

Н. К. З. — У. С. С. Р.

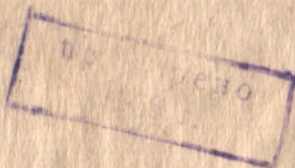
УКРАИНСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ ГИДРОТЕХНИКИ И МЕЛИОРАЦИИ

Год XIX

Выпуск 73

СОКОЛОВСКИЙ С. В.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ
ТРАНШЕЙНОГО ВОДОСЛИВА
В ЛЕГКО РАЗМЫВАЕМЫХ ГРУНТАХ



ИЗДАНИЕ
УКРАИНСКОГО Н.-И. ИНСТИТУТА
ГИДРОТЕХНИКИ И МЕЛИОРАЦИИ
Одесса 1940

СЕРТИФИКАТ
КАЧЕСТВА

2-75
444

ГОРОДА ИЛИ СЕЛА

ПРОИЗВОДИТЕЛЬ
ИЛИ ПОСТАВЩИК
ИЛИ ПОКУПАТЕЛЬ

1900

13083

Кв.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Партией и правительством поставлена перед колхозами и совхозами Украины задача в кратчайший срок отремонтировать и восстановить все старые разрушенные водоемы, а также приступить к строительству новых водоемов в широком масштабе.

Повсеместно развернулось уже массовое народное строительство водоемов.

В ближайшие два, три года оно должно приобрести еще большие размеры.

Узким местом в строительстве водоемов сельско-хозяйственного типа является сооружение водосбросов, для постройки которых необходимо большое количество таких материалов, как лес, камень, цемент и т. д.

В случае значительных водоемов с водосборами порядка 30—40 или более км³, размеры водосбросов получаются весьма значительными и крепление их простейшими способами, с помощью местных строительных материалов, как дерн, хворост, бутовый камень, в виде мостовой становится мало надежным.

В этом случае приобретают особый интерес типы инженерных конструкций, открывающие возможность значительной экономии привозных стройматериалов.

К числу таких конструкций принадлежит и траншейный водослив. Применение его в случае легко размываемых грунтов задерживалось до последнего времени недостаточной разработанностью вопросов гидравлического расчета, а также вопросов конструкции этого типа.

Проведенные в 1939 г. УНИИГиМ теоретические и лабораторные исследования дают возможность до некоторой степени восполнить этот пробел.

Предлагаемая работа является результатом этих исследований. Выпуская ее в свет, УНИИГиМ имел в виду, в первую очередь, удовлетворить запросам практики.

Однако, учитывая, что литература по вопросам гидравлического расчета траншейного водослива чрезвычайно бедна, было решено дополнить эту работу подробным описанием проведенных лабораторных исследований, а также дать таблицы обработки основной серии опытов.

Критические замечания и пожелания просим направлять по адресу: г. Одесса, бульв. Фельдмана № 17, УНИИГиМ

Дирекция УНИИГиМ.

THE REVOLUTION

The revolution was a long and arduous process, one that required the sacrifice of many lives. It was a struggle for freedom, for justice, and for a better future for all. The revolutionaries fought against a corrupt and oppressive government, one that had ruled the people with a heavy hand. They fought for the right to self-determination, for the right to choose their own leaders, and for the right to live in peace and harmony. The revolution was a triumph of the people over their oppressors, a triumph that would change the course of history. It was a moment of great courage and great sacrifice, a moment that would be remembered for generations to come. The revolution was a testament to the power of the human spirit, a testament to the power of hope and of faith. It was a testament to the power of the people, a testament to the power of the people to change the world. The revolution was a great and noble cause, a cause that would inspire and激励 the people of the world. It was a cause that would be remembered for ever and ever.

ВВЕДЕНИЕ

С вопросом проектирования траншейного водослива в легко размываемых грунтах автор настоящей работы столкнулся впервые в 1936 году, когда принимал участие в составлении проекта регулирования поверхностного стока в бассейне Хаджибеевского лимана (г. Одесса).

Руководитель проекта поручил ему составление типовых проектов водохранилищных плотин и сооружений при них. Ознакомление с материалами изысканий показало, что единственно приемлемыми типами плотин, в условиях бассейна Хаджибеевского лимана, являются земляные плотины из однородного грунта при наличии суглинистых карьеров или с водонепроницаемым экраном, в случае преобладания в карьерах мелкопесчанистых грунтов. При значительной глубине водохранилищ, порядка 6—8 м, пропуск сбросных расходов при помощи водоспуска затруднителен, поэтому, в качестве водосбросных сооружений, достаточно было рассмотреть только различные типы водосливов.

При расходах порядка ста и более метров кубических в секунду, пропуск их при помощи обычного водослива, без щитов, с порогом, расположенным параллельно оси плотины, сопряжен со значительными неудобствами, в особенности в случае крутых склонов долины.

В этом случае пришлось бы либо чрезмерно увеличить напор на пороге водослива, доведя его до 2,5—3,5 м, что в свою очередь увеличило бы высоту плотины и, как следствие, ее стоимость, либо, сохраняя напор на пороге водослива в обычных пределах: 1—1,5 м, довести ширину порога его до 40—60 и более метров.

Это значительно увеличило бы стоимость водослива и расход строительных материалов, что также могло оказаться невыгодным.

Экономические расчеты показали, что в этом случае можно значительно снизить строительные расходы (на 15—20%), применяя в качестве водосбросного сооружения водослив со щитами, с напором 2,5—3,5 м. Однако, этот тип сооружения, будучи выгоден в экономическом отношении, не вполне рационален в условиях небольших водохранилищ, особенно сельскохозяйственного типа, так как не работает автоматически.

Последнее обстоятельство значительно усложняет эксплуатацию сооружения, для полной безопасности которого требуется непрерывный надзор. При отсутствии последнего не исключена возможность прорыва плотины внезапным ливневым паводком. Для того, чтобы осуществить в натуре такой надзор, необходим относительно большой эксплуатационный штат, так как при подъеме затворов всегда возможно заедание их в пазах, устранение которого потребует участия дополнительной рабочей силы.

Особенно усложняется организация такой эксплуатации, если водохранилище расположено в стороне от населенного пункта, так как в этом случае возникает дополнительно вопрос о постройке служебных помещений для обслуживающего персонала.

Все вышеизложенное заставляет осторожно подходить к использованию водосливов со щитами, в качестве водосбросных сооружений водохранилищ сельскохозяйственного типа.

Не отвергая совершенно этот тип сооружения, мы полагаем все же, что применение его должно быть ограничено случаями, когда применение автоматически работающих водосливов почему-либо не представляется возможным.

В поисках подходящей конструкции автоматически работающего водосбросного сооружения, мы остановились на водосливе траншейного типа, с напором на пороге водослива: 0,75—1 м.

Водосливы подобного типа проектируются довольно часто, при наличии скальных грунтов и при относительно крутых склонах речной долины, ущелья. Иногда, при этом, они находят применение в качестве самостоятельной конструкции, иногда, как головная часть шахтного водослива (Больдер—Дем). В обоих случаях, с точки зрения кон-

структивной, они представляют собою траншею в скале, разработанную взрывным способом и облицованную для уменьшения гидравлических сопротивлений бетоном.

В случае траншейного водослива в легко размываемых грунтах, роль облицовки траншей гораздо значительней, так как, кроме уменьшения гидравлических сопротивлений, она должна также защищать дно и откосы или стены траншеи от размыва. В то же время она должна противостоять взвешивающему давлению фильтрационных вод. Все это ведет к значительному увеличению ее толщины и, в конечном счете, стоимости.

Поэтому естественной является мысль: путем создания подпора в конце траншеи уменьшить среднюю скорость течения до величины, соответствующей плотным грунтам или одиночному мощению, т. е. до 1,5—2,5 м/сек. При этом, с целью создать условия наиболее спокойного протекания, следовало бы проектировать траншейный водослив так, чтобы при расчетном расходе горизонт воды в траншее занимал наивысшее положение, при котором еще будет иметь место постоянство расхода по длине водослива.

В случае траншейного водослива в легко размываемых грунтах, порог водослива представляет собою площадку, спланированную под отметку нормального рабочего горизонта водохранилища. Ширина его при этом должна в несколько раз превышать напор. Следовательно, водослив, через который вода поступает в траншею, должен рассматриваться, как водослив с широким рогом. В таком случае условие постоянства расхода по всей длине водосливого ребра выразится так:

$$h_k \leq \frac{2}{3} H,$$

где: h_k —превышение уровня воды в траншее над порогом водослива и H —напор водослива.

При расходах меньших расчетного уровень воды в траншее должен быть ниже, однако и в этих случаях должна быть обеспечена достаточная глубина водяной подушки в траншее.

Таким образом, проектирование траншейного водослива

требует построения линии свободной поверхности воды как при расчетном расходе водослива, так и при расходах меньших расчетного. Кроме того, желательно было бы иметь возможность осуществить проверку условий работы траншейного водослива при расходе большем расчетного¹.

В нашей литературе вопрос о расчете траншейного водослива до 1936 г. не нашел освещения (впервые краткие сведения по этому поводу опубликованы были проф. Замариным в статье: „Траншейные водосбросы“ Научные записки МИИВХ, выпуск II, 1936 г.). Поэтому автор был принужден самостоятельно разрешить этот вопрос.

Решение задачи о построении линии свободной поверхности воды в пределах траншеи было получено на основании закона количества движения. При этом автор старался придать окончательному выражению вид, до известной степени напоминающий решение проф. Рахманова для случая неравномерного течения в непризматических руслах.

Экономическое сравнение вариантов водослива траншейного типа и водослива со щитами, произведенное проектной конторой Одесского Облпроекта, показало, что стоимость первого иногда значительно ниже стоимости второго. Так, сметная стоимость траншейного водослива плотины водохранилища села Марьяно-Чегодарьевка составляет 53282 р., а стоимость водослива со щитами 72915 р. Что касается общей стоимости плотины и водослива, то таковая, в упомянутом выше случае, оказалась практически одинаковой как для варианта с траншейным водосливом, так и для варианта с водосливом со щитами, а именно: 166782 р. и 166965 р.

Таким образом, следует признать, что если применение водослива траншейного типа и не понижает заметно стоимости всего комплекса сооружений, то зато дает большую экономию до 30% строительных материалов (камень, цемент и т. д.).

¹ Нормы ВОДГЕО на деревянные плотины 1935 г. предлагают производить проверку пропускной способности водосбросных сооружений особо ответственных плотин или плотин, разрушение которых может повлечь за собой человеческие жертвы, на расход, обеспеченный на 0,1% при отметке верхнего бьефа, равной отметке гребня плотины.

Если учесть, что в то же время водослив траншейного типа работает автоматически и поэтому требует минимального надзора, то преимущество его в качестве водосброса станет очевидным.

В 1936 г. автор не имел возможности подкрепить полученные им теоретические выводы данными лабораторных исследований, вследствие отсутствия в Украинском Научно-Исследовательском Институте Гидротехники и Мелиорации гидравлической лаборатории. Однако, такая проверка теории, конечно, была совершенно необходима для того, чтобы можно было с полной уверенностью рекомендовать производству ту или иную конструкцию траншейного водослива в легко размываемых грунтах.

В частности, чрезвычайно важно было выяснить вопрос о распределении скорости в пределах траншеи, так как, в зависимости от этого, должно назначаться крепление дна и откосов последней.

В 1939 г. УНИИГиМ включил в свою тематику исследование условий протекания воды через траншейный водослив и конструирование траншейного водослива в условиях легко размываемых грунтов. Необходимые эксперименты было предположено произвести во вновь организованной гидравлической лаборатории УНИИГиМ.

ПРИНЯТЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

- h — глубина воды в некотором сечении,
- b — ширина русла по дну,
- m — коэффициент откоса,
- β — угол расхождения в плане откосов траншеи,
- ω — площадь поперечного сечения,
- χ — смоченный периметр,
- R — гидравлический радиус,
- C — коэффициент Шези,
- $W = C\sqrt{R}$ — модуль скорости,
- $K = \omega C\sqrt{R}$ — модуль расхода,
- Q — расход, проходящий в поперечном сечении траншеи,
- v — средняя скорость в некотором сечении траншеи,
- v_0 — скорость, с которой поступает в траншею сливающаяся струя,

β — угол, образуемый вектором \vec{v}_0 с горизонтом,
 q — расход на пог. метр водослива,
 H — напор на водосливе,
 $M = m\sqrt{2g}$ — коэффициент расхода водослива,
 l — длина порога водослива,
 l_1 — длина по дну траншеи,
 y — отметка уровня воды в траншее,
 y_0 — отметка дна траншеи,
 $y_{п}$ — отметка порога водослива,
 y_4 — отметка водосливного порога в конце отводящего русла,

z — перепад: разность уровней в водохранилище и траншее,
 h' — слой воды на пороге затопленного водослива,
 Δx — длина участка траншеи,
 x — расстояние от начала водослива,
 γ — удельный вес воды,
 g — ускорение силы тяжести,
 p — высота водосливного порога,
 h_n — превышение нижнего бьефа над порогом водослива,

$$\xi = x + \frac{mh}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}} \text{ — преобразованная абсцисса,}$$

$$\left. \begin{aligned}
 A &= 2h \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} \\
 B &= \frac{mh}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}} - mh
 \end{aligned} \right\} \text{ коэффициент уравнения (54),}$$

$$f_1\left(\frac{x_0}{x}\right) = 1 + 3\left(\frac{x_0}{x}\right)^4 - 4\left(\frac{x_0}{x}\right)^3,$$

$$f_2\left(\frac{x_0}{x}\right) = 1 - \frac{1}{9} \sqrt[3]{\frac{x_0}{x} \left[65\left(\frac{x_0}{x}\right)^2 + 35\left(\frac{x_0}{x}\right)^4 - 91\left(\frac{x_0}{x}\right)^3 \right]}$$

функции уравнения (9) (Приложение II),

α — угол, образуемый поверхностью воды в траншее с горизонтом,

индексом 0 отмечаются величины, относящиеся к начальному сечению траншеи,

индексом 1, 2, 3, 4 — отмечаются различные сечения траншеи.

I. ПРОГРАММА И МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ОПЫТОВ

При составлении первоначальной программы лабораторных исследований, были приняты во внимание соображения такого порядка: водослив траншейного типа в легко размываемых грунтах состоит из следующих частей: 1) водослива с широким порогом, расположенного параллельно горизонталям, 2) траншеи, представляющей собою канал переменного сечения, 3) отводящего призматического русла с водосливным порогом в конце его и 4) перепадного участка.

Из перечисленных выше четырех частей траншейного водослива первая, третья и четвертая принципиально ничем не отличаются от таковых для случая водослива в берегах обычного типа. Таким образом, было целесообразно сосредоточить свое внимание на изучении условий движения воды в пределах второго участка, представляющего специфические особенности.

Программа предполагала исследование пяти моделей траншейного водослива, трапециевидного поперечного сечения, с полукторными откосами и дном в виде равнобедренного треугольника. Данные, характеризующие моделируемые сооружения в натуре:

расчетный расход: $Q_0 = 100 \text{ м}^3/\text{сек}$
напор при расчетном расходе: $H = 1 - 0,75 \text{ м}$
средняя скорость течения воды
в траншее: $v = 1,5 - 2 - 2,5 \text{ м}/\text{сек}$

уклон дна траншеи: $i_0 = 0,01$ (величина, полученная в результате осреднения уклона дна, отметки которого вычислены по расчетной схеме 1936 г.).

При масштабе моделирования $n = \frac{1}{40}$, принятом при проведении опытов, значения соответствующих величин для моделей, полученные по формулам динамического по-

добия, равны: расчетный расход моделей:

$$Q_{0м} = Q_0 \frac{1}{n^{5/2}} = 100 \frac{1}{40^{5/2}} = 0,01015 \text{ м}^3/\text{сек} \cong 10 \text{ л/сек},$$

напор на моделях при расчетном расходе:

$$H_m = H \frac{1}{n} = 0,025 - 0,019 \text{ м},$$

средние скорости течения для моделей:

$$v_m = v \frac{1}{\sqrt{n}} = 0,24 - 0,32 - 0,40 \text{ м/сек}.$$

При составлении программы опытов было также учтено, что в процессе эксплуатации водосбросных сооружений при плотинах расчетные расходы должны иметь место чрезвычайно редко. В большем числе случаев паводковые расходы будут менее расчетных, в отдельных случаях даже значительно менее (в несколько раз). Наконец, изредка, в исключительно многоводные, катастрофические паводки максимальный секундный расход может значительно превысить расход, положенный в расчет при проектировании водослива.

Нормы ВОДГЕО на проектирование деревянных плотин 1935 г., а также проект норм ВОДГЕО на проектирование земляных плотин 1938 г. предлагают рассчитывать водосбросные сооружения при плотинах II класса и III класса на расход, обеспеченный на 1—3%, а при плотинах I класса на 1—0,5%. Кроме того, те же нормы рекомендуют, в случае особо ответственных сооружений или сооружений, разрушение которых может повлечь за собой человеческие жертвы, производить проверку пропускной способности сооружения на катастрофический расход, обеспеченностью 0,1%—0,01%.

Если исходить из представления, что большая часть эмпирических формул для определения максимальных расходов с малых водосборов соответствует обеспеченности 1—2%, то при средних значениях коэффициента вариации максимальных расходов, сток, обеспеченный на 0,1%, может превышать высчитанный по упомянутым формулам на 50%.

Таким образом, чтобы учесть полностью условия работы траншейных водосливов, необходимо было поставить опыты с моделями при расходах, изменяющихся в некоторых пределах. Конкретно было решено провести опыты при 15; 10; 7,5 и 5 л/сек. При этом, в соответствии с изложенным выше, порог в конце отводящего русла должен был

устанавливаться так, чтобы при расчетном расходе модели 10 л/сек обеспечить наивысший горизонт воды в траншее, при котором еще не начинается затопление водослива.

Вопросы, которые предполагалось выяснить: форма поверхности и степень соответствия теоретического уравнения данным экспериментов, распределение гидростатического давления и скоростей в поперечном сечении потока, а также значения донных скоростей, определяющих типы крепления, направление вектора скорости у дна и на поверхности и вид линий токов.

Измерение поверхности воды производилось при помощи игольчатых измерителей (рис. 1), снабженных шкалой, раз-

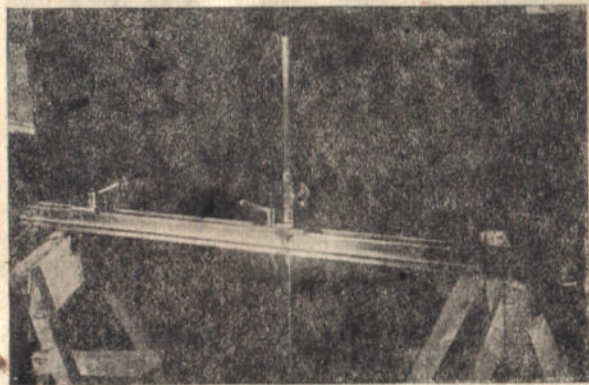


Рис. 1.

