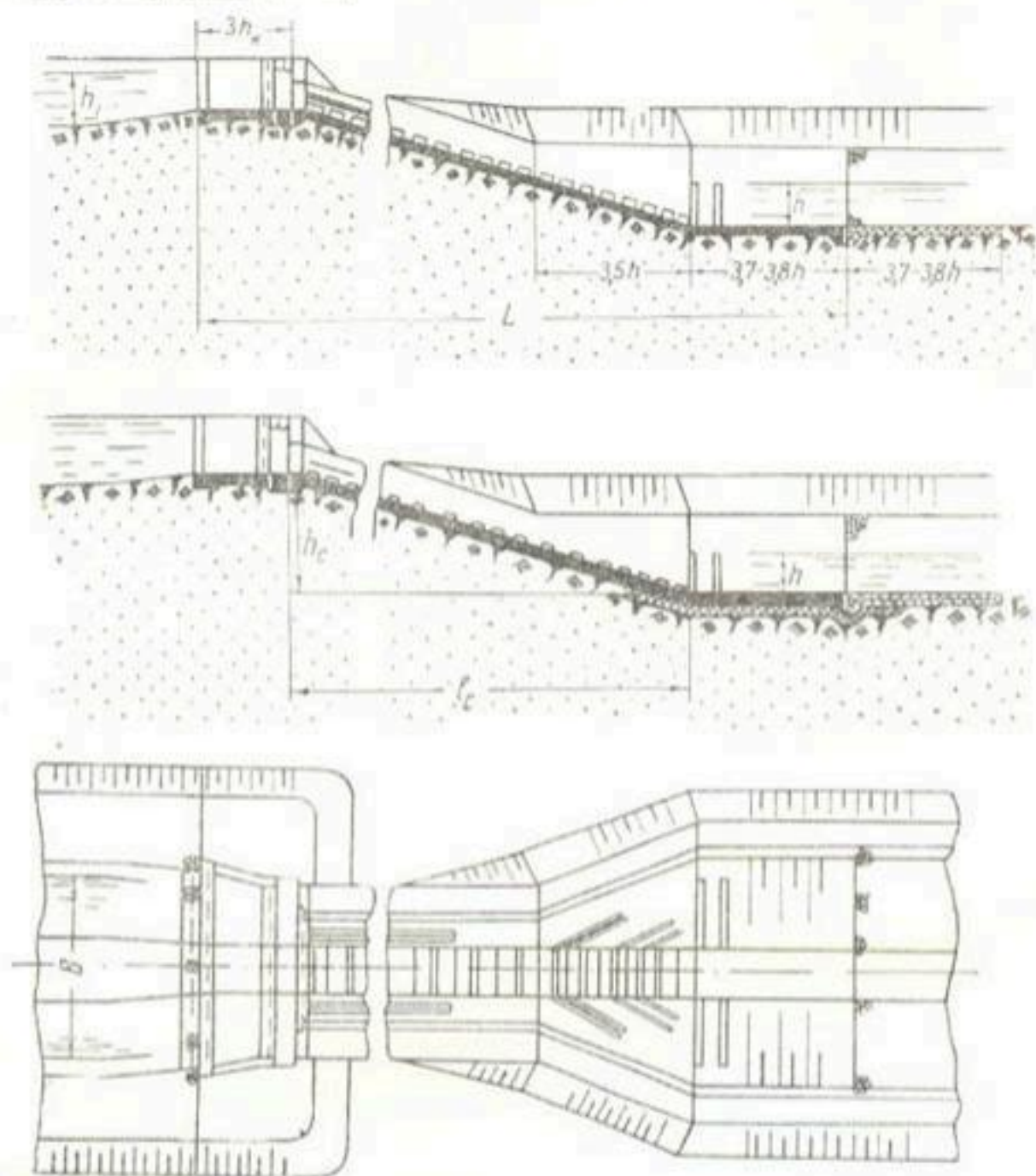


Рис. 1. Конструкция исследованных перепалов-быстротоков.

Фильтрационный напор по дну сооружения и откосам в его поперечном сечении принимается равным напору по оси, найденному из рис. 3, кроме участка, где депрессионная поверхность превышает поверхность земли. В этом случае напор под откосной стенкой сооружения приближенно принимается уменьшающимся по закону треугольника, усеченного на высоте поверхности земли, как это показано на рис. 2.

8. Значения наибольших градиентов (уклонов) фильтрационного потока на выходе в нижний бьеф сооружения без дренажа ($I_{\max}$) определяются из графика на рис. 4 в зависимости от относительной ширины сооружения $\beta = B:L$ для двух случаев: при отсутствии воды в нижнем бьефе, когда верхний бьеф служит одновременно перего-

раживающим сооружением (кривая 1) и когда вода проходит через сооружение транзитом (кривая 2).

9. Если же значения наибольших градиентов на выходе в нижний бьеф превышают допустимые значения градиентов для несвязных грунтов [3], в особенности при малой условной относительной ширине сооружения, строительство перепадов-быстротоков без дренажных устройств в нижнем бьефе допустимо лишь в связных грунтах.

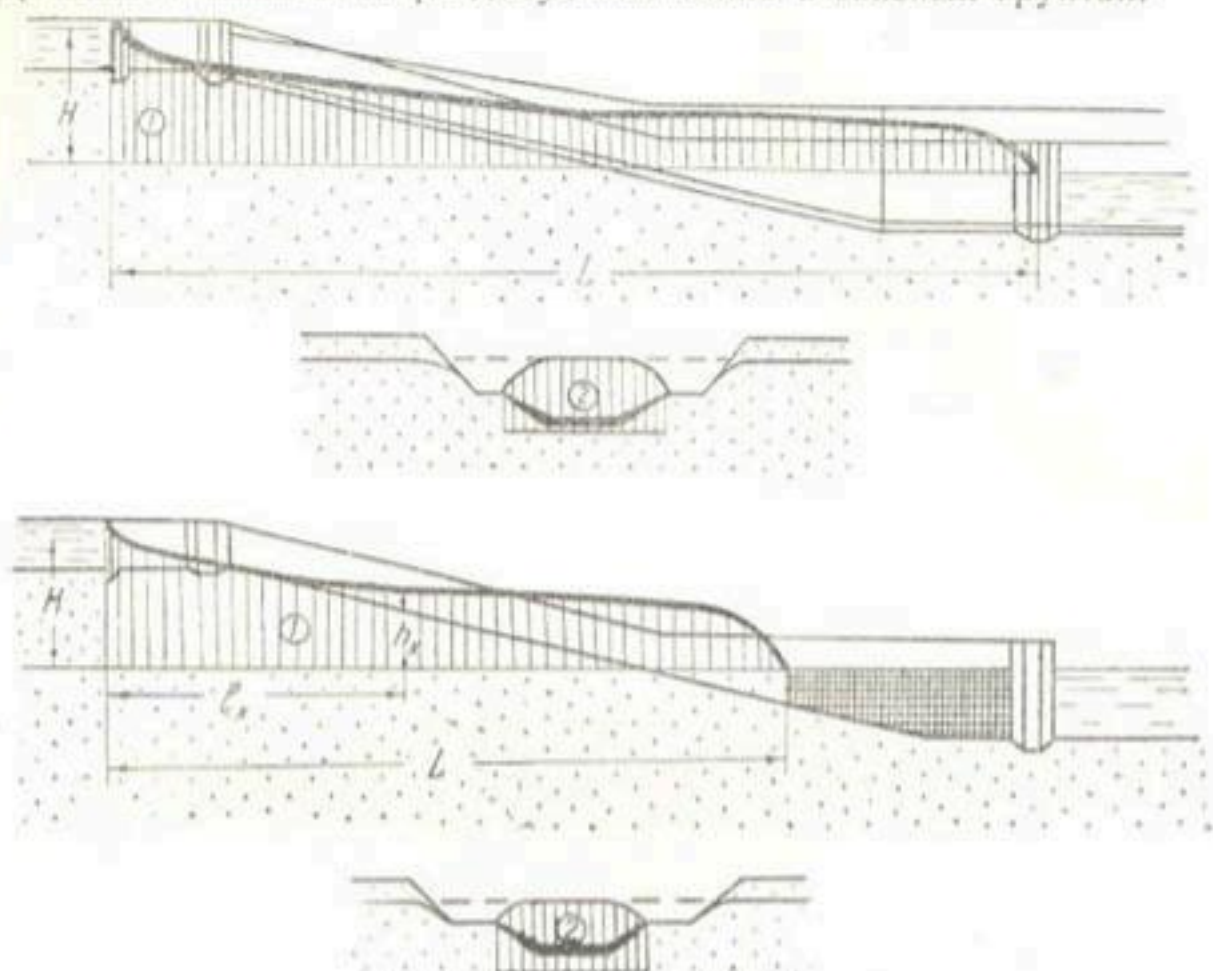


Рис. 2. Расчетная схема перепадов-быстротоков:

1—эпюры фильтрационных напоров в продольном сечении; 2—то же в поперечном сечении.

В несвязных грунтах с целью уменьшения величины фильтрационного напора и наибольших градиентов на выходе рекомендуется устройство двух сооружений с уменьшенным вдвое перепадом.

Для всех грунтов основания рекомендуется устройство дренажа в низовой части сооружения с целью уменьшения выходных градиентов и разгрузки от давления.

10. Значения фильтрационного напора по продольному осевому сечению перепада-быстротока с дренажным устройством устанавливаются по рис. 5, данными которого следует пользоваться согласно указаниям пункта 7.

11. Значения наибольших градиентов (уклонов) фильтрационного потока на выходе в начальный участок дренажного устройства ($I_{\max}$) определяются из рис. 6 в зависимости от условной относительной ширины сооружения $\beta = B:L$ для случаев, указанных в пункте 8.

12. Устройство дренажа в виде сплошного тьюфа рекомендуется в случаях, когда верхний бьеф сооружения является одновременно перегораживающим.

В случае, когда сооружение работает как транзитное, можно делать траншейные фильтры по бортам сооружения по схеме, показанной на рис. 7.

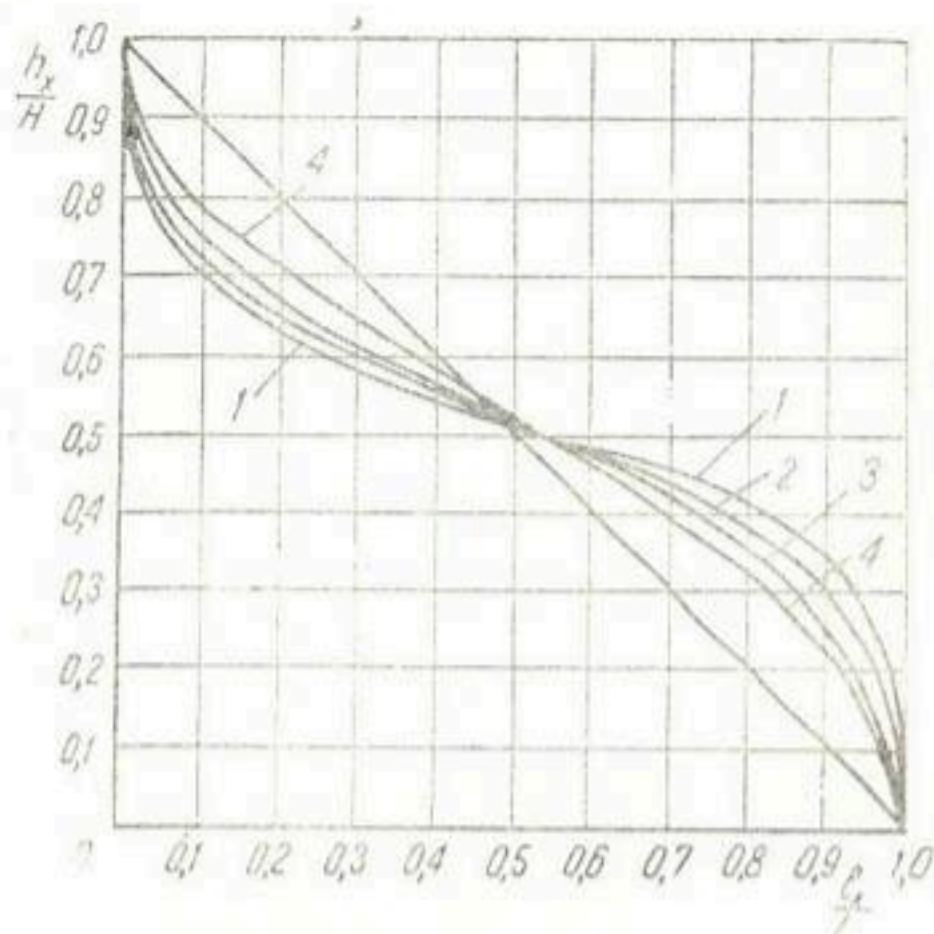


Рис. 3. Зависимость $\frac{h_x}{H} = f\left(\frac{x}{L}\right)$ для перепадов-быстротоков без дренажных устройств:
1— $\beta_2=0,20$; 2— $\beta_2=0,40$; 3— $\beta_2=0,60$; 4—точное решение.

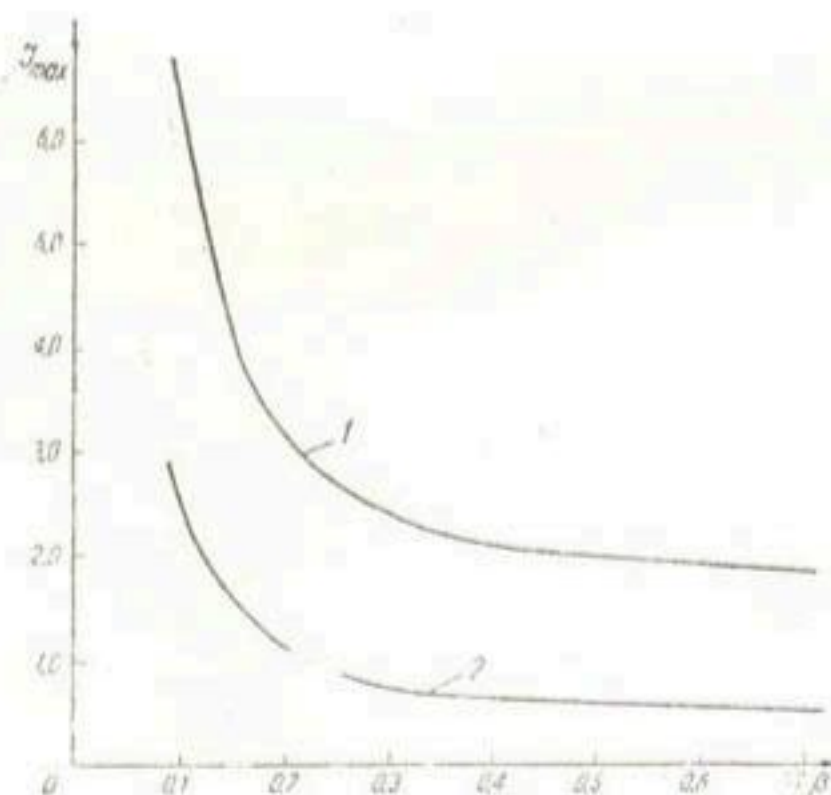


Рис. 4. Значение $I_{\max}$ при выходе грунтовой воды в нижний бьеф перепадов-быстротоков в случае отсутствия дренажных устройств:
1—при отсутствии воды в нижнем бьефе; 2—при наличии воды в нижнем бьефе.

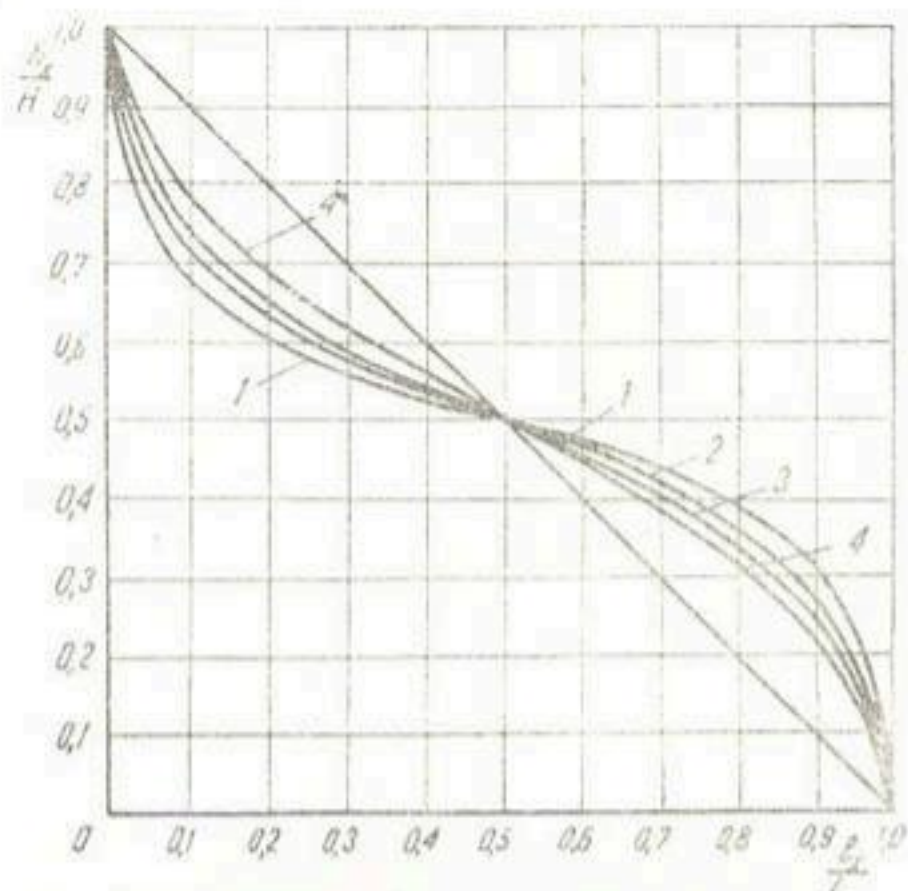


Рис. 5. Зависимость $\frac{h_x}{H} = f\left(\frac{l_x}{L}\right)$ для перепадов-быстротоков с дренажным устройством в виде фильтра под водобойным колодцем:

1— $\beta_1=0,15$; 2— $\beta_1=0,35$; 3— $\beta_1=0,55$; 4—плоское решение.

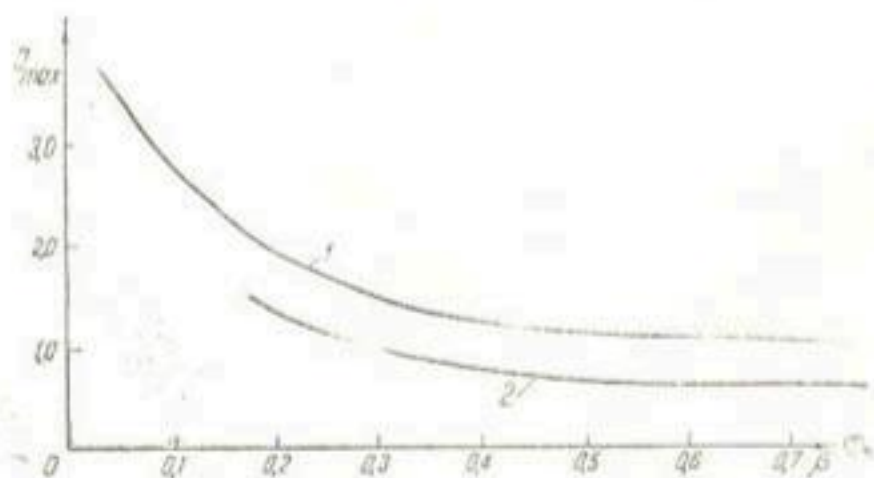


Рис. 6. Значения $I_{\max}$ при выходе грунтовой воды в фильтр под водобоем перепадов-быстротоков. Условные обозначения те же, что и на рис. 4.

Если фильтрационный поток выклинивается на поверхность земли у бортов водоската, в области выклинивания следует выполнить наклонный дренаж с отводом воды в нижний бьеф.

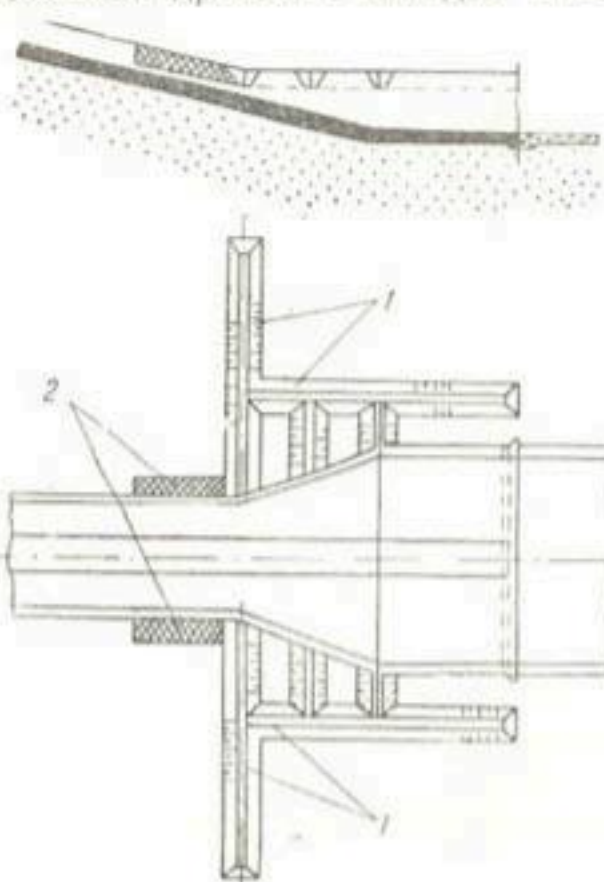


Рис. 7. Схема устройства траншейного фильтра:

1—траншейный дренаж; 2—наклонный дренаж.

Надежная работа дренажных устройств перепадов-быстротоков и фильтров должна быть обеспечена соответствующим их подбором на основе литературных данных и указаний [3, 4, 5] и в случае необходимости проверена в лабораторных условиях.

Водовыпуски из каналов и водохранилищ

13. Фильтрационные расчеты по настоящему разделу производятся для водовыпусков из необлицованных каналов и водохранилищ с однородной земляной плотиной без экрана с напором до 30 м без ограничения расхода.

При расчете имеется в виду, что длина заглубленных в основание или в стороны от труб водовыпуска элементов сооружения (зубы диафрагмы, шпунты) составляет не более 10% от длины водонепроницаемой части водовыпуска.

14. Водовыпуски из каналов и водохранилищ, рассчитываемые по настоящим техническим указаниям, могут быть трубчатыми или открытыми в трех вариантах: без дренажных устройств в низовой части (рис. 8 а, б); с дренажем, состоящим из перехватывающей дрены в теле плотины и сплошного тюфяка под дном конечного участка водовыпуска (рис. 8 в); с дренажем, состоящим из обсыпных дренажных призм по бокам конечного участка водовыпуска (рис. 8 г).

Верховой откос сооружений, рассчитываемых согласно настоящим указаниям, заключается в пределах $m=2\div3$.

15. Значения фильтрационного напора в основании водовыпуска по оси и краю сооружения можно определить из рис. 9—10, 11—12, 13—14 как величины относительного напора $h_x:H$ для точки, находящейся на относительном расстоянии от начала сооружения $l_x:L$ в зависимости от относительного напора сооружения $\gamma = H:L$ и относительной ширины $\beta = B:L$, где B —характерная ширина сооружения. Пунктиром показаны величины относительного напора $h_x:H$ для $\beta = \infty$ (решение в плоскости).

Графики даны для значений $H:L = 0,07\div0,15$ и $B:L = 0,05\div1,20$. Промежуточные величины устанавливаются интерполяцией.

Порядок пользования графиком показан стрелками, например, для водовыпуска без дренажных устройств с относительным напором $H:L = 0,07$ и относительной шириной $B:L = 0,15$ имеем на относительном расстоянии от начала сооружения $l_x:L = 0,30$ величину

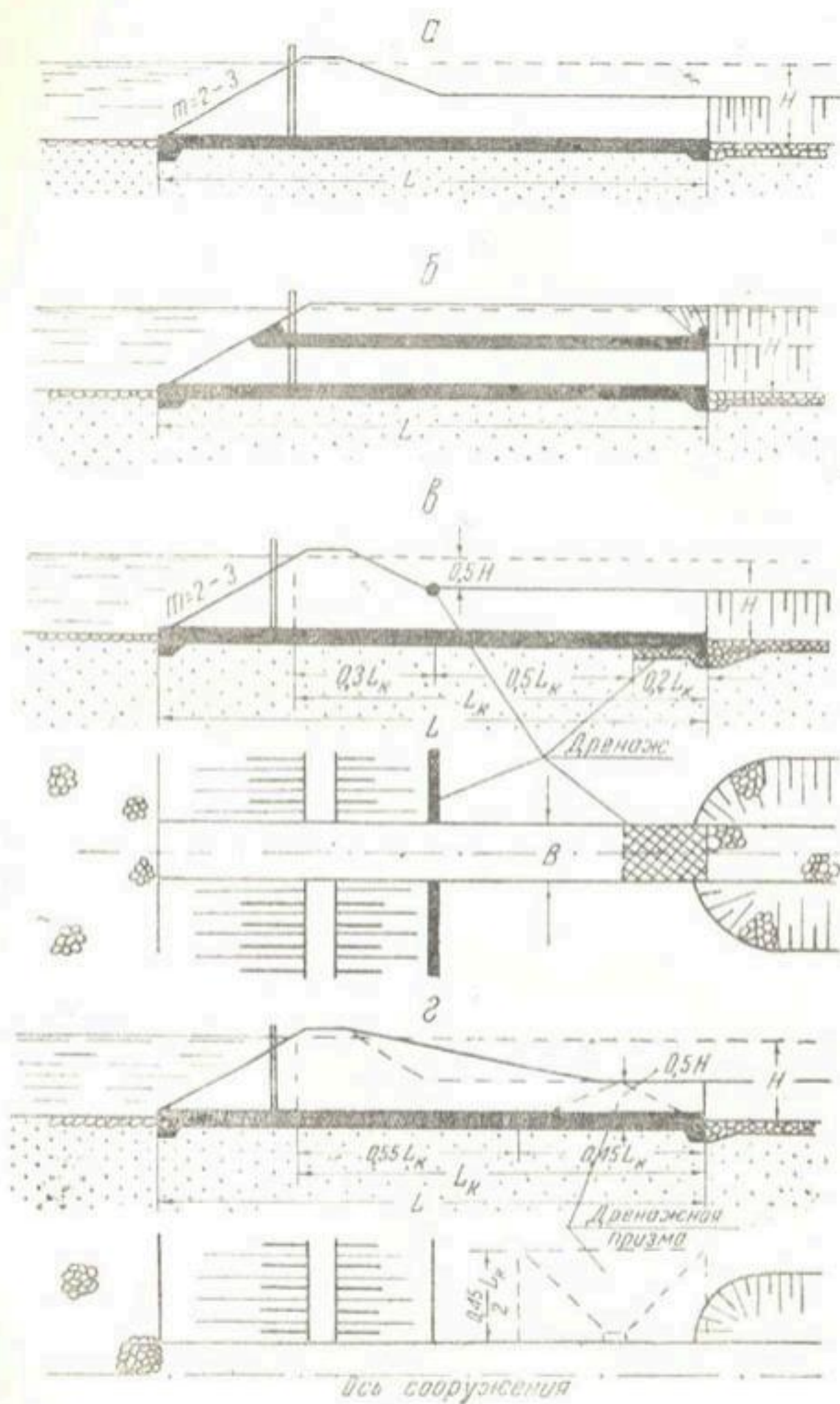


Рис. 8. Схема конструкций исследованных водопропускков.

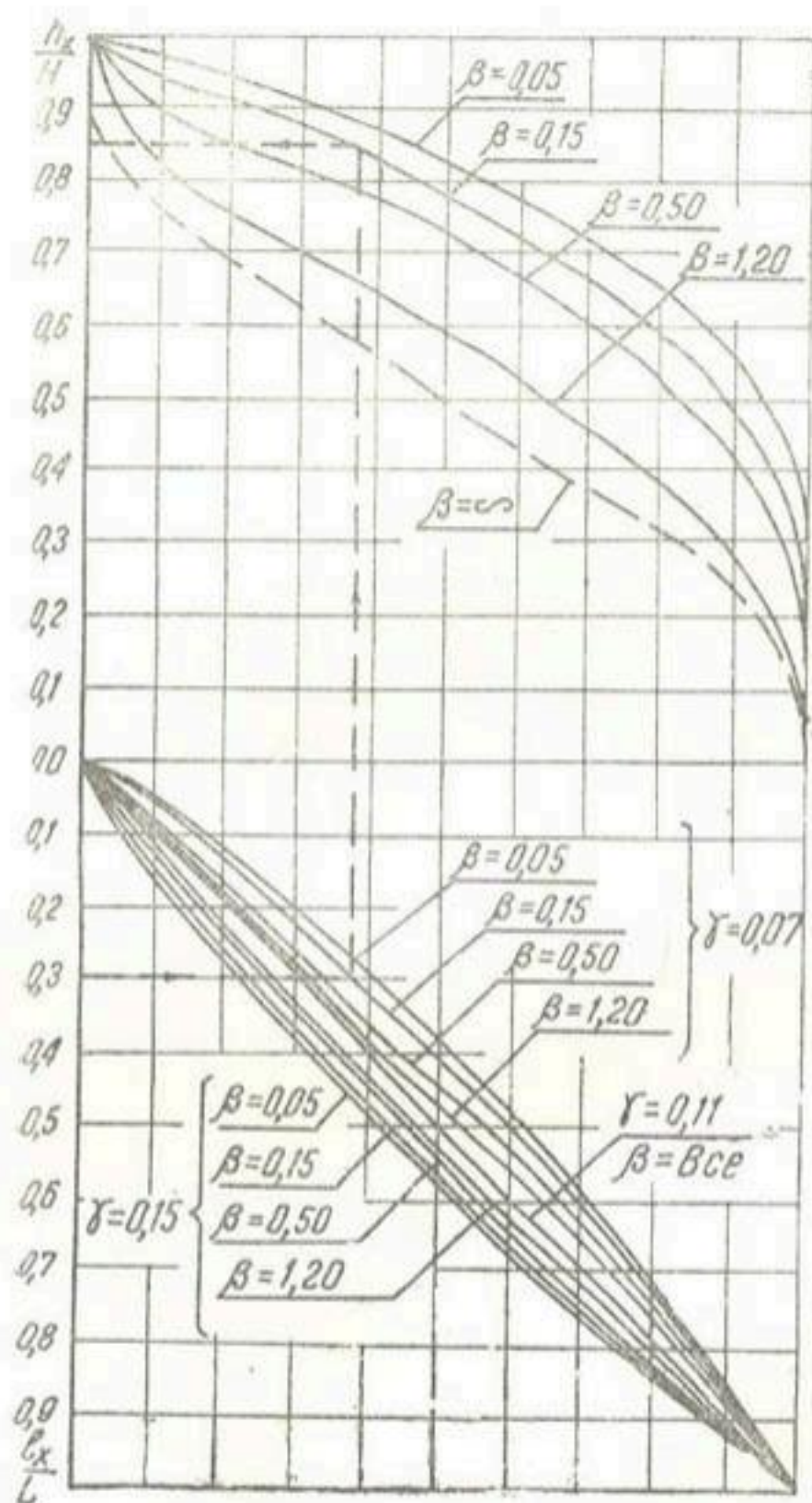


Рис. 9. Зависимость $\frac{h_x}{H} = f\left(\frac{l_x}{L}\right)$ для водовыпусков без дренажных устройств; осевое сечение.