деленной на мм, и нониусом, дающим возможность брать отсчеты с точностью до 0,1 мм. Кроме вертикального перемещения в обойме, осуществляемого при помощи кремальерки, игольчатые измерители могли передвигаться в горизонтальном направлении по полозьям и устанавливаться в нужном месте при помощи винтовых зажимов.

Таким образом, пользуясь ими, представлялось возможным в каждом створе произвести количество измерений, необходимое для построения поперечного профиля поверхности воды.

Для установки полозьев измерителя, вдоль модели траншейного водослива были проложены горизонтально деревянные рейки, скрепленные поперечными брусками. Рис. 2 изображает модель траншейного водослива, с уложенной на него рамой и измерителями, установленными в трех створах: в начале траншеи, посередине ее и в конце.

Для измерения гидростатического давления на модели

траншейного водослива устанавливалось 9 пьезометров в трех створах, по схеме, изображенной на рис. 3. Для этого в соответствующих местах в дне и стенах модели просверливалось отверстие, затем вставлялись металлические

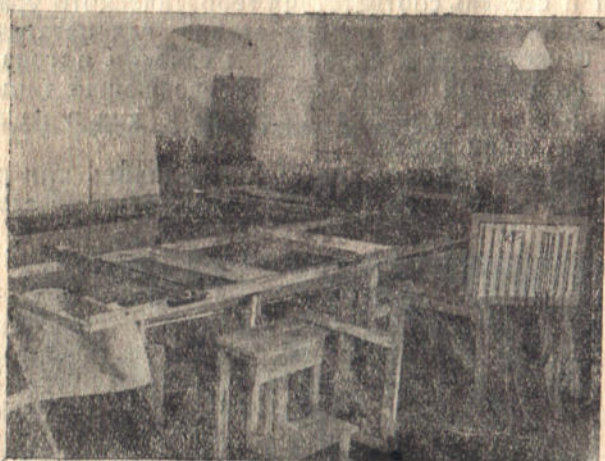


Рис. 2.

штудеры. На последние надевались резиновые трубки, концы которых выводились к пьезометрической доске и присоединялись к стеклянным трубкам, установленным на ней.

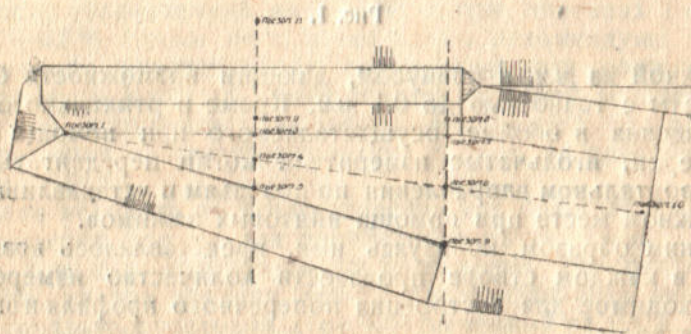


Рис. 3. Схематический план установки пьезометров.

Кроме 9 пьезометров, установленных в пределах траншеи, было установлено еще два пьезометра: один в конце призматической части отводящего лотка (пьезометр № 10) и другой на откосе лотка, изображающего водохранилище (пьезометр № 11). Назначение последнего состояло в кон-

троле данных, полученных при измерении напора над порогом водослива с помощью игольчатых измерителей.

Распределение скоростей в плоскости поперечного сечения потока, а также в направлении перпендикулярном к ребру водослива изучалось при помощи лабораторной трубки Пито с микронометром, со шкалой, разделенной на мм (рис. 4).

При производстве измерений трубка Пито устанавливалась на полость одного из измерителей над створом, в котором производились измерения.

Рис. 5 представляет собою фотографию модели траншейного водослива в работе с трубкой Пито, установленной для измерения поперечной к ребру водослива составляющей скорости. На том же рисунке видно доску с пьезометрами, при помощи которых изучалось распределение давления на модели.

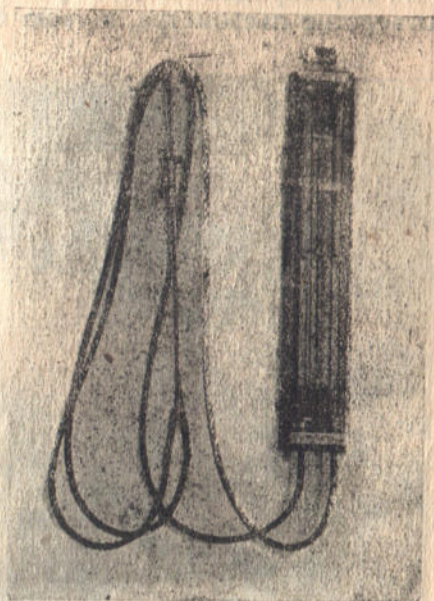


Рис. 4.

Установка модели была смонтирована на втором этаже гидротехнической лаборатории УНИИГМ.

В качестве модели водохранилища был использован лоток трапециoidalного поперечного сечения, шириною по дну 0,38 м, глубиною 0,4 м, с полукорными откосами. В начале упомянутого лотка был установлен успокоительный бассейн с двумя решетками — горизонтальной и вертикальной.

Измерение расхода производилось при помощи прямоугольного водослива без бокового сжатия, шириною 0,25 м, расположенного в передней стенке металлического резервуара размерами: $2 \times 1 \times 1 \text{ м}^3$. Напор измерялся при помощи пьезометра, расположенного в боковой стенке резервуара. Проходящий через водослив расход вычислялся по формуле Базена с поправкой Эгли.

Вода к резервуару подводилась снизу трубой диаметром 150 мм от насоса таких же размеров, расположенного на первом этаже гидротехнической лаборатории и получаю-

шего воду из сливного железобетонного резервуара размерами: $4,7 \times 1,27 \times 1,5 \text{ м}^3$. Расход воды регулировался задвижкой Лудло, расположенной на вертикальном стояке под железным резервуаром.

Для успокоения воды, поступающей в резервуар с водосливом, в последнем была установлена система вертикальных перегородок и две решетки. Кроме того, входное отверстие пьезометра, в свою очередь, было окружено решеткой для полного успокоения небольших вихрей, которые проходили через отверстие второй решетки.



Рис. 5.

Прошедшая через модели вода по вертикальному колодцу и горизонтальному сливному лотку поступала к воронке сливной трубы диаметром 150 мм и затем по последней в упомянутый выше железобетонный резервуар, замыкая, таким образом, круговорот воды в циркуляционной установке. Схема лабораторной установки, описанной выше, представлена на рис. 6.

Первые же опыты, проведенные с моделью траншейного водослива, показали, что намеченная первоначально программа, включавшая 25 опытов с пятью моделями, должна быть пересмотрена. Дело в том, что в результате их выяснилось, что движение воды в траншее может происходить при одном из трех, весьма резко отличающихся друг от друга, режимах.

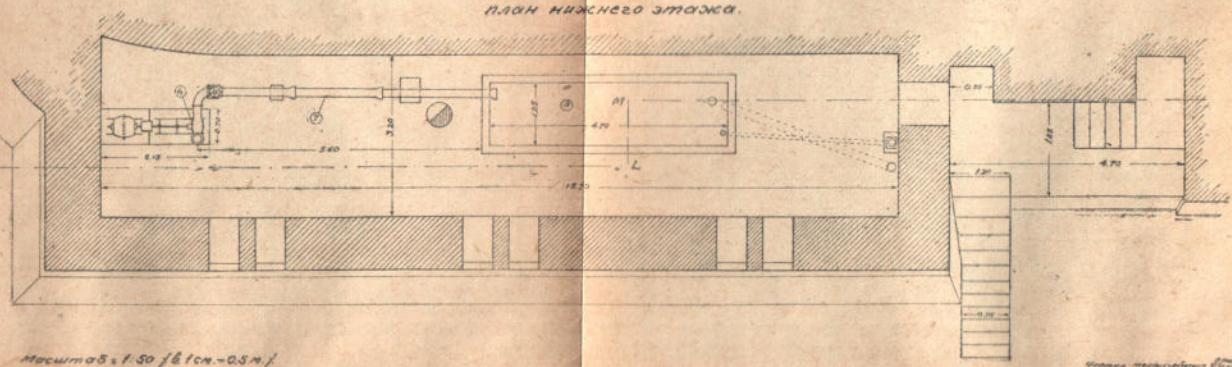
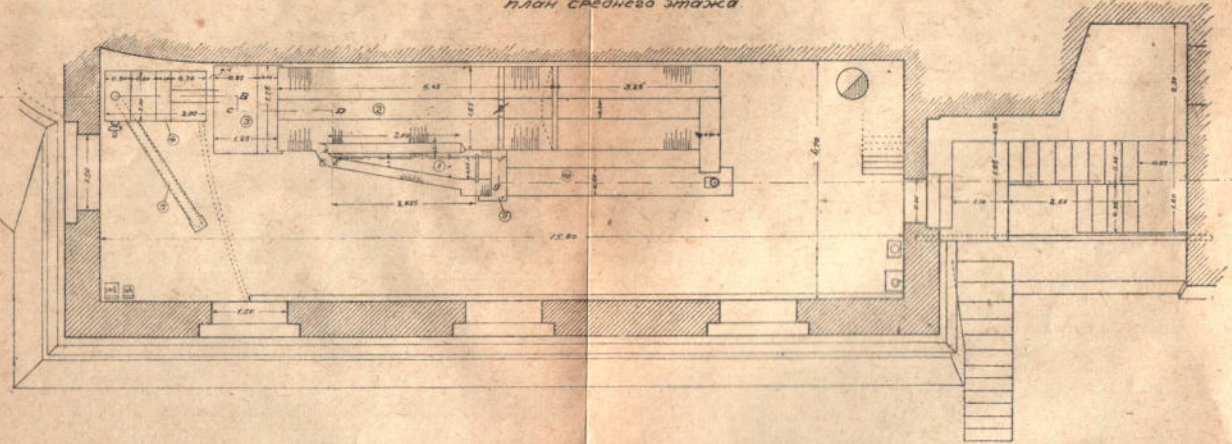
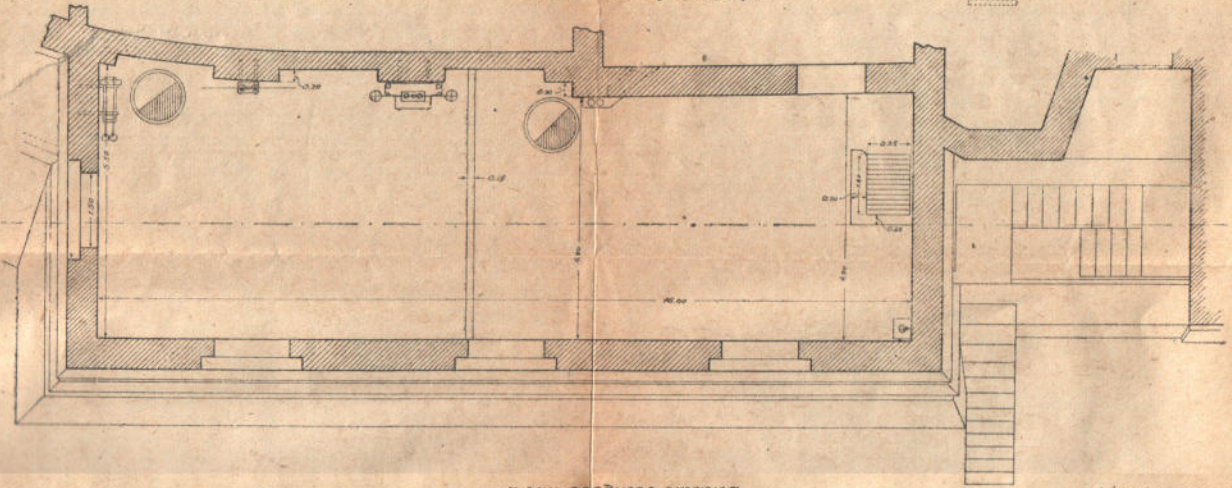
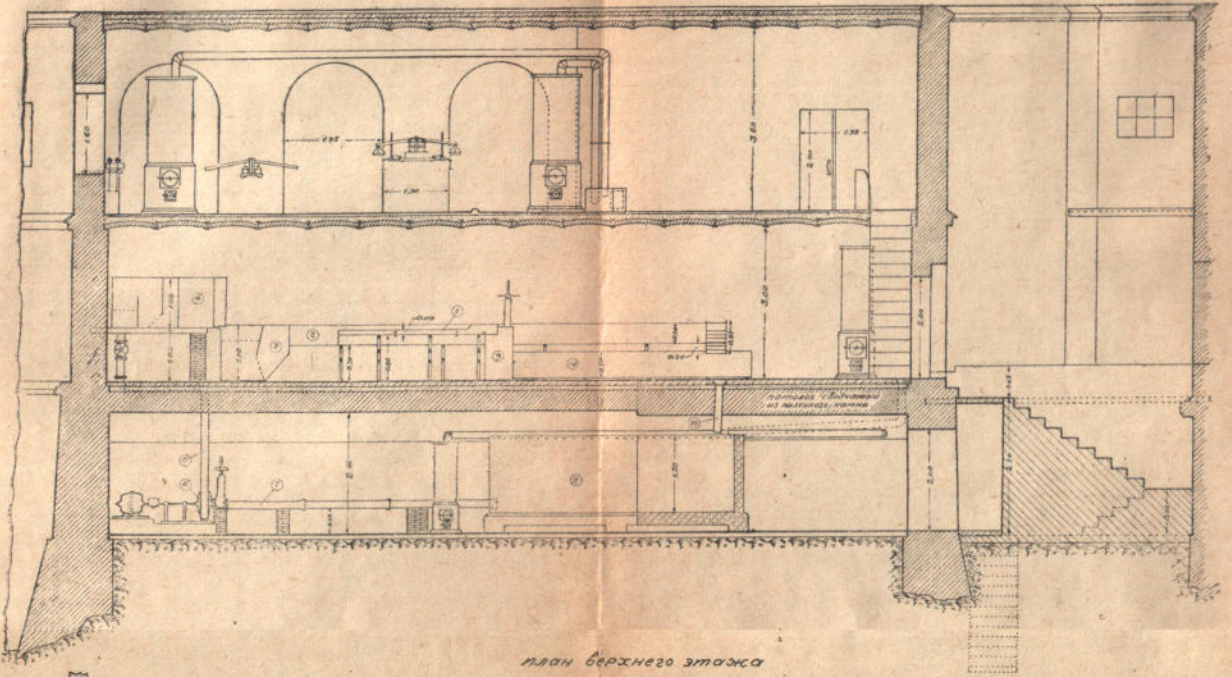
Первый из них характеризуется тем, что сливающаяся с водослива струя движется вдоль откоса и затем на некотором расстоянии—вдоль дна траншеи. Этот тип движения аналогичен водосливу с затопленной струей и поверхностным вальцем. Он связан с наличием сравнительно значительных донных скоростей.

Мы будем в дальнейшем называть этот режим движения жидкости в траншее донным.

Второй режим движения воды в траншее имеет место

СХЕМАТИЧЕСКИЙ ЧЕРТЕЖ ГИДРАВЛИЧЕСКОЙ ЛАБОРАТОРИИ УНИИГИМ С УСТАНОВКОЙ МОДЕЛИ ТРАНШЕЙНОГО ВОДОСЛИВА.

разрез по линии А-А (1/5-СН-Е-ЭИ) и (К-М) с этажными планами



Масштаб 1:50 (1 см. = 0,5 м.)

Рис. 6.

Составитель: [Signature]

при больших расходах и более высоком стоянии горизонта воды в траншее, когда сливающаяся с водослива струя движется по поверхности, образуя ряд стоячих волн. Донные скорости в этом случае незначительны. Здесь мы имеем явление аналогичное явлению прохода воды через водосливную плотину при поверхностном режиме с образованием донного вальца.

По аналогии с упомянутым случаем, мы будем называть этот режим движения в траншее поверхностным режимом.

Наконец, третий режим движения, имеющий место при наибольших расходах, характеризуется тем, что водослив с широким порогом, через который вода из водохранилища поступает в траншею, на большей части длины порога оказывается затопленным.

При этом, степень затопления неодинакова, но увеличивается вверх по течению, что обуславливает неравномерное распределение расхода по длине водосливного ребра. Этот режим движения можно назвать затопленным.

С точки зрения проектировщика, наиболее благоприятными являются условия работы траншейного водослива при поверхностном режиме: в этом случае, с одной стороны, донные скорости в траншее невелики, а с другой стороны, имеет место постоянство расхода вдоль всего ребра водослива, что упрощает гидравлический расчет сооружения.

Поэтому представлялось чрезвычайно важным выяснить условия существования поверхностного режима. Это повлекло за собой необходимость пересмотра и изменения программы опытов. Были введены три дополнительных серии опытов с моделями траншейного водослива длиной 2,5 м с максимальной шириной по дну 0,44; 0,22 и 0 м с полукруглыми откосами, целью которых было выяснить условия, определяющие переход донного режима течения в поверхностный и наоборот.

Для проведения этих опытов установка модели была несколько переоборудована, а именно: шандорный порог в конце отводящего русла, создающий подпор в траншее, был заменен щитовым отверстием, допускающим более детальную регулировку горизонта воды. Изменяя степень открытия щита, можно было наблюдать последовательную смену режима движения воды в траншее. Одновременно производились измерения горизонта воды в траншее, а также горизонта верхнего бьефа. Всего было проведено по этой схеме при различных расходах 123 опыта.

Введение, упомянутых выше, дополнительных опытов, не предусмотренных первоначальной программой, повлекло за собой некоторое сокращение [намеченной ранее схемы

опытов. Прежде всего, была исключена из программы группа опытов с моделями траншейного водослива, соответствующими средней скорости течения 2 м/сек .

Вызвано это было теми соображениями, что эта часть опытов представляла бы наименьший интерес, так как скорость 2 м/сек велика для неукрепленного грунта и в то же время мала для поверхности, укрепленной даже относительно легкой одеждой—мощением.

В дальнейшем пришлось отказаться также от постановки опытов с расходами $2,5 \text{ л/сек}$, так как при столь малом расходе чрезвычайно возростала относительная ошибка при измерении расхода водосливом. Кроме того опыты с расходами $7,5$ и 5 л/сек достаточно хорошо осветили вопрос об условиях работы траншейного водослива при расходах меньших расчетного.

В окончательной редакции программа опытов по исследованию траншейного водослива, проведенных в гидротехнической лаборатории УНИИГиМ, выглядит следующим образом.

1. Основная серия опытов: опыты, проводимые с целью проверки основных уравнений, выведенных для построения поверхности воды в траншее водослива и выяснения условий работы сооружения при переменных расходах

Опыты проводятся по полному циклу наблюдений: определение расхода, измерение поверхности воды, измерение гидродинамического давления, измерение величин и направлений скоростей, изучение траекторий поверхностных струй.

Модель траншеи водослива № 4: длина 166 см , максимальная ширина по дну 44 см , глубина в средней части $8,2 \text{ см}$, откосы полуторные. В конце отводящего призматического русла установлен порог, создающий подпор с таким расчетом, чтобы при расходе 10 л/сек в траншее имел место поверхностный режим. Средняя скорость в натуре: $1,5 \text{ м/сек}$.

№№ опытов	Расходы
1	$10,58 \text{ л/сек}$
2	$14,96 \text{ л/сек}$
3	$14,96 \text{ л/сек}$
4	$10,25 \text{ л/сек}$
5	$14,96 \text{ л/сек}$
6	$7,58 \text{ л/сек}$
7	$5,50 \text{ л/сек}$

Модель № 5: длина 166 см, максимальная ширина по дну 10 см, глубина в средней части 8,2 см, откосы полукоренные. Порог установлен, как и в предыдущем случае. Средняя скорость в натуре: 2,5 м/сек.

№№ опытов	Расходы
8	9,97 л/сек
9	15,25 "
10	7,58 "
11	5,57 "

Модель № 6: длина 250 см, максимальная ширина по дну 41,5 см, глубина траншей в средней части 8 см, откосы полукоренные. Средняя скорость в натуре 1,5 м/сек. В опытах №№ 12—16 порог устанавливался, как и в предыдущих случаях; в опытах №№ 17—18 порог устанавливался так, чтобы создать в траншее поверхностный режим.

№№ опытов	Расходы
12	18,37 л/сек
13	10,93 "
14	7,58 "
15	14,96 "
16	4,94 "
17	4,94 "
18	7,93 "

2. Дополнительная серия опытов: опыты, проводимые с целью выяснения условий существования поверхностного режима

Опыты проводятся по сокращенной схеме: определение расходов, измерение горизонтов.

Модель № 1: длина порога 250 см, максимальная ширина по дну 44 см, глубина траншей в средней части 9,25 см, откосы полукоренные.

№№ опытов	Расходы
1—65	19,35—4,8 л/сек.

Модель № 2: длина порога 250 см, максимальная ширина 22 см, глубина траншей в средней части 9,25 см, откосы полукоренные.

№№ опытов	Расходы
66—104	18,35—2,07 л/сек.

Модель № 3: длина порога 250 см, глубина в средней части 9,25 см, откосы полуторные; поперечное сечение траншеи—треугольник.

№№ опытов

Расходы

105—122

18,35—3,54 л/сек.

Лабораторные исследования по первому разделу выполнены инж. С. В. Соколовским (№№ 4—12, 17 и 18) и инж. М. С. Зиненбергом (№№ 1—3 и 13—16), при участии техника Гершгаймера.

Лабораторные исследования по второму разделу проведены инж. М. С. Зиненбергом и техником Гершгаймером, под руководством инж. С. В. Соколовского.

Обработка экспериментальных данных по разделу первому выполнена инж. С. В. Соколовским и по второму—инж. М. С. Зиненбергом.

Черновая обработка проведена техником Гершгаймером. Теоретическая разработка вопроса выполнена автором настоящей работы инж. С. В. Соколовским.

II. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ УСЛОВИЙ РАБОТЫ ТРАНШЕЙНОГО ВОДОСЛИВА ПРИ ПЕРЕМЕННОМ РАСХОДЕ

Выше уже было упомянуто, что первые опыты, проведенные с моделью траншейного водослива, указали на возможность существования в траншее одного из трех режимов течения: донного, поверхностного или затопленного. Там было также подчеркнуто, что наиболее желательным, с точки зрения проектировщика, является поверхностный режим течения, при котором донные скорости невелики.

Однако, необходимо учитывать, что в натуре траншейный водослив, как и каждое водосбросное сооружение, будет работать при переменных расходах, причем, как правило, сбрасываемый расход будет менее расчетного.

Если спроектировать его так, чтобы при расчетном расходе в траншее имел место поверхностный режим, то при меньших расходах, когда горизонт воды в траншее будет стоять ниже, там вполне возможно возникновение донного режима.

В связи с этим необходимо было выяснить картину течения и особенно вопрос о величине донных скоростей не только для поверхностного, но и для донного режима.

Этой задаче должен был удовлетворить раздел 1-й лабораторных исследований, программа которого изложена выше.

В результате проведенных исследований схема течения при донном режиме может быть представлена следующим образом (рис. 7): проходящая через водослив струя воды поворачивает вниз вдоль откоса траншеи, доходит до дна и устремляется параллельно ему, поворачивая постепенно вниз по течению.

В случае широкого лотка донное течение на некотором расстоянии выбивается на поверхность, образуя ясно заметные вихревые клубы. На рис. 8 и 9, представляющих собою фотографии течения в лотке модели № 6 при расходах 7,58 л/сек и 4,94 л/сек, эти клубы выходящего на поверхность донного течения видны довольно ясно.

Проходящая вдоль откоса и затем вдоль дна струя увлекает за собою прикрывающие ее массы воды и приводит их во вращательное движение, подобное движению воды в поверхностном вальце затопленного прыжка.



Рис. 7.

Складываясь с поступательным движением, параллельным оси вихря, оно ведет к образованию спирального течения, поверхностные токи которого направляются к ребру водослива.



Рис. 8.

Второе, меньших размеров, спиральное течение с обратным направлением спирали, образуется между местом выхода донных струй на поверхность и противоположным водосливу откосом траншеи.

Более простой вид имеет схема в узком лотке, а также в верхней части широкого лотка. В этом случае донное течение выходит на поверхность у противоположного откоса лотка и меньшая спираль отсутствует.

Сказанное выше можно иллюстрировать рис. 10 и 11, представляющими собой зарисовку по координатной сетке

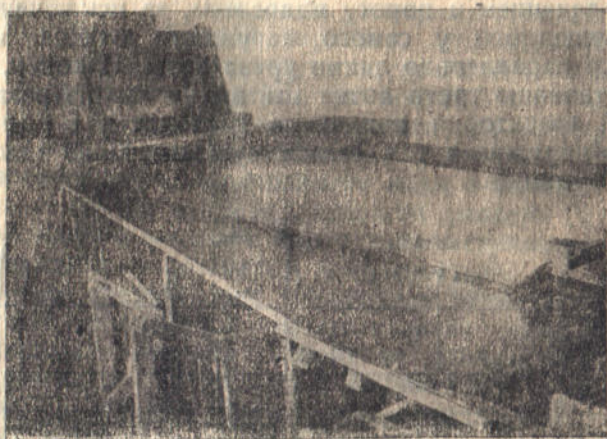


Рис. 9.

путей поплавков в опытах № 6 (модель № 4) и № 10 (модель № 5) с расходами 7,58 л/сек и 7,21 л/сек.

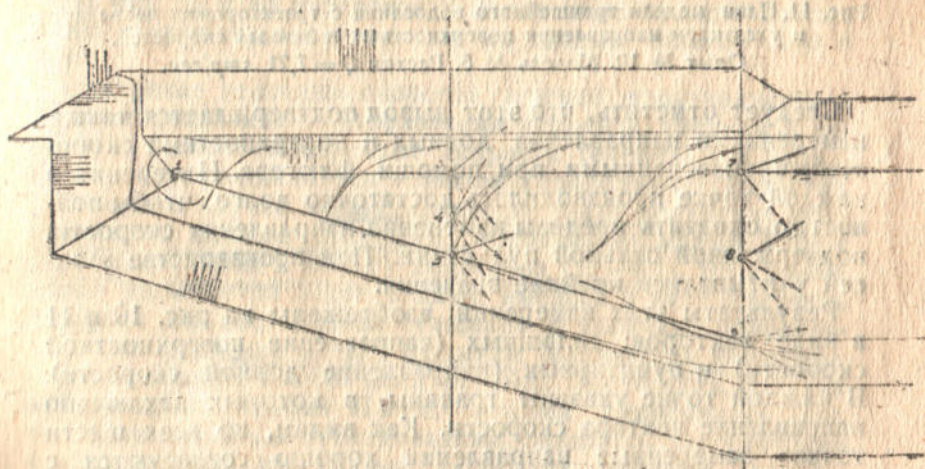


Рис. 10. План модели траншейного водослива с траекториями поплавков и указанием направления поверхностных и донных скоростей, Опыт № 6. Модель № 4. Расход $Q = 7,58$ л/сек.

Рассматривая рис. 10, мы видим, что поплавок, пущенный у ребра водослива, передвигается параллельно последнему, так как подвергается, с одной стороны, воздей-

ствию струи, сходящей с водослива, с другой—не слишком сильного спирального течения.

Пущенные на поверхность воды в траншее поплавок относятся течением к порогу водослива, за исключением одного, пущенного у самого наружного откоса, который движется параллельно линии уреза воды. Наконец, в нижней по течению трети лотка мы видим линию раздела, от которой траектории поплавков расходятся в разные стороны, обнаруживая тем самым существование здесь двойной циркуляции.

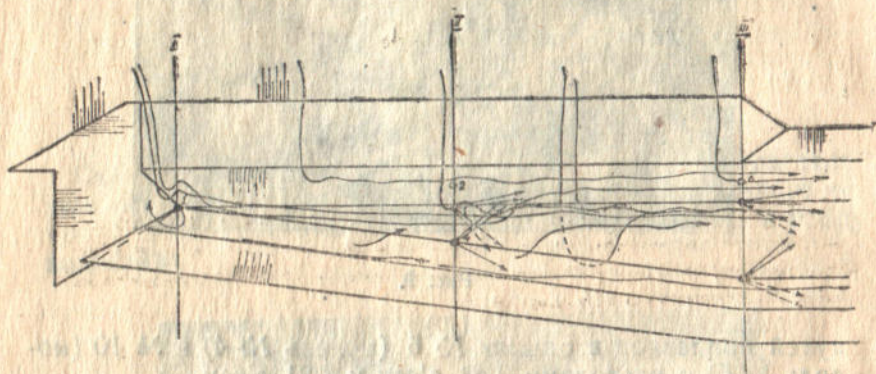


Рис. 11. План модели траншейного водослива с траекториями поплавков и указанием направления поверхностных и донных скоростей.

Опыт № 10. Модель № 5. Расход $Q = 7,21$ лтр/сек.

Следует отметить, что этот вывод подтверждается также измерениями направления донных и поверхностных скоростей, произведенными при помощи флюгера. Измерение в каждой точке производилось достаточно долго, чтобы полностью охватить пределы изменения направления скорости, подтвержденной сильной пульсацией. При производстве записей учитывались крайние значения.

Результаты этих измерений изображены на рис. 10 и 11 в виде векторов: сплошных (направление поверхностной скорости) и пунктирных (направление донной скорости). В каждой точке указаны границы, в которых заключено направление вектора скорости. Как видим, во всех шести точках замеренные направления хорошо согласуются с траекториями поплавков.

В верхней по течению части лотка находится значительная застойная зона. Пущенный в этой области поплавок сравнительно медленно движется по замкнутой траектории.

Картина течения, приведенная на рис. 11, в общем подобна описанной выше, за исключением того, что второе, меньшее циркуляционное течение здесь отсутствует. На-

правление донной и поверхностной скоростей у подошвы противоположного водосливу откоса ясно указывает на это. Что касается основного циркуляционного течения, то последнее, в связи с меньшими размерами траншеи, носит значительно более бурный характер. Это отражается на том, что некоторые поплавки, относимые течением к водосливу, увлекаются струей воды вглубь, так что значительная часть их траектории проходит под поверхностью воды (пунктирные участки кривых).

Что касается формы поверхности воды в поперечном сечении, то в случае широкой траншеи (модель № 4) она имеет довольно спокойный вид и пьезометрическая линия почти совпадает со свободной поверхностью.

Исключение представляет поперечное сечение в начале траншеи, где наблюдается высокая стоячая волна, которая как бы отделяет застойную зону от основного течения, поворачивающего параллельно оси траншеи.

Наоборот, в случае узкой траншеи (модель № 5) поверхность воды в траншее носит неспокойный характер и глубины, в различных точках поперечного сечения, значительно отличаются друг от друга: поверхность воды заметно перекошена; посредине траншеи проходит довольно глубокая борозда. В то же время пьезометрическая линия проходит значительно выше поверхности воды.

На рис. 12 и 13 изображены поперечные сечения потока воды в траншее, построенные по данным опытов №№ 6 и 10.

Измерение величины скорости течения производилось в двух направлениях: в направлении перпендикулярном к порогу водослива (поперечные скорости течения) и в направлении параллельном оси траншеи (продольные скорости).

В первом случае целью измерений было получение максимальных донных скоростей, образующих малый угол с перпендикуляром к порогу водослива ($30-40^\circ$). Во втором, кроме упомянутой выше задачи, имелось в виду получить материал для составления суждения о величине поправочного коэффициента α_0 для формулы количества движения.

К сожалению, вторая цель не была достигнута, так как лабораторная трубка Пито, которая применялась при экспериментальных исследованиях, оказалась недостаточно чувствительной при малых скоростях, порядка $0,1-0,2$ м/сек. Кроме того при измерении под углом, близким к 90° , к направлению скорости у конца трубки, видимо, возникали завихрения, что вызывало отсос жидкости из трубки и совершенно искажало показания.

Поэтому более надежные значения коэффициента могли быть получены только в небольшом числе случаев, в опытах со скоростями, превышавшими $0,2-0,3$ м/сек.

Поперечник I на расстоянии 14,8 см от начала водослива



Поперечник II на расстоянии 85 см от начала водослива



Поперечник III на расстоянии 161,5 см от начала водослива



Рис. 12. Поперечные профили поверхности воды в траншейном водосливе.
Опыт № 6. Модель № 4. Расход $Q = 7,58$ л/сек.

Что касается величины максимальной донной скорости, то для выведения ее значения получены следующие данные: в опыте № 6 максимальная скорость, измеренная в направлении перпендикулярном к порогу водослива: $v_1 = 0,396$ м/сек и в направлении параллельном ему: $v_2 = 0$. В опыте № 10 те же величины получены:

$$v_1 = 0,313 \text{ м/сек}$$

$$v_2 = 0,243 \text{ м/сек.}$$

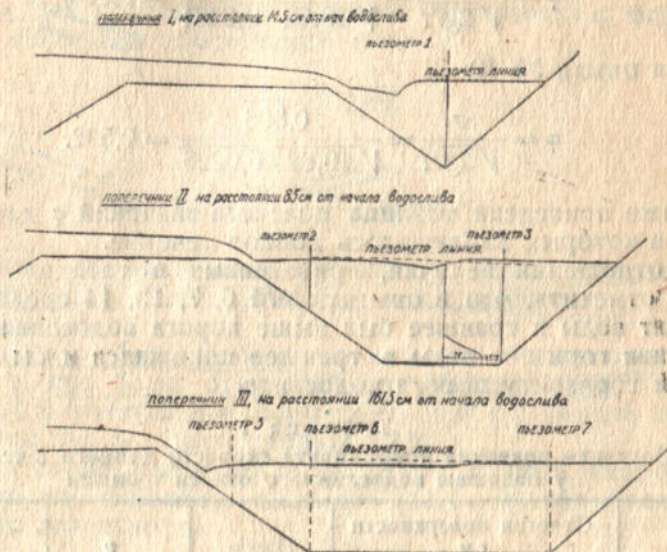


Рис. 13. Поперечные профили поверхности воды в трапециевидном водосливе.

Опыт № 10, модель № 5, расход $Q = 7,21$ л/сек.

Таким образом, можно считать, что полная скорость течения у подошвы водосливного откоса равна в первом случае

$$v \cong v_1 = 0,396 \text{ м/сек}$$

и во втором:

$$v = \sqrt{v_1^2 + v_2^2} = \sqrt{0,313^2 + 0,243^2} = 0,396 \text{ м/сек.}$$

Если перевести упомянутое значение скорости на натуру, на основании законов динамического подобия, получим:

$$v_n = v \sqrt{n} = 0,396 \sqrt{40} = 2,5 \text{ м/сек.}$$

Интересно сопоставить значение полученной в опытах донной скорости с величиной соответствующего напора.

В опыте № 6 напор на пороге водослива, на основании данных измерений игольчатым измерителем:

$$H = 2,31 \text{ см} = 0,0231 \text{ м}$$

и в опыте № 10

$$H = 2,26 \text{ см} = 0,0226 \text{ м};$$

тогда имеем для опыта № 6:

$$\varphi = \frac{v}{\sqrt{2gH}} = \frac{0,396}{\sqrt{19,62 \cdot 0,0231}} = 0,586$$

и для опыта № 10:

$$\varphi = \frac{v}{\sqrt{2gH}} = \frac{0,396}{\sqrt{19,62 \cdot 0,0226}} = 0,592.$$

Ниже приведена таблица подсчета значений φ для опытов, в которых наблюдалось донное течение.

В отношении величин, приведенных в таблице 1, следует отметить, что в опытах №№ 6, 7, 10, 14 средний горизонт воды в траншее был выше порога водослива; у водослива горизонт воды в траншее понижался и был почти равен горизонту порога водослива.

Таблица 1

Подсчеты значений коэффициента скорости донного течения у подошвы водосливного откоса траншей

№№ опытов	Отметки поверхности см		Напор м	v м/сек	φ
	водохранил.	порог			
6	22,88	20,57	0,0231	0,396	0,586
7	22,66	20,57	0,0209	0,313	0,488
10	22,83	20,57	0,0226	0,396	0,592
14	21,87	20,36	0,0151	0,328	0,601
16	21,58	20,36	0,0122	0,280	0,570

В опыте № 16 средняя отметка уровня в траншее значительно ниже порога водослива, а именно: 19,55 см, поэтому здесь было бы правильно считать напор равным:

$$21,58 - 19,55 = 2,03 \text{ см} = 0,0203 \text{ м};$$

Тогда значение коэффициента φ было бы равно:

$$\varphi = 0,442.$$

Как видно из таблицы, значения коэффициента φ обнаруживают заметные колебания. Однако, выводить какую-либо математическую зависимость коэффициента φ от таких факторов, как напор, глубина воды в траншее и т. д., было бы нецелесообразно, ввиду слишком малого количества опытных данных.

Для целей практики мы полагаем достаточным ограничиться формулой простейшего типа:

$$v = \varphi \sqrt{2gH}, \quad (1)$$

полагая:

$$\varphi = 0,6$$

H = напору на водосливе.

От подошвы водосливного откоса к середине траншеи скорость постепенно убывает, как видно из рис. 12, поперечник II.

Однако это убывание скорости не настолько значительно, чтобы можно было отказаться от крепления дна. Так, в опыте № 6 уменьшение скорости течения к середине лотка в сечении II-м составляет только 29%.