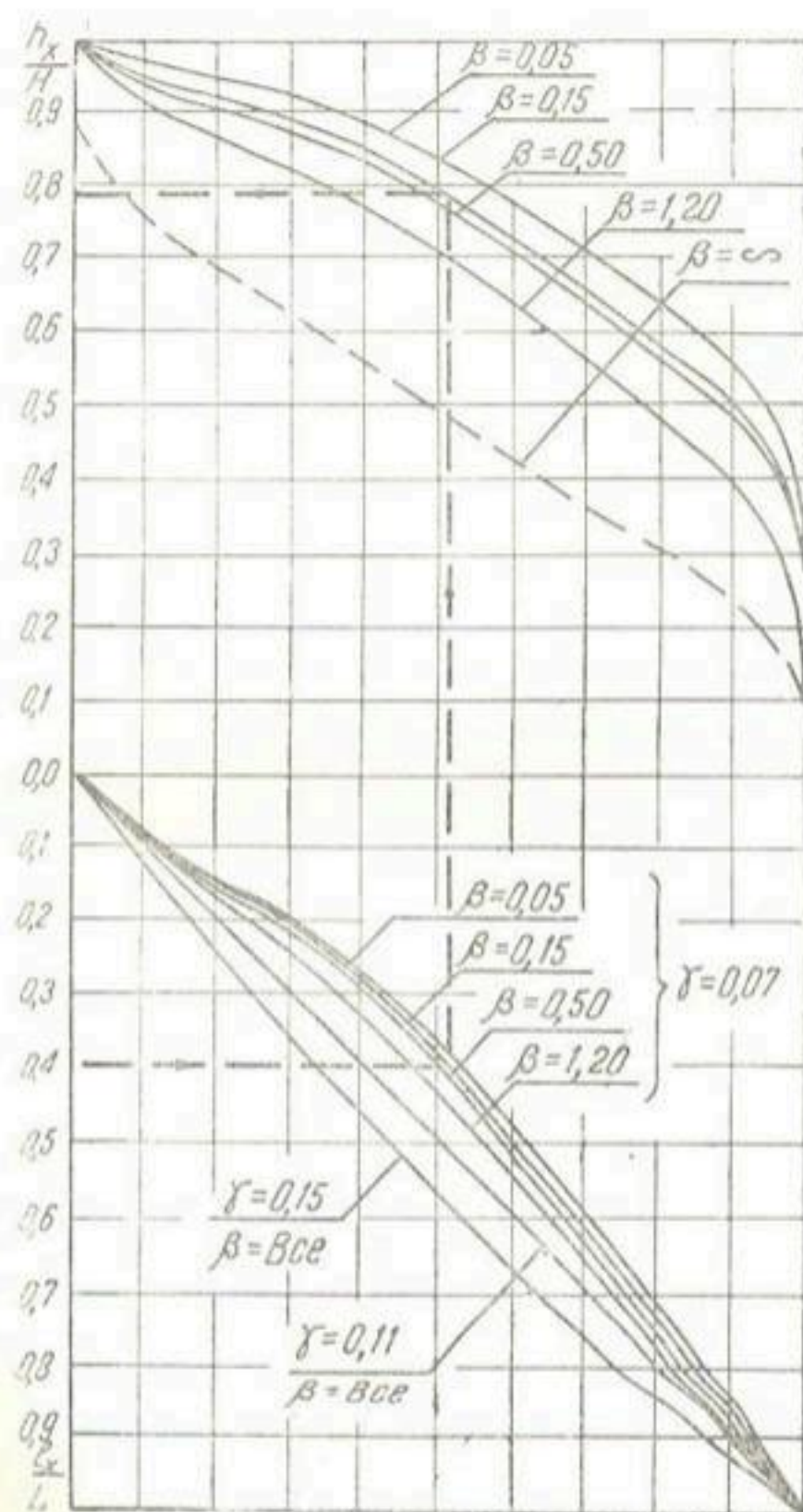
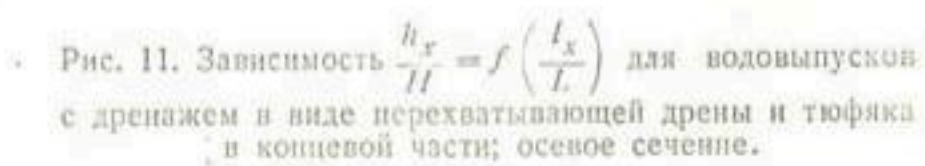


Рис. 10. Зависимость $\frac{h_x}{H} = f\left(\frac{l_x}{L}\right)$ для волыпусков без дренажных устройств; крайнее сечение.



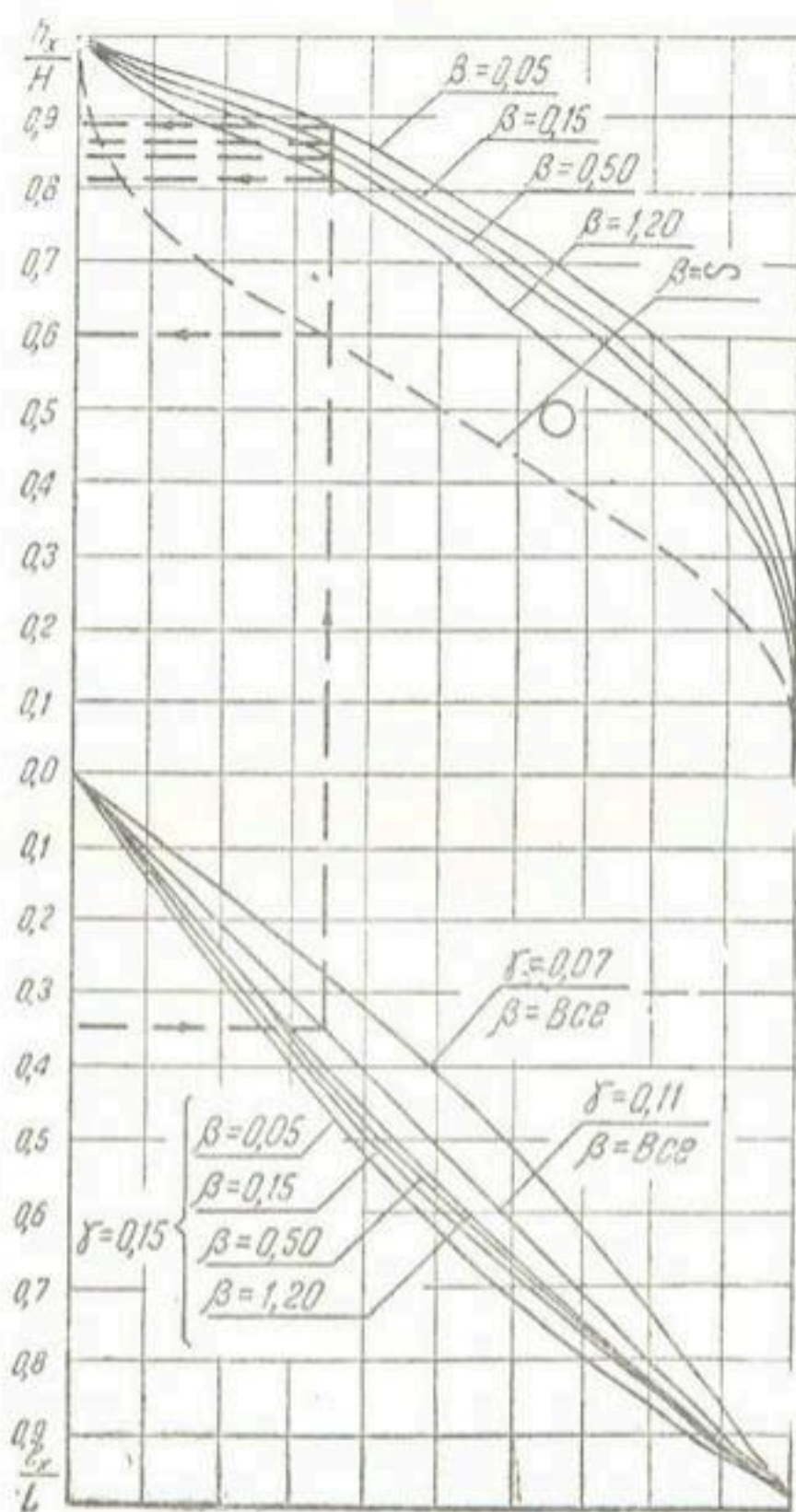


Рис. 12. Зависимость $\frac{h_x}{H} = f\left(\frac{l_x}{L}\right)$ для водовыпусков с дренажем в виде перехватывающей дрены и тьюфака в концевой части; крайнее сечение.

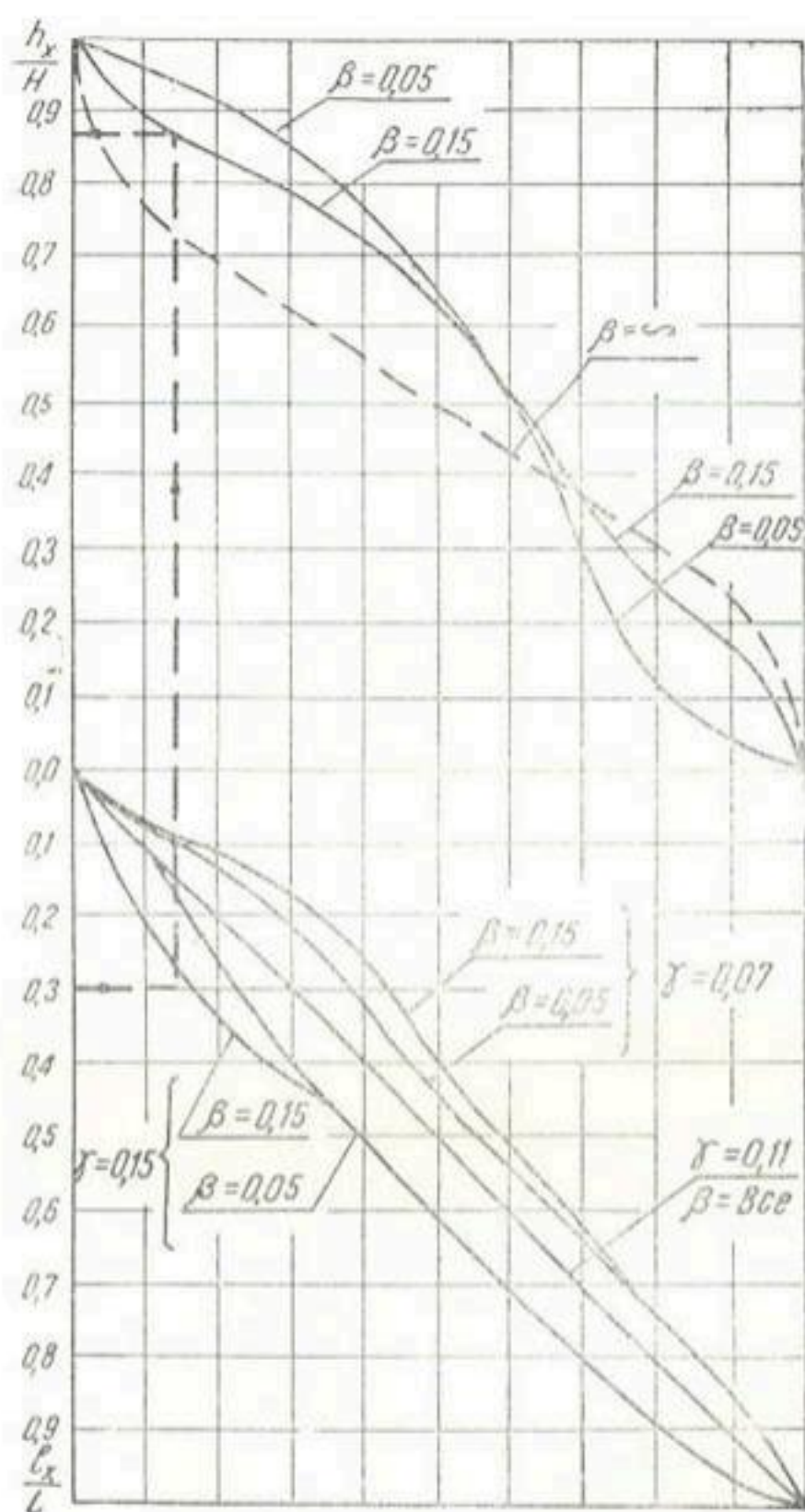


Рис. 13. Зависимость $\frac{h_x}{H} = f\left(\frac{l_x}{L}\right)$ для водовыпусков с дренажем в виде боковых обсыпанных призм в концевой части; осевое сечение.

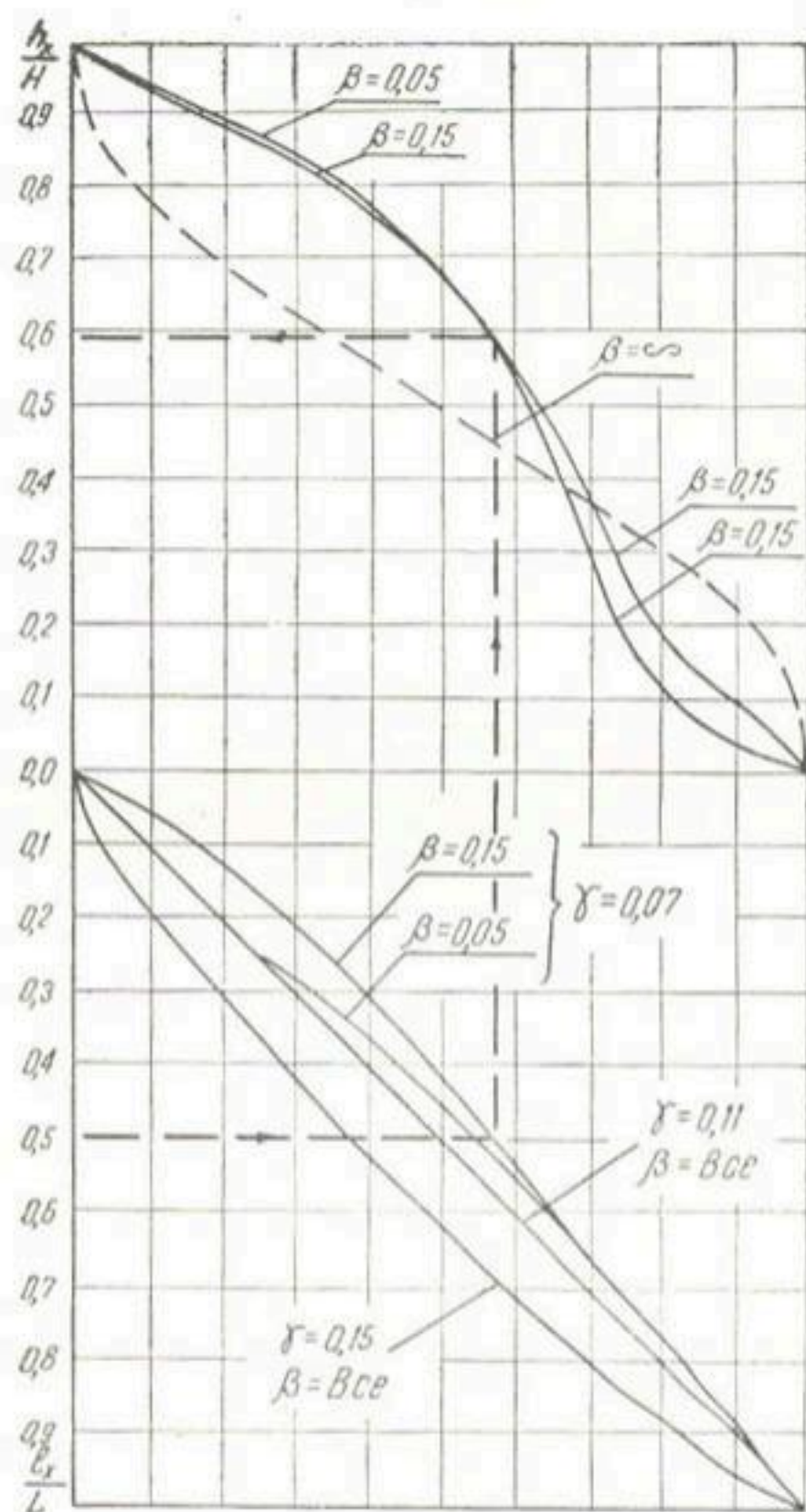


Рис. 14. Зависимость $\frac{h_x}{H} = f\left(\frac{l_x}{L}\right)$ для водовыпусков с дренажем в виде боковых обсыпанных призм в концевой части; крайнее сечение.

относительного напора $h_x : H = 0,85$, т. е. на расстоянии $l_x = 0,3 L$ напор будет $h_x = 0,85 H$.

16. Расчетную величину фильтрационного напора в поперечном сечении от оси к краю основания следует принимать изменяющейся

по длине по линейному закону, т. е. равномерно, расчетный фильтрационный напор на боковой стенке и верхнем контуре поперечного сечения — равным напору по краю основания.

Например, если фильтрационный напор на краю основания составляет 2,5 м, а высота стенки трубы прямоугольного сечения — 2,0 м, то фильтрационный напор на стенке уменьшается по высоте линейно от 2,5 до 0,5 м, а напор на поверхности трубы будет равномерным и равным 0,5 м.

17. Значения наибольших градиентов (уклонов) фильтрационного потока на выходе в нижний бьеф для трех вариантов сооружения определяются соответственно из рис. 15—18 по заданным значениям отно-

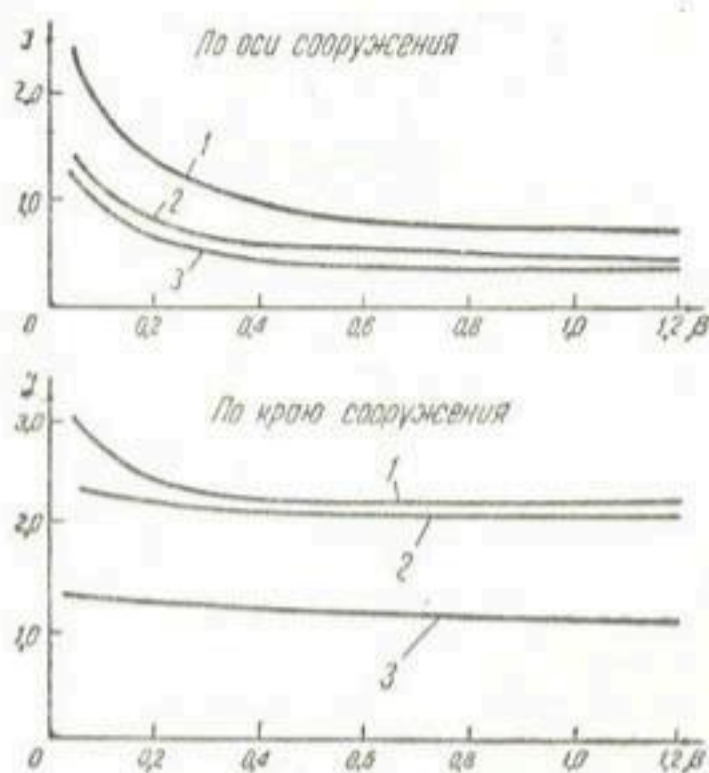


Рис. 15. Значения $I_{\max}$ для водовыпусков без дренажных устройств на выходе в нижний бьеф:

1— $\gamma=0,15$; 2— $\gamma=0,11$; 3— $\gamma=0,07$.

сительного напора сооружения $H:L$ и относительной ширины сооружения $B:L$.

18. Значениями относительного напора и наибольших градиентов фильтрационного потока, представленными на рис. 9—18, можно, помимо расчета, пользоваться во время проектирования водовыпусков — например, при установлении допустимости устройства водовыпуска без дренажа или с дренажем данной конструкции в зависимости от грунтов основания или при выборе устойчивой и прочной конструкции низового участка сооружения.

19. Из рассмотренных вариантов дренажных устройств наиболее выгодным в отношении фильтрации является вариант с боковыми дренажными призмами в нижней части сооружения, при котором обеспечиваются относительно малые значения напора в нижней части и градиентов на выходе в нижний бьеф.

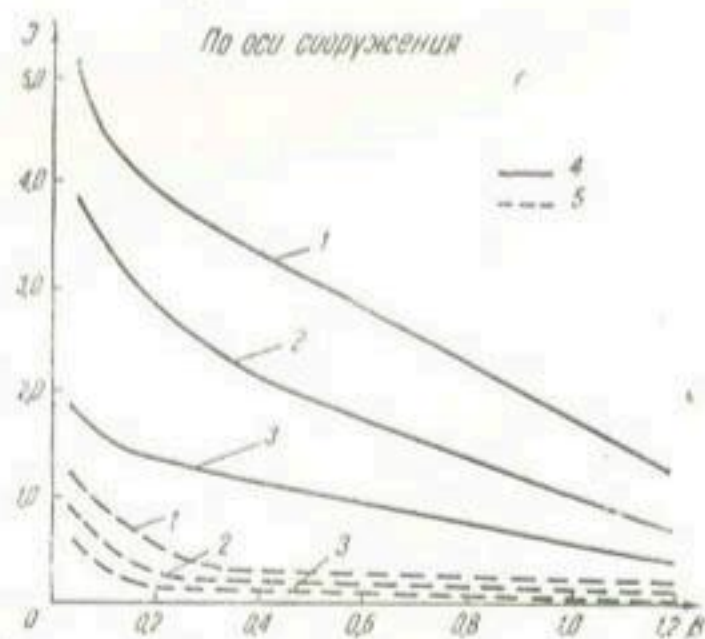


Рис. 16. Значения $I_{\max}$ для водовыпусков с дренажем в виде перехватывающей дрены и тюфяка в концевой части:

1— $\gamma=0,15$; 2— $\gamma=0,11$; 3— $\gamma=0,07$; 4—на выходе в тюфяк; 5—на выходе в нижний бьеф.

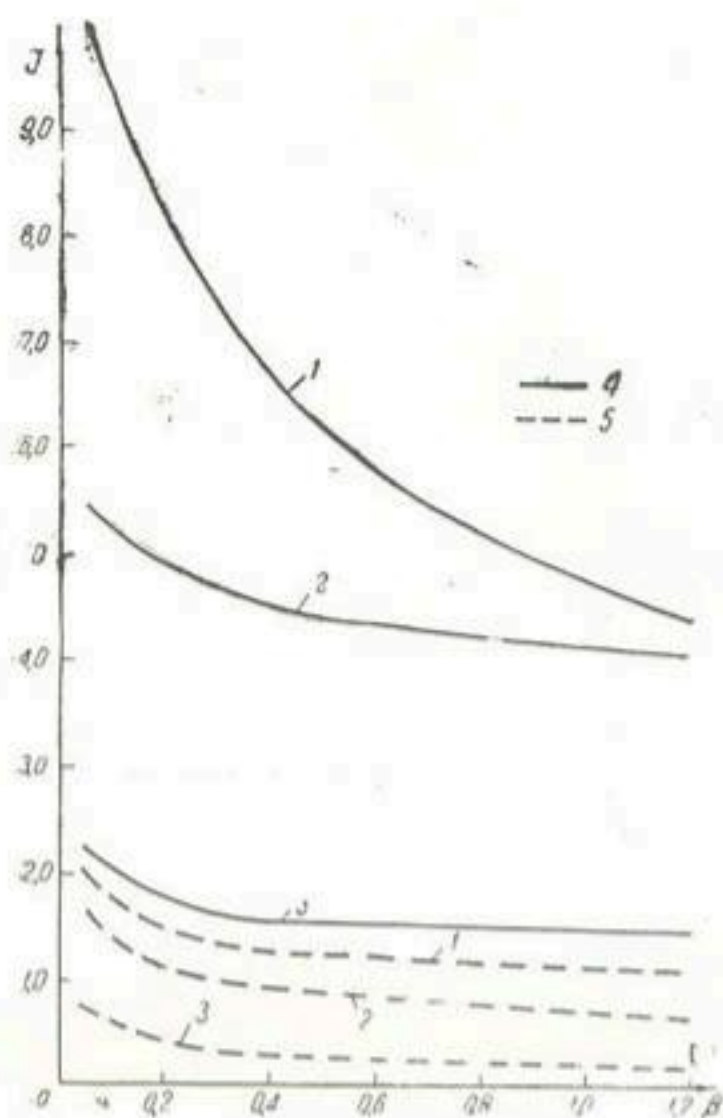


Рис. 17. Значение I_{max} для водовыпусков с дренажем в виде перехватывающей дрены и тюфяка в концевой части. Условные обозначения те же, что и на рис. 16.

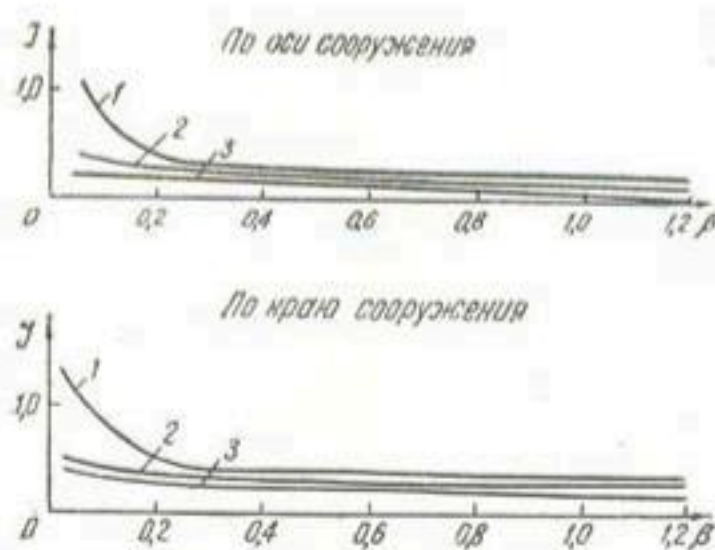


Рис. 18. Значение I_{max} для водовыпусков с дренажем в виде боковых обсыпанных призм. Условные обозначения те же, что и на рис. 15.

20. Надежная работа дренажных устройств водовыпусков из каналов и водохранилищ и фильтров должна быть обеспечена соответствующим их проектированием на основе литературных данных и указаний [3, 4, 5] и в случае необходимости проверена в лабораторных условиях.

Акведуки и консольные сбросы

21. Фильтрационные расчеты согласно настоящему разделу производятся для акведуков и консольных сбросов конструкций, представленных на рис. 19 или близких к ним по очертанию подземного

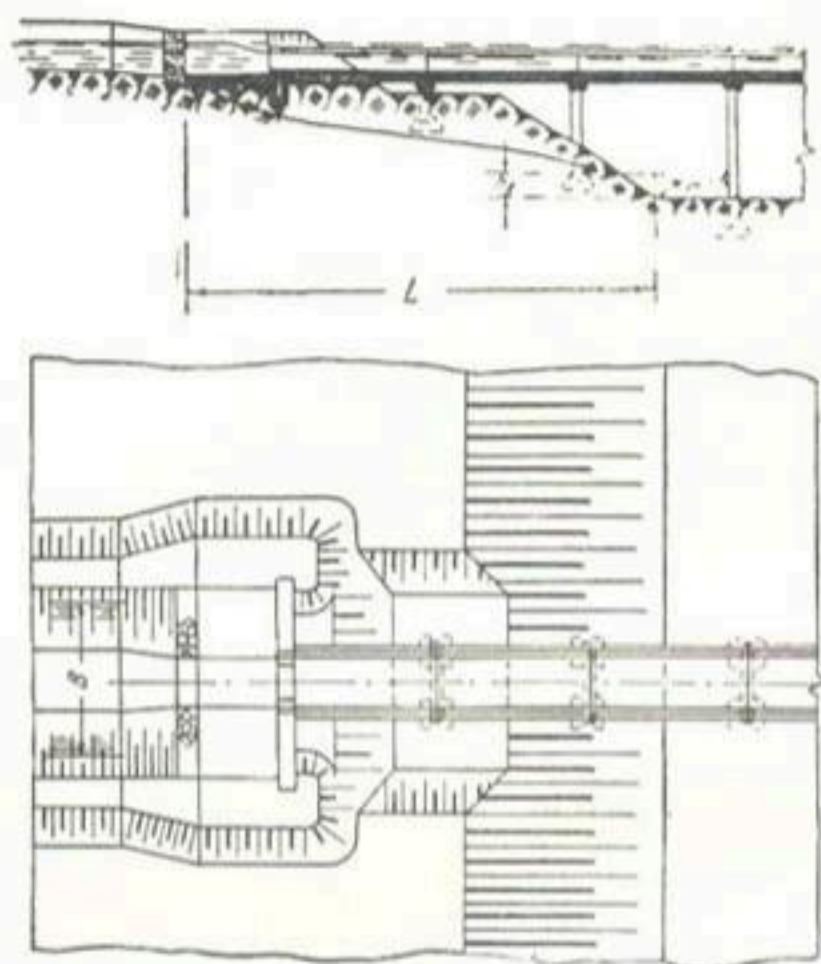


Рис. 19. Конструкция исследованных акведуков.

контура, с расчетным напором до 10 м и откосом поперечного русла $m = 1,5 \div 2,0$. Длина подходного участка от начала понура до вершины откоса поперечного русла или пониженного места может изменяться от 0,8 до 1,2 H .

Расчетным (наименее выгодным) принимается случай, когда можно наблюдать наивысший горизонт в канале акведука (консольного сброса), а горизонт грунтовых вод находится на уровне дна поперечного русла или пониженного места.

22. Фильтрационным расчетом акведуков и консольных сбросов по настоящему разделу определяются две величины: наибольший градиент фильтрационного потока на выходе в поперечное русло и высота высачивания фильтрационного потока от подошвы откоса в зависимости от относительного напора $H:L$ и относительной ширины сооружения $B:L$. Расчетные величины напора, ширины и длины показаны на рис. 19.

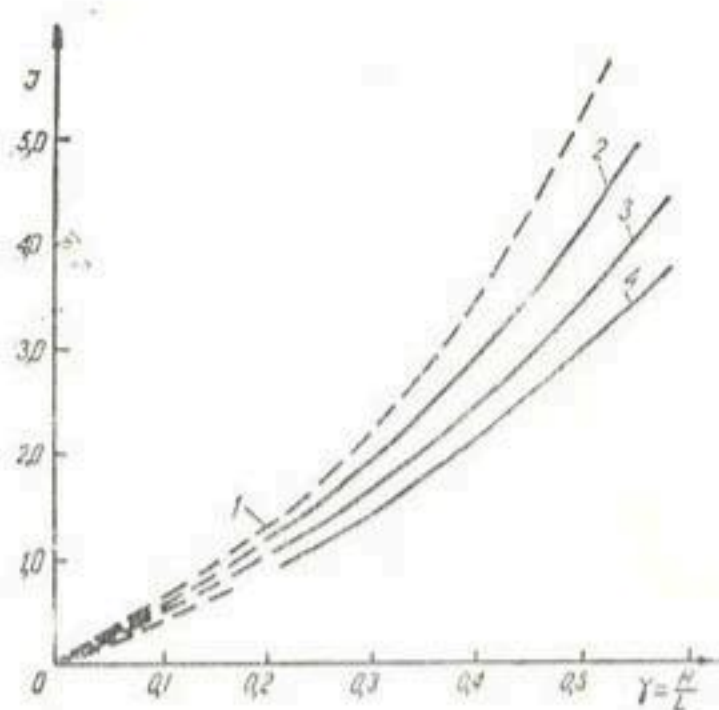


Рис. 20. Значения $I_{\max}$ при выходе фильтрационного потока в поперечный канал под акведуком:
1 — плоское решение; 2 — $\beta = 1,20$; 3 — $\beta = 0,60$; 4 — $\beta = 0,30$.

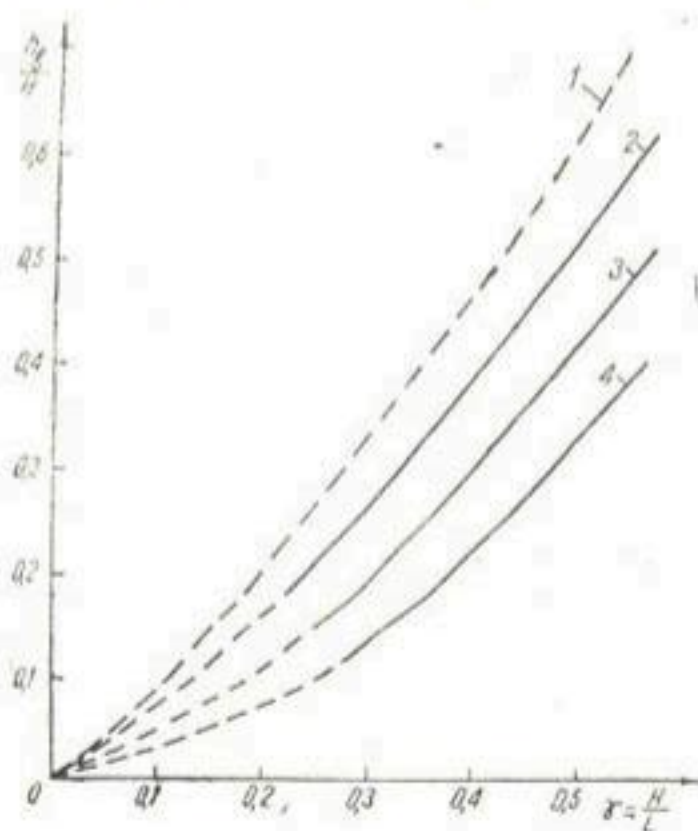


Рис. 21. Значения $\frac{h_v}{H}$ относительной высоты высачивания в поперечном канале под акведуком. Условные обозначения те же, что и на рис. 20.

23. Значения наибольшего градиента в зависимости от относительного напора и относительной ширины сооружения определяются из рис. 20.

24. Значения высоты высачивания от подошвы откоса поперечного русла в зависимости от относительного напора и относительной ширины устанавливаются по рис. 21.

25. Данными рис. 20 и 21 следует пользоваться в случае определения основных размеров и расположений акведуков и консольных сбросов при заданных условиях и однородных грунтах основания.

В частности, значения наибольшего градиента и высоты высачивания служат для решения вопроса о допустимости устройства акведука данной конструкции в данных грунтах и для определения высоты наклонного дренажа по откосу или другого противифльтрационного устройства у подошвы поперечного русла.