Значительное уменьшение величины донных скоростей имеет место, очевидно, лишь за местом выхода донных струй на поверхность.



Рис. 14.

Схема движения жидкости в потоке при наличии поверхностного режима представлена на рис. 14. Она характерна тем, что проходящие через водослив струи направляются по поверхности воды в траншее к противоположному откосу ее, постепенно отклоняясь в сторону нижнего бьефа. При этом поверхностное течение увлекает за собою ниже расположенные массы воды, приводя их во вращательное движение, которое геометрически складывается с поступа-

тельным движением вдоль траншеи. В результате в траншее возникает спиральное течение, с направлением донных струй от наружного откоса траншеи в сторону водослива. Рис. 15 может служить иллюстрацией сказанного. Он представляет собою план лотка (модели № 5), на который нанесены траектории поплавков, наблюдавшиеся при проведении опыта № 8 (с расходом $Q = 9,97$ л/сек), и векторы, указывающие направление поверхностных и донных скоростей. Как видно, в этом случае все поплавки, кроме двух, пущенных ниже прочих по течению, отнесены к наружному откосу.

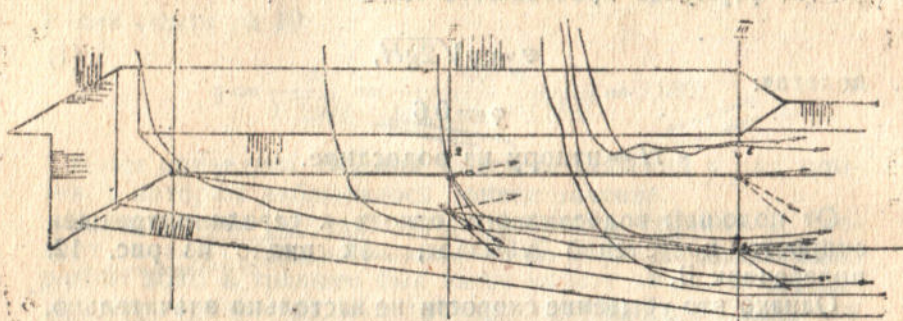


Рис. 15. План модели траншейного водослива с траекториями поплавков и указанием направления поверхностных и донных скоростей.

Опыт № 8. Модель № 5. Расход $Q = 9,97$ л/сек.

Аномалия в поведении упомянутых двух поплавков объясняется тем, что в нижней по течению части лотка в опыте № 8 наблюдался переходный режим. Это отразилось также на направлении вектора скорости в точке 7, напоминающем донный режим.

Застойная зона в верхнем конце траншеи, хотя и значительно более слабо выраженная, наблюдается и при наличии поверхностного режима течения.

Вследствие этого поплавок, пущенный у верхнего края водослива, отклоняется вниз по течению, обходя стороной верхний угол траншеи.

Поверхностный режим сопровождается образованием ряда стоячих волн, параллельных ребру водослива, которые, очевидно, являются результатом существования поверхности разрыва на нижней границе сходящей с водослива струи.

Этот вид поверхности воды хорошо виден на фотографиях опытов №№ 13, 17 и 18, с расходами 10,93 л/сек, 4,94 л/сек и 7,93 л/сек (рис. 16, 17 и 18), а также на рис. 19, 20 и 21, представляющих собою поперечные

профили поверхности воды, построенные по данным опытов №№ 4, 8 и 13 (с расходами 10,25 л/сек, 9,97 л/сек и 10,93 л/сек). Как и в предыдущем случае, можно отметить, что движение воды в более узкой траншее носит значительно

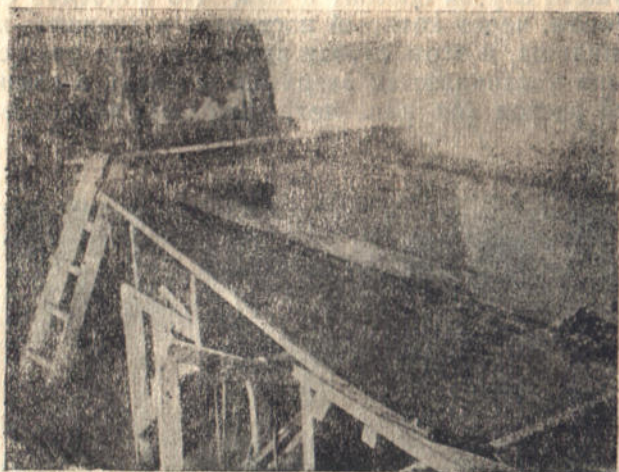


Рис. 16.

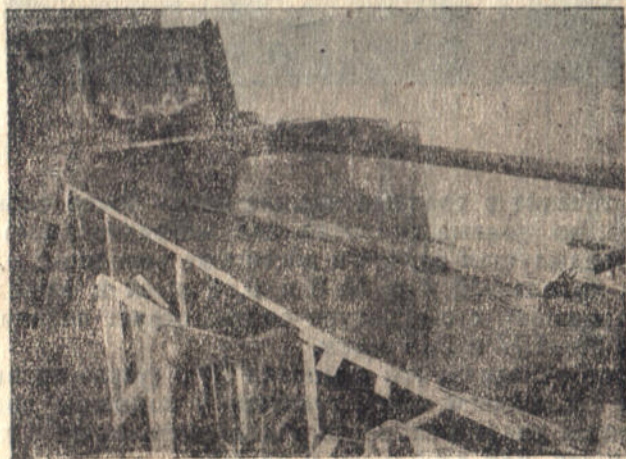


Рис. 17.

более бурный характер, в связи с чем пьезометрическая линия заметно отходит от линии свободной поверхности воды (особенно см. рис. 20, опыт № 8, поперечник III).

Данные скорости незначительны, порядка 0,1—0,2 м/сек,

как в модели № 4, так и в моделях № 5 и № 6, что составляет в переходе на натуре: 0,63—1,27 м/сек.

Затопленный режим течения в траншее довольно близок по характеру к поверхностному. Основное его отличие от предыдущего случая состоит в том, что водослив с широким порогом, через который поступает в траншею вода из водохранилища, в этом случае затоплен. При этом степень затопления увеличивается вверх по течению, в связи с чем удельный расход (на пог. метр ширины) водослива убывает.

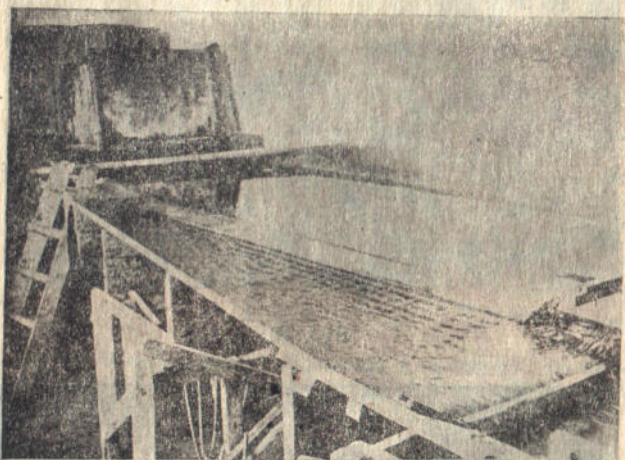


Рис. 18.

Само течение в траншее внешне носит более спокойный характер, но донные скорости все же значительно выше, чем в предыдущем случае, и достигают величины: 0,2—0,28 м/сек в моделях № 4 и № 6 и 0,34 м/сек в модели № 5 (узкая траншея), что в натуре соответствует величине скорости: 1,26—1,77 и 2,15 м/сек.

Следует отметить, что в модели № 5 (узкая траншея), в нижнем по течению конце траншеи у подошвы водосливного откоса донные скорости значительно выше и доходят до 0,7 м/сек, или 4,42 м/сек в натуре.

Расчетное значение средней скорости течения для модели № 5 равно 0,4 м/сек, что соответствует в натуре скорости 2,5 м/сек. Как видим, при прохождении катастрофического паводка местные скорости в траншее могут значительно превосходить допустимые для одиночной мостовой, что может вызвать местные размывы и частичное разрушение сооружения.

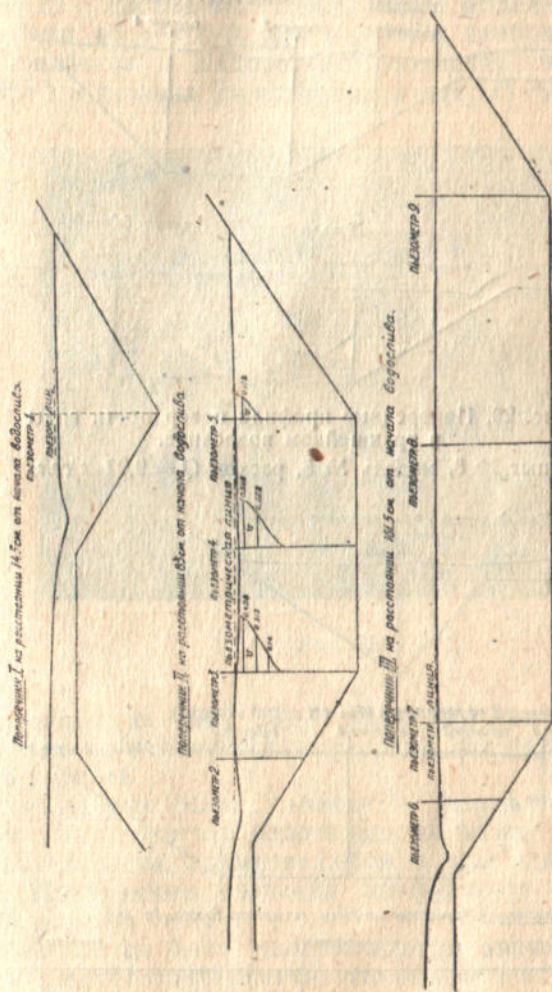


Рис. 19. Поперечные профили поверхности воды в траншейном водосливе,
 Опыт № 4. Модель № 4. Расход $Q = 10,25 \text{ л/сек.}$

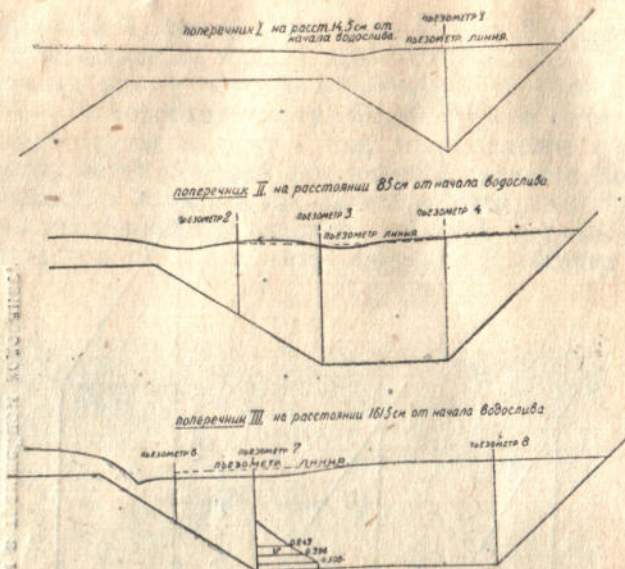


Рис. 20. Поперечные профили поверхности воды в траншейном водосливе.
Опыт № 8, модель № 5, расход $Q = 9,97$ л/сек.

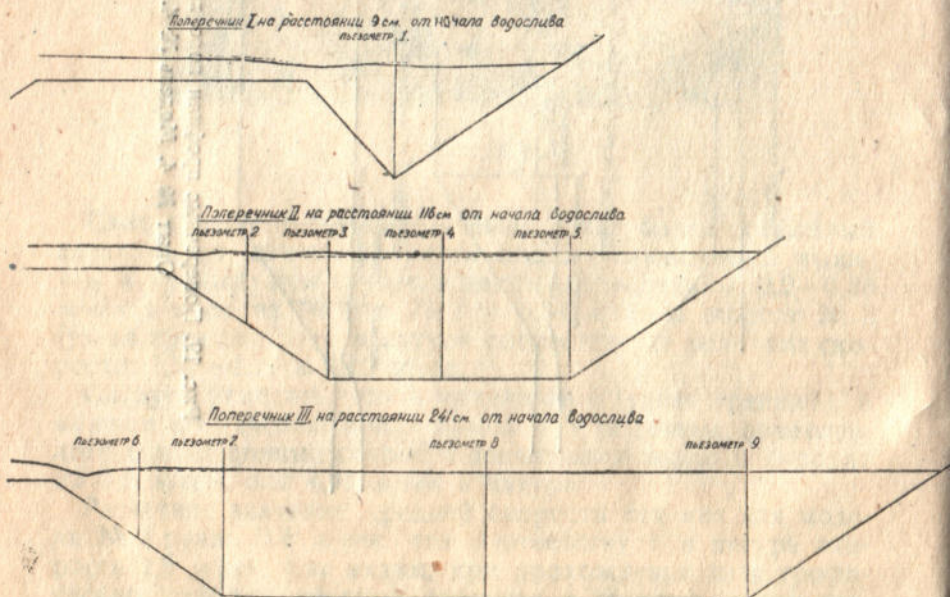


Рис. 20. Поперечные профили поверхности воды в траншейном водосливе.
Опыт № 13, модель № 6, расход $Q = 10,93$ л/сек.

В моделях № 4 и № 6, для которых расчетная скорость равна: 0,24 м/сек или 1,5 м/сек для природы, подобного явления не наблюдалось.

На рис. 22 приведена фотография затопленного режима (опыт № 15, расход: 14,96 м/сек), а на рис. 23 и 24—поперечные профили потока.

Рис. 25 представляет собою план модели траншейного водослива, на котором, как и раньше, изображены траектории поплавков и направление поверхностных (сплошные векторы) и донных (пунктирные векторы) скоростей.

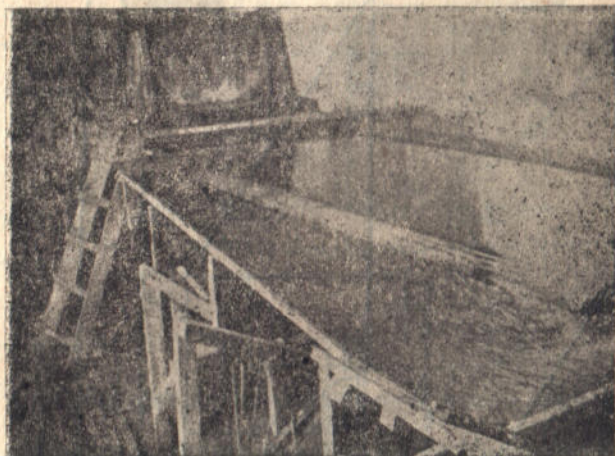


Рис. 22.

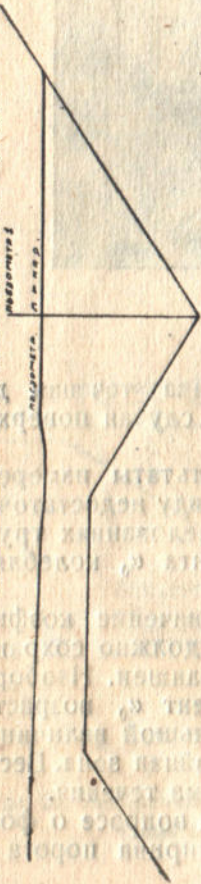
Как видно из рис. 25,—общая картина течения действительно не отличается от таковой для случая поверхностного режима.

Как выше уже было упомянуто, результаты измерения продольных скоростей мало надежны, ввиду недостаточной чувствительности, применявшейся в исследованиях трубки Пито. Полученные значения коэффициента α_0 колеблются от 1,02 до 1,18.

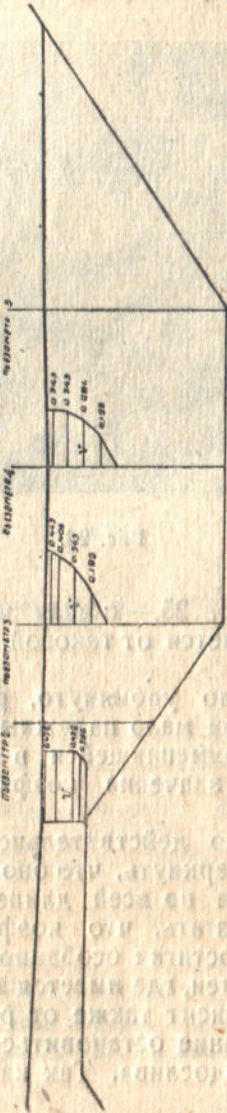
Каково бы ни было действительное значение коэффициента α_0 , следует подчеркнуть, что оно не должно сохранять постоянного значения по всей длине траншеи. Наоборот, есть основание полагать, что коэффициент α_0 возрастает вверх по течению, достигая особенно большой величины в верхнем конце траншеи, где имеется застойная зона. Весьма вероятно, что он зависит также от режима течения.

Следует в заключение остановиться на вопросе о форме струи в пределах водослива. Так как ширина порога его

Поперечный I на расстоянии 1,1 м от начала водослива



Поперечный II на расстоянии 2 м от начала водослива



Поперечный III на расстоянии 6,5 м от начала водослива



Рис. 23. Поперечные профили поверхности воды в траншейном водосливе. Опыт № 5. Модель № 4. Расход $Q = 14,96 \text{ л/сек}$.

значительно превышает $4H$, а сжатие при входе значительно ослаблено наличием откоса, то струя воды имеет довольно спокойный характер.

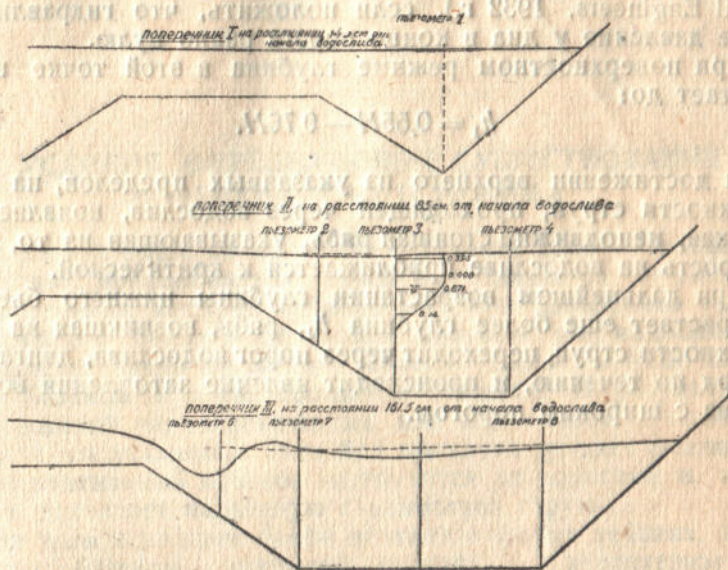


Рис. 24. Поперечные профили поверхности воды в траншейном водосливе.