Длина противифльтрационных устройств в поперечном русле в случае необходимости их применения назначается примерно равной половинам расчетной длины (L) и ширины сооружения (B) в каждую сторону от его оси.

ИССЛЕДОВАНИЯ ФИЛЬТРАЦИИ В ОСНОВАНИЯХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Фильтрация в основании перепадов-быстротоков

Гидросооружения на оросительных системах обычно имеют относительно малую ширину, поэтому условия протекания фильтрационного потока в их основании требуют пространственного решения задачи, возможного при современном состоянии теории фильтрации лишь моделированием методом ЭГДА.

К таким сооружениям относятся, в частности, перепады-быстротоки, т. е. быстротоки с круто наклонным участком сопряжения между бьефами. В верхней части этих сооружений движение фильтрационного потока обычно безнапорное, в нижней—напорное. Грунтовые воды в районе верхнего бьефа круто растекаются из канала, а к нижнему бьефу стекаются со значительными градиентами.

В фильтрационной лаборатории САНИИРИ в последние годы проведено моделирование нескольких характерных типов перепадов-быстротоков, запроектированных институтом Средазгипроводхоза. Анализ полученных данных показал возможность обобщенного решения задачи фильтрации для перепадов-быстротоков исследованного типа без специального каждый раз моделирования.

Опубликованных данных о фильтрационном расчете быстротоков в литературе очень мало. В частности, в первоначальных изданиях „Гидротехнических сооружений“ Е. А. Замарин указал на возможную форму кривой депрессии, а в последующих изданиях приводил некоторые рекомендации дренажных устройств в нижней части быстротоков.

Ниже излагаем результаты исследований пространственных моделей перепадов-быстротоков и необходимые данные для фильтрационного расчета сооружений подобного типа.

Конструкция сооружений. Испытывали три типа перепадов-быстротоков с напорами от 0,7 до 10,0 м (рис. 1). Основное различие между ними заключалось в ширине, изменяющейся в зависимости от расчетного расхода и условий гашения энергии в нижнем бьефе.

Общим для рассмотренных типов являлся одинаковый уклон $\left(m = \frac{h_c}{l_c} = 1:4\right)$ и сечение лотка в форме трапеции с полукруглыми откосами. Входной оголовок трапецеидальный, переменной ширины сужался от подводящего канала ко входному прямоугольному отверстию в лотке. Выходная или водобойная часть имела ту же форму, что и лоток, и расширялась до сечения отводящего канала на на-

клонном участке, затем следовал горизонтальный водобойный участок, продолжением которого служил канал, укрепленный в начальной части на длине, равной горизонтальной части водобойного участка, галечниковой отсыпкой.

Размеры входного и выходного участков сооружения оставались постоянными для каждого типа; в зависимости от напора изменялась лишь длина наклонного лотка.

Произведенные вначале испытания перепадов-быстротоков выявили тяжелые условия их работы в отношении фильтрации. Депрессионная поверхность грунтовых вод при высоком стоянии их в районе сооружения выклинивалась в нижней части водоската, а водобой подвергался большому давлению.

Рекомендованные для облегчения сооружений дренажные устройства как по дну, так и в бортах делались в виде сплошного тюфяка под всей горизонтальной частью выходного участка и на нижней трети наклонной расширяющейся части перепада-быстротока.

Условия задачи. Основным внешним условием, определяющим режим фильтрационного потока, является уровень грунтовых вод в районе сооружения. Нами рассмотрены два предельных положения уровня грунтовых вод — на уровне расчетного (наивысшего) горизонта воды в отводящем канале и на уровне его дна.

Для моделирования методом ЭГДА в пространстве должны быть известны пограничные условия, т. е. в данном случае контуры сооружения и депрессионная поверхность грунтовых вод. Нахождение депрессионной поверхности возможно в натуре и в грунтовом лотке достаточно больших размеров, преимущество которого состоит в том, что в нем легко осуществляются расчетные условия.

В построенном для исследований большом грунтовом лотке заданный уровень грунтовых вод фиксировали на нижней и боковой границах. Размеры лотка создавали возможность для формирования поверхности грунтовых вод у сооружения в условиях, близких к реальным.

Поверхность депрессии, найденная моделированием в большом грунтовом лотке, переносилась затем в ванну пространственного прибора ЭГДА. Из всей площади грунтового лотка для моделирования в приборе ЭГДА выделялась достаточно большая область с тем, чтобы можно было пренебречь влиянием грунтового потока на сооружение за пределами этой области.

Грунтовый поток, вытекающий из верхнего бьефа, не весь поступает в нижний бьеф: при положении горизонта воды на уровне нижнего бьефа часть потока растекается в стороны, что не учитывается при моделировании на пространственном приборе ЭГДА. Однако это обстоятельство идет в „запас“ расчета и несущественно отражается на результатах. Сравнение предварительно заданной поверхности депрессии с полученной окончательно на приборе ЭГДА показало, что обе поверхности почти совпадают и разница находится в пределах точности замеров.

Учитывая изложенное, приводимые ниже результаты исследований можно использовать в случаях стояния грунтовых вод на уровне горизонта нижнего бьефа; незначительное повышение уровня грунтовых вод (до 10% от напора), как показали наблюдения, несущественно отражается на работе сооружения, а понижение облегчает ее.

При более высоком стоянии грунтовых вод условия работы сооружения в отношении фильтрации существенно ухудшаются из-за повышения напора и выходных градиентов. Отводящий канал наряду

с приемом фильтрационного потока с верхнего бьефа служит еще в качестве дрены для окружающей местности. В этом случае для выяснения условий работы сооружения в отношении фильтрации и выработки необходимых конструктивных мероприятий требуются специальные исследования.

Постановка опытов. Для установления поверхности депрессии грунтового потока в районе сооружения мы провели серию опытов в большом грунтовом лотке размером 4×4 м² и глубиной 1,2 м.

В лотке помещали модели в масштабах 1:35 и 1:50. В зависимости от величины перепада, деревянная модель перепада-быстротока занимала от одной трети до одной пятой от длины лотка.

Модель сооружения, его левую от оси половину, устанавливали у боковой стенки лотка так, что последняя являлась осевой плоскостью. Ширина лотка во всех случаях была не меньше 40-кратной ширины сооружения. До установки модели лоток загружали песком на высоту 1,0 м. Подводящий и отводящий каналы, выложенные из песка, имели, как и сооружение, разрезанную вдоль по оси форму.

Депрессионную поверхность фиксировали с помощью системы колодцев-пьезометров, представляющих собой открытые трубки с мелкими боковыми отверстиями. Горизонт воды в пьезометрах измеряли иглой, снабженной электрическим индикатором—неоновой лампочкой. В результате по каждому опыту получили четко выраженную поверхность депрессии, отражающую боковое растекание потока и стекание его к отводящему каналу; этот материал мы использовали в дальнейшем на пространственных моделях в установке ЭГДА.

Опыты проводились в большой и средней ваннах; в средней исследовали модели при $H=3,0$ и $5,0$ м (масштаб 1:70), а в большой—при $H=7,0$ и $10,0$ м (масштаб 1:100). Модели, изготовленные из дерева, помещали в ванну в перевернутом виде. Депрессионные поверхности фильтрационных вод выстилали пластилином. Части моделей, представляющие собой подводящий и отводящий каналы, покрывали латунными шинами; на шину верхнего бьефа от электрической части подавали ток с потенциалом, равным единице, а на шину нижнего бьефа—равным нулю. Промежуточные потенциалы в электропроводящей среде, представленной на модели однородными грунтами основания под сооружениями, выявляли с помощью иглы, передвигаемой на специальной тележке. Величины потенциалов определяли прибором, устроенным по схеме сбалансированного мостика, где индикатором служил „глазок”—6Е5, на котором момент уравнивания устанавливали по максимальному расхождению теневого сектора.

В результате в каждом опыте получены линии равных напоров по осевому и плановому сечениям. По осевому сечению, кроме того, построены эпюры фильтрационных напоров, выходных градиентов и удельных расходов. Так как по ширине сооружения величины напоров изменялись незначительно, то построенные эпюры фильтрационных напоров можно было принять за депрессионные кривые у границы сооружений.

При обработке полученных данных опыты группировали по условной относительной ширине сооружений, т. е. по величине

$$\beta = B:L,$$

где B — ширина зеркала воды в верхнем бьефе;
 L — длина бетонной части сооружения.

Исследования на пространственных моделях производились при отношениях β равным $0,20 \div 0,60$. С увеличением β до бесконечности ширина B также растет до бесконечности, чему соответствует, как известно, плоское решение задачи фильтрации.

Поэтому параллельно опытам на пространственных моделях были проведены опыты в плоской установке ЭГДА. В таком случае модели монтировали на стекле, непроницаемые границы устраивали из парафина, смоченные поверхности — из латунных шин, грунтом служил электролит — слабый раствор соли. Электрическая схема прибора и принцип замера те же, что и в пространственной установке. В результате опытов на плоской установке ЭГДА получены гидродинамические сетки, эпюры фильтрационных напоров, выходных градиентов и удельных расходов.

Результаты исследований. Полученные данные мы обобщили в двух направлениях: по выявлению эпюр фильтрационных напоров и максимальных выходных градиентов.

Для построения эпюры фильтрационных напоров составили графики зависимости относительных напоров h_x/H от относительных расстояний l_x/L отдельно для сооружений без дренажных устройств и с дренажными устройствами, причем отдельные точки кривых относительных напоров сгруппировали по их условной относительной ширине β в следующих диапазонах: $\beta = 0,20 \div 0,60$ и $\beta = \infty$; $\beta = 0,15 \div 0,55$ и $\beta = \infty$.

На рис. 3 представлены значения относительных фильтрационных напоров для всех β в случае перепадов-быстротоков без дренажных устройств. Графиком можно пользоваться при наличии и отсутствии воды в нижнем бьефе, т. е. когда верхний бьеф служит одновременно перегородивающим сооружением (для первого случая в значениях напоров по графику содержится запас до 10% от величины напоров).

Все значения относительных фильтрационных напоров для перепадов-быстротоков с дренажными устройствами в виде фильтрационных туюфяков под водобойными колодцами приведены на рис. 5. Случаи отсутствия и наличия воды в нижнем бьефе здесь также не различаются.

На рис. 4 даны кривые зависимости максимальных значений градиентов на выходе грунтовой воды в нижний бьеф сооружения при отсутствии дренажных устройств от условной относительной ширины сооружений β . Верхняя кривая отражает отсутствие воды в нижнем бьефе, а нижняя — ее наличие.

Те же зависимости для сооружений с дренажными устройствами в виде фильтрационных туюфяков под водобойной частью и бортами приведены на рис. 6.

При осреднении результатов исследований ординаты эпюр фильтрационных давлений отклонялись от осредненных значений не более чем на 5%. Исключение составляли данные, относящиеся к сооружениям без фильтров с минимальными значениями β , — отклонения достигали 10—12%. В таком случае фильтрационные напоры, устанавливающиеся в нижней части сооружения, недопустимо велики, и следует переходить к устройству фильтров.

Отметим, что графики $\frac{h_x}{H} = f\left(\frac{l_x}{L}\right)$, полученные при плоском моделировании, т. е. при $\beta = \infty$, весьма несущественно отличаются от теоретической кривой давлений, приведенной Н. Н. Павловским для плоского незаглубленного флютбета без шпунта. Что касается эпюр

давлений, найденных в результате пространственного моделирования, то они отклоняются от плоского решения в тем большей степени, чем меньше их относительная ширина.

Из рис. 4 и 6 видно, что при малых значениях β , т. е. при относительно узких сооружениях, максимальная величина градиентов сильно возрастает.

Высокие выходные градиенты ограничивают возможность устройства сооружений в несвязных грунтах, где допустимые значения градиентов при отсутствии фильтров не должны превышать величины $I=0,1 \div 0,4$ [3].

После устройства фильтров значения максимальных градиентов могут быть увеличены до $I=1,0$ и более, но тогда потребуется соответствующее проектирование фильтров. В несвязных грунтах с малыми допускаемыми градиентами можно рекомендовать возведение двух сооружений с уменьшенными вдвое перепадами на каждом.

Для связных грунтов допускаемые градиенты велики ($I=7 \div 8$), и создание перепадов-быстротоков допустимо без фильтров на всем рассмотренном диапазоне. Устройство фильтров обуславливается необходимостью уменьшения толщины сооружения в концевой части.

В некоторых случаях проектирования перепадов-быстротоков грунтовый поток выклинивается на поверхность земли у бортов водоската. Для предотвращения оползания откосов в области выклинивания целесообразно выполнять наклонный дренаж с отводом в нижний бьеф.

Возведение дренажного тюфяка под низовой частью сооружения является наиболее эффективным, когда сопрягающее сооружение в верхнем бьефе совмещается с перегораживающим. При опорожненном нижнем бьефе тюфяк разгружает сооружение от фильтрационного напора.

Если же сооружение является транзитным, без затворов в верхнем бьефе, то фильтрационный тюфяк, будучи затопленным с нижнего бьефа, действует менее эффективно. В этом случае его лучше заменить более экономичными траншейными фильтрами, устроенными по бортам сооружений в виде перехватывающих поперечных и отводящих продольных траншей.

Фильтрация в основании водовыпусков из каналов и водохранилищ

Водовыпуски из каналов и водохранилищ характеризуются небольшой шириной по отношению к длине. Протекание фильтрационного потока в их основании имеет ясно выраженный пространственный характер; решение задачи фильтрации в этом случае возможно моделированием методом ЭГДА. Водовыпуски составляют группу напорных сооружений, у которых фильтрация происходит со смоченной неограниченной поверхности верхнего бьефа в нижний бьеф — канал относительно небольшой ширины, выполняющий роль дрены, куда стекают фильтрационные воды.

Фильтрационный расчет водовыпусков до настоящего времени, как правило, производится без учета пространственного движения потока.

В работе [1] содержатся указания по расчету подземного контура плотин. В ней также имеется ссылка на возможность применения этих указаний к другим напорным гидротехническим сооружениям. Между тем, фильтрационный расчет бетонных плотин, имеющих боль-

шую ширину, основан на решении задач в плоскости. Распространять эти решения на водовыпуски с ясно выраженным пространственным движением фильтрационного потока недопустимо. Ниже приводятся результаты исследований пространственных моделей водовыпусков и необходимые данные для их фильтрационного расчета.

В опытах принят профиль сооружения с горизонтальным дном и двумя зубьями в начале и конце профиля. К этому виду можно отнести любые осложненные по форме бесшпунтовые профили, т. е. это могут быть трубчатые выпуски или открытые, щитовые с углубленными колодцами или без них. Форма бесшпунтового профиля узкого длинного сооружения, как было установлено ранее, не влияет существенно на направление и форму фильтрационного потока в районе сооружения. Местные понижения профиля достигают 7—10% от длины сооружения. Влияние ширины сооружения, играющей большую роль в конфигурации фильтрационного потока, учитывается отдельно.

Наиболее эффективна разгрузка сооружения от фильтрационных напоров путем устройства дренажных фильтров. Мы рассмотрели два типа дренажных устройств: в виде длинной перехватывающей дрены, расположенной нормально к сооружению, на пути от водохранилища (канала) к отводящему каналу, и дренажной подушки под концевой частью сооружения, и в виде большой обсыпной призмы, охватывающей с боков нижнюю часть сооружения. Положение перехватывающей дрены в первом типе соответствовало обычному положению дренажных устройств у подошвы низового откоса плотин (рис. 8). Расчетный напор приняли соответствующим горизонту воды в верхнем бьефе на наибольшей отметке, а в нижнем—на отметке уровня дна канала. Положение грунтовых вод на более низком уровне создает более выгодные условия в отношении фильтрации. Наличие воды в отводящем канале и соответствующее превышение грунтовых вод над уровнем его дна также не ухудшают состояния сооружения. Величина верхового откоса в исследованиях была постоянной и равнялась $m=2$.

Более пологий наклон откоса повлечет утяжеление, а более крутой—облегчение условий фильтрации по сравнению с наблюдаемыми. Отдельные наблюдения, произведенные при откосе $m=3$, показали несущественное влияние откоса в этих пределах.

Постановка опытов. Для нахождения депрессионной поверхности в районе сооружения проводили исследования в большом грунтовом лотке, упомянутом ранее ($4,0 \times 4,0 \times 1,2$ м³). В грунтовый лоток устанавливали деревянные модели водовыпусков в четыре раза крупнее, чем в ваннах ЭГДА. Модель помещали по оси лотка, грунтом служил речной песок, формировавший борт водохранилища (канала) и отводящий канал.

Верхний бьеф сооружения питали из напорного бака по шлангу, воду из лотка отводили кранами, установленными в торцевой стенке лотка. Перед торцевой стенкой нормально к оси сооружения устанавливали сетчатую стенку, образующую колодец, в котором поддерживали горизонт воды на уровне дна отводящего канала.

Полученную поверхность депрессии, отражающую стекание фильтрационного потока со всей охваченной лотком территории в сторону отводящего канала, переносили в пространственную установку ЭГДА для соответствующих моделей; при этом выделяли область достаточную, чтобы можно было пренебречь влиянием грунтового потока за ее пределами.

Основные опыты ставили в большой и средней установках ЭГДА. При исследовании вариантов модели без дренажных устройств и с дренажем I типа грунт представлялся однородной электропроводной средой — подсоленной водой, с дренажем II типа — желатином, грунт основания — техническим глицерином с соответствующим отношением электропроводности. В ваннах ЭГДА были исследованы модели различной ширины $B = 2; 6; 20$ и 48 см при трех различных напорах $H = 2,8; 4,4$ и $6,0$ см, что составляет при длине модели $L = 40$ см относительную ширину $\beta = B:L = 0,05; 0,15; 0,50$ и $1,20$ и относительные напоры $\gamma = H:L = 0,07; 0,11; 0,15$.

Каждую модель исследовали без дренажных устройств и с двумя типами дренажа, описанными выше. Кроме того, для предельного значения β изучали еще модели, помещенные в плоской установке ЭГДА.

В результате проведенных опытов получены основные расчетные параметры фильтрационного потока: фильтрационный напор, градиенты потока в грунте и на выходе в нижний бьеф — отдельно для осевых и крайних сечений.

Результаты исследований. Найденные данные группировали при обработке по относительным напорам и относительной ширине в двух направлениях: выявление эпюр фильтрационных напоров и максимальных выходных градиентов. Эпюры фильтрационных напоров можно построить по графику зависимости относительных напоров от относительной длины для соответствующих значений относительной ширины (рис. 9—14).

На верхней части графиков построены кривые для относительной ширины $\beta = 0,05 \div 1,20$ при относительном напоре $\gamma = 0,11$, в нижней части — поправочные кривые для соответствующих β при $\gamma = 0,07$ и $0,15$. Диагональ нижнего прямоугольника служит переходной шкалой при $\gamma = 0,11$ и $\beta = \infty$ при всех γ .

На рис. 15, 16 и 17, 18 показаны кривые значений выходных градиентов фильтрации в трех вариантах сооружений для соответствующих значений относительных напоров γ и относительной ширины β .

Пусть, например, необходимо рассчитать водовыпуск, проектируемый без дренажных мероприятий, с относительной шириной $\beta = 0,15$ и относительным расчетным напором $\gamma = 0,07$.

При построении эпюр фильтрационных напоров, пользуясь рис. 9 и задаваясь относительной длиной l_x , находим относительный напор h_x , как это показано стрелками: при $l_x:L = 0,3$ имеем $h_x:H = 0,85$, или $h_x = 0,85 H$. В случае определения напора по краю сооружения, пользуясь рис. 10, для $l_x:L = 0,4$ имеем $h_x = 0,79 H$.

Выявляя величины выходных градиентов по рис. 15, имеем $I_{осевой} = 0,7$ и $I_{край} = 1,4$.

Фильтрационные напоры и выходные градиенты для промежуточных значений относительных напоров и относительной ширины определяются интерполяцией с помощью графиков. Можно считать (без большой погрешности), что давление в поперечном направлении от оси к краю сооружения изменяется по прямой.

Анализ графиков показывает прежде всего существенное различие в величине фильтрационных напоров при решениях в плоских и пространственных условиях, причем в нижней наиболее ответственной части сооружения фильтрационные напоры во втором случае значительно выше. Это обуславливает необходимость расчета такого рода сооружений (узких и большой длины) с учетом пространственной фильтрации.

Величина фильтрационных напоров по сравнению с решением в плоскости тем выше, чем меньше относительная ширина сооружения и больше относительный напор.

В связи с тем что фильтрационный поток стекает к отводящему каналу с широкого фронта водохранилища, линии равных напоров, снятые в плане на уровне основания водовыпуска (как и на других уровнях), обращены выпуклой частью к верхнему бьефу, как для примера показано на рис. 22. Этим и объясняется, что фильтрационные давления в поперечных сечениях для первых двух вариантов (рис. 9—12) по краям основания больше, чем по его оси. Своеобразное положение кривых фильтрационных напоров в низовой части для третьего варианта (рис. 13 и 14) вызвано действием боковых дренажных призм.

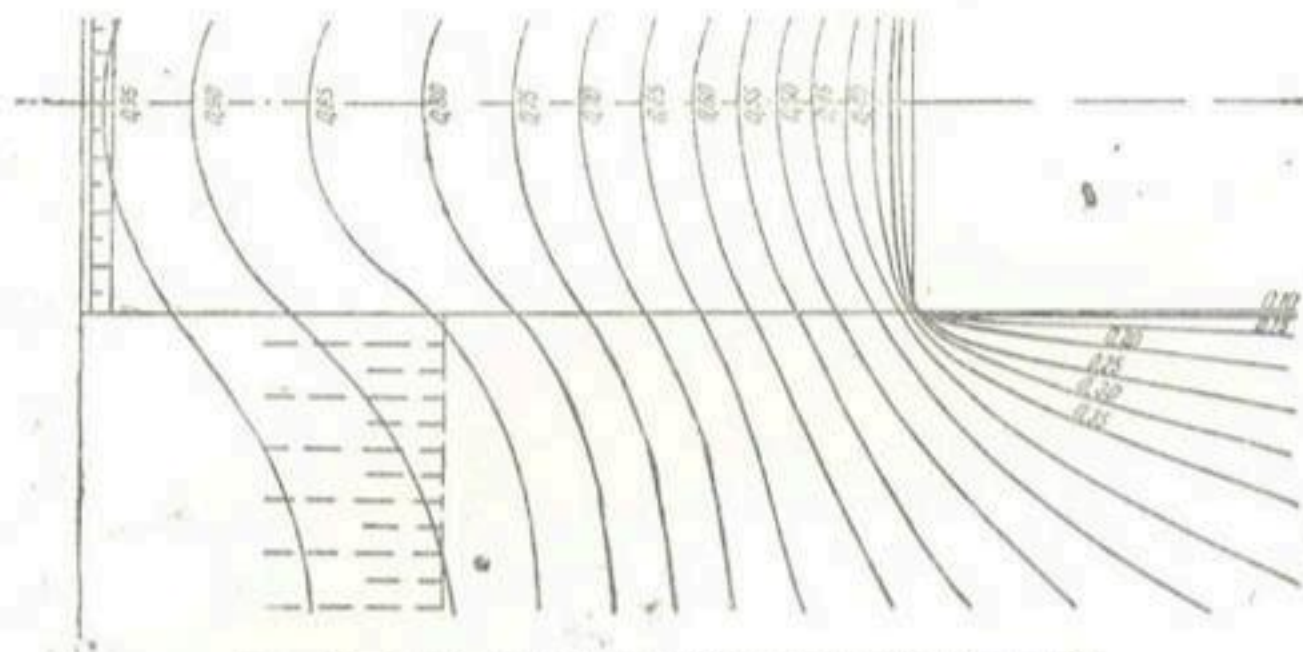


Рис. 22. Линии равных напоров в плане на уровне дна.

Сравнение трех рассмотренных вариантов сооружения — без дренажных устройств в нижнем бьефе, с поперечной перехватывающей дренажной и дренажным тюфяком в основании концевой части и с боковыми дренажными призмами показывает преимущества третьего варианта, где фильтрационные напоры и выходные градиенты значительно меньше, чем по первым двум. Преимуществом является и отсутствие дренажа в основании низовой водобойной части сооружения, устройство которого при недостаточно тщательном исполнении может нарушить прочность основания. Таким образом, наиболее выгодный в отношении фильтрации — третий из рассмотренных вариантов.

Фильтрация в основании акведуков и консольных сбросов

В основании участков сопряжения акведуков с берегами и консольных сбросов фильтрация происходит в следующих условиях: безнапорный (кроме начального участка) фильтрационный поток из относительно узкого канала (верхнего бьефа) растекается к поперечно расположенному руслу нижнего бьефа неограниченной протяженности. Кривая депрессии оказывается ниже, а градиенты на выходе к нижнему бьефу и высота высачивания по осевому сечению такого пространственного потока меньше, чем для плоского в аналогичных условиях, и разница тем больше, чем меньше ширина сооружения.

В стороны от осевого сечения значение названных параметров фильтрационного потока уменьшается. С увеличением ширины сооружения условия утяжеляются, приближаясь к задаче в плоскости. Опыты, проведенные с моделями акведуков, подтвердили это общее положение. Основной объект исследования — типовой проект акведука института Средазгипроводхлоска, изображенный в схеме на рис. 19.

Сооружение состояло из понурной части, имеющей форму канала, и прямоугольного лотка, сопрягающегося с понуром вертикальной стенкой в виде зуба, заглубленной в основание. Концевая часть сооружения повторяла начальную. Откос пересекаемого акведуком русла был полуторным. Расстояние от начала понура до верхней кромки откоса равнялось примерно $0,8 \div 1,2$ расчетного напора.

Опыты проводили с моделями в большом грунтовом лотке в масштабе в четыре раза крупнее, чем в пространственной установке ЭГДА, и в диапазоне напоров в переводе на натуру от 6,0 до 10,0 м при ширине зеркала воды в канале верхнего бьефа $B = 8,0 \div 20,0$ м.

Результаты наблюдений, проведенных в том же составе и последовательности, что и по предыдущим сооружениям, группировали по их относительным величинам: ширине сооружения $\beta = B:L$, где L — расстояние (по горизонтали) от начала понура до подошвы откоса нижнего бьефа, и напоре сооружения $\beta = H:L$, где H — возвышение горизонта воды верхнего бьефа над дном русла нижнего, принятое за расчетную, самую невыгодную отметку горизонта воды в нижнем бьефе. Другие, более высокие отметки горизонта воды нижнего бьефа выгоднее для расчета.

Сводные результаты наблюдений приведены на рис. 20 и 21 и могут служить для расчетов в аналогичных условиях, а также для приближенных расчетов в близких условиях, например, при другой величине откоса русла нижнего бьефа.

На рис. 20, 21 приведены значения наибольших градиентов на выходе потока в нижний бьеф и относительной высоты высачивания $h_v:H$ по осевому сечению. С удалением от оси сооружения значения $I_{\max}$ и $h_v:H$ уменьшаются медленно, поэтому они могут быть приняты как расчетные на всей представляющей интерес для сооружения длине нижнего бьефа.

Величины $I_{\max}$ и h_v , полученные из графиков, позволяют судить о фильтрационной устойчивости данных грунтов основания и необходимости крепления откоса нижнего бьефа наклонным дренажем или другим способом.

Нами было также установлено несущественное влияние отдельных элементов конструкций или их дефектов (щель) на протекание фильтрационного потока при постановке опытов со щелью между понуром и лотком акведука шириной 2 см, с шпунтовой стенкой вдоль зуба шириной, равной ширине канала поверху и глубиной $0,3H$, с укороченной на 20% береговой частью сооружения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений, Подземный контур плотин на скальном основании, М., Госэнергоиздат, 1958.
2. Материалы и технические условия и нормы проектирования оросительных систем, Гидротехнический расчет гидротехнических сооружений, М., Гипроводхоз МСХ СССР, 1957.
3. Справочник по гидротехнике, М., Госстройиздат, 1955, 530—532.
4. Указания по проектированию дренажных устройств в земляных плотинах, М., Водгео, 1953.
5. Инструкция по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений, М., Госэнергоиздат, 1957.

Р. В. ТИМИРОВА

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ САРЫКУРГАНСКОГО ГИДРОУЗЛА НА р. СОХ ЗА 1961 г.

Ледниковый паводок р. Сох продолжается 3—4 месяца; в это время проходит до 70% годового стока воды. Нарастание паводка резкое и иногда достигает $80 \text{ м}^3/\text{сек}$ за сутки. Кроме ледникового паводка, в май—июнь наблюдаются кратковременные нарастания расходов воды, достигающие $60 \text{ м}^3/\text{сек}$, продолжительностью 3—4 часа. Осенне-зимне-весенний период характеризуется малыми расходами.

Максимальный наблюдаемый расход в наиболее многоводном 1958 г. составил $Q = 311 \text{ м}^3/\text{сек}$, в наиболее маловодном 1947 г. — $Q = 157 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Величины расходов воды в реке за 1961 г. приведены в табл. 1.

Во время паводков река несет большое количество донных наносов [1,2]. Твердый сток формируется в основном из наносов, смытых с вышележащих участков реки.

Сарыкурганский гидроузел расположен на выходе р. Сох из каньона, в вершине конуса выноса.

В створе гидроузла ширина поймы достигает 650 м, берега крутые, обрывистые высотой до 25 м. Пойма и коренное русло сложены из галечниковых отложений с включением отдельных валунов диаметром $d = 0,5-0,7 \text{ м}$. Уклон реки I равен $0,011-0,012$. Сток донных наносов за 1961 г. составил 142,57 тыс. м^3 , максимальный диаметр (d) влекомых наносов — 0,3 м при $Q = 105 \text{ м}^3/\text{сек}$ (в нижнем бьефе).

В состав гидроузла входит струенаправляющая дамба, подводящее русло криволинейного очертания в плане, донный криволинейный порог Г-образного профиля¹, регулятор сброса (плотина), регулятор левобережного канала с дюкером в теле флютбета плотины, регулятор правобережного канала (рис. 1). Компонировка гидроузла основана на использовании поперечной циркуляции потока, обеспечивающей подачу верхних осветленных слоев воды в регуляторы каналов, расположенных на вогнутом берегу, а нижних насыщенных донными наносами — через промывные пролеты плотины в сброс.

Поперечная циркуляция потока создается зарегулированным подводящим руслом криволинейного очертания в плане и усиливается Г-образным порогом и боковым сбросным отверстием.

¹ М. С. Вызго считает, что указанный элемент конструкции необходим для сооружений Ферганского типа [1,3].

Интенсивность поперечной циркуляции потока, как известно, зависит от кривизны формы русла и его шероховатости, подхода потока к сооружению, средней глубины и средней скорости потока, скорости движения твердой частицы в потоке, положения (открытия) затворов и величины водозабора в отвод.

Таблица 1

Срок на- блюдения (1961 г.)	Q_p	Q_k	Величина подоза- бора, %	Величина отверстия в пролетах, м					
	$m^3/сек$			1	2	3	4	5	6
17.V	27,35	27,35	100	—	—	—	—	—	—
18.V	32,46	32,46	100	—	—	—	—	—	—
20.V	37,32	28,11	75,3	—	—	—	0,11	—	0,07
22.V	41,85	29,47	70,4*	—	—	—	0,10	0,20	0,15
24.V	43,12	28,84	64,6*	—	—	—	0,10	—	0,50
27.V	47,52	31,35	65,9*	—	—	—	—	—	0,6
14.VI	44,72	26,02	58	—	—	—	—	0,10	0,75
19.VI	52,83	28,83	54	—	—	—	0,19	0,08	1,07
27.VI	72,08	34,27	47	0,20	—	—	0,20	0,45	1,15
1.VII	107,84	50,34	46	0,20	0,20	0,40	0,45	0,65	1,10
6.VII	146,70	64,96	44	0,35	0,35	0,22	0,50	0,70	0,75
16.VII	187,0	68,62	36	0,32	0,32	0,20	0,52	0,75	1,15
18.VII	150,65	60,20	39	0,35	0,35	0,43	0,55	0,80	0,95
25.VII	144,42	65,12	45	0,15	—	1,43	0,82	0,24	1,42
1.VIII	168,98	65,62	38	0,60	0,65	0,40	0,60	0,80	1,15
4.VIII	133,20	55,79	41	—	0,45	0,5	0,55	0,75	0,95
7.VIII	88,47	36,30	41	—	—	0,35	0,65	0,95	1,05
27.VIII	118,06	42,36	37	0,25	0,50	0,40	0,65	0,65	0,90
9.IX	88,09	42,58	48	0,15	0,15	0,15	0,15	0,35	0,55
15.IX	76,82	36,70	47	—	0,15	0,25	0,18	0,40	0,85

* В этом случае наносы в отводы поступают.

Нами рассматривается вопрос о влиянии величины водозабора на интенсивность поперечной циркуляции потока при прочих равных условиях.

В ходе наблюдений установлено, что в процессе прохождения по реке малых расходов порядка $40-70 m^3/сек$ (движение донных наносов наблюдается при $Q=40 m^3/сек$), когда коэффициент водозабора сравнительно высок и достигает $60-70\%$, в отводы поступают донные наносы (см. табл. 1).

При этом подводящее русло (в створе люлечного гидростата) имеет сечение, близкое к параболической форме. Максимальные скорости ($v=1,5 m/сек$) и глубины ($h_{max}=1,75 m$) наблюдаются в средней части русла. Распределение (отсортровка) наносов по поперечному сечению русла происходит следующим образом: мелкие наносы располагаются по берегам, а крупные — по середине русла.

С повышением расходов воды в реке, несмотря на увеличение забора воды в каналы, величина водозабора снижается до $40-45\%$. Форма русла приближается к треугольной, максимальные скорости и максимальные глубины перемещаются к правому вогнутому берегу ($v_{max}=3,02 m/сек$, $h_{max}=2,65 m$ при $Q=128 m^3/сек$) (рис. 1, табл. 1).

Распределение воды на узле за 1961 г. представлено на рис. 2.

Из табл. 1 видно, что до $Q=42,0 m^3/сек$ наносы не поступают в отводы, несмотря на сравнительно высокий коэффициент водозабора

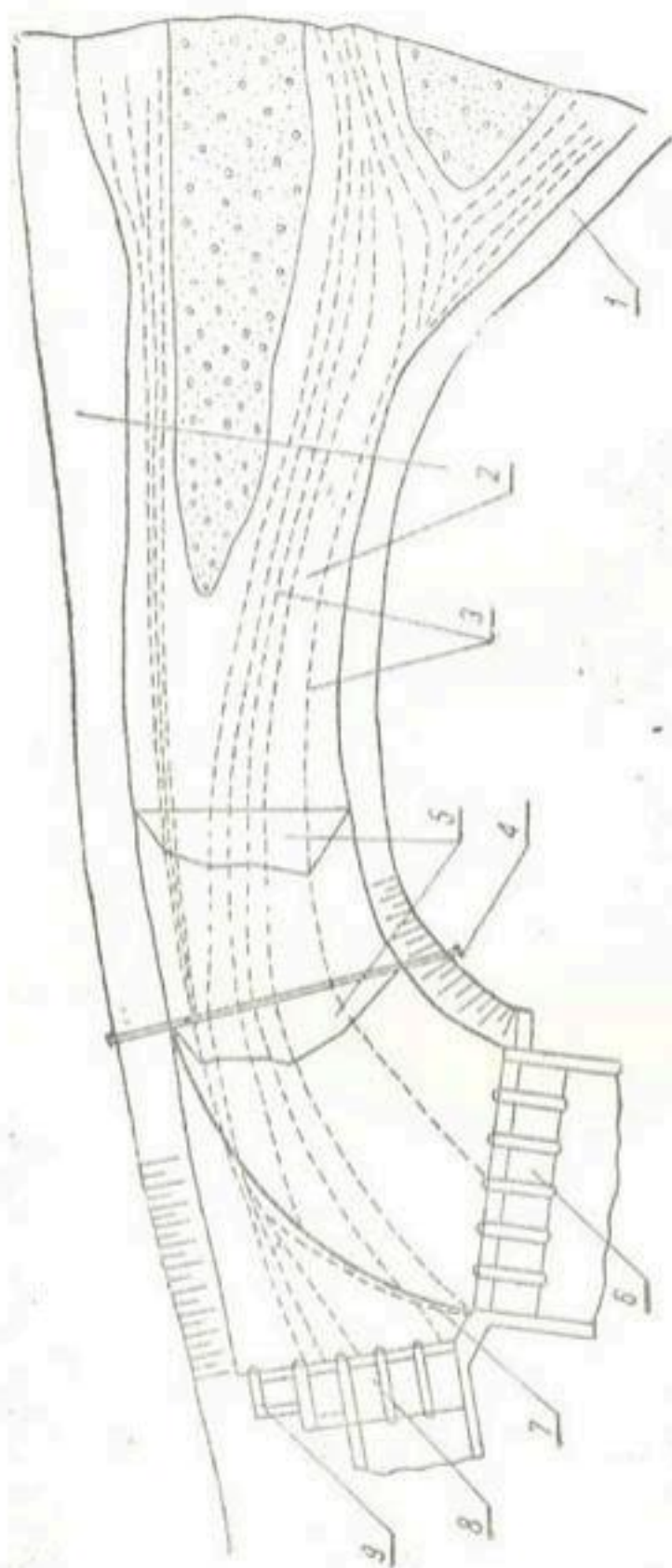


Рис. 1. План Сарыкурганского гидроузла на р. Сох:

1—структурная плотина; 2—подводящее русло; 3—подводящий канал; 4—плотина (регулятор сброса); 5—регулятор, обеспечивающий сброс воды; 6—плотина (регулятор сброса); 7—плотина (регулятор сброса); 8—плотина (регулятор сброса); 9—плотина (регулятор сброса).
 Поверхностное сечение подводящего русла в створе плотин: а—145,70; б—187; в—183,29; г—76,82.
 Положение дна при расходе Q (m^3/sec): а, б—44,72; в—3,82; г—130.

(75—100%). Это объясняется тем, что в реке движение наносов происходит только в течение четырех-пяти месяцев (май — сентябрь), а интенсивное движение наносов начинается при расходе $Q > 40 \text{ м}^3/\text{сек}$, и только в это время на движение наносов существенно влияет величина водозабора.

В период интенсивного движения наносов в реке при коэффициенте водозабора $\varphi > 0,6$ наносы поступают в отводы, а при коэффициенте водозабора $\varphi < 0,6$ поступление наносов в отводы прекращается. Опыт 14-летней эксплуатации узла показал, что описанная компоновка в состоянии обеспечить 60% водозабора в отводы без захвата донных наносов. За указанный период суммарный сток наносов в реке составил около 1648 тыс. м^3 , а в каналы наносы практически не поступали.

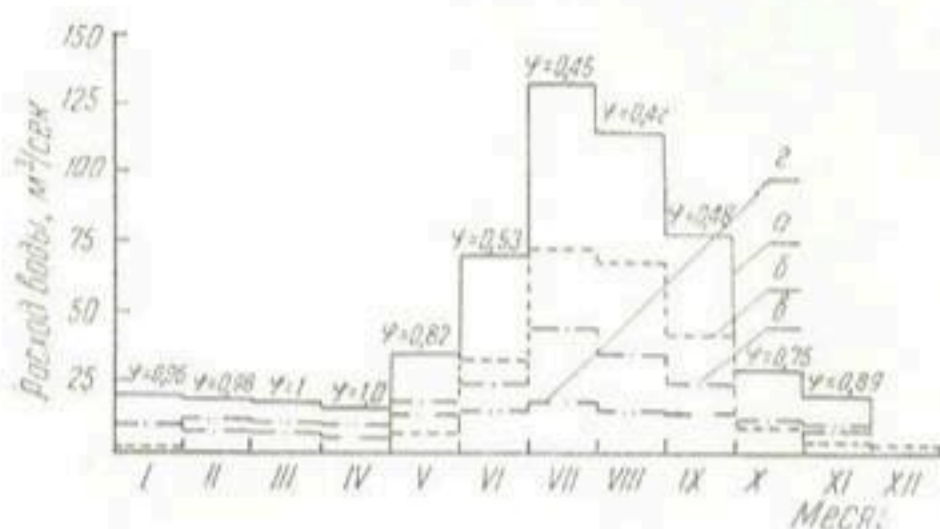


Рис. 2. Гидрограф р. Сох и распределение воды на узле за 1961 г.:

а — расход в р. Сох; б — в сбросе; в — в правобережном канале; г — в левобережном канале; φ — коэффициент водозабора (среднемесячный).

При определении влияния коэффициента водозабора на интенсивность поперечной циркуляции потока мы определяли в створе люлечного гидростата замерами — гидравлические элементы потока в подводящем русле, угломерной съемкой — траектории движения струй в подводящем русле, замерами — поверхностные скорости, диаметры движущихся фракций — прощупыванием дна в створе люлечного гидростата, прослушиванием в пролетах сбросного отверстия и уловом донных наносов ловушкой в нижнем бьефе сооружения.

Известно, что поперечная циркуляция потока, возникающая на изгибе русла, обуславливается разностью центробежных и центростремительных сил, что в свою очередь зависит от перераспределения скоростей в потоке [3].

Распределение скоростей на изгибе потока существенно изменяется с введением водозаборного отверстия на этом участке [7].

Если на изгибе потока движение донной частицы обеспечивается при определенной скорости, то с введением водозабора и соответственно изменением расхода [8] эти скорости изменятся и могут не обеспечить движение донной частицы по ее первоначальной траектории.

Для обеспечения движения донной частицы по ее первоначальной траектории с введением водозабора необходимо, чтобы соблюдалось неравенство

$$v_{\text{ср}} > v_{\text{кр}}$$

где $v_{кр}$ — скорость воды, при которой наблюдается движение донной частицы;

$v_{ср}$ — скорость потока.

Я. А. Никитин и В. Н. Шолохов в 1947—1955 гг. установили [6], что движение донной частицы подчиняется зависимости

$$v_{кр} = 7\sqrt{d}. \quad (1)$$

В результате анализа данных натурных исследований для определения $v_{ср}$ мы получили эмпирическую зависимость

$$v_{ср} = \frac{k Q_p (1 - \varphi)}{\omega};$$

здесь Q_p — расход, проходящий по реке;

k — опытный коэффициент (для условий Сарыкургана $k=2$);

φ — коэффициент водозабора;

ω — площадь живого сечения.

Таблица 2

Q_p м ³ /сек	Q_k	Коэффициент водозабора	Элементы подводящего русла				Диаметр влекомой фракции, мм	Скорость движения донной частицы, м/сек
			$h_{\max}$, м	B_3 , м	ω , м ²	$v_{ср}$, м/сек		
45,71	18,28	0,40	1,65	30,50	38,34	1,43	20	0,98
45,71	22,85	0,50	1,65	30,50	38,34	1,19	20	0,98
45,71	27,43	0,60	1,65	30,50	38,34	0,95	20	0,98
45,71	32,00	0,70	1,65	30,50	38,34	0,71	20	0,98
45,71	36,57	0,80	1,65	30,50	38,34	0,48	20	0,98
45,71	41,14	0,90	1,65	30,50	38,34	0,24	20	0,98
45,71	45,71	1,00	1,65	30,50	38,34	0,00	20	0,98
91,82	37,52	0,40	2,50	30,75	45,52	2,42	60	1,68
91,82	45,91	0,50	2,50	30,75	45,52	2,02	60	1,68
91,82	58,09	0,60	2,50	30,75	45,52	1,61	60	1,68
91,82	64,27	0,70	2,50	30,75	45,52	1,21	60	1,68
91,82	73,45	0,80	2,50	30,75	45,52	0,81	60	1,68
91,82	82,64	0,90	2,50	30,75	45,52	0,40	60	1,68
91,82	91,82	1,00	2,50	30,75	45,52	0,00	60	1,68
128,07	51,23	0,40	2,55	31,00	55,97	2,76	70	1,85
128,07	64,03	0,50	2,55	31,00	55,97	2,3	70	1,85
128,07	76,84	0,60	2,55	31,00	55,97	1,84	70	1,85
128,07	89,65	0,70	2,55	31,00	55,97	1,38	70	1,85
128,07	102,45	0,80	2,55	31,00	55,97	0,92	70	1,85
128,07	115,26	0,90	2,55	31,00	55,97	0,46	70	1,85
128,07	128,07	1,00	2,55	31,00	55,97	0,00	70	1,85

Известно, что скорость в потоке определяется из следующего соотношения:

$$v_{ср} = \frac{Q}{\omega}.$$

С введением водозабора в отводы средняя скорость потока в русле будет изменяться так:

$$v_{ср} = \frac{Q_p - Q_k}{\omega} = \frac{Q_p - (Q_p \cdot \varphi)}{\omega} = \frac{Q(1 - \varphi)}{\omega}. \quad (2)$$

Средние скорости $v_{\text{ср}}$ потока найдены при различных расходах и коэффициенте водозабора φ , равном 0,5. После введения в формулу корректива получим опытный коэффициент $k = 2$ (для р. Сох).

Подставляя в формулы (1) и (2) фактические данные по Сарыкурганскому гидроузлу, установим различные значения $v_{\text{кр}}$ и $v_{\text{ср}}$.

Результаты подсчетов сведены в табл. 2, из которой видно, что $v_{\text{ср}}$ больше $v_{\text{кр}}$ при коэффициенте водозабора $\varphi = 0,6$ и меньше, следовательно, наносы в отводы начнут поступать, когда в отводы будет забираться 60% воды от общего расхода в реке в период движения наносов ($Q > 40 \text{ м}^3/\text{сек}$), что подтверждается натурными исследованиями (табл. 1).

Поскольку Ферганский тип водозабора находит все более и более широкое применение (9,10), полагаем, что наше исследование облегчит расчеты и проектирование вновь создаваемых объектов подобного типа.

ЛИТЕРАТУРА

1. Вызго М. С. Исследования Сарыкурганского гидроузла на р. Сох. Доклады выездной научной сессии АН УзССР в Фергане в 1949 г., АН УзССР, 1950.
2. Вызго М. С. Об одном важном вопросе в проблеме русловых процессов, В сб. „Русловые процессы“, М., АН СССР, 1958.
3. Вызго М. С., Якштадт И. А. „Гидротехническое строительство“, 1948, № 2.
4. Давелия Н. Ф. „Изв. ГрузНИИГиМ“, т. 1, Тбилиси, 1949.
5. Замбахидзе Г. Н. О движении реальной (вязкой) жидкости и погруженного в нее твердого тела на изгибе, Труды Всесоюзного научно-технического совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, т. 1, Тбилиси, 1961.
6. Никитин Я. А., Шолохов В. Н. „Гидротехника и мелиорация“, 1954, № 10.
7. Милович А. Я. Теория деления и соединения потоков жидкости, М.-Л., Министерство речного флота СССР, 1947.
8. Синяевский Г. К. „Изв. АН КазССР“, сер. энергетическая, вып. 2 (16), Алма-Ата, 1960.
9. Ушаков А. П., Шолохов В. Н. Ферганский тип водозабора применительно к условиям снегово-дождевого питания источника, Труды САНИИРИ, вып. 91, Ташкент, 1958.
10. Пославский С. В. „Гидротехника и мелиорация“, 1960, № 5.

А. В. ЕФРЕМОВ

ЛАБОРАТОРНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КЗЫЛ-ОРДИНСКОГО ГИДРОУЗЛА

До настоящего времени водозаборные узлы гидротехнических сооружений на реках (для целей ирригации) проектировались и строились в основном в условиях горно-предгорной зоны, для которой разработаны рациональные конструкции водозаборных узлов сооружений и метод исследования. В сложных условиях низовьев Сыр-Дарьи построен один лишь Кзыл-Ординский узел сооружений, конструкция и компоновка которого исследовались при его проектировании¹ в гидротехнической лаборатории САНИИРИ (руководитель М. С. Вызго) А. С. Тархановым, М. П. Шахворостовым, Я. А. Никитиным, З. С. Широковой в 1941 г., а после Великой Отечественной войны, прервавшей строительство узла, И. Я. Орловым при консультации С. Т. Алтунина, Н. Н. Суровой, А. П. Ушаковым, В. П. Захаровым (1948—1951).

В основном строительство узла велось с 1946 по 1956 г., после его окончания с 1957 по 1961 г., по договору и по соглашению с Управлением Кзыл-Ординского гидроузла и в соответствии с тематическим планом института были проведены натурные исследования узла², включающие две задачи:

1) изучение технических условий эксплуатации гидроузла для разработки инструкции по эксплуатации сооружений, входящих в гидроузел;

2) уточнение рекомендаций и методики ранее проведенных лабораторных исследований по разработке данного узла в целях их использования при проектировании и строительстве других узлов, находящихся в аналогичных условиях.

Для выполнения поставленных задач необходимо было с помощью натурных исследований выяснить следующие вопросы:

а) деформации русла реки в верхнем бьефе узла (на участке распространения кривой подпора) и влияние этих деформаций на подход потока к плотине и устойчивость берего-укрепительных сооружений;

б) деление наносов на гидроузле и эффективность действия промывных галерей;

в) поведение потока и местные размывы в нижнем бьефе плотины, разработка рациональной схемы маневрирования затворами;

¹ Проектирование Кзыл-Ординского гидроузла производилось институтом Сред-азгипроводхлопок, главный инженер проекта Г. И. Прозоров.

² Натурные исследования проводились сотрудниками лаборатории водозаборов ИВПиГ АН УзССР В. Я. Абагяном, А. В. Ефремовым, А. П. Ушаковым.

г) динамика размыва отводящего русла и состояние русла реки (общее понижение) за плотиной;

д) характер и динамика заиления Сабалакской излучины, используемой в качестве отстойника для левобережного канала;

е) зимний режим—наблюдения за эксплуатационными мероприятиями по формированию ледостава в верхнем бьефе, за пропуском льда через плотину и по отводящему руслу реки.

При этом такие вопросы, как деление наносов на гидроузле, местные размывы в нижнем бьефе плотины, разработка рациональной схемы маневрирования затворами дополнительно к натурным и ранее проведенным модельным исследованиям изучались на модельной установке гидроузла (масштаб 1:40).

Необходимость в проведении контрольных лабораторных работ возникла вследствие того, что ранее (1941 и 1950 гг.) в состав узла входила ГЭС, увеличивающая в 1,38 раза ширину фронта узла нижнего бьефа и изменяющая в какой-то степени распределение погонных расходов (табл. 1).

Таблица 1

Год исследования	Общая ширина сооружения верхнего бьефа	Ширина плотины	Ширина регулятора		Ширина ГЭС	Общая ширина сооружения нижнего бьефа по дну
			левобережного	правобережного		
м						
1941	230,5	90,5	74	24	12	210
1950	210	96	63	23	28	210
1957—1961 (натурные исследования)	152,8	97,6	37	18,2	Нет	152,8

СОСТАВ УЗЛА СООРУЖЕНИЙ И ГИДРОЛОГИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РЕКИ

В состав узла, осуществляющего двусторонний послойный водозабор, входят разборная низконапорная (6,37 м) железобетонная плотина с пятью пролетами по 16 м, левобережный и правобережный регуляторы с галереями для сброса донных наносов, расположенные вдоль фронта плотины, струенаправляющие дамбы и дамбы обвалования по обеим сторонам реки. Ширина фронта сооружения с регуляторами равна 152 м (рис. 1).

В голове левобережного канала, расход которого в перспективе составляет 208 м³/сек, а также в голове правобережного канала с расходом 110 м³/сек, расположены отстойники с механической очисткой. В начальный период в качестве отстойника для левобережного канала использовали Сабалакскую излучину реки длиной 7 км.

Назначение гидроузла—обеспечить водозабор для существующих оросительных систем, развития нового орошения (главным образом под рисовые посевы) на площади до 120 тыс. га и обводнения до 2 млн. га сенокосов и пастбищ.

К работам второй очереди по узлу относится строительство гидроэлектростанции, месторасположение которой предусматривается на 27-м километре левобережного канала, вместо ранее разработанного устройства ГЭС в узле плотины.

Гидрология низовья Сыр-Дарьи в районе Кызыл-Ординского гидроузла характеризуется следующими данными. Максимально наблюдаемый расход равен $Q=1700 \text{ м}^3/\text{сек}$; минимально наблюдаемый— $140 \text{ м}^3/\text{сек}$. Русло реки проходит в невысоких берегах, в легко размываемых аллювиальных грунтах и отличается большой извилистостью (коэффициент извилистости ≈ 2). Перемещение линии берега за год достигает 120 м.

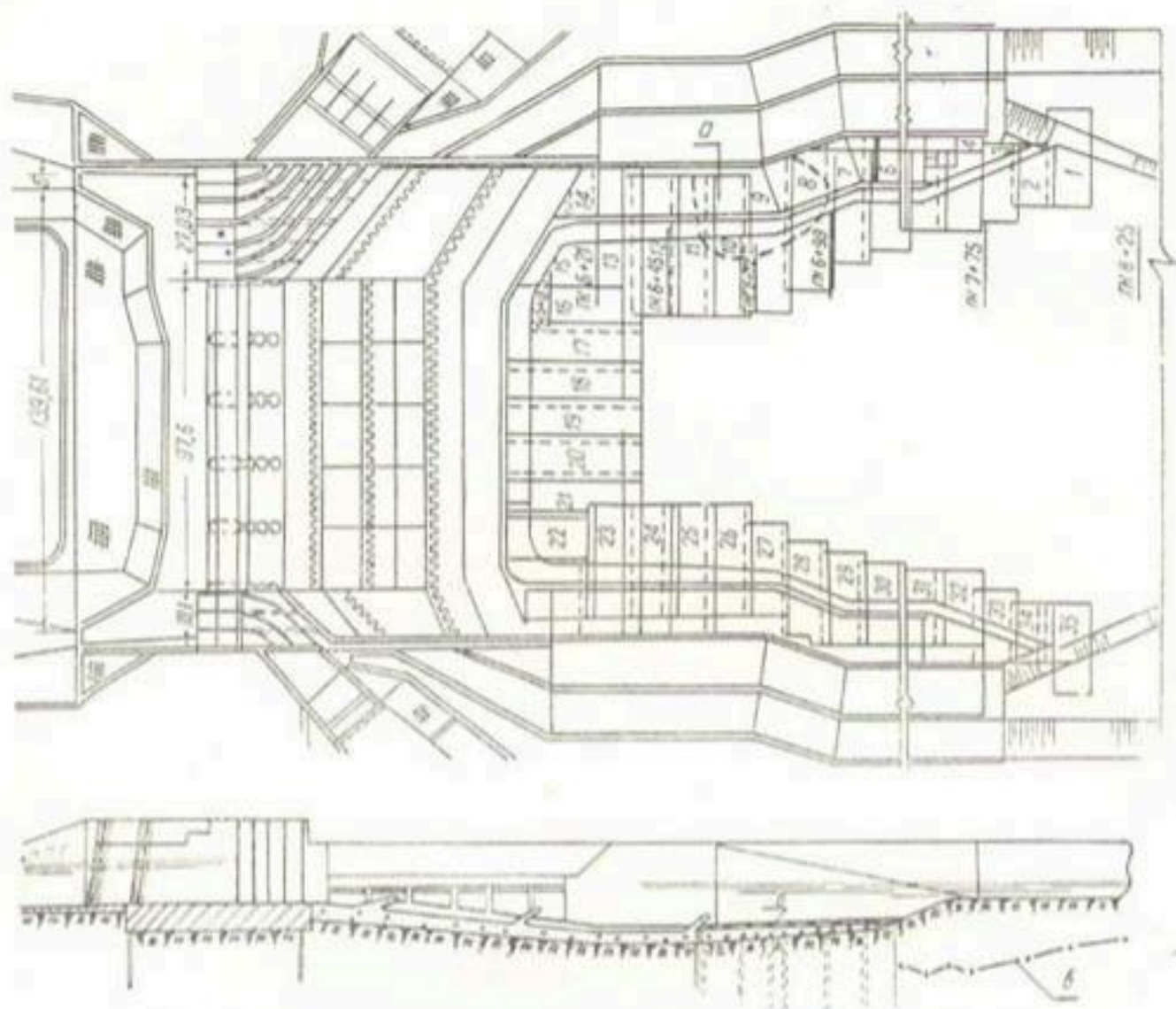


Рис. 1. План и продольный разрез Кызыл-Ординского гидроузла: 1—35—каменно-хворостяные тупики; а—зона разрушения рибермы в 1957 г.; б—деревянный Уральский мост; в—линия размыва дна.

Пойма реки изобилует староречьями, протоками, озерами, выравнивающими сток реки. Так, на участке 1000 км от Кокбулака (район Чардары) и до Кызыл-Орды в паводок теряется до $1000 \text{ м}^3/\text{сек}$ воды. Ширина реки в межень равна 120—300 м, а в паводок разливы достигают нескольких километров. Река выходит из основных берегов при $Q=1200 \text{ м}^3/\text{сек}$. Количество взвешенных наносов по среднему году составляет $1,5-3,5 \text{ кг/м}^3$ и достигает 6 кг/м^3 в весенний паводок; при этом преобладают мелкие фракции (фракции крупностью $< 0,05 \text{ мм}$ составляют 80—95 %). Количество влекомых (донных) наносов определяется скоростным режимом потока, т. е. в зависимости от скорости потока наносы из донных переходят во взвешенные и наоборот. Средний диаметр донных отложений примерно равен 0,25—0,30 мм.

Уклон реки в бытовых условиях в районе Кызыл-Орды достигает $0,000070-0,00012$, средние скорости— $0,5-1,7 \text{ м/сек}$, глубина потока на плессах—14 м и более.

Годовой сток взвешенных наносов Сыр-Дарьи в низовье зависит от водности года. В 1957 г. он был равен по Тюмень-Арыку 7,9 млн. *т* и по Казалинску—5,2 млн. *т*, а в многоводный 1959 г. соответственно—44,3 и 25,5 млн. *т*, т. е. уменьшается к устью реки, как и сток воды (табл. 2), только с той разницей, что жидкий сток в

Таблица 2

Гидрометрический створ	Сток воды за год, км ³					Сток взвешенных наносов за год, млн. <i>т</i>	
	1912—1950	1957	1958	1959	1960	1950	1957
Тюмень-Арык	19,85	$\frac{13,56}{3,82}$	$\frac{25,98}{13,92}$	$\frac{27,45}{12,60}$	31,14	12,90	$\frac{7,88}{2,21}$
Кзыл-Орда	—	$\frac{12,03}{3,16}$	$\frac{23,51}{12,40}$	$\frac{24,28}{10,70}$	—	12,03	$\frac{—}{0,96}$
Казалинск	14,92	$\frac{9,43}{2,83}$	$\frac{17,97}{9,96}$	$\frac{18,33}{8,73}$	21,08	8,01	$\frac{5,25}{1,50}$

Гидрометрический створ	Сток взвешенных наносов за год, млн. <i>т</i>			Средняя мутность (по стоку), кг/м ³			
	1958	1959	1960	1957	1958	1959	1960
Тюмень-Арык	$\frac{35,42}{19,68}$	$\frac{44,35}{21,09}$	41,67	$\frac{0,58}{0,58}$	$\frac{1,37}{1,41}$	$\frac{1,62}{1,68}$	1,34
Кзыл-Орда	$\frac{—}{18,43}$	—	—	$\frac{—}{0,30}$	$\frac{—}{1,49}$	—	—
Казалинск	$\frac{26,95}{16,09}$	$\frac{25,48}{15,73}$	22,34	$\frac{0,56}{0,53}$	$\frac{1,50}{1,61}$	$\frac{1,39}{1,80}$	1,06

Примечание. В знаменателе приведены данные за пять месяцев (V—IX). Сток воды и взвешенных наносов вычислен по среднедекадным данным гидрологических ежегодников УГМС.

период больших паводков уменьшается интенсивнее твердого стока ввиду потерь воды при разливах реки, которые происходят в указанный период. Вследствие этого мутность потока в летние месяцы к устью реки возрастает. Такое увеличение концентрации наносов характеризуется рис. 2, построенным по данным замеров станций Гидрометслужбы за 1957 и 1958 гг.

Указанная общая картина распределения наносов по реке нарушается в районе влияния Кзыл-Ординской плотины. Так, в исключительно маловодном 1957 г. сток наносов за плотинной по Кзыл-Орде, по сравнению с Тюмень-Арыком (ближайшей гидрометрической станции к плотине по верхнему бьефу), уменьшился за летние месяцы на 57 % (табл. 2), что связано с осаждением наносов в подпертом бьефе плотины. В многоводный же 1958 г. разница стока по этим станциям составляла всего лишь 6,3 %. Это является не только резуль-

татом транзита наносов из верхнего бьефа в нижний, но и русловых переформирований в верхнем бьефе и разработки отводящего русла в нижнем.

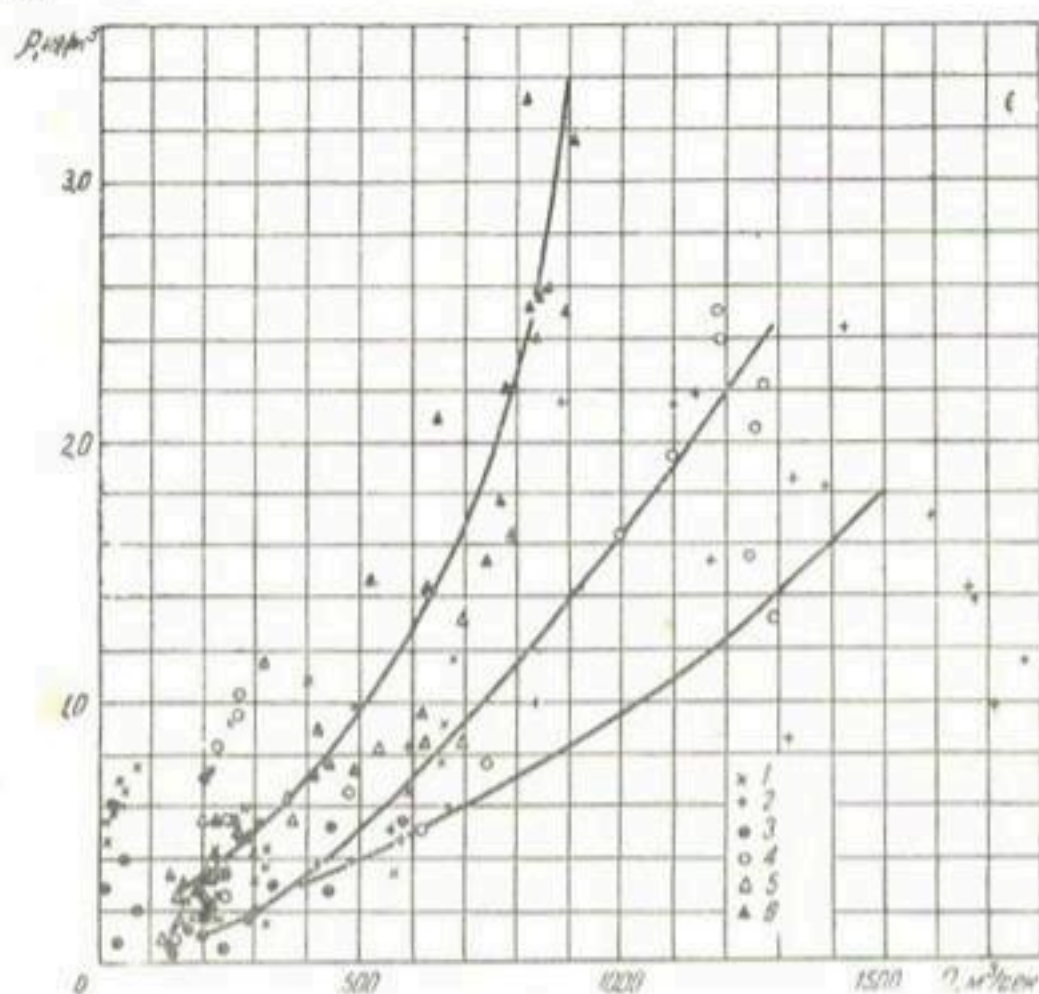


Рис. 2. Кривые зависимости мутности потока от расхода воды Сыр-Дарьи:

1,2—ст. Тюмень-Арык; 3,4—ст. Кзыл-Орда; 5,6—ст. Казаннен.

ПЕРЕФОРМИРОВАНИЕ РУСЛА РЕКИ В ВЕРХНЕМ БЬЕФЕ ПЛОТИНЫ

Вследствие отсутствия опыта в эксплуатации низконапорных гидроузлов в низовье Сыр-Дарьи при проектировании и исследовании подпертого бьефа Кзыл-Ординского гидроузла полагали, что в первые годы эксплуатации будет происходить заиление верхнего бьефа и размыв или понижение русла (до 2,5 м) в нижнем бьефе по аналогии с участком реки в предгорной зоне. Оказалось же, что для низконапорного гидроузла в низовье Сыр-Дарьи, русло которой сложено из мелких наносов, свойственны свои характерные особенности, определяющиеся водностью года.

а. Натурные исследования

На Кзыл-Ординском гидроузле в течение маловодного 1957 г. не произошло никаких существенных деформаций в верхнем бьефе, а в многоводные 1958, 1959, 1960 гг. существенно переформировалось русло в зоне действующего подпора плотины, длина распространения которого зависит от расхода реки. При расходе $Q = 500 \text{ м}^3/\text{сек}$ длина подпора составляла 43 км; при $Q = 1000 \text{ м}^3/\text{сек}$ — 10 км; при $Q = 1500 \text{ м}^3/\text{сек}$ — 4 км.

Со строительством плотины в зоне действия кривой подпора началось интенсивное переформирование русла. Река стремилась восста-

новить уменьшенную плотинной кинетической энергией потока и нарушенное взаимодействие между потоком и руслом (условия для транспорта наносов). В низовье это нарушение восстанавливалось главным образом спрямлением излучины русла, т. е. сокращением его длины, причем переформирование русла происходило от плотины вверх по течению—от зоны с большим влиянием подпора в зону меньшего.