Опыт № 9. Модель № 5. Расход $Q = 15,25$ л/сек.

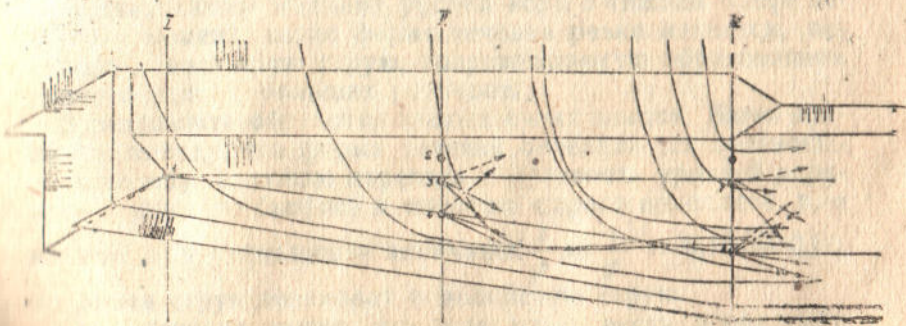


Рис. 25. План модели траншейного водослива с траекториями поплавков и указанием направления поверхностных и донных скоростей.

Опыт № 9. Модель № 5. Расход $Q = 14,73$ л/сек.

Глубина воды в конце водослива $h_1 \approx 0,45H$ (в среднем: $h_1 = 0,446H$) в случае донного режима.

Отметим, что значение: $h_1 \cong 0,45H$ для глубины в конечной точке порога водослива с широким порогом, может быть получено по методу Б. А. Бахметьева (О водосливе с широким порогом—Proceedings American Society of Civil Engineers, 1932 г.), если положить, что гидравлическое давление у дна в конце порога равно нулю.

При поверхностном режиме глубина в этой точке возрастает до:

$$h_1 = 0,55H - 0,76H.$$

При достижении верхнего из указанных пределов, на поверхности струи, проходящей через водослив, появляется мелкая, неподвижно стоящая рябь, указывающая на то, что скорость на водосливе приближается к критической.

При дальнейшем возрастании глубины нижнего бьефа, возрастает еще более глубина h_1 , рябь, возникшая на поверхности струи, переходит через порог водослива, двигаясь вверх по течению, и происходит явление затопления водослива с широким порогом.

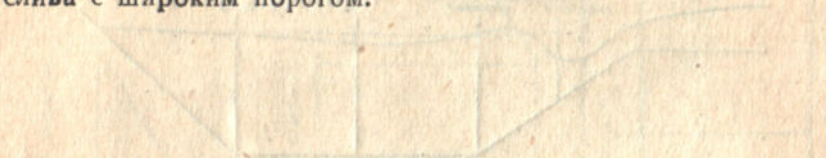


Рис. 22. Поверхностный режим в водосливе с широким порогом.
 Опыт № 1. Модель 1/20. Расход $Q = 10,28$ л/сек.

Рис. 23. Поверхностный режим в водосливе с широким порогом.
 Опыт № 2. Модель 1/20. Расход $Q = 12,73$ л/сек.

Рис. 24. Поверхностный режим в водосливе с широким порогом.
 Опыт № 3. Модель 1/20. Расход $Q = 15,18$ л/сек.

III. УСЛОВИЯ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ СУЩЕСТВОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТНОГО РЕЖИМА

Описанная выше смена режима течения воды в траншее водослива принципиально ничем не отличается от смены форм течения, которые наблюдаются при повышении уровня нижнего бьефа водосливной плотины или водослива. Экспериментально последнее явление было впервые изучено Базеном в конце прошлого столетия. В результате исследований, проведенных им над водосливом с тонкой стенкой, он установил, что при поднятии уровня нижнего бьефа отогнанный прыжок надвигается на водослив и, наконец, затопляет падающую с водослива струю.

При этом в нижнем бьефе возникает форма течения, названная Базеном „покрытой струей“ и характеризующаяся тем, что падающая с водослива струя проникает до дна русла и, поворачивая вдоль последнего, образует донное течение.

Со стороны стенки водослива, а также со стороны свободной поверхности основная струя окружена вальцами. При дальнейшем подъеме уровня воды в нижнем бьефе наступает момент, когда форма течения резко меняется, переходя в волнистую струю, сопровождаемую образованием донного вальца, больших размеров.

В результате обработки данных своих опытов, Базен пришел к выводу, что форма течения определяется соотношением между высотой перепада z (разность уровней верхнего и нижнего бьефов) и высотой порога водослива p , а именно: при уменьшении величины: $\frac{z}{p}$ до $\frac{z}{p} = 0,15 - 0,20$, покрытая струя переходит в волнистую струю.

Он установил также, что если опыт вести в обратном направлении, понижая постепенно горизонт нижнего бьефа, то волнистая струя может сохраниться несколько долее до достижения отношением $\frac{z}{p}$ значения: $\frac{z}{p} = 0,30$.

Таким образом, опыты Базена указывают на то, что волнистая струя, устойчивая при малых перепадах, при увели-

чении последних переходит в неустойчивое состояние, сменяемое затем донной формой течения.

Интересно отметить, что и в описанном нами выше явлении, смены донного и поверхностного режимов течения в траншее, также может наблюдаться неустойчивое состояние, когда вдоль траншеи характер течения периодически меняется. При этом, у верхнего конца траншеи попеременно возникают области донного и поверхностного режимов, медленно перемещающиеся вниз по течению.

Рис. 26 представляет собою фотографию поверхности воды при неустойчивом режиме. Следует обратить внимание

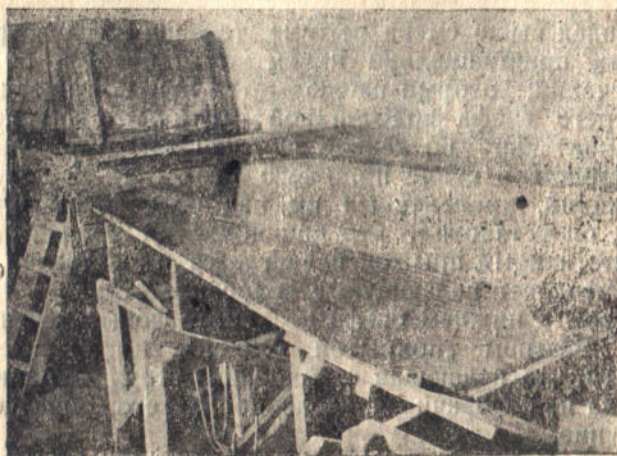


Рис. 26.

на участки относительно спокойной поверхности, на которых имеет место донный режим, и участки поверхностного режима с рядами параллельных волн.

Базен не дал теоретического обоснования предложенной им зависимости. Поэтому есть основание полагать, что предложенный им критерий для установления формы течения носит, до некоторой степени, условный характер, отражающий те рамки, в пределах которых он проводил свои эксперименты.

Теоретическую сторону вопроса об условиях существования поверхностного режима для случая водосливной плотины с гуськом, рассмотрел проф. А. А. Сабанеев в своей работе: „О форме сопряжения водосливной поверхности плотины с дном нижнего бьефа“ (Труды М. И. И. Т., выпуск XI, 1929 г.). При этом, для выведения интересующей его зависимости он воспользовался законом количества движения.

Выводы проф. Сабанеева, как упоминает и он сам, не являются вполне строгими, однако все же представляют большой интерес.

Вопрос об условиях существования поверхностного режима в траншее водослива значительно сложнее разрешенного проф. Сабанеевым, так как здесь явление усложняется наличием поперечного к ребру водослива течения. Поэтому здесь вряд ли можно получить чисто теоретическим путем даже приближенное решение. Однако, некоторая теоретическая разработка вопроса и в этом случае необходима, чтобы установить хотя бы те факторы, которые должны определять условия существования поверхностного режима.

Исследуя упомянутый выше вопрос, мы будем применять тот же метод, что и проф. Сабанеев.

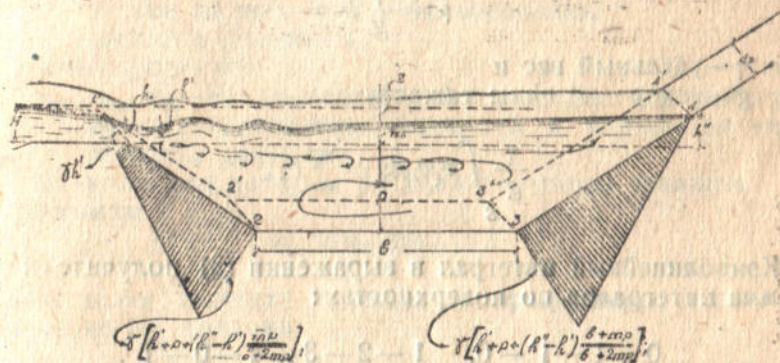


Рис. 27.

Выделим из потока, протекающего по траншее (рис. 27), двумя перпендикулярными к порогу водослива сечениями элементарный объем 0—1—2—3—4, 0'—1'—2'—3'—4'. Пусть расстояние между сечениями равно dx . Применим к выделенному объему закон количества движения.

Для случая установившегося движения он, как известно из гидромеханики, примет вид:

$$\rho \int_S \vec{v} v_n ds = \sum \vec{F}, \quad (1)$$

где: ρ — плотность жидкости,

\int_S — означает интеграл, взятый по всей поверхности рассматриваемого объема,

\vec{v} — вектор скорости в некоторой точке, лежащей на поверхности рассматриваемого объема,
 v_n — нормальная составляющая скорости в той же точке (проекция на внешнюю нормаль),
 s — поверхность рассматриваемого объема,
 F — внешняя сила, действующая на элементарный объем.

Приведенное выше уравнение (1), представленное в векторной форме, может быть заменено уравнением в проекциях. Проектируя левую и правую части уравнения (1) на ось ξ — горизонтальный перпендикуляр к порогу водослива, — мы получим:

$$\rho \int_S v_\xi v_n ds = \sum F_\xi \quad (2)$$

или заменяя:

$$\rho = \frac{\gamma}{g},$$

где: γ — удельный вес и
 g — ускорение силы тяжести:

$$\frac{\gamma}{g} \int_S v_\xi v_n ds = \sum F_\xi. \quad (3)$$

Криволинейный интеграл в выражении (3) получится как сумма интегралов по поверхностям:

$$0-1-1'-0, \quad 1-2-3-4-0-1$$

и

$$1'-2'-3'-4'-0'-1',$$

так как для прочих поверхностей элементарного объема

$$v_n = 0.$$

Поэтому имеем:

$$\frac{\gamma}{g} \int_S v_\xi v_n ds = \frac{\gamma}{g} \int_{s_1} v_0 (-v_0) ds + \frac{\gamma}{g} \int_{s_2} v_\xi v_n ds + \frac{\gamma}{g} \int_{s_3} v_\xi v_n ds.$$

Здесь: s_1 — площадь 0-1-1'-0',

s_2 — " 0-1-2-3-4-0,

s_3 — " 0'-1'-2'-3'-4'-0',

v_0 — скорость, с которой струя сходит с водослива

Примечание: в первом интеграле $v_n = -v_0$, так как направление внешней нормали противоположно скорости течения жидкости.

Значения вышеприведенных трех интегралов могут быть представлены в следующем виде:

$$\frac{\gamma}{g} \int_{s_1} v_0 (-v_0) ds = -\alpha_{01} \frac{\gamma}{g} v_0^2 h_0 dx = -\alpha_{01} \frac{\gamma}{g} \frac{q^2}{h_0} dx \quad (5)$$

$$\frac{\gamma}{g} \int_{s_2} v_{\xi} v_n ds = -\alpha_{02} \frac{\gamma}{g} Qv \sin \frac{\beta}{2} \quad (6)$$

$$\frac{\gamma}{g} \int_{s_3} v_{\xi} v_n ds = \alpha_{03} \frac{\gamma}{g} (Q + dQ) (v + dv) \sin \frac{\beta}{2}, \quad (7)$$

где: q —расход на погонный метр водослива,

Q —расход в сечении s_2 ,

v —скорость там же,

$\alpha_{01}, \alpha_{02}, \alpha_{03}$ —коэффициенты, учитывающие неравномерность распределения скоростей в выражении количества движения,

β —угол, под которым расходятся откосы траншеи.

Принимая:

$$\alpha_{01} \cong \alpha_{02} \cong \alpha_{03} \cong 1$$

и подставляя значение интегралов, приведенные выше, в уравнение (4), получим:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma}{g} \int_S v_{\xi} v_n ds = & -\frac{\gamma}{g} \frac{q^2}{h_0} \cdot dx + \frac{\gamma}{g} (Q + dQ) (v + dv) \sin \frac{\beta}{2} - \\ & - \frac{\gamma}{g} Qv \sin \frac{\beta}{2}. \end{aligned}$$

Производя сокращение подобных членов и пренебрегая бесконечно малыми второго порядка, получим:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma}{g} \int_S v_{\xi} v_n ds = & -\frac{\gamma}{g} \frac{q^2}{h_0} dx + \frac{\gamma}{g} v dQ \sin \frac{\beta}{2} + \\ & + \frac{\gamma}{g} Q dv \sin \frac{\beta}{2}. \end{aligned} \quad (8)$$

Из внешних сил, действующих на объем жидкости, заключенной между сечениями:

$$1 - 2 - 3 - 4 - 0 - 1$$

и

$$1' - 2' - 3' - 4' - 0' - 1',$$

необходимо будет учесть гидродинамическое давление по плоскостям:

$$1 - 2 - 2' - 1'$$

и

$$3 - 4 - 4' - 3'$$

Гидродинамическое давление в сечении $1-0-0'-1'$ незначительно по своей величине, так что им можно пренебречь; что же касается прочих сил, то их проекция на ось ξ равна нулю.

Так как при поверхностном режиме стекающая с водослива струя воды движется по поверхности, лишь медленно смешиваясь с основными массами воды, которые находятся в состоянии относительно спокойных движений, то можно считать, что на каждой вертикали распределение давления близко к гидростатическому.

Примем, что средняя линия поверхности близка к прямой, проходящей у левого откоса выше порога водослива на величину h' и у правого на h'' .

Тогда проекция сил гидродинамического давления, действующих слева на элементарный объем, на ось ξ :

$$F_{\xi_1} \cong \gamma \frac{h' + \left[h' + p + (h'' - h') \frac{mp}{b + 2mp} \right]}{2} p dx =$$

$$= \gamma \frac{2h' + p + (h'' - h') \frac{mp}{b + 2mp}}{2} p dx \quad (9)$$

и действующих на тот же объем справа:

$$F_{\xi_2} = -\gamma \frac{h' + p + (h'' - h') \frac{b + mp}{b + 2mp}}{2} (p + h'') dx \quad (10)$$

Подставляя выражения (8), (9) и (10) в уравнение количества движения, получим:

$$-\frac{\gamma}{g} \frac{q^2}{h_0} dx + \frac{\gamma}{g} v dQ \sin \frac{\beta}{2} + \frac{\gamma}{g} Q dv \sin \frac{\beta}{2} =$$

$$= \gamma \frac{2h' + p + (h'' - h') \frac{mp}{b + 2mp}}{2} p dx -$$

$$- \gamma \frac{h' + p + (h'' - h') \frac{b + mp}{b + 2mp}}{2} (p + h'') dx \quad (11)$$

Уравнение (11) может быть преобразовано следующим образом, если пренебречь членами, содержащими h'^2 , h''^2 , $h' \cdot h''$:

$$-\frac{\gamma}{g} \frac{q^2}{h_0} dx + \frac{\gamma}{g} v dQ \sin \frac{\beta}{2} + \frac{\gamma}{g} Q dv \sin \frac{\beta}{2} =$$

$$= \gamma (h'' - h') \frac{p}{2} \left[1 + \frac{b}{b + 2mp} \right] dx. \quad (12)$$

Примечание: пренебречь членами, содержащими высшие степени h' и h'' , можно на том основании, что эти величины на много меньше p .

Сокращая уравнение (12) на γdx и принимая во внимание, что: $q = MH^2/h$, можем представить уравнение (12) в следующем виде:

$$(h'' - h') \frac{p}{2} \left[1 + \frac{b}{b + 2mp} \right] =$$

$$= \frac{2M^2 H^3}{gh_0} - \frac{v}{g} \frac{dQ}{dx} \sin \frac{\beta}{2} - \frac{Q}{g} \frac{dv}{dx} \sin \frac{\beta}{2}. \quad (13)$$

Пренебрегая в уравнении (13) последними двумя членами, которые практически не превышают

$$0,1 \frac{2M^2 H^3}{gh_0},$$

получим:

$$h'' = h' + \frac{4M^2 H^3}{gh_0 p \left[1 + \frac{b}{b + 2mp} \right]}$$

и

$$h_n = \frac{h'' + h'}{2} = h' + \frac{2M^2 H^3}{gh_0 p \left[1 + \frac{b}{b + 2mp} \right]}$$

Замечая, что:

$$h_n = H - z, \quad (15)$$

где: H —напор на водосливе и

z —перепад (разность уровней в водохранилище и в траншее),

получим:

$$z = H - h_n = H - h' - \frac{2M^2 H^3}{gh_0 p \left[1 + \frac{b}{b + 2mp} \right]},$$

откуда:

$$\frac{z}{H} = 1 - \frac{h'}{H} - \frac{2M^2}{g} \frac{H}{h_0} \frac{1}{1 + \frac{b}{b + 2mp}} \cdot \frac{H}{p} \quad (16)$$

Обозначая предельное значение отношения:

$$\frac{h_0}{H} = \eta_0$$

($\eta_0 = 0,45$, как выше упомянуто) и:

$$\frac{h'}{H} = \eta'$$

получим окончательно:

$$\frac{z}{H} = 1 - \eta' - \frac{M^2}{g\eta_0} \frac{2m + \frac{b}{p}}{m + \frac{b}{p}} \cdot \frac{H}{p} \quad (17)$$

или:

$$\frac{z}{H} = f\left(\frac{H}{p}, \frac{b}{p}\right) \quad (18)$$

Для лотка постоянных размеров, очевидно, должна иметь место зависимость:

$$\frac{z}{H} = f\left(\frac{H}{p}\right) \quad (19)$$

Как выше уже упомянуто, движение воды в траншее носит весьма сложный характер, поэтому теоретический вывод условия существования поверхностного режима неизбежно требует введения целого ряда упрощающих допущений, что имело место при выводе формулы (19). В связи с этим нельзя заранее сказать, в какой степени формула (19) должна отвечать результатам экспериментов.

Значение проделанного вывода состоит в том, что в результате его установлены факторы, которые должны обуславливать существование поверхностного режима.