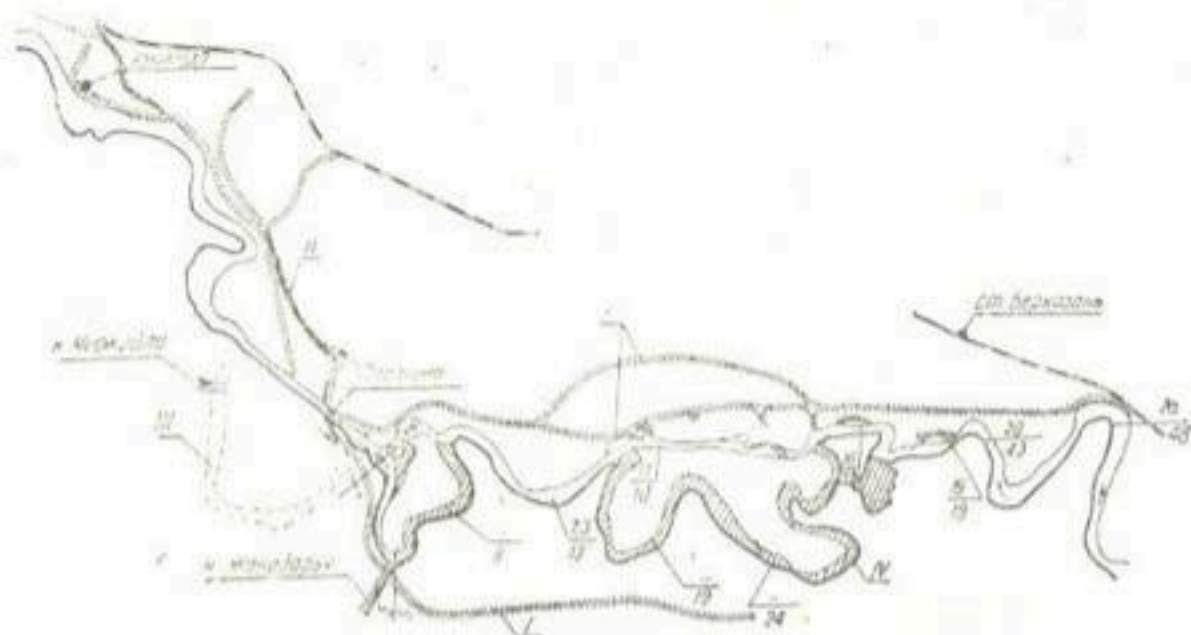


Рис. 3. План русла Сыр-Дарьи у Камыш-Ординского гидроузла:

I—дамбы обвалования; II—городской канал; III—излучина Сабалак, используемая под отстойник левобережного канала Чиркили; IV—первоначальное русло; цифры в числителе означают длину нового русла, км, в знаменателе—старого русла.

В период прохождения больших паводковых расходов, а иногда при зазорных явлениях в зимнее время [1] затоплялась пойма. Это приводило к образованию спрямляющих русло протоков, которые имели большие уклон и скорость течения, чем основное меандрирующее русло. За три года эксплуатации длина русла в зоне подпора сократилась на 20 км (рис. 3), причем значение уклона водной поверхности при подпоре на плотине до уровня нормально подпертого горизонта стало приближаться к уклону бытовых условий, а при снятии подпора в осенне-зимний период ($Q=600 \text{ м}^3/\text{сек}$) уклон увеличился по сравнению с бытовыми приблизительно в два раза [2].

На участках спрямления русла произошло его заглубление, а в местах близкого подхода реки к дамбам обвалования основания дамб частично разрушились. При этом русло настолько быстро переформировывалось, что намечаемые мероприятия по регулированию руслового процесса—спрямляющие русло прокопы—не успевали осуществляться. Отмирание (занесение входа) ближайшей к плотине излучины привело к нарушению условий водозабора в обводнительный канал Жанадарья ($Q=50 \text{ м}^3/\text{сек}$), водозаборное сооружение которого было построено в 1958 г. в этой вершине излучины (по проекту института Казгипровод-электро) без учета русловых переформирований в подпертом бьефе плотины.

Стихийное спрямление реки ухудшило подход потока к зарегулированному подводящему руслу плотины, т. е. привело к сбойности течения и необходимым защитно-ремонтным работам в местах сбойности. Размыты у основания струенаправляющих дамб на этих участках в период прохождения больших расходов достигали 11 м по отношению к средней отметке дна русла при общей глубине потока 17 м (рис. 5).

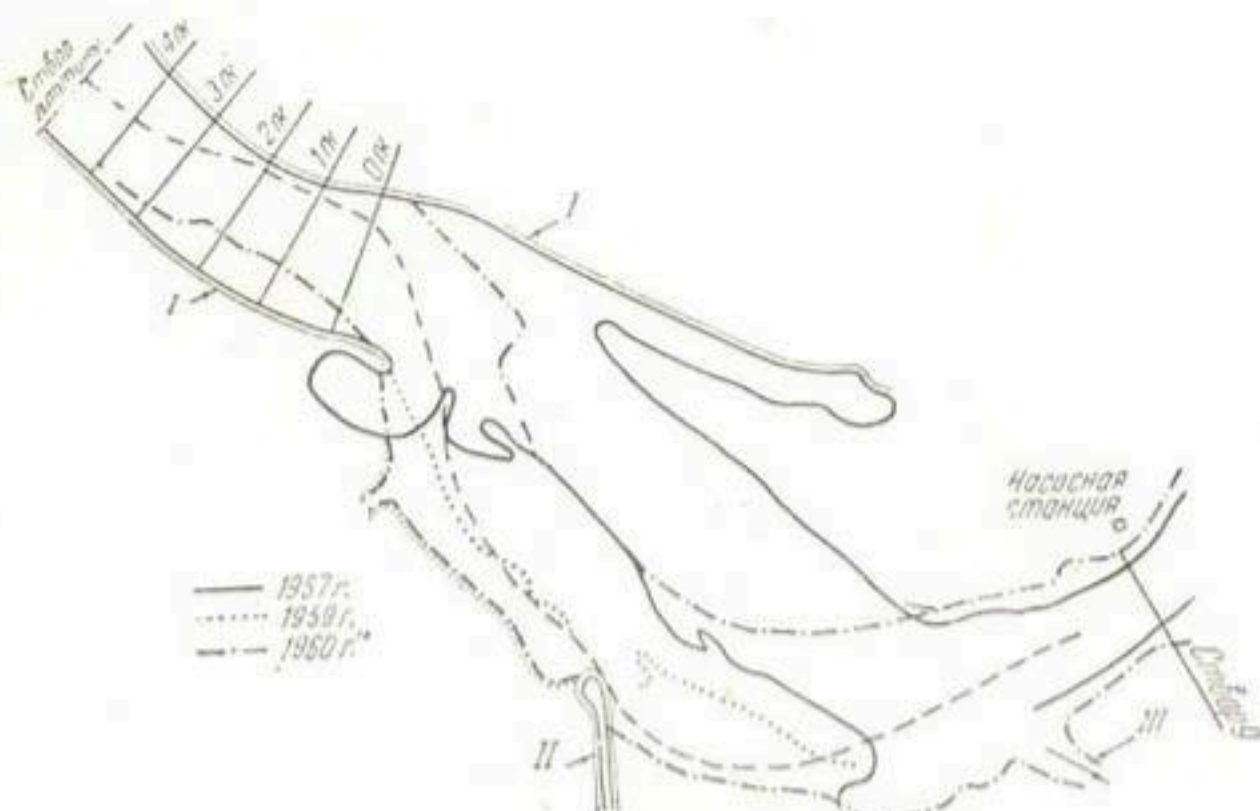


Рис. 4. Деформации подводящего русла:
I — низкие струенаправляющие дамбы; II — верхняя струенаправляющая дамба; III — водозабор в обводнительный канал Жанадзарья.

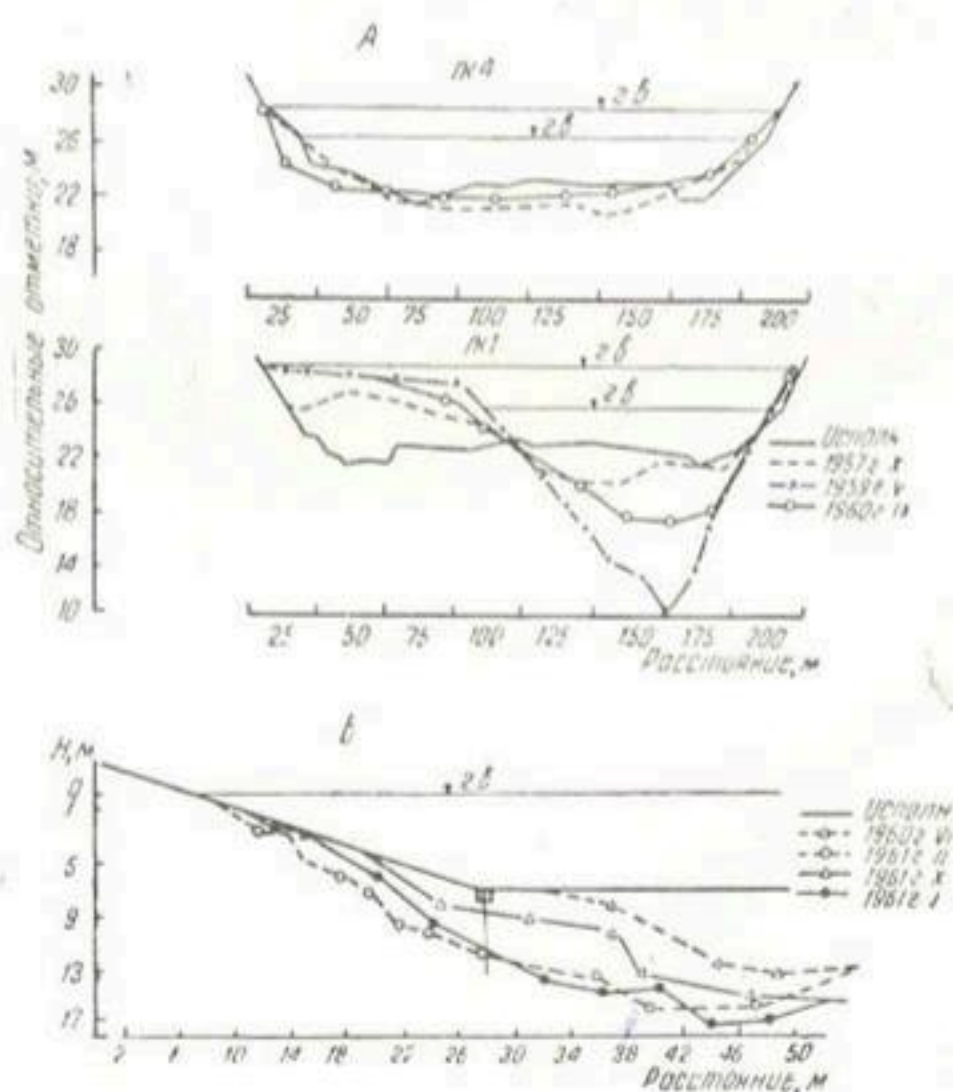


Рис. 5. Поперечные профили подводящего русла ПК 4 (100 м от плотины), ПК 1 (400 м от плотины) (А); размывы у оголовка верхней струенаправляющей дамбы (Б).

В коротком подводящем русле длиной 500 м и шириной поверху 200 м ($L=2,5 B$) поток не следовал направлению струенаправляющих дамб, запроектированных криволинейного очертания в целях создания поперечной циркуляции (рис. 4). Ширина русла по зеркалу в сбойном течении на ПК 1 и ПК 2 (на расстоянии 400—300 м от плотины) составляла всего 0,5—0,6 всей ширины русла. Однако во всех случаях подхода к узлу поток успевал распластаться у плотины и на расстоянии 100 м от нее принять параболическую форму русла, соответствующую распределению погонных расходов по фронту плотины (рис. 5, ПК 4).

6. Лабораторные исследования

Как было указано выше, русловые процессы верхнего бьефа гидроузла изучались в 1941 и 1948 гг. [3] на моделях размываемых русел искаженного масштаба с применением различных материалов, заменяющих донные наносы моделируемого участка Сыр-Дарьи.

В 1941 г. в качестве заменителя наносов были применены древесные опилки, средний диаметр которых (d) равнялся 1 мм, удельный вес (γ)—1,13, соотношение линейных масштабов модели—2,67, горизонтальный масштаб (α_h)—200, вертикальный (α_v)—75.

Заменителем донных наносов в 1948 г. служил шлак (паровозная изгарь), средний диаметр которого (d) составлял 1,0 мм, удельный вес (γ)—1,80; соотношение масштабов ($\frac{\alpha_h}{\alpha_v}$)—8; горизонтальный масштаб (α_h)—200, вертикальный (α_v)—25.

Установлено, что при малых расходах $Q \leq 500 \text{ м}^3/\text{сек}$ поток следовал всем извилинам русла, не выходя из пределов его поперечных сечений, а при пропуске расхода $1200 \text{ м}^3/\text{сек}$, т. е. при растекании потока по пойме, разрабатывалось новое русло, спрямляющее излучину, как это произошло в натуре.

Кроме плановой деформации, данными природы подтверждаются полученные на модели глубины максимального размыва в местах сбоя при линейном (геометрическом) пересчете результатов модели в натуру.

В качестве мероприятия, улучшающего условия подхода потока к плотине, модельными исследованиями 1941 г. рекомендовалось устройство прокопа (к сожалению не сделанного в натуре), устраняющего самопроизвольность руслообразования, улучшающего транзит наносов и промывку верхнего бьефа; подход потока к узлу и условия для деления наносов на узле по принципу послойного вододеления.

НИЖНИЙ БЬЕФ УЗЛА

Характер и величина местных размывов за плотиной в условиях мелких наносов и при конструкции водобоя—наклонный бетонный водоскат с тремя рядами зубьев гасителей, оканчивающийся деревянной плоскостью Уральского пола (рис. 1)¹, в основном зависит от величины проходящего через плотину расхода воды и наносов, схемы маневрирования затворами.

В неблагоприятный для работы нижнего бьефа период меженн наблюдается разность горизонтов между бьефами (до 5,0 м) и наимень-

¹ Деревянную плоскость на модели не исследовали. В начальном варианте предусматривали устройство ряжевого крепления.

шее поступление наносов в нижний бьеф, вследствие их осаждения в верхнем. Модельными исследованиями (1941 г.) и результатами эксплуатации узла в натуре подтвердилась нецелесообразность пропуска сбросного расхода в нижний бьеф только через донные галереи, т. е. при полностью закрытых щитах плотины. В этом случае в нижнем бьефе появляется сбойное течение, разрушительно действующее на откос и береговые туюфы рисбермы.

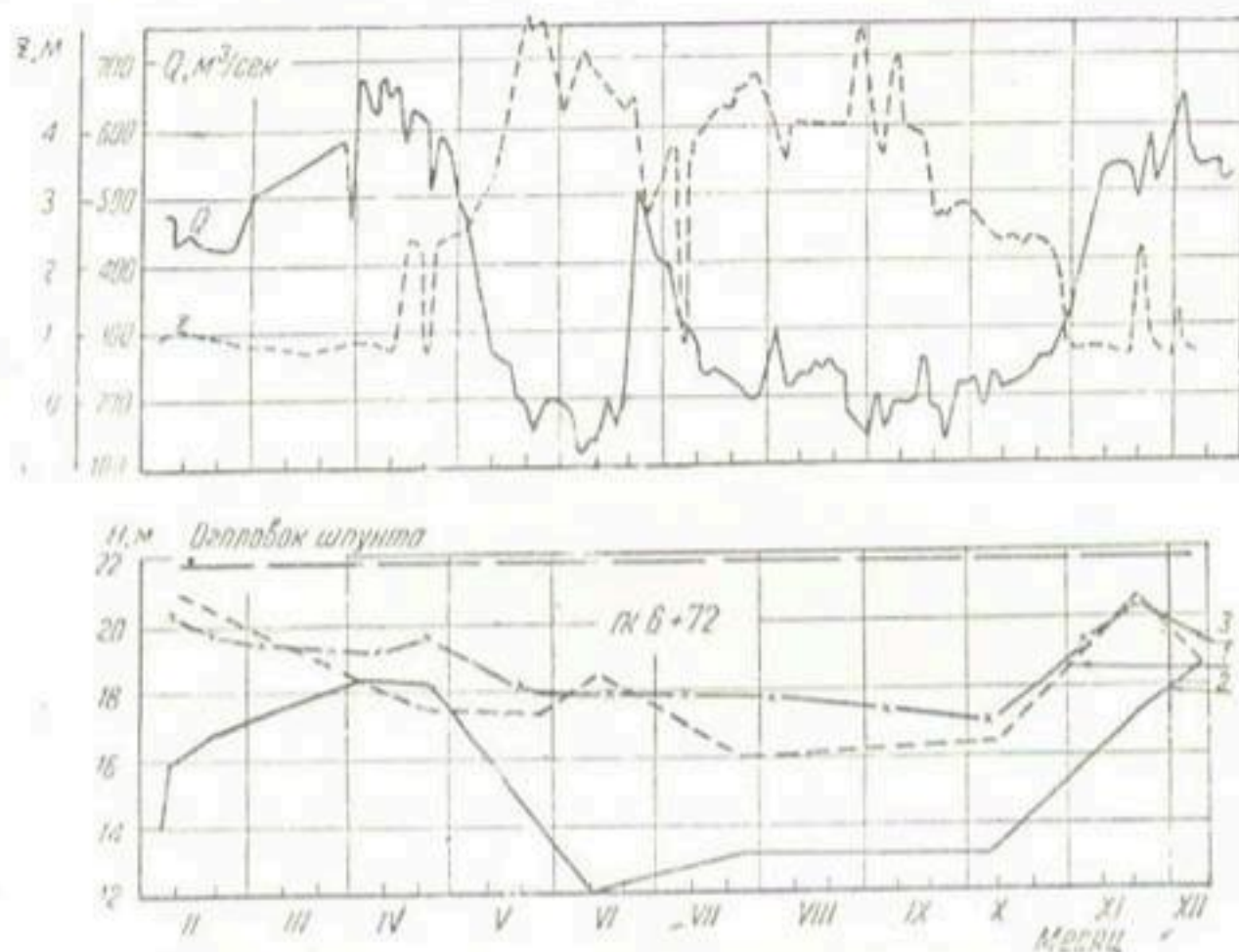


Рис. 6. Изменения глубины наибольшего размыва в нижнем бьефе плотины в течение 1957 г. в зависимости от расхода воды в реке (разности горизонтов бьефов плотины z (м)) и открытия щитов сооружений:

1—по оси плотины; 2—в левой зоне $1/3$ ширины нижнего бьефа; 3—в правой зоне нижнего бьефа.

На основании анализа материалов натурных исследований (съемка поперечников, замеры распределения скоростей) можно утверждать, что неправильная схема открытия затворов плотины являлась главной причиной частичного разрушения рисбермы плотины, происшедшего в первый год эксплуатации (маловодный 1957)¹, так как размывы по причине зажора [4], образовавшегося зимой 1956/57 г., уступали по своим размерам и продолжительности последующим размывам, вызванным пропуском всего сбросного расхода через донные галереи (рис. 6).

В результате проведенных в 1950 г. лабораторных исследований было предложено устройство отдельных стенок за галереями, однако эта рекомендация не была выполнена.

¹ В результате разрушения участка рисбермы, крепление которого осуществлялось гибкими туюфками из железобетонных плит размером $1 \times 1 \times 0,18$ м (прочность и гибкость этих туюфков во многом зависела от прочности и шарнирности скрепления плит между собой), в 1958 г. крепление нижнего бьефа по периметру рисбермы было усилено хворостяными туюфками с пригрузкой их камнем (см. рис. 1).

Контрольными опытами (1961 г.) на модели существующего узла мы уточнили степень влияния отдельных стенок за галереями на величину местного размыва. На рис. 7 и в табл. 3 получили отражение следующие схемы: 1 — отдельные стенки отсутствуют, что соответствует условиям существующего положения на узле; 2 — рекомендуется лабораторными исследованиями 1950 г.; 3 — рекомендуется лабораторными опытами 1961 г.

Применение отдельных стенок за галереями по схемам 2 и 3 в равной степени уменьшает явление сбояности, возникающее при пропуске малых расходов ($Q < 300 \text{ м}^3/\text{сек}$), и уменьшает размывы в зоне берегового крепления до 22 % (до 1,5 м).

Рис. 7. Схемы расположения отдельных стенок за галереями.

Таблица 3

Но- мер схемы	Расход воды, $\text{м}^3/\text{сек}$	Створ нижнего бьефа	Макси- мальная глубина размыва за галере- ями, м
1	300	ПК 6+21	8,2
2	300	ПК 6+21	6,8
3	300	ПК 6+21	6,7
1	600	ПК 6+45	8,0
2	600	ПК 6+45	10,4
3	600	ПК 6+45	6,2
1	1200	ПК 6+21	6,6
2	1200	ПК 6+21	8,0
3	1200	ПК 6+21	6,0

Примечание. Данные опыта приведены к условиям натуры; опыты проведены с древесными опилками; глубина размыва определяется от порога плотины.

С увеличением расхода ($Q > 600 \text{ м}^3/\text{сек}$) наиболее выгодно использовать схемы 3 и 1.

В паводок при пропуске больших расходов через плотину и малой разности горизонтов (0,4—0,8 м) между бьефами наносы транзитом проходят из верхнего бьефа, погонные расходы по фронту нижнего бьефа плотины выравниваются, и наибольшие размывы приходятся на ось плотины. Эти размывы хотя и значительные (19 м), но на устойчивость сооружения не влияют. Работе Уральского пола как конструкции, уменьшающей местные размывы за плотинной, едва ли можно дать положительную оценку. Замеры глубин размыва за этой конструкцией в нижнем бьефе плотины показали, что большие размывы имеются и непосредственно за Уральским полом.

Малозффективная работа указанной конструкции на данном узле может быть объяснена несоответствием гидравлических условий, создаваемых зубьями-гасителями, расположенными на водоскате. Кроме того, строительство Уральского пола из дерева привело к всплыванию ее, производственная же пригрузка камнем в сетках, а затем бетонными плитами, очевидно, ухудшила гидравлические условия (принцип) работы этой конструкции.

Следует отметить, что в осенний период полного открытия щитов плотины и отсутствия подпора, когда заканчивается водозабор для целей ирригации, наносы, поступающие в нижний бьеф, оседают и заиливают ранее образовавшиеся размывы.

Отводящее русло нижнего бьефа плотины протяженностью 3 км при строительстве узла было выполнено в виде прорези (траншеи) шириной по дну 70 м с дальнейшей разработкой его естественным размывом. В течение двух лет эксплуатации (первый год был маловодный, $Q = 600 \text{ м}^3/\text{сек}$, а второй — многоводный, $Q = 1500 \text{ м}^3/\text{сек}$)

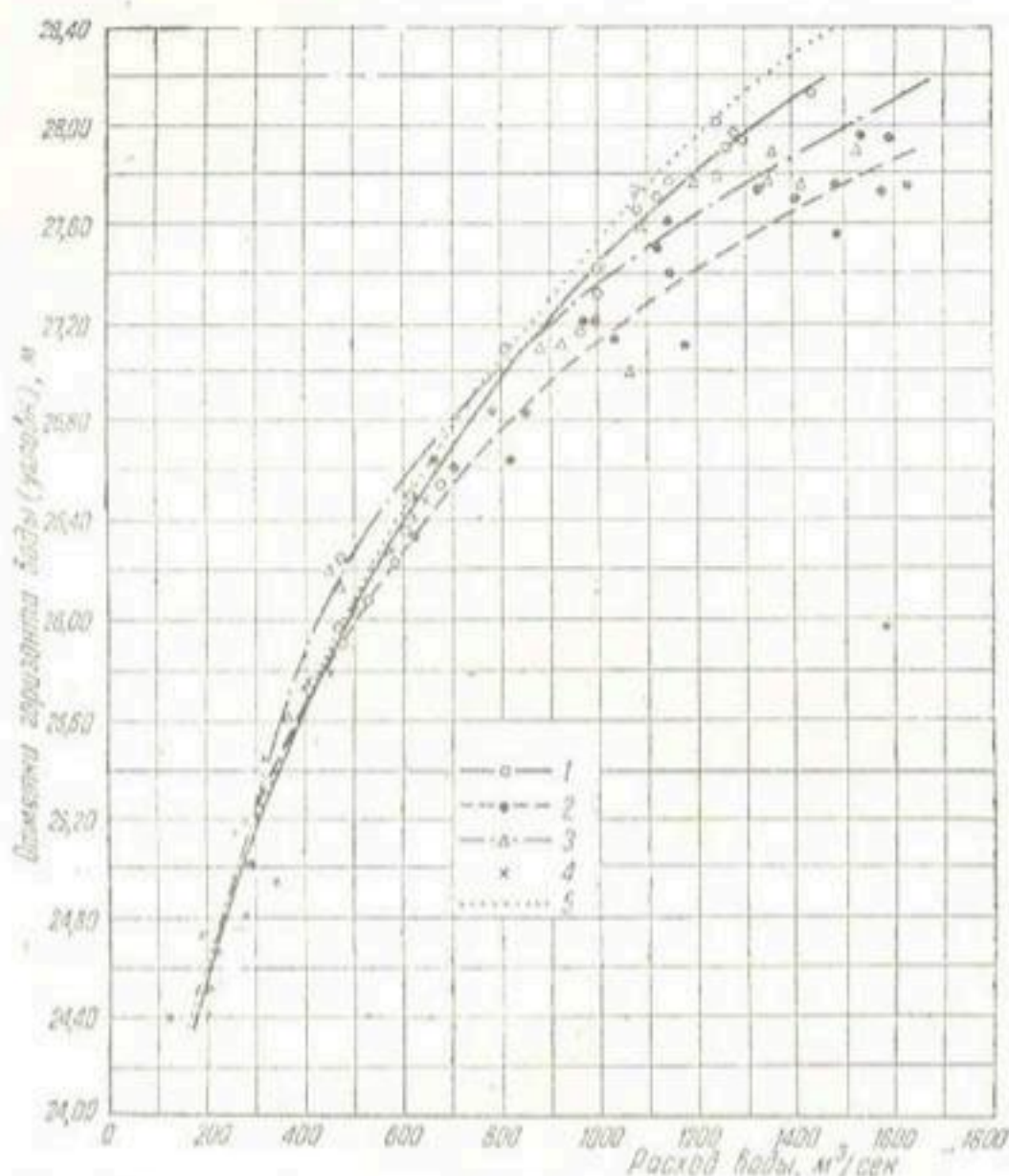


Рис. 8. Кривые зависимости $Q-f(H)$ по нижнему бьефу плотины (ПК 8). Данные замеров:

1—1958 г.; 2—1959 г.; 3—1960 г.; 4—1957 г.; 5—кривая бытового режима.

отводящее русло размывалось при пропуске паводковых расходов. Вынос продуктов размыва верхнего бьефа в нижний в паводок и зимнее время после снятия подпора способствует сохранению стабильности отметок русла реки за плотиной. Это явление получило отражение на кривой $Q=f(H)$ нижнего бьефа (рис. 8), которая в течение пяти лет почти не изменялась (наибольшее снижение кривой для расходов $Q = 800 \text{ м}^3/\text{сек}$ достигало 0,6 м), а уклон водной поверхности в русле за плотиной установился равным бытовому.

Исследованиями конструкции гидроузла на модели неискаженного масштаба 1:40 (1:35) при использовании шлака (паровозной изгари) и кальцинированных древесных опилок была получена в основном только качественная оценка гидравлического режима в нижнем бьефе, поскольку заменители наносов не удовлетворили по своей подвижности скоростному режиму модели. Сказанное относится главным

образом к шлаку, как более тяжелому материалу, так как результаты модельных исследований по применению этого материала в 1950—1951 гг. и линейном пересчете данных модели на условия натуре дали не совсем верное представление о состоянии нижнего бьефа, ввиду получения на модели заниженных величин местного размыва (рис. 9, расход $Q > 986 \text{ м}^3/\text{сек}$).

Более близкие к натуре результаты были получены при использовании древесных опилок в качестве наносов в случае больших расходов (табл. 4).

Следует отметить, что контрольными опытами (рис. 10), поставленными в 1959—1960 гг., установлено, что уменьшение ширины фронта узла в нижнем бьефе в 1,4 раза увеличивает глубину максимального размыва по сравнению с аналогичными опытами 1941 г. (при $Q = 286 \text{ м}^3/\text{сек}$ — на 9% и 986 — на 2,5%). Поэтому сопоставление с натурой результатов опытов 1941 и 1950 гг. должно производиться с указанным коррективом.

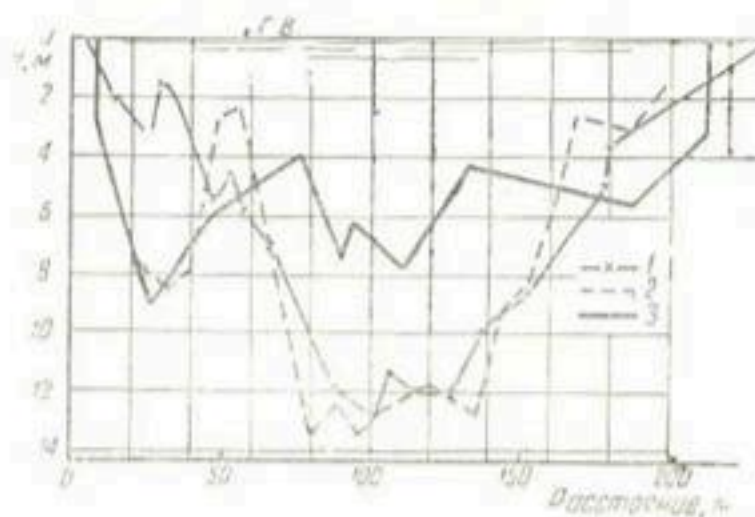


Рис. 9. Поперечные сечения нижнего бьефа плотины (ПК 6+72):

1 — натуре, 4.V 1958 г.; 2 — модель (опилки), 1959 г.; 3 — модель (шлак), 1950 г.

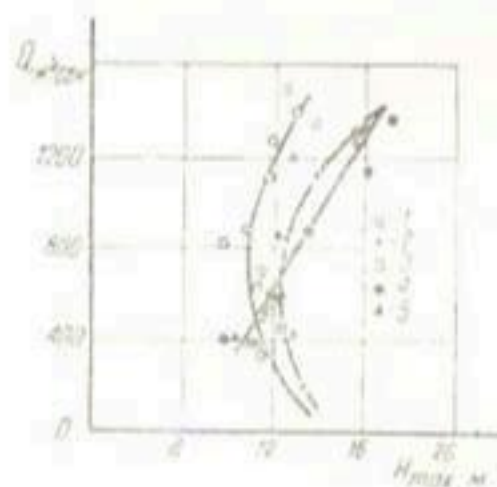


Рис. 10. Изменение глубины наибольшего размыва в нижнем бьефе плотины в зависимости от расхода воды:

1 — натуре, 1958 г.; 2 — натуре, 1959 г.; 3 — натуре, 1960 г.; 4 — модель, 1959 г.; 5 — модель, 1960 г.

ДЕЛЕНИЕ НАНОСОВ НА ГИДРОУЗЛЕ

В лабораторных исследованиях гидроузла при имитации донных наносов шлаком и кальцинированными опилками и масштабе модели 1:40 подвижность этих наносов не удовлетворяла значению критерия взмучивания

$$\frac{\bar{w}}{v_{\text{доп}}} = \text{idem}, \quad (1)$$

или

$$\frac{\bar{w}}{v_{\text{ср}}} = \text{idem}, \quad (2)$$

где $\bar{w}$ — средняя гидравлическая крупность донных наносов;
 $v_{\text{доп}}$ — допустимая скорость на размыв.

При соблюдении правил моделирования необходимо использовать такой материал, средняя гидравлическая крупность которого равна

$$\bar{w}_m = \frac{\bar{w}_n}{\alpha}; \quad (3)$$

здесь α — масштаб модели ($\alpha = 40$).

Фактическое среднее значение гидравлической крупности заменителей наносов (из-за отсутствия другого, более подходящего материала) было приблизительно в 3 раза больше необходимого при моделировании донных наносов древесными опилками и в 11 раз больше при исследованиях со шлаком.

Таблица 4

Объект, материал и год исследования	Расход воды в нижнем бьефе, $\text{м}^3/\text{сек}$	Общая глу- бина в мес- те размыва	Глубина размыва от порога плотины	Расхожде- ние с нату- рой, %
Натура, 1958	286	14,2	12,2	—
Натура, 1960	986	16,6	11,7	—
Модель, опилки, 1941	286	10,6	9,2	—25
	986	15,4	11,5	—2
Модель, шлак, 1950	286	6,5	3,5	—71
	986	9,3	4,8	—59
Модель, опилки, 1959—1960	286	11,6	9,5	—18
	986	17,6	13,2	+ 6

Примечание. Отметка порога плотины принята для всех случаев одинаковой.

Несоответствие крупности наносов вносит искажение в деление наносов на сооружении и не создает строгого подобия натуре ни в количественном, ни в качественном отношении.

Таблица 5

Расход, м³/сек		Водо- за- бор, %	Завлекание наносов в левобереж- ный регулятор, %	Очертание подводящего русла в плане
реки	левобереж- ного регу- лятора			

Древесные опилки (1941 г.)

500	330	66	38,3	} Прямолинейное
1200	330	20,5	7,8	
2000	330	16,5	6,4	

Шлак (1951 г.)

500	180	36	8,9	} Прямолинейное
1200	180	15	1,3—2,8	
500	180	36	2,3	} Криволинейное
1200	180	15	1—2,8	

Так, на модели с древесными опилками и прямым подходом потока к узлу наносы завлекались в регуляторы в количестве, определяемом величиной водозабора или при постоянном значении забираемого в регулятор расхода воды в зависимости от расхода реки (табл. 5).

На модели водозабор, составляющий 66% и более, характерен массовым поступлением в регулятор наносов в виде гряд. В случае

использования в качестве наносов шлака наблюдается та же картина, как и при опилках (увеличивается завлечение наносов в межень), с той лишь разницей, что поступление наносов в регулятор уменьшается.

В действительности же (в натуре) хотя водозабор еще не достиг проектных величин (левобережный регулятор забирает до $90 \text{ м}^3/\text{сек}$, а правобережный — около $10 \text{ м}^3/\text{сек}$), тем не менее можем сказать, что имеем принципиально другую схему деления наносов, чем на модели.

С уменьшением расхода реки до $Q=500 \text{ м}^3/\text{сек}$ величина подпора на плотине увеличивается и, следовательно, уменьшается скорость подхода потока к узлу ($v=0,3-0,5 \text{ м/сек}$), улучшаются условия для послойного деления потока и сброса наносов через донные галереи. В этом случае концентрация наносов в галереях превышает концентрацию потока регулятора в среднем на 20—22%, т. е. повышается эффективность работы галерей по отводу наносов, хотя общая мутность речного потока в это время небольшая (всего $0,3-0,5 \text{ кг/м}^3$) и он мог бы транспортироваться в канал без дополнительного осветления.

Если представить деление наносов по фракциям (табл. 6, $Q=345 \text{ м}^3/\text{сек}$), полагая, что самые крупные фракции ($w>20 \text{ мм/сек}$ ($d>20 \text{ мм}$)) относятся к донным наносам, составляющим 6,7% от общего количества наносов перед плотиной, то можно считать, что в регулятор завлекается 10% донных наносов.

С увеличением расхода до $Q>1000 \text{ м}^3/\text{сек}$, т. е. с повышением скорости подхода ($v=1,2-1,7 \text{ м/сек}$), влияния сбойности течения, общей турбулентности потока относительное количество взвешенных наносов увеличивается, а донных фракций снижается до 3,6% (табл. 6, $Q=1418 \text{ м}^3/\text{сек}$), уменьшается эффективность сброса наносов через галереи (по концентрации) в среднем до 10—13%, т. е. приблизительно в два раза меньше, чем при расходах в межень. Попадание в регуляторы крупных фракций ($w>20 \text{ мм/сек}$) в описываемом случае достигает 9—18%, т. е. той же величины, что и при попадании в межень в левобережный регулятор и большей, чем в правобережный. Это соотношение фракций меняется в зависимости от многих причин — соотношения расходов (галерей и регуляторов) подхода потока и др.

Для увеличения эффективности работы галерей и уменьшения завлечения наносов в регуляторы в качестве эксплуатационных мероприятий рекомендовалось открытием затворов выдерживать принцип распределения погонных расходов [5] между регуляторами и их галереями ($\frac{q_{\text{рег}}}{q_{\text{гал}}}=1$), положительно показавший себя при разработке схемы маневрирования затворами на модельной установке гидроузла.

Преимущества криволинейного подводящего русла к гидроузлу, способствующего уменьшению попадания наносов в левобережный регулятор при малых расходах (табл. 5, $Q=500 \text{ м}^3/\text{сек}$), не подтвердились натурными исследованиями в результате несоответствия условий подхода потока к подводящему руслу на модели и в натуре, а также заменителей наносов на модели (шлака) наносам природы по критерию взмучивания. На наш взгляд, эффект от криволинейного русла (поперечной циркуляции) на модели со шлаком (с тяжелыми наносами), полученный только при малом расходе $Q=500 \text{ м}^3/\text{сек}$, и отсутствие этого эффекта при расходе $Q=1200 \text{ м}^3/\text{сек}$ (табл. 5) сви-

детельствует о том, что при использовании на модели более подвижных заменителей наносов мы бы наблюдали меньший эффект в делении наносов от криволинейного русла и при расходе $Q=500 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Таблица 6

Сооружение	Расход воды, $\text{м}^3/\text{сек}$	Мутность, $\text{кг}/\text{м}^3$	Песок мелкий ($d > 0,15 \text{ мм}$, $w > 20 \text{ мм}/\text{сек}$)		Песок очень мелкий ($d = 0,15 - 0,5 \text{ мм}$, $w = 20 - 2 \text{ мм}/\text{сек}$)		Пыль ($d < 0,05 \text{ мм}$, $w < 2 \text{ мм}/\text{сек}$)	
			$\text{кг}/\text{м}^3$	%	$\text{кг}/\text{м}^3$	%	$\text{кг}/\text{м}^3$	%
$Q = 345 \text{ м}^3/\text{сек}$ (19. VIII 1960 г.)								
ПК 2 (перед плотинной)	345	0,25	0,02	$\frac{6,7}{100}$	0,03	$\frac{13,3}{100}$	0,20	$\frac{80,0}{100}$
Левобережный регулятор	85	0,21	0,002	$\frac{0,9}{10}$	0,03	$\frac{13,6}{100}$	0,18	$\frac{85,5}{90}$
Левобережные галереи	71	0,30	0,01	$\frac{3,3}{50}$	0,026	$\frac{8,8}{87}$	0,264	$\frac{87,9}{134}$
Правобережный регулятор	8,5	0,20	—	—	0,024	$\frac{11,9}{80}$	0,176	$\frac{88,1}{88}$
Правобережные галереи	35	0,34	0,03	$\frac{8,6}{150}$	0,046	$\frac{13,5}{153}$	0,264	$\frac{77,9}{132}$

$Q=1418 \text{ м}^3/\text{сек}$ (13. V 1958 г.)

ПК 2 (перед плотинной)	1418	3,08	0,11	$\frac{3,6}{100}$	0,48	$\frac{15,7}{100}$	2,49	$\frac{80,7}{100}$
Левобережный регулятор	65	2,94	0,01	$\frac{0,4}{9,1}$	0,32	$\frac{11,0}{66,8}$	2,61	$\frac{88,6}{104,8}$
Левобережные галереи	72	3,19	0,07	$\frac{2,2}{63,5}$	0,46	$\frac{14,4}{96,1}$	2,66	$\frac{83,4}{106,8}$
Правобережный регулятор	8,5	2,67	0,02	$\frac{0,6}{18,2}$	0,25	$\frac{9,2}{52,2}$	2,40	$\frac{90,2}{96,6}$
Правобережные галереи	36	2,79	0,07	$\frac{2,5}{63,5}$	0,35	$\frac{12,4}{73,0}$	2,37	$\frac{85,1}{95,2}$

Примечание. Пробы мутности брали бутылкой в верхнем бьефе детальным методом (в точках), а в сооружениях — в нижнем бьефе, в зоне перемешивания на глубине 0,5 м. В числителе указано количество наносов данной фракции (%), в знаменателе — количество этих фракций, вычисленное относительно содержания их в потоке перед сооружением.

Следовательно, в натурных условиях при очень мелких наносах и малой величине соотношения $\frac{w}{v_{\text{ср}}}$ можно ожидать, что поперечная циркуляция приведет к взмучиванию наносов.

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАГРУЗКИ ПОТОКА

Установлено, что на глубину размыва существенное влияние оказывает насыщение потока наносами. Проведенные опыты на пространственной модели Кзыл-Ординского узла (масштаб 1:40) с различным насыщением потока древесными опилками (заменителями наносов) показали, что величина местного размыва в нижнем бьефе с осветлением потока увеличивается тем больше, чем меньше величина расхода.

Так, насыщение потока от $p=0$ до $0,5 \text{ г/л}$ уменьшает размыв в 2,2 раза (табл. 7).

Аналогичные данные мы получили и в лотке на полупространственной модели (рис. 11). С увеличением насыщения потока повышается скорость потока (уклон) до значения, необходимого для транспортирования наносов, вследствие уменьшения глубины потока (площади живого сечения). При этом особенностью опытов по формированию русла является их длительность. Конец опыта характеризуется постоянством величин площади живого сечения. Кратковременное проведение эксперимента может привести к ложному выводу, что изменение насыщения потока при формировании русла влияет только на длительность формирования, оставляя элементы русла постоянными.

Поскольку в условиях низовья реки типа Сыр-Дарьи русло формируется мелкими наносами, крупность которых в среднем значении не превышает $w=36 \text{ мм/сек}$ и которые легко взмучиваются и из донных наносов свободно переходят во взвешенные, и наоборот, считаем, что насыщение потока на модели должно производиться по нагрузке потока взвешенными наносами.

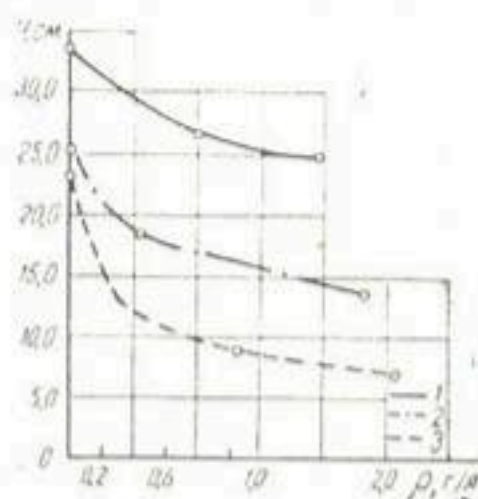


Рис. 11. Изменение средних глубин потока в зависимости от мутности (насыщения) потока при различных расходах воды (опыты в лотке, ПК 6+21):
1— $Q=15$; 2— $Q=10$; 3— $Q=5 \text{ л/сек}$.

Таблица 7

Расход воды нижнего бьефа		Глубина наибольшего размыва, приведенная к натуре, м		$\frac{H_0}{H_1}$	Средняя скорость на модели, см/сек	
на модели, л/сек	в натуре, м³/сек	H_0 при $p=0$	H_1 при $p_1=0,5$		при $p_0=0$	при $p_1=0,5$
140	1410	17,2	13,6	1,27	9,8	15,3
51	505	13,6	6,0	2,20	5,0	15,8

Полагая, что величина нагрузки потока на модели определяется из условия

$$\frac{\lambda_n}{\lambda_m} = 1 \quad (4)$$

и моделирования по Фруду, будем иметь

$$\lambda_m = \frac{\gamma_n \rho_n \bar{w}_n}{\gamma_m \bar{w}_m}, \quad (5)$$

или с применением на модели заменителей —

$$\rho_m = \frac{\lambda_m}{\gamma_m \bar{w}_m}, \quad (6)$$

где ρ — мутность потока, $кг/м^3$;

w — средняя гидравлическая крупность, $м/сек$;

δ — коэффициент Архимеда, $\delta_m = \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma_m}$;

γ_m, γ — удельный вес заменителей наносов и воды.

По зависимости (6) устанавливалась величина насыщения потока в опытах, проведенных на модели в 1959—1960 гг., где использовались сосновые опилки, обработанные негашеной известью (100 г извести на 1 л сухих опилок) и предварительно просеянные через сито ($d = 2,5$ мм). Средняя гидравлическая крупность обработанных опилок $w \approx 16$ мм/сек, удельный вес $\gamma = 1,11$. Результаты сопоставления опытов с натурой приведены в табл. 4 и рис. 10.

В исследованиях 1941 г. насыщение потока наносами определялось специально поставленными опытами в лотке, в результате чего была найдена зависимость насыщения потока от уклона, равного натурному,

$$\rho_m = \frac{117500 e^{0,076q} i^{1,18}}{q}, \quad (7)$$

где q — погонный расход, $л/сек$;

e — основание логарифмов.

Я. А. Никитин формулу (7) привел к виду

$$\rho = 11290 q^{0,65} i^{1,3}. \quad (8)$$

Принципиальное отличие зависимостей (6) и (7) заключается в том, что при использовании формулы (7) необходимо знать величину уклона водной поверхности, которой соответствует предельное (критическое) значение ρ . Определение этой величины вызывает существенные затруднения в случае подпертых бьефов; принятие же условий бытового русла приводит к завышению величины ρ на модели.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Компоновка Кыл-Ординского узла с двусторонним водозабором и конструкция узла сооружений в сложных геологических и гидрологических условиях низовья Сыр-Дарьи получила положительную оценку. По этому же принципу запроектирован следующий узел сооружений на Сыр-Дарье — Казалинский, но с учетом тех особенностей и недостатков, которые были выявлены при эксплуатации Кыл-Ординского узла, а именно плановое очертание и недостаточный размер подводящего русла, ненадежность крепления нижнего бьефа плотины железобетонными туюфками, отсутствие за галереями раздельных стенок (по схеме 3), уменьшающих сбойность течения при сбросе малых расходов¹; неблагоприятные гидравлические условия для работы деревянного Уральского пола.

Местные размывы в нижнем бьефе плотины в большой степени зависят от правильного маневрирования затворами галерей, плотины и регуляторов, т. е. от эксплуатации гидроузла (выполнения разработанной инструкции по технической эксплуатации гидроузла). Это особенно сказывается в случае прохождения малых расходов и боль-

¹ При эксплуатации Чардаринского водохранилища паводковые расходы реки будут зарегулированы.

шом водозаборе, когда плотина имеет большую разницу в горизонтах бьефов. В период крупных паводковых расходов нижний бьеф работает при малой разности в горизонтах и находится в благоприятном режиме. В худшем режиме в это время находится верхний бьеф плотины. В результате сбойности течения появляются большие местные размывы, угрожающие устойчивости струенаправляющих дамб, ухудшается подход потока к плотине и увеличивается завлекание наносов в регуляторы. Очевидно, в условиях низовья реки, в целях уменьшения сбойности течения в верхнем бьефе на участке подхода потока к плотине, следует принимать меры по улучшению этого подхода, т. е. регулировать и управлять формированием русла реки устройством прокопов, спрямляющих русло в заданном плане.

Основные выводы, вытекающие из анализа лабораторных и натурных исследований узла сооружений, находящегося в условиях низовья Сыр-Дарьи, заключаются в следующем:

1) получены положительные в качественном и количественном отношении результаты при изучении русловых процессов на размываемых моделях искаженного масштаба по методике, основанной на принципе подобия гидрологических характеристик;

2) для получения на моделях гидроузла (неискаженного масштаба) более надежных в количественном отношении величин местного размыва в нижнем бьефе плотины и данных по делению наносов на гидроузле необходимо продолжить работу в двух направлениях: а) по подбору заменителей наносов, удовлетворяющих условиям моделирования этих явлений при геометрическом переводе данных модели в натуру; б) по нахождению теоретических и опытных зависимостей для перевода данных модели в натуру в случае применения заменителей наносов, не удовлетворяющих основному критерию моделирования этих явлений — критерию взмучивания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Захаров В. П., Ушаков А. П. Зимний (шуголедовый) режим рек и влияние его на русловые процессы, В сб. „Материалы координационного совещания, Русловые процессы и гидротехническое строительство“, Ташкент, АН УзССР, 1957.
2. Абаган В. Я. Формирование подпертого бьефа низконапорных плотин на примере Кзыл-Ординского гидроузла (публикуется в настоящем сборнике).
3. Дудкин А. С., Орлов И. Я., Ушаков А. П. Некоторые результаты исследований русловых процессов на равнинном участке реки, В сб. „Вопросы гидротехники“, вып. 1, Ташкент, АН УзССР, 1955.
4. Вызго М. С. Неравномерность распределения удельных расходов воды, Труды Института энергетики АН КазССР, т. 2, Алма-Ата, 1960.
5. Цветкова Н. А. „Гидротехника и мелиорация“, 1951, № 5.

В. Я. АБАГЯН

ФОРМИРОВАНИЕ ПОДПЕРТОГО БЬЕФА НИЗКОНАПОРНЫХ ПЛОТИН НА ПРИМЕРЕ КЗЫЛ-ОРДИНСКОГО ГИДРОУЗЛА¹

Низконапорная Кзыл-Ординская плотина ($H=6,4$ м), построенная в сложных геологических и гидрогеологических условиях низовья Сыр-Дарьи, обеспечивает водозабор на оба берега для развития нового орошения и обводнения. В районе гидроузла пойма реки несколько возвышается над окружающей местностью, изобилует озерами и староречьями, затопляемыми в период паводков. Река имеет большую извилистость (коэффициент извилистости ≈ 2) и протекает по пойме, врезаясь в собственные отложения. Грунт, слагающий русло, представляет собой мелкозернистый песок ($d_{cp}=0,25$ мм), обладающий при насыщении водой свойством пльвуна. Коэффициент шероховатости колеблется в довольно значительных пределах — от 0,015 до 0,034. Питание реки смешанное, поэтому паводок характеризуется двумя пиками. Среднее значение уклонов водной поверхности i равно 0,00009.

Обычно формирование бьефов после строительства плотин принято делить на три стадии:

а) заиление подпертого бьефа и общее понижение отводящего русла;

б) начало поступления в нижний бьеф при проектном подпоре донных наносов в количестве, соответствующем транспортирующей способности потока в нижнем бьефе в бытовых условиях;

в) полное занесение верхнего бьефа с восстановлением на подходе к плотине транспортирующей способности потока, равной транспортирующей способности до постройки плотины.

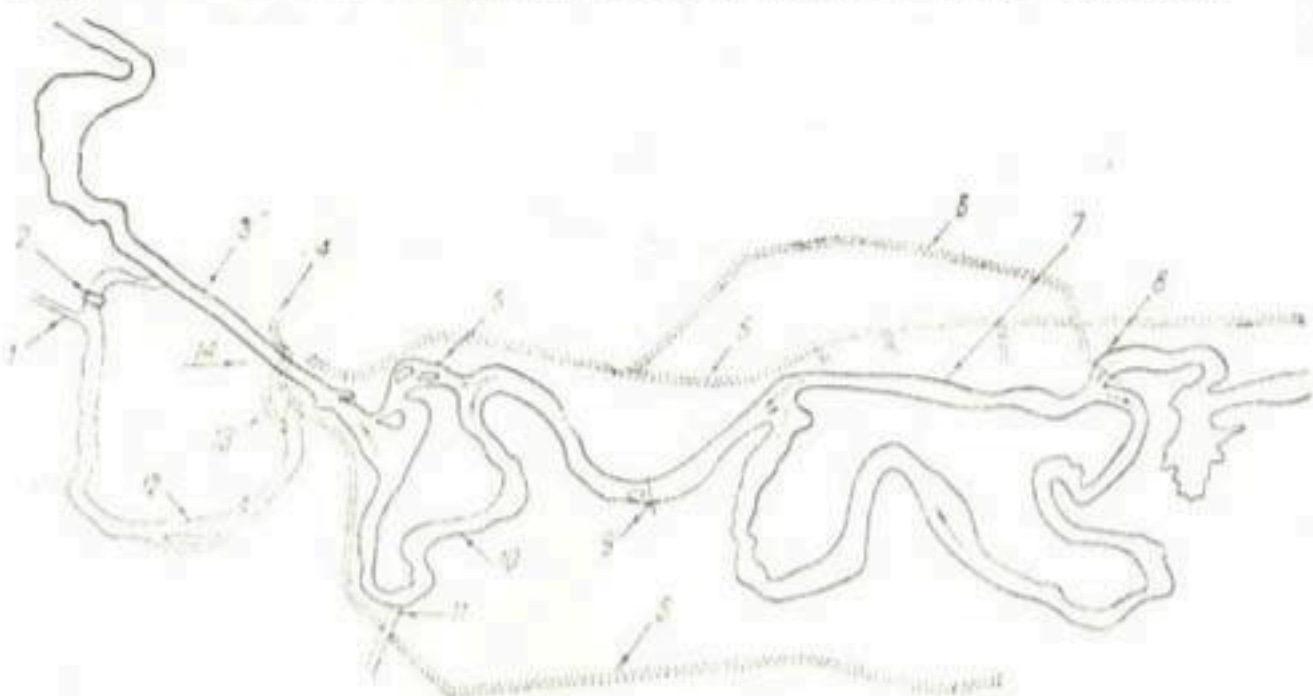
Значительного и устойчивого заиления русла выше створа Кзыл-Ординской плотины до зарегулирования стока Сыр-Дарьи ожидать не приходилось, поскольку принятый в проекте рабочий горизонт воды в верхнем бьефе соответствует естественному режиму часто повторяющихся паводков, в период прохождения которых происходит частичное восстановление русла. После зарегулирования стока Чардаринским водохранилищем, когда к узлу сооружений будут подходить расходы, связанные только с нуждами орошения низовьев, заиление верхнего бьефа приобретает реальное значение. Уровень

¹ В настоящей статье освещается только вопрос спрямления излучия подпертого бьефа Кзыл-Ординской плотины в начальный период ее эксплуатации, исследования которой проводились с 1957 по 1960 г. в лаборатории водозаборов ИВПиГ АН УзССР.

предполагаемого заиления русла в проекте установлен следующим приближенным методом:

а) определены средние глубины реки в створах промеров при расходе $520 \text{ м}^3/\text{сек}$;

б) построена кривая свободной поверхности для этого расхода при рабочей отметке горизонта воды в верхнем бьефе плотины;



Схематический план эксплуатационного участка Кзыл-Ординского гидроузла:

1—канал Чиркейли; 2—низовая перемычка; 3—отводящее русло; 4—правобережный канал; 5—протоки Каттакуль; 6—дамбы обвалования; 7—Ново-Астраханский проток; 8—створ 2; 9—створ 7; 10—Жанадарьинская излучина; 11—канал Жанадарья; 12—Сабалакская излучина; 13—левобережный канал; 14—плотина.

в) от уровня полученной кривой отложены глубины, соответствующие горизонту воды при нормальном режиме до среднего дна.

Фактическое формирование подпертого бьефа плотины в начальный период ее эксплуатации 1957—1960 гг. происходило иначе. При строительстве плотина связывалась с руслом реки искусственной прорезью, разделяющей на подводящее и отводящее русла. Прорезь спрямила Сабалакскую излучину Сыр-Дарьи, сократив тем самым длину реки на 6 км. Уклон отводящего русла запроектирован с учетом размыва, равного среднему уклону потока. Перепад, образовавшийся в результате спрямления и сокращения длины реки, использован проектировщиками для пропуска расчетного расхода через отверстия плотины. Следовательно, уклон и уровни верхнего бьефа при бытовом состоянии потока остались такими же, как и до постройки плотины. Это предположение подтвердилось непосредственной нивелировкой уровней воды при снятом подпоре на плотине.

Создание подпора плотиной повысило горизонты воды до отметок паводковых расходов и вызвало затопление поймы в пределах дамб обвалования. Часть расхода реки, распределяясь по пойме, образовала небольшие протоки (система протоков Каттакуль). Протоки имели уклоны и скорости течения, намного превышающие бытовые. Следует отметить, что первоначальной причиной образования системы протоков Каттакуль был мощный зажор в голове Жанадарьинской излучины до постройки плотины. Однако за время существования зазора протоки разработались настолько незначительно, что впоследствии даже при прохождении по реке средних паводков они не включались в работу.

Через год после создания подпора плотиной один из протоков протяжением 2 км достиг размеров нормального речного русла с уклонами и скоростями, равными бытовым, в результате чего произошло спрямление русла Сыр-Дарьи, а головная часть Жанадарьинской излучины заилилась до отметок поймы. Длина подпертого бьефа укоротилась на 5 км. Перепад, образовавшийся в результате спрямления, продвинулся вверх по течению. Величина перепада при восстановлении руслом бытового уклона должна быть равна

$$\Delta h = i \times l = 0,00009 \times 6000 = 0,54 \text{ м.}$$

Как показали исследования, в створе 7, расположенном несколько выше спрямленной излучины, кривая зависимости расходов воды от уровней снизилась на 0,5 м, т. е. на величину падения отметок горизонта воды укороченного участка при бытовом уклоне.

До постройки узла мы провели лабораторные исследования на русловой модели. Было замоделировано русло протяжением около 10 км, т. е. целиком Жанадарьинская излучина и небольшой участок выше ее. В состав исследований входило определение плановых деформаций потока в районе плотины, а также заиления и эффективности промывки участка подпертого бьефа, прилегающего к узлу. Прогноз русловых деформаций, сделанный на основании исследований на русловой модели, в основном подтвердился.

Спрявление Жанадарьинской излучины вызвало значительные трудности в эксплуатации гидроузла. Так, изменился подход потока к подводящему руслу, прорезь выше подводящего русла деформировалась в плане, ухудшился подход потока к плотине, возникла сильная сбойность течения, вызвавшая большие местные размывы и обрушение тюфяков крепления низа откосов струенанправляющих дамб. В результате сбойности течения криволинейное подводящее русло в средней части стало работать одной третью своей ширины и не могло вызывать поперечной циркуляции потока пужного знака, предусмотренного проектом на основании исследований на модели.

С 1958 г. начал разрабатываться Ново-Астраханский проток ($l = 5 \text{ км}$), который так же, как и Каттакульский проток, имел повышенные уклоны и находился в зоне распространения кривой подпора. В нескольких местах русло Ново-Астраханского протока проходило в линзовидных прослойках тяжелых трудноразмываемых глин. Разработке протока в относительно короткий срок способствовал продвинувшийся вверх по течению перепад, образованный в результате спрямления Жанадарьинской излучины. Формирование Ново-Астраханского протока закончилось в 1960 г. в период работы плотины на подпоре, как только уклоны водной поверхности протока стали равными бытовым. Образовавшийся в результате спрямлений перепад продвинулся дальше вверх по течению, а кривая зависимости расходов воды от уровней в створе 2 понизилась. Для одних и тех же створов наблюденный горизонт воды и средние отметки дна по спрямленной длине подпертого бьефа при нормальной подпорной отметке горизонта на плотине оказались выше, чем отметки дна и горизонта воды, подсчитанные в проекте по расчетной (не спрямленной) длине подпертого бьефа. Уклоны водной поверхности оказались равными бытовым.

При сработке горизонта воды верхнего бьефа до бытового разработка русла, вызванного спрямлением, продолжится.

Спрявление Ново-Астраханского протока также осложнило эксплуатацию сооружений, входящих в гидроузел,—поток в нескольких местах подмывал правобережную дамбу обвалования.

Вынос огромной массы продуктов размыва в нижний бьеф, связанный со спрявлением излучин, не затруднил эксплуатацию узла и предохранил отводящее русло от общего понижения. Таким образом, опыт эксплуатации Кзыл-Ординского гидроузла показывает, что при проектировании низконапорных плотин на реках с большой извилистостью, поймой, затапливаемой в паводках и при подпоре, необходимо учитывать возможное спрявление излучин для правильного трассирования дамб обвалования и сохранения благоприятного подхода потока к плотине в период ее эксплуатации. Очевидно, в аналогичных случаях целесообразно предусматривать проектом спрявление излучин устройством пионерных траншей. Понижение русла верхнего бьефа значительно уменьшит разливы во время паводков, как это наблюдалось на Кзыл-Ординской плотине, что позволит уменьшить высоту дамб обвалования и сократить площадь отчуждения.

Ю. Г. ИВАНЕНКО

К РАСЧЕТУ НЕРАВНОМЕРНОГО ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В ПРИЗМАТИЧЕСКИХ РУСЛАХ С ГОРИЗОНТАЛЬНЫМ ДНОМ

Предлагаемый нами метод преобразования основного дифференциального уравнения установившегося неравномерного движения жидкости в открытых призматических руслах позволяет в случае водотоков с горизонтальным дном прямоугольных, треугольных и параболических сечений довести указанное уравнение после интегрирования до очень простых и удобных для использования конечных выражений. При этом отпадает надобность вычисления гидравлического показателя русла, усложняющего расчет и уменьшающего его точность, и использования специальных таблиц, что выгодно отличает предлагаемый метод от общепринятого метода акад. Н. Н. Павловского.

Как известно, основное дифференциальное уравнение неравномерного установившегося движения воды в открытом призматическом русле имеет вид

$$\frac{dh}{dL} = \frac{i_0 - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}}, \quad (1)$$

где $\frac{dh}{dL}$ — приращение глубины водотока по его длине;

i_0, g — уклон дна и ускорение силы тяжести;

α — коэффициент кинетической энергии, связанный с неравномерным распределением скоростей по сечению;

C, R — коэффициент Шези и гидравлический радиус для рассматриваемого сечения;

Q, ω — расход и площадь живого сечения.

Преобразуем числитель правой части уравнения (1), умножив и разделив правую часть числителя на выражение $\frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3} i_0$:

$$i_0 - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} \cdot \frac{g \omega^3}{\alpha Q^2 B i_0} \cdot \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3} i_0 = i_0 \left(1 - \frac{g i_0}{i_0^2 C^2 R} \cdot \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3} \right).$$

Обозначим выражение $\frac{g i_0}{i_0^2 C^2 R}$ через f' .

Тогда уравнение неравномерного установившегося движения примет вид

$$\frac{dh}{dL} = i_0 \frac{1 - j' \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}} = i_0 \frac{1 - j' \Pi_K}{1 - \Pi_K}. \quad (2)$$

В случае изменения в значительных пределах граничных глубин на некотором участке водотока выражение j' изменяется мало и его осредненное значение для этих глубин может быть принято постоянным. Вычисляемое выражение j' для взятой глубины будет зависеть только от уклона дна водотока, и, очевидно, гипербола $j' i_0 = \text{const}$ позволит найти тот уклон, равный постоянной гиперболы, для которого $j' = 1$. Уклон носит название критического и соответствует каждой из принятых глубин.

Критический уклон, соответствующий критической глубине, обозначим по Б. А. Бахметеву через $i_{\text{кр}}$, а критический уклон, отвечающий нормальной глубине, — через $i_{\text{н}}$. Эти уклоны будут отличаться друг от друга так же незначительно, как и выражения j' , соответствующие каждой из указанных глубин.

На некотором участке, граничным глубинам которого h_1 и h_2 соответствуют критические уклоны $i_{\text{кр}}$ и $i_{\text{н}}$, мы будем оперировать средним критическим уклоном, определяемым как среднеарифметическое выражение из этих уклонов $i_{\text{кр}} = \frac{i_{\text{н}} + i_{\text{н}}}{2}$, приняв его постоянным.

Запишем уравнение (2) в иной форме:

$$\frac{dh}{dL} = i_0 \frac{1 - j' \Pi_K}{1 - \Pi_K} = \frac{i_0 - j' i_0 \Pi_K}{1 - \Pi_K} = \frac{i_0 - i_{\text{кр}} \Pi_K}{1 - \Pi_K}. \quad (3)$$

Так как в случае горизонтального русла $i_0 = 0$, то уравнение (3) можно представить так:

$$\frac{dh}{dL} = \frac{-i_{\text{кр}} \Pi_K}{1 - \Pi_K} = \frac{i_{\text{кр}} \Pi_K}{\Pi_K - 1}. \quad (4)$$

Принтегрируем (4) для случая прямоугольного русла следующим образом:

$$\begin{aligned} l = \int_{h_1}^{h_2} \frac{\alpha Q^2 B - g \omega^3}{i_{\text{кр}} \alpha Q^2 B} dh &= \frac{1}{i_{\text{кр}}} \left(\int_{h_1}^{h_2} dh - \frac{g \omega^3}{\alpha Q^2} \int_{h_1}^{h_2} h^3 dh \right) = \\ &= \frac{1}{i_{\text{кр}}} \left[(h_2 - h_1) - \frac{(h_2^4 - h_1^4)}{4 h_{\text{кр}}^3} \right]. \end{aligned} \quad (5)$$

Полученное выражение (5) справедливо для любых призматических прямоугольных русел независимо от их ширины.

Сопоставим (5) с уравнением для того же случая, даваемым в форме выражения акад. Н. Н. Павловского, при гидравлическом показателе русла $x = 3,0$.