Таковыми факторами оказались следующие величины:

$$\frac{H}{p}, \quad \frac{b}{p}, \quad m.$$

Анализ зависимости:

$$\frac{z}{p} = f\left(\frac{H}{p}, \frac{b}{p}\right)$$

выполнен графически. Для этого по данным опытов серии 1, 2 и 3 раздела II были определены значения $\frac{H}{P}$ и соответствующие им значения $\frac{Z}{H}$.

График зависимости $\frac{Z}{H} = f\left(\frac{H}{P}\right)$

для траншейного водослива

(МОДЕЛЬ №1)

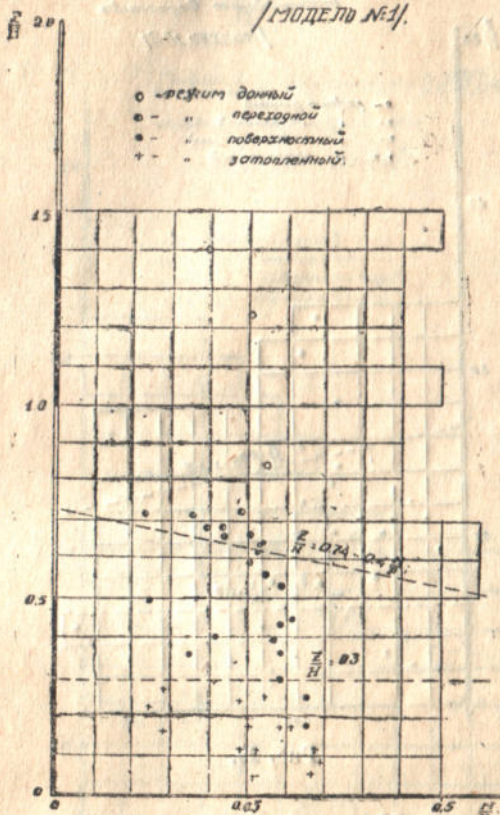


Рис. 28.

Результаты подсчетов изображены на рис. 28, 29 и 30, где на оси абсцисс отложены значения $\frac{H}{P}$. Точки, соответствующие опытам, в которых имел место донный режим, нанесены белыми кружками; точки, соответствующие опытам, в которых имел место поверхностный режим, — черными; точки, соответствующие опытам, где наблюдался затопленный режим — крестиками.

Опыты, характеризующиеся неустойчивым, периодически изменяющимся режимом, изображены в виде наполовину зачерненных кружков.

Наиболее полно представлены интересующие нас зависимости на рис. 28, который построен по данным 65 опытов с моделью № 1.

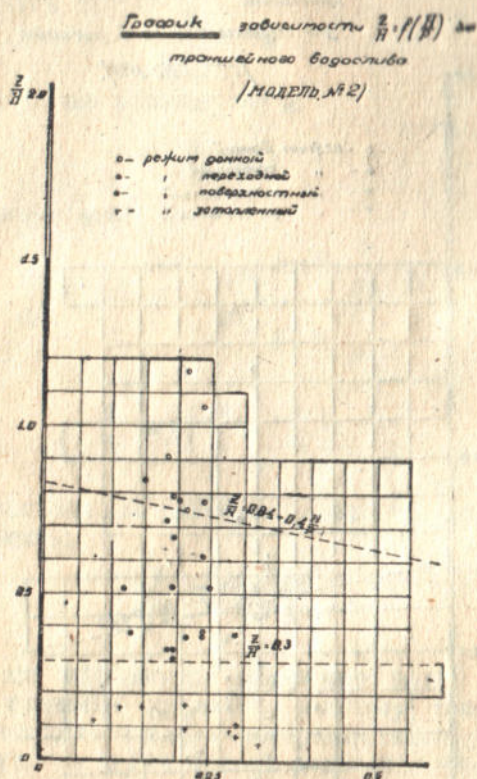


Рис. 29.

Проводя на рис. 28¹ прямые, разделяющие три основные группы точек, можно установить зависимости следующего рода:

1) донный режим, сменяемый по мере уменьшения отношения $\frac{z}{H}$ неустойчивым, периодически изменяющимся течением, имеет место при:

$$\frac{z}{H} > 0,75 - 0,4 \frac{H}{P}, \quad (20)$$

2) **поверхностный режим течения** наблюдается при:

$$0,75 - 0,4 \frac{H}{p} > \frac{z}{H} > 0,3, \quad (21)$$

3) **затопленный режим** имеет место при:

$$\frac{z}{H} < 0,3. \quad (22)$$

График зависимости $\frac{z}{H}$ от $\left(\frac{H}{p}\right)^{0,75}$

траншейного водослива
(модель № 3).

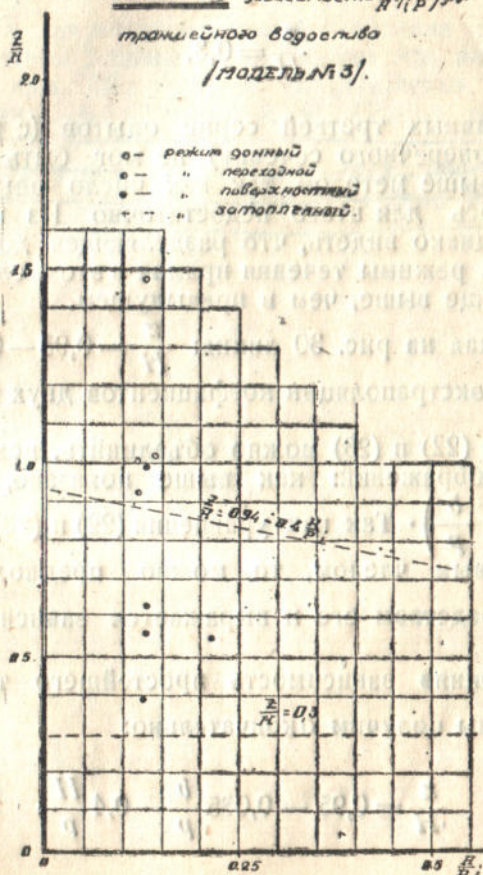


Рис. 30.

Анализ зависимости:

$$\frac{z}{H} = f\left(\frac{H}{p}\right)$$

для опытов второй серии не столь надежен, так как число точек на границе между донным и поверхностным течением недостаточно. Поэтому наклон прямой, разграничивающей донный и поверхностный режимы течения, взят по аналогии с предыдущим случаем. Уравнение этой прямой:

$$\frac{z}{H} = 0,85 - 0,4 \frac{H}{p}. \quad (23)$$

Что касается нижней прямой, разделяющей области поверхностного и затопленного течения, то уравнение ее попрежнему:

$$\frac{z}{H} = 0,3.$$

Анализ данных третьей серии опытов (с руслом треугольного поперечного сечения) не мог быть произведен описанным выше методом, так как число опытных точек (19) оказалось для этого недостаточно. Из графика рис. 30 можно однако видеть, что разделяющая донный и поверхностный режимы течения прямая в этом случае должна проходить еще выше, чем в предыдущем.

Проведенная на рис. 30 линия: $\frac{z}{H} = 0,95 - 0,4 \frac{H}{p}$ получена путем экстраполяции коэффициентов двух предыдущих случаев.

Уравнения (22) и (23) можно объединить, исходя из следующих соображений: как выше показано, отношение $\frac{z}{H} = f\left(\frac{H}{p}, \frac{b}{p}\right)$. Так как уравнения (22) и (23) отличаются только первым членом, то можно предположить, что именно посредством его и выражается зависимость: $\frac{z}{H} = f_1\left(\frac{b}{p}\right)$. Приняв зависимость простейшего типа — прямолинейную, мы получим окончательно:

$$\frac{z}{H} = 0,95 - 0,085 \frac{b}{p} - 0,4 \frac{H}{p}. \quad (24)$$

Уравнение (24) мы считаем возможным рекомендовать для расчетной практики, как основанное на экспериментальных данных и подкрепленное, до некоторой степени, теоретическими соображениями. Правда, степень точности, с которой определены его коэффициенты, не слишком велика, но в практических пределах, как видно из графиков

зависимости:

$$\frac{z}{H} = f\left(\frac{H}{P}\right)$$

рис. 28, 29, 30, формула (24) дает достаточное для практики соответствие с результатами наблюдений.

В равной мере мы считаем возможным пользоваться неравенством (22) в качестве условия, определяющего момент перехода поверхностного режима в затопленный. Правда, непосредственно подтверждается эта зависимость только

на рис. 28. Однако величина: $\frac{z}{H} = 0,3$ вообще близка к предельной для незатопленного водослива с широким порогом с весьма плавным входом, как это видно из экспериментов инж. Шварца А. И. (Известия НИИГ, том I, 1931 г.), инж. Абрамова М. И. (Труды первого съезда Гидронито, 1934 г.) и др.

Таким образом вопрос об условиях существования поверхностного режима в траншее можно считать разрешенным.

IV. ВЫВОД ОСНОВНОГО УРАВНЕНИЯ ПОВЕРХНОСТИ ВОДЫ В ТРАНШЕЕ ТРАНШЕЙНОГО ВОДОСЛИВА

Основное уравнение для построения линии свободной поверхности воды в траншее может быть получено на основании закона количества движения.

Примем за ось потока плоскую кривую, лежащую на поверхности воды в траншее и проходящую через середины верхнего основания трапециoidalных (общий случай) поперечных сечений потока. Начало оси расположим против начальной точки водослива.

Выделим двумя поперечными сечениями (рис. 31), расположенными на расстояниях x_1 и x_2 от начала координат, некоторый объем жидкости.

Длина участка: $x_2 - x_1 = \Delta x$ должна быть достаточно мала для того, чтобы линию свободной поверхности в пределах этого участка можно было принять за прямую.

Примем следующие обозначения: ω_1 и ω_2 —площади поперечных сечений потока в сечениях I—I и II—II,

y_1 и y_2 —отметки поверхности воды там же,

Q_1 и Q_2 —расходы там же,

v_1 и v_2 —средние скорости,

α —угол, образованный осью потока с горизонтом,

β —угол, образованный между собою крайними струями потока, равный углу, под которым расходятся откосы траншеи в плане,

δ —угол, образованный направлением сливающейся с водослива струи с горизонтом,

v_0 —скорость, с которой поступает в траншею сливающаяся с водослива струя: $v_0 = \sqrt{2gz}$, где z —разность уровней в водохранилище и в траншее,

α_0 —коэффициент, учитывающий неравномерное распределение скоростей в формуле количества движения.

Примечание: в случае поверхностного или затопленного режимов в траншее можно принимать:

$\delta \cong 0$ и в случае донного $\delta \cong \arctg \frac{1}{m}$, где m —коэффициент откоса траншей.

Применим к выделенному объему закон количества движения в форме, в которой он обычно приводится в гидромеханике:

$$\rho \int_S \vec{v} v_n ds = \sum \vec{F} \quad (1)$$

(см. главу 3).

Проектируя уравнение (1) на ось x , получим:

$$\rho \int_S v_x v_n ds = \sum F_x$$

или:

$$\frac{\gamma}{g} \int_S v_x v_n ds = \sum F_x \quad (25)$$

При составлении уравнения (25) необходимо учесть, что криволинейный интеграл, стоящий в левой части его, может быть заменен тремя интегралами по поверхностям ω_1 , ω_2 и ω_0 , где ω_0 — поперечное сечение струи, сливающейся с водослива. При этом надо также учесть направление внешней нормали, противоположное скорости движения в сечениях ω_1 и ω_0 и совпадающее с направлением средней скорости в сечении ω_2 . Тогда будем иметь:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma}{g} \int_S v_x v_n ds &= \frac{\gamma}{g} \int_{\omega_1} v_1 (-v_1) d\omega_1 + \frac{\gamma}{g} \int_{\omega_2} v_2^2 d\omega_2 + \\ &+ \frac{\gamma}{g} \int_{\omega_0} v_{0x} (-v_0) d\omega_0 = -\alpha_{01} \frac{\gamma}{g} Q_1 v_1 + \\ &+ \alpha_{02} \frac{\gamma}{g} Q_2 v_2 - \alpha_{03} \frac{\gamma}{g} \Delta Q v_{0x}. \end{aligned} \quad (26)$$

Но:

$$v_{0x} = v_0 \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta.$$

Откуда:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma}{g} \int_S v_x v_n ds &= \alpha_{02} \frac{\gamma}{g} Q_2 v_2 - \alpha_{01} \frac{\gamma}{g} Q_1 v_1 - \\ &- \alpha_{03} \frac{\gamma}{g} \Delta Q v_0 \cdot \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta. \end{aligned} \quad (27)$$

В отношении величины α_{03} следует отметить, что значение ее должно быть близко к единице, так как скорости в струе, сливающейся с водослива, должны быть распределены весьма равномерно. Что касается значений α_{01} и α_{02} , то этого, вообще говоря, утверждать нельзя, так как сред-

нее значение, полученное в результате измерений, оказалось равным $\alpha = 1,09$.

Однако, принимая во внимание, с одной стороны, что это значение получено в результате весьма небольшого количества измерений, среди которых некоторые давали значение $\alpha_0 \cong 1$, и с другой, что величина α_0 , как выше отмечалось, должна возрастать вверх по течению, мы будем также принимать:

$$\alpha_{02} \cong \alpha_{01} \cong 1.$$

Тогда получим окончательно:

$$\frac{\gamma}{g} \int_S v_x v_n ds = \frac{\gamma}{g} (Q_2 v_2 - Q_1 v_1) - \frac{\gamma}{g} \Delta Q v_0 \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta. \quad (27)$$

Внешние силы, действующие на рассматриваемый объем жидкости:

- 1) силы давления по торцовым сечениям потока P_1 и P_2 ,
- 2) силы давления P_3 , P_4 и P_5 (вернее говоря, реакции откосов и дна траншеи, численно равные давлению на них воды),
- 3) сила тяжести, действующая на выделенный объем, и
- 4) сила трения на стенках канала.

Примем, что давление в жидкости, двигающейся в траншее, распределено по законам гидростатики. Как видно из предыдущего, это допущение довольно близко соответствует действительности, если средняя скорость течения воды в траншее не очень велика. Тогда силы: P_1 , P_2 , P_3 , P_4 , P_5 найдутся по уравнению:

$$P = \gamma \omega z_c, \quad (28)$$

где: z_c — погружение центра тяжести площади ω .

При составлении выражения проекции внешних сил придется спроектировать все силы на ось x , помножив их на косинусы углов, образуемых нормалью к данной площади с осью потока.

Так, например, чтобы получить проекцию силы P_3 , надо составить выражение вида:

$$P_3 \cos \varepsilon_3 = \gamma \omega_3 z_{c_3} \cos \varepsilon_3,$$

где: ε_3 — угол между нормалью к площадке ω_3 и осью x .

Но произведение $\omega_3 \cos \varepsilon_3$ представляет собою проекцию площади ω_3 на плоскость поперечного сечения ω_2 , поэтому:

$$P_3 \cos \varepsilon_3 = P'_3,$$

где: P'_3 —гидростатическое давление на проекцию боковой стенки на плоскость чертежа ω_2 (рис. 31).

Аналогично вывод можно сделать также в отношении сил P_4 и P_5 .

Но проекции площадок ω_3 , ω_4 и ω_5 вместе с площадью поперечного сечения ω_1 дают площадь поперечного сечения ω_2 и следовательно:

$$P_1 + P_3 + P_4 + P_5 = P'_2.$$

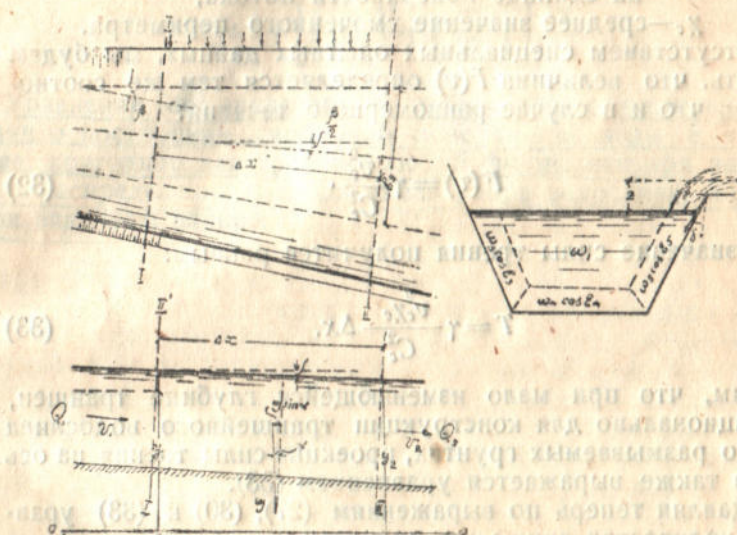


Рис. 31.

Таким образом, сумма проекций всех сил давления на ось потока равна нулю.

Сила тяжести, действующая на объем I—II, равна:

$$G = \gamma \omega_c \Delta x \quad (28)$$

и проекция ее на ось потока:

$$G \sin \alpha = \gamma \omega_c \Delta x \sin \alpha. \quad (29)$$

Но:

$$\Delta x \sin \alpha = y_1 - y_2,$$

поэтому имеем:

$$G \sin \alpha = \gamma \omega_c (y_1 - y_2). \quad (30)$$

Что касается значения ω_c , то его можно с практически достаточной точностью подсчитать по формуле:

$$\omega_c = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2}.$$

Сила трения на стенке может быть выражена формулой:

$$T = F(v) \chi_c \Delta x. \quad (31)$$

Здесь: $F(v)$ —средняя величина силы трения, действующей на единице поверхности потока,

χ_c —среднее значение смоченного периметра.

За отсутствием специальных опытных данных, мы будем полагать, что величина $F(v)$ определяется тем же соотношением, что и в случае равномерного течения:

$$F(v) = \gamma \frac{v_c^2}{C_c^2}. \quad (32)$$

Тогда значение силы трения получится равным:

$$T = \gamma \frac{v_c^2 \chi_c}{C_c^2} \Delta x. \quad (33)$$

Заметим, что при мало изменяющейся глубине траншеи, что рационально для конструкции траншейного водослива в легко размываемых грунтах, проекция силы трения на ось потока также выражается уравнением (33).