Выражение Н. Н. Павловского имеет общий вид

$$\frac{i_{\text{кр}}}{h_{\text{кр}}} l = j_{\text{кр}} (\xi_2 - \xi_1) - \frac{1}{x+1} (\xi_2^{x+1} - \xi_1^{x+1}), \quad (5')$$

где i_k — критический уклон, соответствующий критической глубине $i_k = i_{кк}$;

$$\bar{j}_k = \frac{\alpha \bar{C}^2 \bar{B}}{g \bar{L}} i_k,$$

Поскольку $\frac{\bar{g} \bar{L}}{\alpha \bar{C}^2 \bar{B}} = i_{ксп}$, то $\bar{j}_k = \frac{i_{кк}}{i_{ксп}}$,

$$\xi_2 = \frac{h_2}{h_{ксп}}, \quad \xi_1 = \frac{h_1}{h_{ксп}}.$$

Уравнение (5') в наших обозначениях при гидравлическом показателе русла $\alpha = 3,0$ можно представить так:

$$\begin{aligned} \frac{i_{кк}}{h_{ксп}} L &= -\frac{i_{кк}}{i_{ксп}} \left(\frac{h_2 - h_1}{h_{ксп}} \right) - \frac{1}{4} \left(\frac{h_2^4 - h_1^4}{h_{ксп}^4} \right); \\ L &= -\frac{1}{i_{ксп}} (h_2 - h_1) - \frac{(h_2^4 - h_1^4)}{4 h_{ксп}^3 i_{кк}}. \end{aligned} \quad (5'')$$

Уравнение (5) отличается от (5'') тем, что в знаменатель второго члена правой части уравнения (5) входит $i_{ксп}$ — критический уклон, соответствующий средней глубине на участке, а знаменатель второго члена правой части (5'') включает $i_{кк}$ — критический уклон, отвечающий критической глубине. Указанное несоответствие и является результатом того, что выражение (5) справедливо для русел любой ширины, а (5'') — только для широких русел. Поэтому для обычных средних по ширине русел уравнение (5'') требует дополнительного вычисления гидравлического показателя русла обычно дробного значения и пользования специальными таблицами, что невыгодно отличает уравнение (5'') от уравнения (5).

Проинтегрируем уравнение (4)

$$L = \frac{1}{i_{ксп}} \left(\int_{h_1}^{h_2} dh - \frac{g}{\alpha Q^2} \int_{h_1}^{h_2} \frac{\omega^3}{B} dh \right) \quad (6)$$

для случаев параболического (А) и треугольного (Б) сечений русел.

А. $\omega = \frac{2}{3} hB$, $B = 2 \sqrt{2ph}$, где p — параметр параболы. Преобразуем (6), подставив во второй член правой части значения ω и B ,

$$L = \frac{1}{i_{ксп}} \left(\int_{h_1}^{h_2} dh - \frac{64}{27} \frac{pg}{\alpha Q^2} \int_{h_1}^{h_2} h^4 dh \right) = \frac{1}{i_{ксп}} \left[(h_2 - h_1) - \frac{(h_2^5 - h_1^5)}{5 h_{ксп}^4} \right]. \quad (6')$$

Б. $\omega = mh^2$, $B = 2mh$, здесь m — коэффициент откоса.

Преобразуем выражение (6'), подставив во второй член правой части значения ω и B ,

$$L = \frac{1}{i_{ксп}} \left(\int_{h_1}^{h_2} dh - \frac{gm^2}{2\alpha Q^2} \int_{h_1}^{h_2} h^6 dh \right) = \frac{1}{i_{ксп}} \left[(h_2 - h_1) - \frac{(h_2^7 - h_1^7)}{6 h_{ксп}^6} \right]. \quad (6'')$$

Очевидно, все те положения, которые были высказаны выше при сопоставлении уравнения (5) с (5''), в такой же степени распространяются на уравнение (6' и 6'').

ПРИМЕР РАСЧЕТА

На бетонированном канале прямоугольного сечения устроен перепад; ниже перепада канал имеет горизонтальное дно. После „сжатого“ сечения (ниже перепада) в канале наблюдается кривая подпора типа С, которая заканчивается „прыжком“.

Дано: глубина в „сжатом“ сечении $h_c = 0,293$ м; глубина перед „прыжком“ $h_2 = 0,418$ м; $Q = 3,82$ м³/сек; $B = b = 2,1$ м; $n = 0,014$. Определим длину кривой подпора:

$$i_{\text{кр}} = \frac{i_{\text{кс}} + i_{\text{кз}}}{2} = \frac{g\bar{\chi}}{2C^2b}, \quad i_{\text{кр}} = \frac{9,81 \times 2,811}{1,1 \times 57,28^2 \times 2,1} = 0,0039;$$

$$\bar{\omega} = \frac{h_c + h_2}{2} b = \frac{0,293 + 0,418}{2} \times 2,1 = 0,745 \text{ м}^2;$$

$$\chi_c = b + 2h_c = 2,1 + 2 \times 0,293 = 2,686 \text{ м}; \quad \chi_2 = b + 2h_2 = 2,1 + 2 \times 0,418 = 2,936 \text{ м};$$

$$\bar{\chi} = \frac{2,686 + 2,936}{2} = 2,811 \text{ м}; \quad \bar{R} = \frac{\bar{\omega}}{\bar{\chi}} = \frac{0,745}{2,811} = 0,265 \text{ м}.$$

По формуле Маннинга $\frac{1}{n} R^{2/3}$ находим $\bar{C}$ — коэффициент Шези —

$$\bar{C} = \frac{1}{0,014} \times 0,265^{2/3} = 57,28 \text{ м}^{0,5}/\text{сек};$$

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \times 3,82^2}{9,81 \times 2,1^2}} = 0,72 \text{ м};$$

$$l = \frac{1}{i_{\text{кр}}} \left[(h_2 - h_c) - \frac{(h_2^3 - h_c^3)}{4h_{\text{кр}}^3} \right] =$$

$$= \frac{1}{0,0039} \left[(0,418 - 0,293) - \frac{(0,418^3 - 0,293^3)}{4 \times 0,72^3} \right] = 28,27 \text{ м}.$$

Решим этот же пример своеобразным методом К. И. Долматова [7], сущность которого состоит в установлении взаимосвязи между ускорением потока и формой его свободной поверхности. Результатом взаимосвязи является сложное дифференциальное уравнение, строгое разрешение которого трудно и громоздко. Поэтому К. И. Долматов предлагает решить задачу приближенно, что, конечно, во много раз снижает ценность данного метода.

Воспользовавшись приближенным уравнением

$$\frac{v_2^2 - v_1^2}{2} = \bar{W}l,$$

где

$$\bar{W} = \frac{\bar{B}Q^2}{\bar{\omega}^3} \frac{\frac{Q^2}{\bar{K}^3}}{1 - \frac{Q^2 \bar{B}}{g \bar{\omega}^3}},$$

решим задачу следующим образом:

h	$\bar{\omega}$	$\bar{\chi}$	$\bar{R}$	$\bar{C}$	$\bar{K}$	$\frac{\bar{B}Q^2}{\bar{\omega}^3}$	$1 - \frac{\alpha \bar{B}Q^2}{g\bar{\omega}^3}$	$\frac{Q^2}{K^2}$	$\bar{W}$	$[\text{с}^2]$	l
0,293	0,745	2,811	0,265	57,28	22,0	74,4	-7,35	0,03	-0,303	38,5	33,0(м)
0,418										18,8	

Решив этот же пример методом акад. Н. Н. Павловского, получим $l = 30 \text{ м}$ [1].

ЛИТЕРАТУРА

1. Чертоусов М. Д. Инженерная гидравлика, Л., 1937.
2. Чертоусов М. Д. Гидравлика (специальный курс), М.—Л., Госэнергоиздат, 1957.
3. Бахметев Б. А. Гидравлика открытых русел, М., Огиз — Гострансиздат, 1934.
4. Вязго М. С. „Ирригация и гидротехника“, 1936, № 4.
5. Леви И. И. „Вестник ирригации“, 1925, № 6.
6. Леви И. И. „Вестник ирригации“, 1928, № 2.
7. Долматов К. И. „Изв. АН УзССР“, сер. техн. наук, 1961, № 3.

Ю. Г. ИВАНЕНКО

К ВОПРОСУ О ГИДРАВЛИЧЕСКОМ ПОКАЗАТЕЛЕ РУСЛА x

Общепринятый метод решения основного дифференциального уравнения неравномерного движения жидкости в открытых призматических руслах основан на использовании предложенной Б. А. Бахметевым показательной зависимости для модулей расхода:

$$\left(\frac{K''}{K'}\right)^2 = \left(\frac{h''}{h'}\right)^x, \quad (1)$$

где K'' — модуль расхода, соответствующий глубине h'' ;

K' — модуль расхода, соответствующий глубине h' ;

x — гидравлический показатель русла.

Напишем основное уравнение неравномерного движения для призматических русел в форме, предложенной нами ранее [1],

$$\frac{dh}{dL} = i_0 \frac{1 - f' \Pi_K}{1 - \Pi_K}, \quad (2)$$

Уравнение (2), представленное в форме Б. А. Бахметева, имеет вид

$$\frac{dh}{dL} = i_0 \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - f' \left(\frac{K_0}{K}\right)^2} = i_0 \frac{1 - \left(\frac{h_0}{h}\right)^x}{1 - f' \left(\frac{h_0}{h}\right)^x}, \quad (3)$$

где K_0 — модуль расхода, соответствующий глубине равномерного режима движения h_0 ;

K — модуль расхода, соответствующий глубине h в рассматриваемом сечении;

$$f = \frac{1}{f'} = \frac{\alpha C^2 B i_0}{g L}, \quad (4)$$

Из анализа уравнения (2) видно, что для частного случая, удовлетворяющего условию (4) $f' \Pi_K = 1$, уравнение (2) принимает вид

$$\frac{dh}{dL} = 0.$$

Полученное выражение характеризует равномерный тип движения жидкости.

Преобразуем условие (4) для случая прямоугольного русла. Поскольку

$$\frac{\alpha Q^2}{gb^2} = h_{кр}^3,$$

то

$$j = \frac{h_{кр}^3}{h_0^3}, \quad (5)$$

где h_0 и $h_{кр}$ — нормальная и критическая глубины, соответствующие равномерному режиму движения.

Очевидно, для данного расхода эти глубины определяют постоянство величины j . Обозначим ее так:

$$j_{ср} = \frac{j_0 + j_{кр}}{2}.$$

Равенство

$$j_{ср} = \frac{h_{кр}^3}{h_0^3}$$

справедливо для любой ширины прямоугольного русла.

Таким образом (что видно из выражения $j_{ср} = P_k$), постоянство параметра кинетичности предопределяется равномерным характером движения жидкости, причем равенство его единице есть результат критического характера протекания.

Величина $j_{ср}$ представляет собой постоянную характеристику данного призматического русла при данном расходе, которая связывает через гидравлический показатель русла нормальную глубину с критической.

С целью упрощения интегрирования основного дифференциального уравнения принято относить j к любой глубине на участке и затем переходить к некоторому среднему значению для глубин, соответствующих границам участка. Подобные действия вполне себя оправдывают. Действительно, изменение величины j вдоль водотока с неравномерным режимом движения обычно незначительное.

Весьма просто преобразовать выражение (4) для параболического (А) и треугольного (Б) сечений русел.

$$A. \quad j_{ср} = \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3} = \frac{\alpha Q^2}{g \left(\frac{2}{3} h_0 \right)^3 B^2} = \frac{\alpha Q^2}{\frac{64}{27} g p h_0^4},$$

$$B = 2\sqrt{2ph_0}, \quad \omega = \frac{2}{3} h_0 B.$$

Поскольку

$$\frac{27\alpha Q^2}{64gp} = h_{кр}^4,$$

то

$$j_{ср} = \frac{h_{кр}^4}{h_0^4}. \quad (6)$$

$$B. \quad j_{ср} = \frac{\alpha Q^2 B}{g m^3} = \frac{2\alpha Q^2}{gm^2 h_0^5},$$

$$\omega = mh^2, \quad B = 2mh.$$

При

$$\frac{2\alpha Q^2}{gm^2} = \kappa_p^2$$

получим

$$j_{cp} = \frac{h_{кр}^5}{h_0^5}. \quad (7)$$

Очевидно, в общем случае показатель степени при отношении $\frac{h_{кр}}{h_0}$ является гидравлическим показателем русла κ . В силу этого

$$j_{cp} = \left(\frac{h_{кр}}{h_0} \right)^\kappa. \quad (8)$$

Таким образом, зная гидравлический показатель русла и критическую глубину, из выражения (8) можно определить нормальную глубину

$$h_0 = h_{кр} \sqrt[\kappa]{j_{cp}}. \quad (8')$$

Выше было указано, что изменение величины $j = \frac{1}{j'}$ вдоль водотока с неравномерным режимом движения является незначительным, даже при достаточно большом изменении глубин от нормальной до критической. Поэтому j'_{cp} в уравнении (8') можно заменить $j'_{кр}$. Естественно, что корень степени, равной гидравлическому показателю русла в выражении $j'_{кр}$, настолько снижает величину ошибки, что в практических расчетах ею можно пренебречь.

Следовательно,

$$h_0 = h_{кр} \sqrt[\kappa]{j'_{кр}},$$

где

$$j'_{кр} = \frac{K_{кр}}{l_{кр} C_{кр}^2 B_{кр}} = \frac{l_{кр}}{l_0}.$$

Для частных случаев водотоков с прямоугольным, параболическим и треугольным сечениями русел критическая глубина определяется из аналитического выражения, а гидравлический показатель русла имеет строго постоянное значение, независимо от ширины водотока соответственно равное 3, 4, 5. Так как обычно нахождение критической глубины и критического уклона является составным элементом расчетов, то способ нахождения нормальной глубины для вышеуказанных частных случаев сводится к решению простейшего уравнения вида (8').

Параметр кинетичности является переменной характеристикой неравномерного режима движения, отражая изменение кинетической и потенциальной энергии вдоль потока, при этом параметр кинетичности можно отождествлять с величиной j_{cp} только в случае равномерного режима движения.

Для прямоугольного русла параметр кинетичности, определяемый выражением $\Pi_k = \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}$, можно представить в виде

$$\Pi_k = \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3} = \frac{h_{кр}^3}{h^3} = \left(\frac{h_{кр}}{h} \right)^3. \quad (9)$$

Руководствуясь вышеприведенными соображениями, запишем для параболического сечения русла

$$\Pi_k = \left(\frac{h_{кр}}{h} \right)^4; \quad (9')$$

для треугольного —

$$\Pi_k = \left(\frac{h_{кр}}{h} \right)^5; \quad (9'')$$

для общего случая —

$$\Pi_k = \left(\frac{h_{кр}}{h} \right)^x \quad (10)$$

(x — гидравлический показатель русла).

Подставив выражение (10) в уравнение (2), получим

$$\frac{dh}{dL} = i_0 \frac{1 - j' \left(\frac{h_{кр}}{h} \right)^x}{1 - \left(\frac{h_{кр}}{h} \right)^x}. \quad (11)$$

Сравнивая уравнение (11) с уравнением (3), можно отметить, что они связаны друг с другом выражением (8) так:

$$j'_{кр} h_{кр}^x = h_0^x.$$

Отсюда, по нашему мнению, следует интересный вывод, что для частных случаев прямоугольного, параболического и треугольного сечений русел гидравлический показатель русла x в уравнении (3) независимо от ширины русла равен соответственно 3, 4, 5.

Таким образом, степень точности показательной зависимости для модулей расхода вряд ли является удовлетворительной, поскольку она приводит к ошибочным выводам при использовании этой зависимости для вычисления гидравлического показателя русла, который можно получить из (8).

ПРИМЕР РАСЧЕТА

При условиях $Q = 20,0$ м³/сек, $i_0 = 0,0004$, $n = 0,03$, $B = 10,0$ м h_0 определяем так:

$$h_{кр} = \sqrt{\frac{\alpha Q^2}{g B^2}} = \sqrt{\frac{1,1 \cdot 20,0^2}{9,81 \cdot 10,0^2}} = 0,766 \text{ м};$$

$$j'_{кр} = \frac{g \chi_{кр}}{l_0 \alpha C_{кр}^2 B_{кр}} = \frac{9,81 \cdot 11,532}{0,0004 \cdot 30,0^2 \cdot 10,0} = 28,5;$$

$$h_0 = h_{кр} \sqrt[3]{j'_{кр}} = 0,766 \sqrt[3]{28,5} = 2,34 \text{ м}.$$

Вычисленная подбором $h_0 = 2,2$ м.

ЛИТЕРАТУРА

1. Иваненко Ю. Г. К расчету неравномерного движения воды в призматических руслах с горизонтальным дном, Публикуется в настоящем сборнике.

З. И. РЯДОВА

ВОДОЗАБОРНЫЙ УЗЕЛ С „ТРАНШЕЕЙ“ ДЛЯ ТЕПЛОВЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

Особенностью водозабора для нужд технического водоснабжения тепловых электростанций является режим протекания потока с переменным расходом на достаточно ограниченном участке водотока, где осуществляется сначала отбор воды из источника, и далее, несколько ниже точки водозабора, — ввод использованной воды в источник примерно в том же количестве. Между фронтами водозабора и сброса располагается, таким образом, участок водостока с значительно измененной по сравнению с бытовыми условиями кинематической структурой потока, характеризующейся наличием застойных зон и общим снижением поступательной скорости течения. Эта зона неизбежно становится аккумулятором шуголедовых образований в зимнее время, плавника и наносов (донных и взвешенных) — в летнее, что вызывает существенные эксплуатационные затруднения. Общее состояние потока и гидравлический режим на отдельных участках могут быть показаны на примере исследования модели водозаборного узла Ташкентской ГРЭС в его первоначальном (проектном) варианте.

Комплекс сооружений водозаборного узла включает криволинейное обводное русло, перегораживающее сооружение, водоприемник, подводящий (насосный) канал ГРЭС, отводящий канал ГРЭС с сопрягающим сооружением, канал подмеса теплой воды, выходящий в верхний бьеф и используемый для подачи недостающего расхода в периоды маловодья, а также для борьбы с шуголедовыми явлениями (рис. 1). Расчетный расход воды для нужд ГРЭС определен в $49 \text{ м}^3/\text{сек}$ для летнего периода и $28 \text{ м}^3/\text{сек}$ для зимнего. Расходы в источнике водоснабжения (деривационном канале Саларской ГЭС) колеблются в течение года от 30 до $100 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Образование устойчивой застойной зоны в нижнем бьефе перегораживающего сооружения, обусловленное подпором со стороны сбросного потока, наблюдается во всех режимах. При этом влияние подпора передается на верхний бьеф, где с правой стороны отсекается „клин“ неподвижной воды. Правый и средний пролеты, находящиеся в зоне застоя, фактически не принимают участия в регулировании расхода. Поступательное движение в нижнем бьефе (с очень малой скоростью) отмечается лишь с левой стороны. Общая картина состояния потока хорошо видна на рис. 2. В этих условиях транспортирование шуги и наносов не обеспечено.

Попуски расхода из канала подмеса не достигают желаемой цели, так как скорость струи быстро гасится в массе неподвижной жидко-

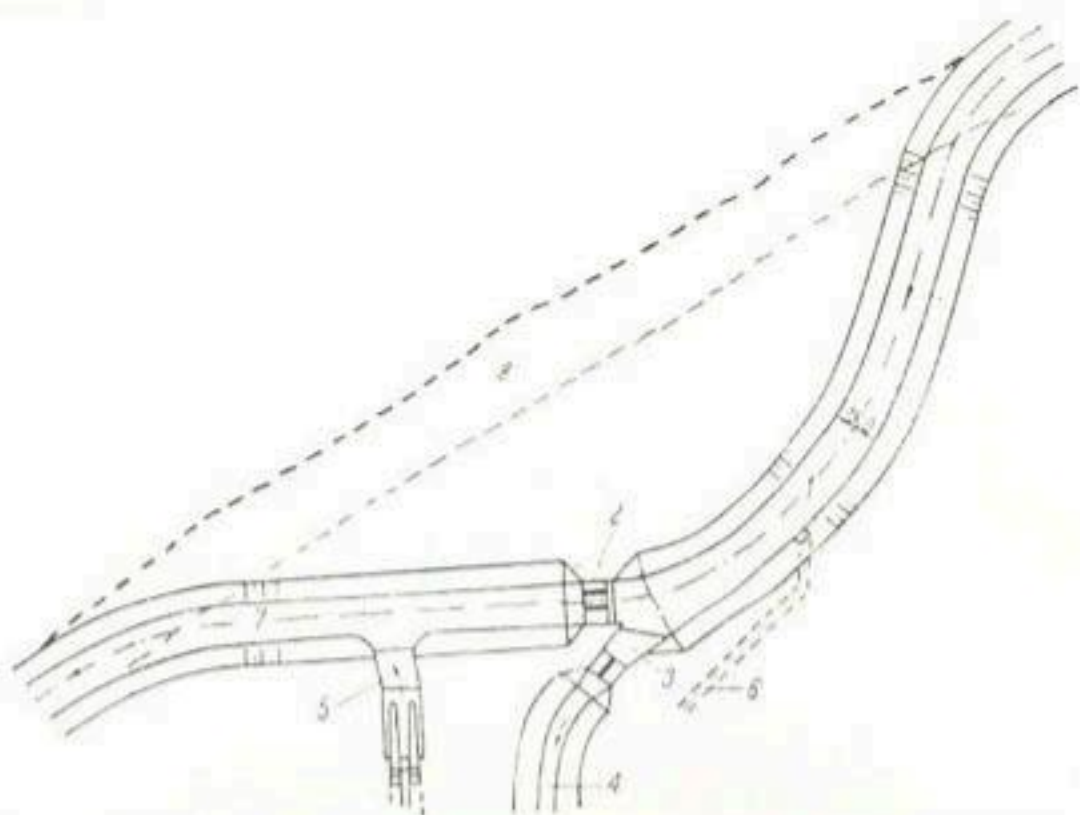


Рис. 1. Схема водозаборного узла с перегораживающим сооружением:
 1—криволинейное обводное русло; 2—перегораживающее сооружение; 3—водоприемник;
 4—подводящий канал ГРЭС; 5—сопрягающее сооружение отводящего канала ГРЭС; 6—ка-
 нал подмеса использованной воды; 7—отводящее русло.

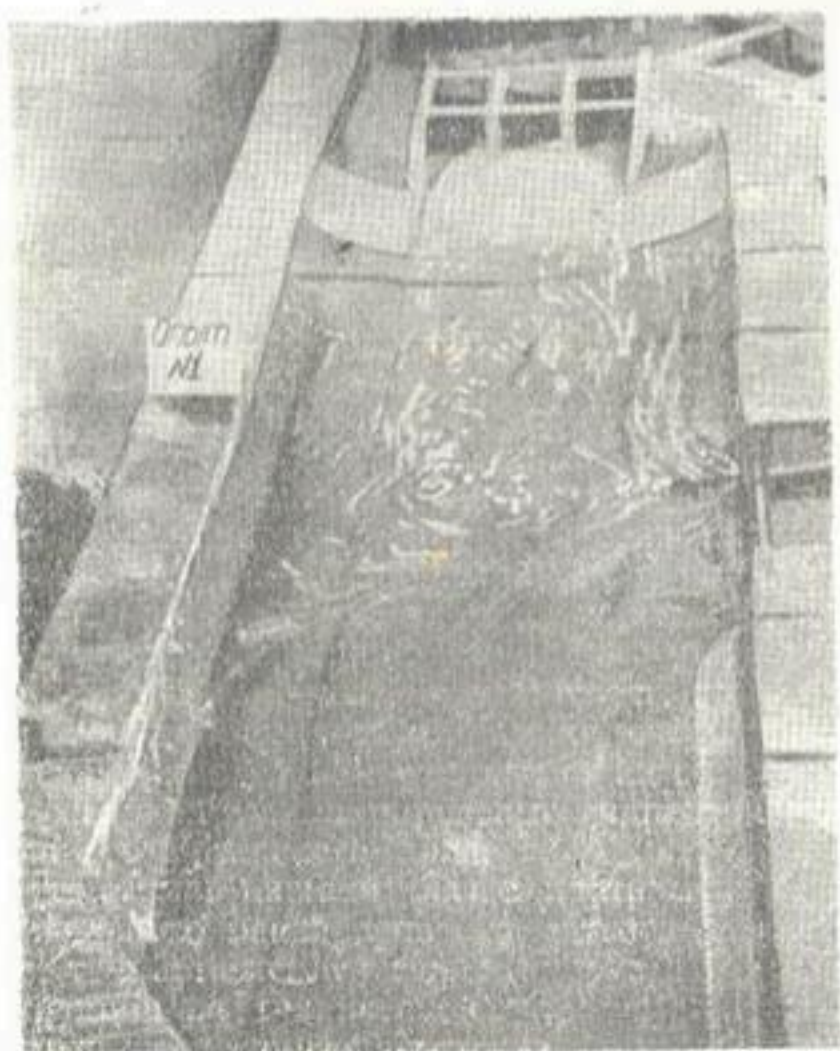


Рис. 2. Состояние потока на модели водозаборного узла с перегораживающим сооружением (участок между створом водозабора и створом сброса использованной воды).

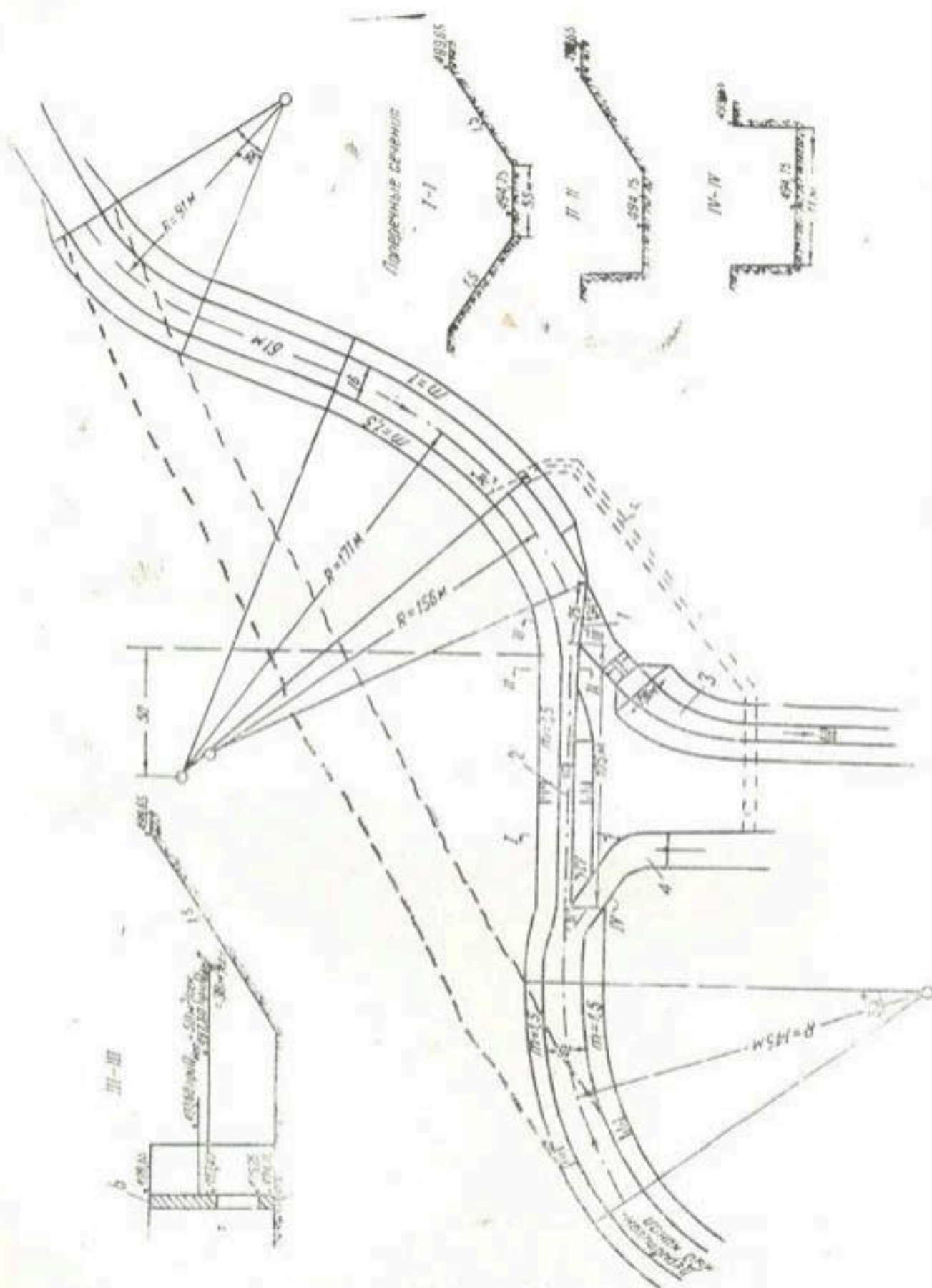


Рис. 3. Схема водозаборного узла с «траншеей» (без перегораживающего сооружения):

1 — водоприемник; 2 — траншея; 3 — подводящий канал ГЭС; 4 — сопрягающее сооружение отводящего канала ГЭС; 5 — канал полмеса изполь-
зованной воды.

сти перед фронтом сооружения, не соответствующим по своей ширине величине пропускаемых транзитных расходов.

Исключение из указанной схемы перегораживающего сооружения не может изменить общей картины распределения скоростей.

Для указанных условий после проверки в лаборатории рекомендуется схема водозабора, составленная по принципу минимального нарушения в зоне водозабора бытового состояния потока, определяемого величиной средних скоростей сечения. С этой целью компоновка узла предельно приближается к гидравлическому режиму, диктуемому назначением узла и выполняемыми им функциями, т. е. режиму протекания потока с переменным расходом. Поэтому форма, размеры русла и конструкция сооружений, по возможности, должны следовать этому изменению.

Водозаборный узел (рис. 3), по-прежнему, располагается на криволинейном участке обводного русла. Фронт водозабора выдвинут в русло примерно на половину его ширины. Таким образом, по мере от-

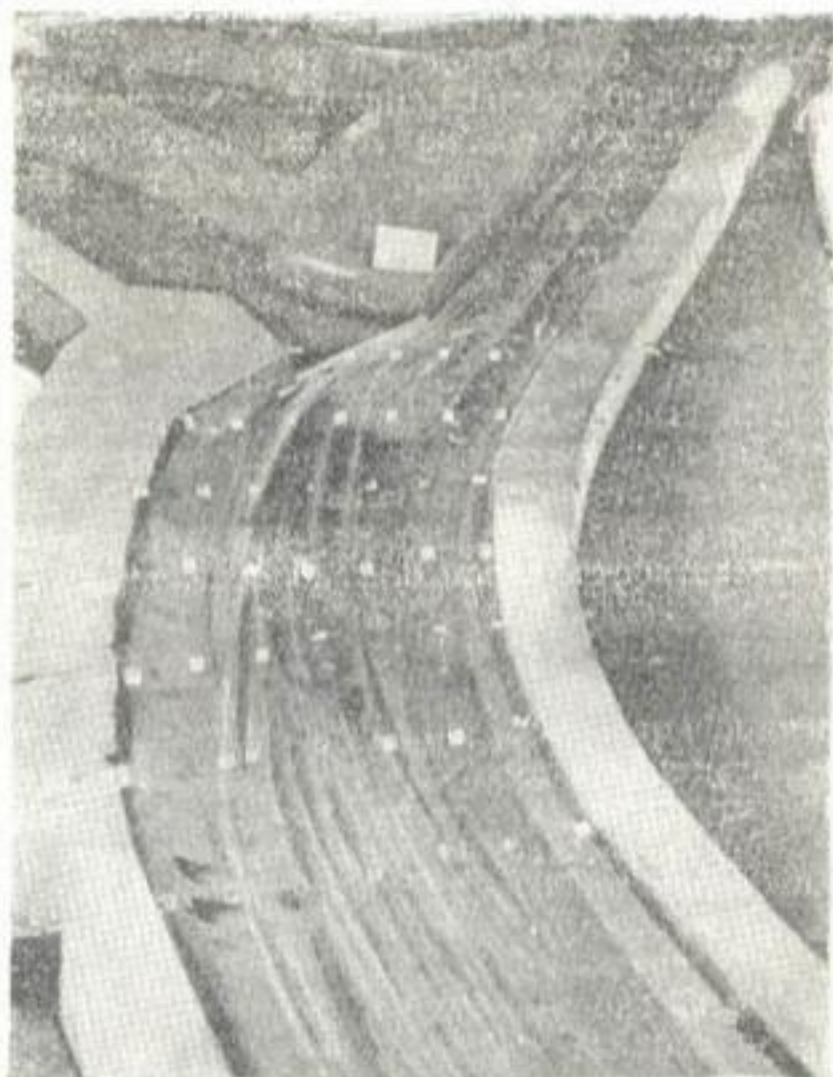


Рис. 4. Состояние потока на модели водозаборного узла с „траншеей“ (верхний бьеф и траншея).

бора расхода в водоприемник русло суживается, обеспечивая тем самым незначительное нарушение бытовых условий в отношении изменения скорости в верхнем бьефе. Перегораживающее сооружение отсутствует. Транзитная часть расхода поступает в нижний бьеф через суженное сечение канала — траншею (трапецидальной формы сечения). Исползованная вода вводится в русло нижнего бьефа почти параллельно основному потоку; русло нижнего бьефа начиная от створа

ввода в него сбросного потока, следуя за увеличением расхода, принимает свои прежние размеры (которые оно имело до сужения).