Составляя теперь по выражениям (27), (30) и (33) уравнение количества движения, получим:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma}{g} (Q_2 v_2 - Q_1 v_1) - \frac{\gamma}{g} \Delta Q v_0 \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta = \\ = \gamma \omega_c (y_1 - y_2) - \gamma \frac{v_c^2}{C_c^2} \chi_c \Delta x. \end{aligned} \quad (34)$$

Отсюда находим:

$$\begin{aligned} (34) \quad y_1 - y_2 = \Delta y = \frac{Q_2 v_2 - Q_1 v_1}{g \omega_c} - \frac{\Delta Q v_0}{g \omega_c} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta + \\ + \frac{v_c^2}{C_c^2 R_c} \Delta x. \end{aligned} \quad (35)$$

Заменяя для удобства вычислений:

$$(35) \quad \frac{v_c^2}{C^2 R} = \frac{1}{2} \left(\frac{v_1^2}{C_1^2 R_1} + \frac{v_2^2}{C_2^2 R_2} \right) = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{v_1}{W_1} \right)^2 + \left(\frac{v_2}{W_2} \right)^2 \right],$$

где: $W = C\sqrt{R}$ —модуль скорости;

$$\omega_c = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2}$$

и

$$v_0 = \frac{v_{01} + v_{02}}{2},$$

получим:

$$y_1 - y_2 = -\Delta y = \frac{2(Q_2 v_2 - Q_1 v_1)}{g(\omega_1 + \omega_2)} - \frac{\Delta Q(v_{01} + v_{02})}{g(\omega_1 + \omega_2)} \cdot \sin \frac{\beta}{2} \times \\ \times \cos \delta + \left[\left(\frac{v_1}{W_1} \right)^2 + \left(\frac{v_2}{W_2} \right)^2 \right] \frac{\Delta x}{2}. \quad (36)$$

Уравнение (36) представляет собою общее решение задачи о построении свободной поверхности воды в траншее, пригодное для траншей любой формы как при заданном распределении расхода вдоль ребра водослива, так и при заданном напоре.

(87)

$$Q = \frac{Q_1}{W_1} + \frac{Q_2}{W_2}$$

(88)

$$Q = Q_1 + Q_2$$

V. ПОСТРОЕНИЕ ЛИНИИ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ВОДЫ В ТРАНШЕЕ

При построении свободной поверхности воды в траншее наибольший практический интерес представляет случай, когда удельный расход (расход на пог. метр) водослива по всей его длине сохраняет постоянное значение.

Этот случай соответствует поверхностному и донному режиму в траншее, при постоянной, по всей длине, отметке порога водослива.

Переменный удельный расход по длине водослива может иметь место при затопленном режиме.

Мы остановимся сперва на наиболее важном для практики проектирования — первом случае.

Здесь, в свою очередь, можно наметить две задачи. Первая из них может быть сформулирована так: заданы следующие величины — расход водослива: Q м³/сек, максимальная скорость в конце траншеи: v м/сек, напор на пороге водослива: H м.

Необходимо определить размеры траншеи и построить линию свободной поверхности воды и линию дна.

Задача вторая: заданы размеры траншеи, форма ее в плане, уклон дна i_0 и расход Q м³/сек, также глубина в конце траншеи (при выходе из нее воды) h_2 м. Требуется построить линию свободной поверхности воды в траншее.

Первая задача разрешается следующим образом: определяется длина порога водослива по формуле:

$$l = \frac{Q}{M\sqrt{H}}, \quad (37)$$

где: $M = m\sqrt{2g}$ — коэффициент расхода водослива. Затем, траншея разбивается по длине на ряд участков и определяется расход, проходящий через поперечное сечение в конце каждого участка:

$$Q_x = Q \frac{x}{l}. \quad (38)$$

Здесь x — расстояние от начала водослива.

В дальнейшем необходимо задаться либо законом изменения скорости по длине водослива и вычислить площади поперечного сечения по формуле:

$$\omega_x = \frac{Q_x}{v_x},$$

либо, что удобнее, задаться законом изменения ω и h и вычислить соответствующие значения скорости

$$v_x = \frac{Q_x}{\omega_x}. \quad (39)$$

После этого необходимо вычислить величины: χ_x , R_x , C_x , W_x и т. д. и перейти к вычислению поверхности воды по формуле (36).

Вычисления рекомендуется вести в табличной форме, что ускоряет и облегчает подсчеты. Следует отметить, что значения скорости сливающейся струи v_0 могут быть получены по формуле:

$$v_0 \cong \sqrt{2gz}, \quad (40)$$

где:

$$z = y_{\text{п}} + H - y$$

— разность горизонта воды в водохранилище и в траншее, $y_{\text{п}}$ — отметка порога водослива.

При последовательном вычислении отметок поверхности воды в траншее, величина v_{02} неизвестна. Однако, это не является особо существенным препятствием для применения уравнения (26), так как значение скорости v_0 изменяется не слишком быстро. Кроме того второй член правой части уравнения (36)

$$\frac{\Delta Q (v_{01} + v_{02})}{g (\omega_1 + \omega_2)} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta \quad (41)$$

относительно невелик, — составляет обычно около 10% от всей величины Δy .

Поэтому без ущерба для практической точности вычислений можно заменить выражение (41) нижеследующим:

$$\frac{2\Delta Q v_{01}}{g (\omega_1 + \omega_2)} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta. \quad (42)$$

Вычисление отметок свободной поверхности проводится следующим образом: по заданной отметке поверхности воды в голове траншеи y_1 определяют отметку воды в конце

первого участка:

$$y_2 = y_1 - \frac{2(Q_2 v_2 - Q_1 v_1)}{g(\omega_1 + \omega_2)} + \frac{2\Delta Q v_{01}}{g(\omega_1 + \omega_2)} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta - \left[\left(\frac{v_1}{W_1} \right)^2 + \left(\frac{v_2}{W_2} \right)^2 \right] \frac{\Delta x}{2}. \quad (43)$$

После этого отметка воды в конце первого участка принимается за y_1 и вычисляется отметка воды в конце второго участка и т. д. Ниже приводится пример вычисления поверхности воды в траншее по уравнению (43). Там же приведено вычисление отметок дна, произведенное по уравнению:

$$y_0 = y - h, \quad (44)$$

где: h — глубина воды в траншее и

y — отметка поверхности воды в соответствующей точке.

Пример: Требуется спроектировать траншейный водослив по следующим данным: расход водослива $Q = 120 \text{ м}^3/\text{сек}$, напор $H = 0,75 \text{ м}$, скорость в конце траншеи и в призматическом отводящем русле $v = 1,8 \text{ м}/\text{сек}$ (плотный, задерновый глинистый грунт), глубина воды в траншее $h = 3 \text{ м}$ (по всей длине), отметка порога водослива $y_{п} = 52,3 \text{ м}$, отметка горизонта воды в голове траншей:

$$y_1 = y_{п} + 0,7H = 52,3 + 0,7 \cdot 0,75 = 52,85 \text{ м}$$

принята, исходя из условия, что водослив работает, как не затопленный.

Определяем размеры траншей: длина порога водослива

$$l = \frac{Q}{MH^{3/2}} = \frac{120}{1,55 \cdot 0,75^{3/2}} = 119 \text{ м.}$$

Длина по дну траншеи, имеющей полуторные откосы:

$$l_1 = l - mh = 119 - 1,5 \cdot 3 = 114,5 \text{ м.}$$

Наибольшая ширина траншей по дну:

$$b' = \frac{Q}{vh} - mh = \frac{120}{1,8 \cdot 3} - 1,5 \cdot 3 = 17,7 \text{ м.}$$

Форма в плане дна траншей: равнобедренный треугольник, дно и откосы траншей мощенные. Коэффициент шероховатости: $n = 0,02$.

Для построения линии свободной поверхности разби-

ваем траншею по длине на 10 частей, длиной 11,45 м каждая.

Вычисления поверхности воды и дна траншеи приведены в таблице 2.

Общее падение дна траншеи на длине 114,5 м равно: $49,825 - 49,261 = 0,564$ м и средний уклон дна траншеи:

$$i_0 = \frac{0,564}{114,5} \approx 0,005.$$

Такой уклон может быть придан дну траншеи по всей длине, что незначительно нарушит условия течения воды в траншее и в то же время представляет значительное удобство в смысле производства работ.

При вычислении приведенных в таблице 2 отметок поверхности воды в траншее, мы исходили из представления, что в последней имеет место поверхностный режим.

Проверим, в какой степени удовлетворяется это условие. Отметка поверхности воды в среднем сечении на расстоянии 61,75 м от начала водослива равна:

$$y = 52,485 \text{ м}$$

и перепад (разность уровней в траншее и водохранилище):

$$z = y_{\text{п}} + H - y = 52,3 + 0,75 - 52,48 = 0,57 \text{ м.}$$

Глубина траншеи в среднем сечении:

$$p = y_{\text{п}} - (y - h) = 52,3 - (52,48 - 3) = 2,82 \text{ м.}$$

Условия существования поверхностного режима:

$$0,95 - 0,084 \frac{b}{p} - 0,4 \frac{H}{p} > \frac{z}{H} > 0,3.$$

Подставляя соответствующие значения, получаем:

$$0,95 - 0,084 \frac{8,85}{2,82} - 0,4 \frac{0,75}{2,82} = 0,58 < \frac{z}{H} = \frac{0,57}{0,75} = 0,76.$$

т. е. условие существования поверхностного режима не выполнено и в траншее должен иметь место неустойчивый переменный режим.

Сложнее решается вторая из упомянутых задач: построение линии свободной поверхности в траншее при заданных размерах траншеи, уклоне ее и расходе.

Решение этой задачи, которая может встретиться при

Вычисления свободной поверхности воды

№ по пор.	x , м	Q м ³ /сек	b , м	ω м ²	v м/сек	Qv м ⁴ /сек ²	$Q_2v_2 - Q_1v_1$	$\omega_1 + \omega_2$	Δy_1 , м	v_0 м/сек	Δy_2 , м
1	4,5	4,53	0	13,5	0,335	1,52	12,3	32,3	0,0775	2,1	0,0118
2	15,95	16,1	1,77	18,81	0,856	13,8	17,8	42,9	0,0845	2,42	0,0102
3	27,40	27,6	3,54	24,12	1,14	31,6	20,4	53,55	0,0775	2,73	0,0092
4	38,85	39,15	5,31	29,43	1,33	52	21,7	64,17	0,0690	2,99	0,0084
5	50,30	50,60	7,08	34,74	1,45	73,7	23,3	74,79	0,0635	3,21	0,0078
6	61,75	62,30	8,85	40,05	1,55	97	23	85,41	0,0550	3,40	0,0072
7	73,20	73,70	10,62	45,36	1,62	120	24	96,03	0,0510	3,47	0,0066
8	84,65	85,50	12,39	50,67	1,68	144	24,5	106,7	0,0470	3,62	0,0062
9	96,10	97	14,16	55,98	1,74	168,5	23,5	117,3	0,0410	3,75	0,0058
10	107,55	108,5	15,93	61,29	1,77	192	24	127,9	0,0383	3,86	0,0054
11	119	120	17,70	66,60	1,80	216					

в траншее при расходе 120 м³/сек

X м	R м	C $\frac{\sqrt{M}}{\text{сек}}$	W м/сек	$\left(\frac{v}{W}\right)^2$	$\left(\frac{v_1}{W_1}\right)^2 + \left(\frac{v_2}{W_2}\right)^2$	Δy_2 м	Δy м	y м	y_0 м
10,8	1,25	52	58,3	0,000033	0,000203	0,0012	0,0669	52,825	49,825
12,57	1,5	53,5	65,6	0,000170	0,000427	0,0025	0,0768	52,758	49,758
14,34	1,68	54,7	71	0,000257	0,000571	0,0033	0,0716	52,681	49,681
16,11	1,83	55,4	75,1	0,000314	0,000659	0,0033	0,0644	52,609	49,609
17,88	1,94	55,9	78	0,000345	0,000712	0,0041	0,0598	52,545	49,545
19,65	2,04	56,5	80,9	0,000367	0,000747	0,0043	0,0521	52,485	49,485
21,42	2,12	56,9	83,1	0,00038	0,000774	0,0044	0,0488	52,433	49,433
23,19	2,19	57,1	84,7	0,000394	0,000804	0,0046	0,0454	52,384	49,384
24,96	2,24	57,2	85,8	0,000410	0,00082	0,0047	0,0399	52,339	49,339
26,73	2,29	57,5	87,2	0,00041	0,00082	0,0047	0,0376	52,299	49,299
28,50	2,34	57,8	88,8	0,00041				52,261	49,261

0,00349 0,00608

поверочных расчетах водослива, проводимых с целью выяснения условия его работы при расходах меньших расчетных, возможно путем подбора.

В данном случае, однако, известные величины не могут быть отделены от неизвестных, подобно тому, как это может быть сделано в случае построения кривой поверхности воды при неравномерном течении в непризматическом русле. Поэтому вычислительный процесс в этом случае несколько сложнее.

Ход вычислительных операций следующий: разбиваем всю длину траншеи на участки. Значение глубины h_2 для нижнего по течению участка известно. Задаемся значением глубины h_1 в начале его и вычисляем последовательно величины:

$$\omega_1, v_1 = \frac{Q_1}{\omega_1}, Q_1 v_1, z_1, v_{01}, \lambda_1, R_1, C_1, W_1.$$

После этого по уравнению (36) может быть определено значение Δy и наконец:

$$y_1 = y_2 + \Delta y.$$

Полученное значение y_1 сравниваем с положенным в основу вычислений. Если соответствие достаточно близкое, то значение y_1 определено верно. В противном случае нужно задаться новой величиной y_1 и повторить подсчеты.

Для ускорения последних можно рекомендовать следующий прием, основанный на различной значимости членов уравнения (36): в первом приближении подсчитываем значение Δy , учитывая только первый член уравнения (36):

$$\Delta y = \frac{2(Q_2 v_2 - Q_1 v_1)}{g(\omega_1 + \omega_2)}. \quad (45)$$

Когда значение y_1 приближенно установлено по уравнению (45), производится окончательная проверка его по уравнению (36).

Определив начальную отметку для нижнего участка, принимают ее за y_2 и вычисляют таким же методом отметку y_1 — начальную для следующего, вверх по течению участка. Переходя последовательно от одного участка к другому, получаем кривую поверхности воды.

Вычисления, как и в предыдущем случае, рекомендуется располагать в таблице.

Пример 2: Построить кривую поверхности воды для траншеи, размеры и уклон которой определены в предыдущем примере, для расхода: $Q = 90 \text{ м}^3/\text{сек}$ и глубины в конце траншеи: $h_2 = 2,6 \text{ м}$. При подсчетах принимаем во внима-

ние, что режим донный и следовательно:

$$\cos \delta = \frac{m}{\sqrt{m^2 + 1}} = \frac{1,5}{\sqrt{1,5^2 + 1}} = 0,83.$$

Вычисления сводим в таблицу 3. В этой таблице строчки 2, 6, 10, 14, 18 представляют собой вычисления Δy по сокращенной формуле (45) и прочие по полной (36).

Общее падение поверхности воды по длине траншеи:

$$52,334 - 51,850 = 0,484 \text{ м.}$$

Интересно сопоставить эту величину, полученную путем вычислений по уравнению (36), со значением, полученным путем элементарной аналогии.

Представим себе, что мы вместо того, чтобы разбивать траншею на участки, применили бы уравнение (45) ко всей длине канала. Тогда формула (45) приняла бы такой вид:

$$\Delta y = \frac{2Q_2 v_2}{g(\omega_1 + \omega_2)}$$

Если принять, что $\omega_1 = k\omega_2$, то получим:

$$\Delta y = \frac{2Q_2 v_2}{g(1+k)\omega_2} = \frac{2v^2}{g(1+k)}$$

Таким образом, можно считать, что падение поверхности воды в траншее, грубо говоря, должно быть пропорционально квадрату скорости.

Если принять это, то можно для определения падения поверхности воды при распаде меньшем расчетного пользоваться формулой:

$$\Delta y' = \Delta y \left(\frac{v'}{v} \right)^2, \quad (46)$$

где Δy — падения поверхности воды при расчетном расходе, v — средняя скорость при тех же условиях, v' — скорость при расходе отличном от расчетного.

Применив формулу (46) для рассмотренного выше примера, получим:

$$\Delta y' = \Delta y \left(\frac{v'}{v} \right)^2 = 0,564 \left(\frac{1,6}{1,8} \right)^2 = 0,446 \text{ м,}$$

т. е. на 0,038 м, или на 7,8% меньше, чем по точному методу.

Наибольшие вычислительные затруднения представляет второй из упомянутых выше случаев: построение поверх-

Вычисления поверхности воды в

№№ уч.	x_2 м	x_1 м	Q_2 м ³ /сек	b_2 м	y_{02} м	y_2 м	h_2 м	ω_2 м ²	v_2 м/сек	$Q_2 v_2$ м ⁴ /сек ²	Q_1 м ³ /сек
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	119	96,1	90	17,7	49,25	51,85	2,6	56,2	1,6	144	72,8
	119	96,1	90	17,7	49,25	51,85	2,6	56,2	1,6	144	72,8
5	96,1	73,2	72,8	14,16	49,365	51,904	2,541	45,85	1,59	116	55,2
	96,1	73,2	72,8	14,16	49,365	51,904	2,541	45,85	1,59	116	55,2
4	73,2	50,3	55,2	10,62	49,48	51,978	2,498	35,85	1,54	85,1	38,1
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	50,3	27,4	38,1	7,08	49,595	52,072	2,477	26,78	1,42	54,2	20,7
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	27,4	4,5	20,7	3,54	49,71	52,199	2,489	18,28	1,13	23,4	3,4
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

v_{02} м/сек	v_{01} м/сек	$v_{02} + v_{01}$	$Q_2 - Q_1$ м ³ /сек	Δy_2 м	x_2 м	R_2 м	$\frac{C_2}{\sqrt{M}}$ сек	W_2 м/сек	$\left(\frac{v_2}{W_2}\right)$
25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,86	—	9,60	17,2	0,0106	27,06	2,07	56,7	81,8	0,00038
—	4,74	—	—	—	—	—	—	—	—
4,74	4,58	9,32	17,6	0,0127	23,36	1,96	56,2	79	0,00041
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,58	4,37	8,95	17,1	0,016	19,63	1,83	56	76,9	0,0004
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,37	4,07	8,44	17,4	0,021	16,02	1,67	54,6	70,6	0,00041
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,07	3,68	7,75	17,3	0,030	12,54	1,46	53,5	64,8	0,0003
4,07	3,76	7,83	17,3	0,032	12,54	1,46	53,5	64,8	0,0003

траншее при расходе 90 м³/сек

b_1 м	y_{01} м	y_1 м	h_1 м	ω_1 м ²	v_1 м/сек	$Q_1 v_1$ м ³ /сек ²	$Q_2 v_2 - Q_1 v_1$	$\omega_1 + \omega_2$ м ²	Δy_1 м	z_2 м	z_1 м
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
14,16	49,365	51,90	2,535	45,66	1,60	116,5	27,5	101,86	0,055	—	—
14,16	49,365	51,905	2,54	45,85	1,59	116	28	102,05	0,056	1,2	1,14
10,62	49,48	51,958	2,478	35,54	1,56	86,2	29,8	81,39	0,072	—	—
10,62	49,48	51,976	2,496	35,85	1,54	85,1	30,9	81,70	0,077	1,14	1,07
7,08	49,595	52,052	2,457	26,45	1,44	54,9	30,2	62,3	0,099	—	—
—	—	52,077	2,482	26,78	1,42	54,2	30,9	62,5	0,101	1,07	0,97
3,54	49,71	52,17	2,46	17,82	1,16	24,1	30,1	44,6	0,137	—	—
—	—	52,209	2,499	18,28	1,13	23,4	30,8	45,06	0,140	0,97	0,84
0	49,825	52,326	2,501	9,36	0,36	1,23	22,17	27,64	0,164	—	—
—	—	52,363	2,538	9,68	0,35	1,19	22,21	27,96	0,162	0,84	0,69
—	—	52,335	2,51	9,45	0,36	1,22	22,18	27,73	0,163	0,84	0,72

z_1 м	R_1 м	C_1 $\frac{\sqrt{M}}{\text{сек}}$	W_1 м/сек	$\left(\frac{v_1}{W_1}\right)^2$	$\left(\frac{v_1}{W_1}\right)^2 + \left(\frac{v_2}{W_2}\right)^2$	Δy_2 м	Δy м	y_1 м
35	36	37	38	39	40	41	42	43
—	—	—	—	—	—	—	0,055	51,905
23,36	1,96	56,2	79	0,00041	0,00079	0,009	0,054	51,904
—	—	—	—	—	—	—	0,072	51,976
19,63	1,83	56	76,9	0,0004	0,00081	0,009	0,074	51,978
—	—	—	—	—	—	—	0,099	52,077
16,03	1,67	54,6	70,6	0,00041	0,00081	0,009	0,094	52,072
—	—	—	—	—	—	—	0,137	52,209
12,54	1,46	53,5	64,8	0,0003	0,00071	0,008	0,127	52,199
—	—	—	—	—	—	—	0,164	52,363
9,16	1,06	50,5	52	0,00005	0,00035	0,004	0,136	52,335
9,06	1,04	50,5	52	0,00005	0,00035	0,004	0,135	52,334

ности воды в траншее при переменном расходе вдоль ребра водослива. Практический интерес представляет задача построения свободной поверхности в связи с определением напора на пороге водослива, при пропуске катастрофического расхода (0,1% обеспеченности).