Суженное по сравнению с основным руслом сечение траншей, отвечающее некоторым оптимальным условиям пропуска транзитного расхода, позволяет сохранить более или менее постоянные скорости на участке деривации, где осуществляется водозабор и сброс использованной воды (рис. 4).

В верхнем бьефе сохраняются уровни воды, близкие к бытовым или несколько превышающие их. Водозабор осуществляется из средних слоев потока благодаря устройству порога высотой 0,5 м и забальной стенки, заглубленной на 0,6 м под уровень зимнего горизонта при $Q_{\text{дер}} = 50 \text{ м}^3/\text{сек}$. Сохраняется канал подмеса теплой использованной воды.

Такая компоновка узла представляет собой гидравлически регулируемую систему: в зависимости от величины водозабора на насосных установках и соответственно уровня воды в подводящем канале ГРЭС поступление расхода в последний уменьшается или увеличивается. Избытки расхода в источнике проходят в нижний бьеф через траншею; в периоды недостачи расхода в источнике возможно образование циркуляционного потока автоматически. Пределы водозабора по этой системе для конкретных условий, определяемых режимом источника, зависят от степени снижения горизонта воды у насосных станций по сравнению с уровнем в верхнем бьефе и могут быть охарактеризованы серией графиков.

Для уменьшения снижения горизонта в канале ГРЭС (т. е. уменьшения высоты качания) в случае необходимости используется канал подмеса теплой воды.

Указанная схема гидроузла обеспечивает необходимые условия для транспортирования шуги и передвижения донных наносов. В периоды малых расходов воды в деривации водозабор может достигать 100 % и более; при этом возможна задержка донных и осаждение взвешенных наносов перед фронтом водозабора. Но с увеличением расходов до максимального, а также при достаточной величине расхода подмеса скорости значительно возрастают и происходит самопромыв русла. Попуски расхода из канала подмеса по схеме рис. 3 оказываются весьма эффективной мерой промыва наносов, так как поток с высокой придонной скоростью (до 2,5 м/сек) достигает фронта водозабора и траншей без заметного уменьшения скорости (что объясняется отсутствием поглощающей струю массы неподвижной жидкости).

Водозабор для тепловых ГРЭС указанного типа — без перегораживающего сооружения с устройством „траншей“, отличающийся экономичностью и значительным упрощением эксплуатации, — применим для условий водотока с ограниченным диапазоном изменения расходов.

А. М. КОСЫРЕВ

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ ПО КРЕПЛЕНИЮ ВЕРХОВОГО ОТКОСА ПЛОТИНЫ ТЮЯБУГУЗСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

При строительстве водохранилищ необходимо закреплять верховые откосы плотин от разрушающего действия волн. Объектом исследования мы избрали Тюябугузское водохранилище, являющееся современной механизированной стройкой Средней Азии. На верховом откосе плотины выделен полигон из восьми секций для наблюдений за креплениями различного типа. Проект Тюябугузского водохранилища был составлен институтом „Средазгипроводхлопок“.

В данной статье освещается технология производства работ по креплению верхового откоса плотины железобетонными плитами; стоимость работ; выясняется причина разницы стоимости крепления монолитными и сборными плитами.

Крепление верхового откоса ранее построенных земляных плотин в Средней Азии разнообразно; например, Каттакурганское водохранилище укреплено бетонными параллельными поясами вдоль плотины и наклонными поясами между ними с заполнением площадей между поясами каменной отмосткой, Кайраккумское — каменной отмосткой, Тедженское — фашиным креплением, Сарыязинское — каменной отмосткой, Ташкепринское — каменной отмосткой, Узкизилское — бетоном.

Все указанные типы креплений требуют большого ежегодного ремонта. Устройство таких креплений зависит от наличия около строительства необходимого количества камня.

На вновь строящихся водохранилищах — Южносурханском и Чардаринском намечается, а на Тюябугузском и Чимкурганском уже осуществляется более прогрессивный метод креплений верхового откоса плотины железобетонными плитами. Верховой откос плотины Тюябугузского водохранилища крепится монолитными и сборными железобетонными плитами в количестве и объемах, отраженных в табл. 1.

Технологические процессы по креплению верхового откоса разбиваются на два основных вида: подготовительные работы, относящиеся к укладке железобетонных плит, и основные, связанные с укладкой сборных и монолитных плит.

ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫЕ ПРОЦЕССЫ

1. Планировка верхового откоса плотины для укладки плит бульдозером с ручной доделкой (на 10—20 %) в трудно доступных местах.
2. Добыча инертных материалов (шагал) экскаватором с погрузкой на автотранспорт.

3. Перевозка инертных материалов от места добычи на автотранспорте до гравьесортировочной установки.

4. Переработка инертных материалов на гравьесортировках и гравьесмесителе с последующей погрузкой с помощью бункера на автотранспорт.

Таблица 1

Тип железобетонных плит	Площадь крепления, м ²	Количество плит, шт.	Объем бетона, м ³	Объем железобетона, м ³	
				моноконтного	сборного
Моноконтные (600 × 600 × 20)	50045	1385	1250	10009	—
Моноконтные (600 × 600 × 15)	20048	555	500	3007	—
Сборные (200 × 200 × 20)	5880	1456	—	—	1165
Сборные (200 × 200 × 12)	4480	1109	—	—	666
Моноконтные, уложенные до составления проекта	11775	2914	—	—	2332
Итого:	92228	—	1750	13016	4163

В случае укладки фильтрующего слоя гравий от гравьесмесителя (при определенной характеристике $D_{50}=40$ мм, $\frac{d_{60}}{d_{10}}=\frac{50+60}{5+7}$) грузили в бады, перевозили на автотранспорте до места укладки, где краном бады снимали с автомобиля и гравий на весу высыпали над местом укладки и разравнивали. Песок и гравий, необходимые для изготовления бетона от гравьесортировки, посредством бункеров грузили на автотранспорт и перевозили к приемным бункерам бетонного завода.

На расстоянии 30—50 м от бетонного завода был расположен бассейн с водой и склад цемента. Воду самотеком, цемент шнеком, гравий и песок ленточным транспортером подавали в дозировочную установку бетонного завода, установленную ниже складов хранения материалов. Готовый бетон из бетономешалок грузили в кузова самосвалов или бады и перевозили к месту использования. На расстоянии 200 м от бетонного завода был построен арматурный двор с навесами, под которыми устанавливали станки для резки и гнутья арматуры, потребной при укладке моноконтных и формовке сборных плит.

ОСНОВНЫЕ ПРОЦЕССЫ

Укладка моноконтных железобетонных плит. Бетон, погруженный в бады, доставляли на автотранспортере к месту укладки. Краном бады снимали с автомашины, перемещали к месту выгрузки и на весу содержимое бадей высыпали. Опорожненные бады грузили краном на автомашину.

В арматуру, установленную на откосе для укладки моноконтных плит, дополнительно вкладывали не менее четырех стальных стержней периодического профиля, диаметром 12 или 18 мм, концы которых выпускали два вверх по откосу и два в сторону для соединения с будущими рядами плит.

Нижняя торцовая грань плиты упиралась в уложенный ранее ряд плит, а если формировали первый ряд, то при этом устанавливали ограничительную доску.

Другую, противоположную, верхнюю грань плиты укрепляли доской. Каждую плиту справа и слева ограничивали металлическим щитом. Все боковые грани плиты прокладывали толем, который и оставался в швах после выемки боковых металлических щитов и деревянной верхней ограничительной доски. Расстояние между плитами (шов) оставляли равным 1,5—3,0 мм.

Бетон, уложенный в такую форму, распределяли вручную, уплотняли глубинным и плоскостным вибраторами и заглаживали. Особо тщательно обрабатывали углы и боковые грани заполненных форм. Летом через 1,5 часа после укладки плиты покрывали мокрой мешковиной, поливали водой не реже трех раз в день в продолжение от трех до двенадцати дней. Такой уход за бетоном обеспечивал надлежащее его качество при затвердевании, но вызывал значительные затраты труда. Тот же результат достигался, если через 1,5 часа после укладки поверхность бетона покрыть веществами, образующими водонепроницаемую пленку. К таким веществам относятся некоторые лаки, каменноугольные дегти, битумные эмульсии и пр. Если учесть еще и меньшую стоимость лаков, доступность и простоту в употреблении, то наиболее подходящим является лак „Этиноль“, представляющий собой дешевый отход производства синтетического каучука. Лак пригоден к потреблению без дополнительной обработки. Однорядное покрытие поверхности бетона лаком „Этиноль“ с расходом 160—200 г на 1 м² полностью обеспечивает образование водонепроницаемой пленки. Неплохие результаты показывает покрытие поверхности раствором битума и керосина.

Изготовление сборных железобетонных плит. Бетон грузили в бадьи (емк. 0,75), которые практически заполнялись на 0,60 м³, перевозили к месту изготовления и высыпали в формы, разложенные на специальном полигоне с бетонированной площадкой. Такой способ производства пригоден для плит размером 0,2×2,0×0,15 м и крупнее. Бетон, загруженный непосредственно в форму, равномерно распределяли и обрабатывали так же, как и при укладке монолитных плит. При формировании плит размером 1,0×1,0×0,10 м и менее бетон грузили в самосвалы, перевозили на полигон и выгружали возможно ближе от заготовленных форм, которые заполняли вручную. Обработка бетона в период заполнения небольших форм, как и режим ухода за бетоном после заполнения форм, тот же, что и при укладке монолитных плит.

Чтобы освободить рабочее место для формовки следующей партии плит, выдержанные до 28 дней плиты переносили краном с бетонированной площадки в сторону для складирования или грузили на автотранспорт и перевозили к месту укладки. Плиты из кузова автомобиля краном подавали на подготовленный откос и подгоняли одну к другой по штрабным отверстиям и петлям в отверстиях. Петли соединяли между собой с помощью серег, поделку и сварку которых производили на месте укладки. Штрабные отверстия плит заполняли вручную асфальтобетоном, приготовленным здесь же, на откосе.

Общая схема расположения подсобных предприятий, участвующих в изготовлении и укладке всех видов плит, представлена на рисунке.

Недостатком в оборудовании бетонного завода следует считать отсутствие бункеров, принимающих готовый бетон от бетономешалок. С момента отхода загруженной бетоном машины бетономешалка выключалась, что можно было избежать при наличии бункера. Отсюда излишнее время затрачивалось на загрузку бетоном, а кроме того, бетонный завод работал неравномерно. Автомобиль с погруженной на

него бадьей, как и без бадьи, не мог встать под бетономешалку: габариты кузова по высоте больше оставленного пространства. Машины загружались, упираясь задним бортом в пол бетономешалки. Поэтому две бадьи нельзя было ставить для загрузки на одной машине. Подходить для загрузки правым или левым бортом машины также не могли, так как это мешало загружаться машине от близ стоящей второй бетономешалки. Автомашин ЗИЛ-5 ЗИЛ-150 и ЗИЛ-585 уходили с одной загруженной бадьей, вмещающей $0,6 \text{ м}^3$ бетона весом $1,3 \text{ т}$, т. е. на 50% незагруженные (с учетом веса самой бадьи).

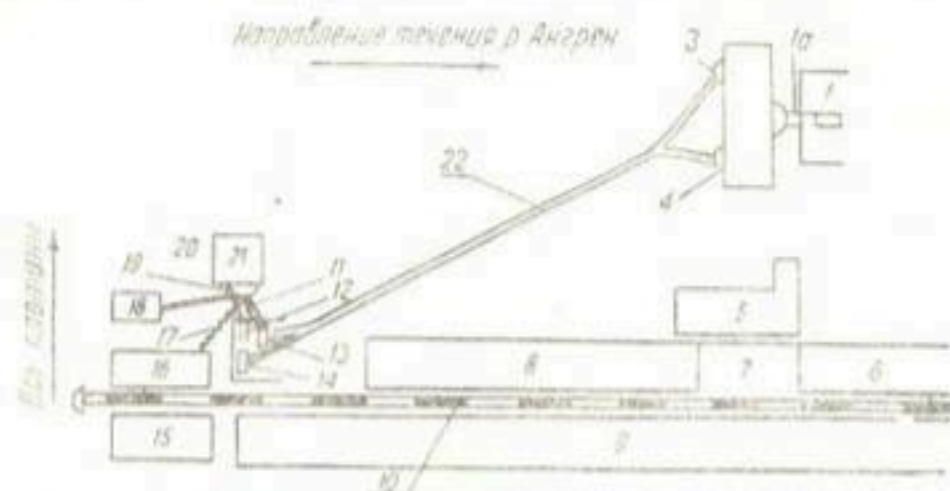


Схема расположения подсобных предприятий, участвующих в изготовлении и укладке сборных и монолитных железобетонных плит:

1—бункер, подающий шпалы на транспортную ленту; 1а—транспорт, подающий шпалы от бункера на грависортировку; 2—грависортировочная установка; 3—бункер, принимающий песок от грависортировки; 4—бункер, принимающий гравий от грависортировки; 5—арматурный двор; 6—открытый склад готовых изделий из бетона; 7—склад металла для арматурного двора; 8—нонтон для формовки железобетонных плит; 9—железная дорога (тухляк); 10—ленточный транспортер, подающий песок; 11—ленточный транспортер, подающий гравий; 12—бункер для очищенного песка; 13—бункер для гравия; 14—валок для хранения разных материалов; 15—склад цемента; 16—шпек, подающий цемент из склада в смесительную камеру; 17—бассейн с водой; 18—смесительная камера бетонного завода; 19—водопровод от бассейна в смесительную камеру; 20—бетонный завод; 21—улучшенная гравийная дорога от грависортировки до бетонного завода.

За отсутствием на месте строительства плотины моста через Ангрен бетон и сборные плиты перевозились с правого на левый берег Ангрена через мост, расположенный в 4 км ниже по течению реки, что удлиняло путь на 8 км. Все изложенные неполадки удорожали производство работ.

Анализ смет, составленных „Средазгипроводхлопком“, и имевшихся на строительстве отчетных материалов показывает, что стоимость крепления сборными железобетонными плитами проектным институтом была завышена за счет принятых высоких цен на строительные материалы (лес, цемент и др.) и недоучета механизации работ.

Первая попытка уточнить стоимость крепления сборными плитами произведена Н. Г. Каменевым и Б. П. Курбановым [1].

Нами составлены калькуляции и сметы на основании хронометража и фотоучета работ с учетом уровня механизации, достигнутого строительством в 1961 г. (табл. 2).

Стоимость 1 м^3 сборного железобетона, определенная Н. Г. Каменевым и Б. П. Курбановым, значительно ниже сметной, исчисленной „Средазгипроводхлопком“, но выше определенной нами. Последнее явилось результатом отраженных в отчетах строительства за 1958 г. больших транспортных расходов и производственных неполадок в начальном периоде строительства. Определенная нами стоимость

1 м³ железобетона, равная 29 руб. 44 коп., на 16 руб. 73 коп. ниже вычисленной „Средазгипроводхлопком“ и на 7 руб. ниже полученной Н. Г. Каменевым и Б. П. Курбановым.

В табл. 2 отражена стоимость 1 м³ плит размером 2,0×2,0×0,2 м.

Таблица 2

Железобетонные плиты	Стоимость 1 м ³ железобетона, руб. — коп.		
	по смете института „Средазгипроводхлопком“	по данным Н. Г. Каменева, Б. П. Курбанова	определенная на основе опыта механизации, фотоучета и хронометража
Сборные с гравийным 30-см фильтрующим слоем	46—17	34—46	29—44
Монолитные с гравийным 30-см фильтрующим слоем	24—96	—	24—50

Сводная ведомость стоимости различных плит, изготовленных и уложенных в верховом откосе плотины Тюябугузского водохранилища, приведена в табл. 3.

Таблица 3

Плита	Размер плиты, см	Фильтрующий слой	Стоимость 1 м ³ изго- товленных и уложен- ных плит	Стоимость м ² крепле- ния	Марка бетона
			руб. — коп.		
Монолитная	600×600×20	Ленточный фильтр	22—54	4—50	БМ-150
	200×200×20	Фильтрующий слой 30 см	24—50	4—90	• •
	200×200×20	Без фильтрую- щего слоя	20—67	4—15	• •
Сборная	200×200×20	Фильтрующий слой 30 см	29—44	5—88	• •
	200×200×10	То же	37—75	3—78	БТ-200
	100×100×10	Без фильтрую- щего слоя	31—75	3—18	БМ-150

ВЫВОДЫ

Разработанная, освоенная и уточненная в практике строительства Тюябугузского водохранилища технология производства работ по креплению верхового откоса плотины сборными и монолитными железобетонными плитами вполне приемлема и может быть с успехом применена на ирригационных стройках.

Стоимость укладки сборных и монолитных железобетонных плит зависит от наличия строительных механизмов и автотранспорта, степени оборудования подсобных предприятий и координации их работ.

Необходима дальнейшая научно-исследовательская работа по улучшению технологии производства работ и удешевлению их стоимости. Несколько большая стоимость укладки сборных железобетонных плит по сравнению с монолитными объясняется стоимостью операций по перевозке бетона от бетонозавода до полигона, где формируются сборные плиты, расходами, связанными со складированием готовых железобетонных плит, а также расходами по устройству самого полигона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Каменев Н. Г., Курбанов Б. П. „Гидротехника и мелиорация“, 1959, № 1.
-

Б. Е. МИЛЬКИС, Л. П. МОГИЛЬНИКОВ, М. С. СААТОВ

ИСПАРЕНИЕ С ПОВЕРХНОСТИ УЧКИЗИЛСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Разработка методов расчета и составление норм испарения с различных поверхностей в условиях Средней Азии является весьма актуальной задачей. Для ее осуществления отдел гидрологии Института водных проблем и гидротехники АН УзССР запланировал специальные исследования по широкой программе.

В настоящей статье кратко изложены некоторые результаты полевых работ, проводимых на Учкизилском водохранилище в мае — октябре 1961 г.

Учкизилское водохранилище расположено в 13 км на северо-запад от ж.-д. ст. Термез в замкнутой подковообразной котловине, вытянутой в северо-восточном направлении. В центре котловины возвышаются невысокие Учкизилские горы. С южной и западной стороны котловина перекрыта дамбами. Наполняется водохранилище водами р. Сурхан через арык Занг и подводящий канал.

Полевые исследования проводились на двух плавучих испарительных установках, находящихся в открытой части водохранилища на расстоянии 1 и 3,5 км от водораспределительной башни у южной дамбы, и на берегу, в 400 м от уреза воды, на водоиспарительной площадке типа III. Схема расположения станций приведена на рисунке.

Программа наблюдений предусматривала изучение температуры, влажности и скорости ветра на высоте 0,5 и 2,0 м над поверхностью почвы и воды, а также радиационного режима района станции.

Скорость ветра измеряли ручным чашечным анемометром, а температуру и влажность воздуха — аспирационным психрометром в 1, 7, 13 и 19 часов местного среднесолнечного времени.

РАСЧЕТ ИСПАРЕНИЯ ПО ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИМ ДАННЫМ

Большинство формул для расчета испарения были получены на основе материалов наблюдений на различных водоемах и при помощи разных испарителей, поэтому применение этих формул в условиях, существенно отличных, возможно лишь после детальной проверки расчетных зависимостей на местных материалах.

Первая проверка была осуществлена на основе материалов гидрометеорологических наблюдений в районе Каттакурганского водохранилища. Она показала [3], что многолетняя норма в первом приближении может быть представлена средним арифметическим из подсчета по формулам В. К. Давыдова, Б. Д. Зайкова, Б. В. Полякова и Меера —

Полякова. Эти четыре формулы мы применили для расчета испарения с поверхности Учкизилского водохранилища по гидрометеорологическим данным.

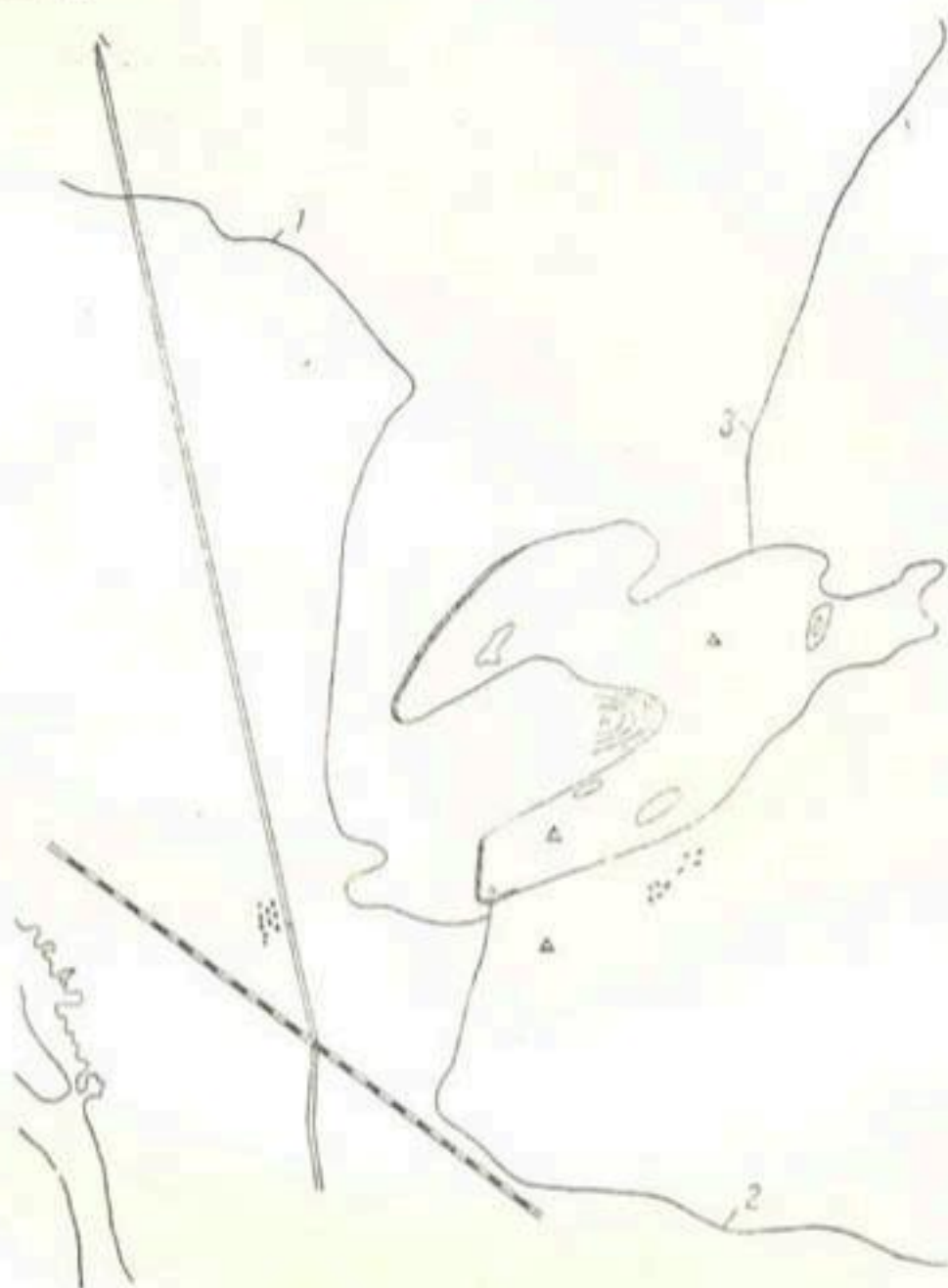


Схема расположения временных испарительных станций на Учкизилском водохранилище:

1—западный учкизилский распределитель; 2—восточный учкизилский распределитель; 3—подводящий канал водохранилища.

Исходные метеозлементы по ГМС „Термез“ за 1936—1960 гг. отражены в табл. 1.

При использовании формулы Б. Д. Зайкова величина скорости ветра была приведена к высоте 100 см по зависимости

$$W_{100} = W_z \left(\frac{2,523}{\lg Z + 0,523} \right);$$

здесь W_z — скорость ветра (м/сек) на высоте Z . Параметр C формулы Зайкова приняли равным 1,4.

В табл. 2 показаны величины испарения (мм) с поверхности Учкизилского водохранилища, рассчитанные по четырем указанным выше формулам. Наибольшее отклонение в месячных величинах испарения

(в среднем до 27%) наблюдается в холодный период года. В теплый период, с апреля по октябрь, месячные величины испарения отличаются друг от друга в среднем на 10%, суммарная величина испарения за

Таблица 1

Месяц	Дефицит влажности воздуха, мм	Скорость ветра, м/сек	Месяц	Дефицит влажности воздуха, мм	Скорость ветра, м/сек
I	1,7	2,0	VII	24,4	2,5
II	2,8	2,8	VIII	21,1	2,3
III	4,1	3,4	IX	13,8	1,7
IV	8,0	3,0	X	8,0	1,8
V	14,4	2,6	XI	4,3	1,9
VI	20,8	2,4	XII	2,1	1,9

год — на 3%. Как видно, с поверхности Учкизилского водохранилища в течение года может испариться около 1470 мм воды; максимум на-

Таблица 2

Расчет по фор- муле	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Сум- ма за год	Сум- ма за IV—X
В. К. Лавыдова [$E = 15 (1 + 0,125 W) d^{0,8}$]	29	46	66	109	168	221	254	222	148	97	60	34	1454	1219
Б. Д. Зайкова [$E = 0,2 n C (1 + 0,85 W_{100}) d^{0,78}$]	29	48	80	120	180	221	265	225	132	92	56	33	1481	1235
Б. В. Полякова [$E = 18,6 (1 + 0,2 W) d^{1/2}$]	37	58	80	119	167	208	235	207	143	101	68	42	1465	1180
Месра-Полякова [$E = R (15 + 3 W) d$]	35	56	76	115	174	218	247	217	150	98	66	40	1492	1219
Средняя многолет- няя величина ис- парения	33	52	76	116	172	217	250	218	143	97	62	37	1473	1213

блюдается в июле. В теплый период года, с апреля по октябрь, те-
ряется более 80% годовой нормы.

РАСЧЕТ ИСПАРЕНИЯ ПО МЕТОДУ З. А. ВИКУЛИНОЙ и А. П. БРАСЛАВСКОГО

В работе (1) приведена формула

$$E = 0,13 n (e_0 - e_{200}) (1 + 0,72 W_{200})$$

для расчета испарения с поверхности существующих больших и проектируемых водохранилищ и изложена методика предвычисления всех метеорологических элементов, входящих в формулу. На основе этой методики мы рассчитали величину испарения с поверхности Учкизил-ского водохранилища.

Так как в период сброса воды площадь водохранилища сильно меняется, все вычисления проведены для случаев „максимального“ и „минимального“ наполнения. Результаты расчетов приведены в табл. 3.

Таким образом, с поверхности водохранилища в течение года может испариться около 1450 мм воды. Эта величина близка к годовому значению испарения, полученному выше. Месячные величины испарения, рассчитанные по методу А. П. Браславского и З. А. Викулиной, в первой половине года меньше, а во второй больше аналогичных величин табл. 2.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИСПАРЕНИЯ МЕТОДОМ ИСПАРИТЕЛЕЙ

Таблица 3

Месяц	Величина испарения, мм	Месяц	Величина испарения, мм
I	21	VIII	243
II	30	IX	176
III	44	X	146
IV	61	XI	94
V	117	XII	63
VI	193	I—XII	1448
VII	260	IV—X	1196

Величину испарения с поверхности водохранилища находили с помощью испарителей ГГИ-3000, установленных на плотках в открытой

Таблица 4

Месяц	Декада	Испарение (сумма за декаду), мм								
		берег			водоем 1			водоем 2		
		19—7 7—19		Σ	19—7 7—19		Σ	19—7 7—19		Σ
		час.			час.			час.		
V	3	48	58	106	30	42	72	39	31,0	70,0
VI	1	47	60	107	36	41	77	33	28	67
	2	36	57	93	31	42	73	32	37	69
	3	45	62	107	33	45	78	38	40	78
Сумма за месяц		128	179	307	100	128	228	109	105	214
VII	1	50	68	118	46	55	101	45	45	90
	2	53	66	119	44	51	95	41	47	88
	3	50	70	120	39	54	93	41	43	84
Сумма за месяц		153	204	357	129	160	289	127	135	262
VIII	1	47	66	113	42	54	96	43	49	92
	2	37	58	95	30	47	77	37	45	82
	3	41	56	97	35	45	80	43	41	84
Сумма за месяц		125	180	305	107	146	253	123	135	258
IX	1	39	51	90	36	42	78	43	41	84
	2	38	52	90	29	39	68	35	31	66
	3	33	35	68	26	23	49	31	24	55
Сумма за месяц		110	138	248	91	104	195	109	96	205
X	1	28	33	61	25	27	52	33	30	63

части водохранилища на расстоянии 1 и 3,5 км от водораспределительной башни у южной дамбы и на водноиспарительной площадке на берегу, в 400 м от уреза воды. Результаты наблюдений по испарителям, проводимых в стандартные сроки (7 и 19 часов), отражены в табл. 4. Так как испарители ГГИ-3000 завышают величину испарения, в их показания введен редуцирующий коэффициент, равный 0,75. Недостающие данные в таблице были восстановлены по связи между испаре-

нием в первом и втором пунктах на водохранилище (в табл. 4 водоемы 1 и 2) и испарением на берегу.

Из табл. 4 видно, что декадное и месячное испарение на береговой станции несколько больше таковых на водоеме. Далее, глубоководная зона водохранилища (водоем 2) в первой половине года испаряет несколько меньше, а во второй—больше, чем зона с меньшими глубинами (водоем 1). Однако если сопоставить отдельно ночные и дневные величины испарения, то легко установить, что водоем 2 ночью испаряет больше, а днем—меньше водоема 1. Здесь сказывается некоторое различие в гидрометеорологических условиях рассматриваемых зон водохранилища. В районе водоема 2 влажность воздуха, ветер и температура несколько выше, чем аналогичные величины в районе водоема 1. Если последние два фактора увеличивают испарение, то первый должен его уменьшить. Сочетание этих факторов и вызывает своеобразное распределение испарения.

Согласно табл. 4 за четыре летних месяца (июнь—сентябрь) с поверхности водохранилища испаряется в среднем 952 мм воды¹, что на 8,4—13,0 % выше рассчитанных величин. Если принять, что этот процент сохраняется в течение года, и исходить из годовой суммы испарения, полученной по формулам (табл. 2) и методу З. А. Викулиной и А. П. Браславского (табл. 3), то годовая величина испарения по испарителю оказывается равной 1693 мм в первом случае и 1581—во втором.

Для определения годовой суммы испарения можно было бы воспользоваться распределением испарения по месяцам по схеме Б. Д. Зайкова [2]. Однако Учкизилское водохранилище не охвачено районированием Б. Д. Зайкова.

Таким образом, если ориентироваться на указанные выше величины, то с поверхности Учкизилского водохранилища за год испаряется примерно 1600 мм воды.

ЛИТЕРАТУРА

1. Браславский А. П. и Викулина З. А. Нормы испарения с поверхности водохранилища. Л., Гидрометеониздат, 1954.
2. Зайков Б. Д. Испарение с поверхности прудов и малых водохранилищ на территории СССР, Труды ГГИ, вып. 21 (75), Л., 1949.
3. Милькис Б. Е., Могильников Л. П., Саатов М. С. „Изв. АН УзССР“, сер. техн. наук, 1960, № 6.

¹ Приводится средняя величина из показания приборов в положении „водоем 1“ (965 мм) и „водоем 2“ (939 мм).

СОДЕРЖАНИЕ

Н. А. Цветкова. Технические указания для фильтрационного расчета сооружений на оросительной сети (проект)	5
Р. В. Тимирова. Некоторые результаты натурных исследований Сарыкурганского гидроузла на р. Сох за 1961 г.	34
А. В. Ефремов. Лабораторные и натурные исследования Кзыл-Ординского гидроузла	40
В. Я. Абагян. Формирование подпертого бьефа низконапорных плотин на примере Кзыл-Ординского гидроузла	58
Ю. Г. Иваненко. К расчету неравномерного движения воды в призматических руслах с горизонтальным дном	62
Ю. Г. Иваненко. К вопросу о гидравлическом показателе русла λ	67
З. И. Рядова. Водозаборный узел с „траншеей“ для тепловых электростанций	71
А. М. Косырев. Производство работ по креплению верхового откоса плотины Тюябугузского водохранилища	76
Б. Е. Милькис, Л. П. Могильников, М. С. Саатов. Испарение с поверхности Учкизилского водохранилища	82

Редактор *А. А. Макарова*
 Технический редактор *З. П. Горьковая*
 Корректор *Р. И. Тимошева*

Р05130 Сдано в набор 29/III-63 г. Подписано к печати 21/V-63 г.
 Бумага 70×108¹/₁₆=2,75 бум. л. Печ. л. 7,53 Уч. - изд. л. 6,23 Изд. № 660
 Тираж 650 Цена 52 к.

Типография Издательства АН УзССР, Ташкент, Хорезмская, 9. Зак. 494.
 Адрес Издательства: ул. Куйбышева, 15.