При расходах больших расчетного водослив, через который поступает вода в траншею, оказывается затопленным и удельный расход вдоль ребра водослива вверх по траншее убывает.

При расчете водослива бывает известна глубина воды в конечном сечении траншеи, при входе в отводящий канал: h_2 , необходимо определить напор на пороге водослива и горизонт воды в водохранилище, соответствующий этому напору.

Задача решается следующим образом: задаемся значением напора H на пороге водослива и строим по уравнению (36) линию свободной поверхности, начиная снизу от отводящего канала. От предыдущего случая это построение отличается тем, что расход, проходящий на единицу ширины порога водослива (удельный расход), — переменный.

Если расход во втором сечении некоторого участка траншеи Q_2 известен, то расход в первом сечении:

$$Q_1 = Q_2 - q\Delta x, \quad (47)$$

где: $q = \frac{q_1 + q_2}{2}$,

q_1 — удельный расход водослива в первом сечении,
 q_2 — удельный расход водослива во втором сечении рассматриваемого участка Δx .

Значение удельного расхода q может быть найдено по формуле затопленного водослива с широким порогом:

$$q = \varphi h' \sqrt{2g(H - h')}. \quad (48)$$

Здесь: h' — глубина в конце порога, определяемая по формуле: $h' = y - y_n$.

y — отметка уровня воды в траншее и

y_n — „ „ порога водослива.

Так как в первом сечении отметка поверхности воды неизвестна, то и расход, в свою очередь, оказывается неизвестным.

Однако, если задаться величиною y_1 , как мы делали выше, то глубину воды в конце порога водослива в первом сечении можно определить:

$$h' = y_1 - y_n,$$

после чего может быть найден удельный расход в первом сечении:

$$q_1 = \varphi h_1' \sqrt{2g(H - h_1')}$$

и средний удельный расход

$$q = \frac{q_1 + q_2}{2}$$

После этого вычисления Δy и y_1 ничем не отличаются от предыдущего случая.

Если полученное в результате подсчетов значение y_1 достаточно близко к величине, принятой вначале, то можно удовлетвориться этим значением. В противном случае следует принять новое значение y_1 и повторить подсчеты.

Вычисления, как и в предыдущем случае, целесообразно расположить в таблице.

Если продолжить построение свободной поверхности до тех пор, пока не будет достигнута отметка воды в водохранилище или до начального сечения в траншее, то расход, проходящий через водослив, может быть определен по формуле:

$$Q' = \Sigma q \Delta x. \quad (49)$$

Очевидно расход, проходящий через водослив, должен быть равен расходу в конечном сечении траншеи:

$$Q' = Q.$$

Если это не имеет места, то, следовательно, принятое в основу подсчетов значение напора водослива не соответствует расходу, который должен быть пропущен.

В таком случае следует задаться новым значением H и повторить вычисления.

Для ускорения решения, требующего весьма много времени, можно рекомендовать графический прием, определив три значения Q' , соответствующие трем значениям напора на водослив H , строим кривую:

$$Q' = f(H).$$

По этой кривой для заданного расхода водослива Q' определяется соответствующий напор.

Другой прием, который можно рекомендовать для ускорения решения, состоит в следующем: построение кривых свободной поверхности и вычисление расходов, соответствующих различным напорам на водосливе, производится по сокращенному уравнению (45)

$$\Delta y = \frac{2(Q_2 v_2 - Q_1 v_1)}{g(\omega_1 + \omega_2)}$$

Когда значение напора H найдено, производится проверка полученного значения по уравнению (36).

Пример: Требуется определить напор на водосливе предыдущих двух примеров при пропуске расхода $Q = 180 \text{ м}^3/\text{сек.}$, если соответствующая этому расходу глубина в конечном сечении траншеи: $h = 3,5 \text{ м.}$

Вычисления поверхности воды для напоров $H = 1,00 \text{ м}$, $1,10 \text{ м}$ и $1,20 \text{ м}$ представлены в таблице 4. Они определены по сокращенной формуле:

$$\Delta y = \frac{2(Q_2 v_2 - Q_1 v_1)}{g(\omega_1 + \omega_2)}$$

В таблице 4 в первом столбце помещены № участков Δx , в следующих 11 столбцах—значения величин для второго сечения, которые при решении уравнения (45) являются известными. Далее расположены величины, относящиеся к первому сечению, которые меняются в связи с изменениями в процессе подсчетов величины y_1 . Расходы водослива равны: при напоре $H = 1 \text{ м}$:

$$Q' = \sum q \Delta x = 35,6 + 35,4 + 31,5 + 20,3 = 122,8 \text{ м}^3/\text{сек.};$$

при напоре $H = 1,2 \text{ м}$:

$$Q' = \sum q \Delta x = 46,8 + 46,8 + 43,8 + 35,6 + 30,5 = 203,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

и при напоре $H = 1,1 \text{ м}$:

$$Q' = \sum q \Delta x = 41,1 + 41,1 + 37,1 + 23,9 + 12,8 = 156 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Следует отметить, что во всех трех случаях в пределах участков 6 и 5 водослив с широким порогом был не затоплен. Поэтому удельный расход здесь определялся по формуле:

$$q = MH^{3/2},$$

где M —было принято: $M = 1,55$.

По данным подсчетов таблицы IV построен график: $Q' = f(H)$ (рис. 32), из которого находим:

$$H = 1,16 \text{ м.}$$

После этого произведена проверка полученного значения $H = 1,16 \text{ м}$ по уравнению (36) (см. таблицу 5).

Таблица 5 отличается от таблицы 4 присутствием дополнительных столбцов для вычисления второго и третьего членов уравнения (35).

Как и в предыдущем примере, определение глубины h_1 проведено в два приема: сперва определены значения h_1 в первом приближении по уравнению (45). Во втором приближении применено уравнение (36).

В таблице V приняты следующие сокращенные обозначения:

$$\Delta_1 y = \frac{2(Q_2 v_2 - Q_1 v_1)}{g(\omega_1 + \omega_2)}$$

$$\Delta_2 y = \frac{\Delta Q (v_{01} + v_{02})}{g(\omega_1 + \omega_2)} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta$$

$$\Delta_3 y = \left[\left(\frac{v_1}{W_1} \right)^2 + \left(\frac{v_2}{W_2} \right)^2 \right] \frac{\Delta x}{2}$$

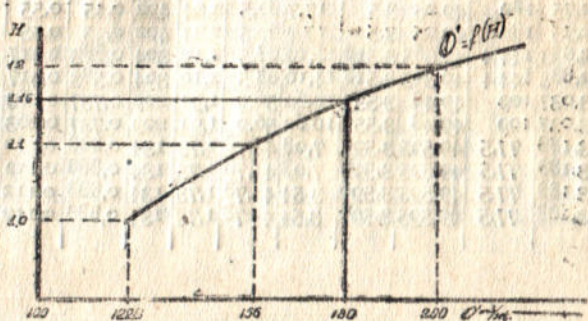


Рис. 32.

Результаты проверки следует признать весьма удовлетворительными, так как: $Q' = \Sigma q \Delta x = 44,5 + 44,5 + 41 + 30,6 + 17,2 + 2,1 = 179,9 \text{ м}^3/\text{сек}$ отличается от $Q = 180 \text{ м}^3/\text{сек}$ менее чем на 0,1%.

Общее падение поверхности воды в траншее $\Delta y = 53,447 - 52,75 = 0,697 \text{ м}$.

Интересно сопоставить эту величину с вычисленной по приближенной формуле (45):

$$\Delta y'' = \Delta y \left(\frac{v''}{v} \right)^2$$

Подставляя вместо $\Delta y = 0,564 \text{ м}$ и $v_1 = 1,8 \text{ м/сек}$ величины соответствующие расходу $Q = 120 \text{ м}^3/\text{сек}$, получим:

$$\Delta y'' = \Delta y \left(\frac{v''}{v} \right)^2 = 0,564 \left(\frac{2,24}{1,8} \right)^2 = 0,872 \text{ м},$$

т. е. величину большую на 0,175 м, или на 25%.

Вычисления свободной поверхности

№№ уч.		x_2 м	y_2 м	Q_2 м ³ /сек.	u_{02} м	h_2 м	b_2 м	ω_2 м ²	v_2 м/сек	$Q_2 v_2$ м ⁴ /сек ²	$h_2' = y_2 - y_{II}$	$H - h_2$ м	q_2 м ² /сек	y_1 м	y_{01} м
H =															
6	119	52,75	180	49,25	3,5	17,7	80,5	2,24	402	0,45	0,55	1,55	52,85	49,365	
		52,75	180	49,25	3,5	17,7	80,5	2,24	402	0,45	0,55	1,55	52,88	49,365	
5	96,1	52,883	144,4	49,305	3,518	14,16	68,5	2,10	304	0,583	0,417	1,55	53,033	49,48	
		52,883	144,4	49,365	3,518	14,16	68,5	2,10	304	0,583	0,417	1,55	53,039	49,48	
4	73,2	53,037	109	49,48	3,557	10,62	56,9	1,91	209	0,737	0,263	1,54	53,177	49,595	
		53,037	109	49,48	3,557	10,62	56,9	1,91	209	0,737	0,263	1,54	53,191	49,595	
3	50,3	53,188	77,5	49,595	3,596	7,08	44,78	1,73	134	0,888	0,112	1,215	53,300	49,71	
		53,188	77,5	49,595	3,596	7,08	44,78	1,73	134	0,888	0,112	1,215	53,209	49,71	
		53,188	77,5	49,595	3,596	3,54	44,78	1,73	134	0,888	0,112	1,215	53,25	49,71	
		53,188	77,5	49,595	3,596	3,54	44,78	1,78	134	0,888	0,112	1,215	53,28	49,71	
H =															
6	119	52,75	180	49,25	3,5	17,7	80,5	2,24	402	0,45	0,65	1,79	52,85	49,365	
		52,75	180	49,25	3,5	17,7	80,5	2,24	402	0,45	0,65	1,79	52,911	49,365	
6	96,1	52,916	138,9	49,365	3,551	14,16	69,2	2,01	280	0,616	0,484	1,79	53,116	49,48	
		52,916	138,9	49,365	3,551	14,16	69,2	2,01	280	0,616	0,484	1,79	53,103	49,48	
4	73,2	53,102	97,8	49,48	3,622	10,62	58,3	1,68	164	0,802	0,298	1,78	53,280	49,595	
		53,102	97,8	49,48	3,622	10,62	58,3	1,68	164	0,802	0,298	1,78	53,262	49,595	
3	50,3	53,266	60,7	49,595	3,663	7,08	46,2	1,32	80	0,966	0,134	1,44	53,366	49,71	
		53,266	60,7	49,595	3,663	7,08	46,2	1,32	80	0,966	0,134	1,44	53,379	49,71	
2	27,4	53,366	36,80	49,71	3,666	3,54	33,1	1,11	41	1,066	0,034	0,805	53,395	49,825	
							3,54								
H =															
6	119	52,75	180	49,25	3,5	17,7	80,5	2,24	402	0,45	0,75	2,04	52,95	49,365	
5	96,1	52,952	133,2	49,365	3,587	14,16	69,6	1,9	254	0,652	0,548	2,04	53,15	49,48	
4	73,2	53,154	86,4	49,48	3,674	10,62	59,3	1,45	126	0,854	0,846	2,04	53,355	49,595	
3	50,3	53,322	42,6	49,595	3,727	7,08	47,2	0,90	38,5	1,022	0,178	1,76	53,45	49,71	
2	27,4	53,322	42,6	49,595	3,727	7,08	47,2	0,90	38,5	1,022	0,178	1,76	53,412	49,71	
		53,415	7,0	49,71	3,705	3,54	33,7	0,21	1,45	1,115	0,085	1,33	—	49,71	

воды в траншее и расхода $Q=f(H)$

h_1 м	h_2 м	ω_1 м ²	$h_1' = y_1 - УП$	$H - h_1'$ м	q_1 м ² /сек	q м ² /сек	$q \Delta x$ м ³ /сек	Q_1 м ³ /сек	v_1 м/сек	$Q_1 v_1$ м ³ /сек ²	$Q_2 v_2 = Q_1 v_1$	$\omega_1 + \omega_2$	Δy м	y м
1,00 м														
3,485	14,16	67,7	0,55	0,45	1,55	1,55	35,6	144,4	2,13	307,5	94,5	148,2	0,130	52,88
3,515	14,16	68,5	0,58	0,42	1,55	1,55	35,6	144,4	2,10	304	97,5	149	0,133	52,883
3,553	10,62	56,75	0,733	0,267	1,55	1,55	35,6	108,8	1,91	208	96	125,25	0,156	53,039
3,559	10,62	56,9	0,739	0,261	1,54	1,545	35,4	109	1,91	209	95	125,4	0,154	53,037
3,582	7,08	44,70	0,877	0,123	1,26	1,40	32,05	76,95	1,72	132,5	76,5	101,06	0,154	53,191
3,596	7,08	44,78	0,891	0,109	1,20	1,375	31,50	77,5	1,73	134	75	101,68	0,151	53,188
3,59	3,54	32	1	0	0	0,61	13,95	63,55	1,98	126	8	76,78	0,021	53,209
3,499	3,54	30,7	0,909	0,091	1,12	1,17	25,6	51,9	1,69	87,5	46,5	75,48	0,126	—
3,54	3,54	31,3	0,95	0,05	0,87	1,045	23,95	53,55	1,71	91,3	42,7	76,08	0,114	53,302
3,57	3,54	31,7	0,98	0,02	0,566	0,889	20,3	57,2	1,80	103,5	80,5	76,48	0,081	53,269
1,1 м														
3,485	14,16	67,7	0,55	0,55	1,79	1,79	41,1	138,9	2,05	285	117	148,2	0,161	52,911
3,516	14,16	69,1	0,611	0,489	1,79	1,79	41,1	138,9	2,01	280	122	149,6	0,166	52,916
3,636	10,62	58,8	0,816	0,284	1,77	1,78	40,9	98	1,67	163	117	128	0,187	53,108
3,623	10,62	58,3	0,803	0,297	1,78	1,79	41,1	97,8	1,68	164	116	127,5	0,186	53,102
3,685	7,08	46,4	0,900	0,120	1,38	1,58	36,2	61,6	1,33	82	82	104,7	0,160	53,262
3,667	7,08	46,2	0,962	0,138	1,46	1,62	37,1	60,7	1,32	80	84	104,6	0,164	53,266
3,656	3,54	33,1	1,066	0,038	0,85	1,145	26,2	34,5	1,04	36	44	79,3	0,113	53,379
3,669	3,54	33,1	1,079	0,021	0,64	1,04	23,9	36,8	1,11	41	39	79,3	0,100	53,366
3,575	0	19,1	1,095	0,005	0,316	0,56	12,8	24,0	1,26	30,2	10,8	52,2	0,042	53,408
1,2 м														
3,585	14,16	69,6	0,65	0,55	2,04	2,04	46,8	133,2	1,90	254	148	150,1	0,202	52,952
3,67	10,62	59,3	0,85	0,35	2,04	2,04	46,8	86,4	1,45	126	128	128,9	0,202	53,154
3,76	7,08	47,9	1,055	0,145	1,64	1,84	42,2	44,2	0,92	40,8	85,2	107,2	0,162	53,316
3,72	7,08	47,2	1,016	0,184	1,78	1,91	43,8	42,6	0,90	88,5	87,5	106,5	0,568	53,322
3,74	3,54	33,1	1,15	0,95	1,10	1,43	32,8	9,80	0,30	2,9	3,56	80,3	0,090	53,412
3,702	3,54	33,7	1,112	0,988	1,34	1,55	35,6	7,00	0,21	1,45	37,95	80,9	0,093	53,415
—	—	—	—	—	1,33	1,33	39,5	23,5	—	—	—	—	—	—

Вычисления свободной поверхности воды

№№ уч.	x_2 м	x_1 м	Q_2 м ³ /сек	y_2 м	y_{02} м	h_2 м	b_2 м	ω_2 м ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	119	96,1	180	52,75	49,25	3,5	17,7	80,5
5	96,1	73,2	135,5	52,947	49,365	3,582	14,16	70,1
	96,1	73,2	135,5	52,947	49,365	3,582	14,16	70,1
4	73,2	50,3	91,00	53,141	49,48	3,661	10,62	59,2
	73,2	50,3	91,00	53,141	49,48	3,661	10,62	59,2
	73,2	50,3	91,00	53,141	49,48	3,661	10,62	59,2
3	50,3	27,4	50	53,305	49,595	3,710	7,08	47
	50,3	27,4	50	53,305	49,595	3,710	7,08	47
2	27,4	4,5	19,4	53,408	49,71	3,698	3,54	33,7
1	4,5	0	2,2	53,447	—	—	—	—

ω_1 м ²	$h_1' = y_1 - y_{11}$	$H - h_1'$ м	q_1 м ² /сек	q м ² /сек	$q \Delta x$ м ³ /сек	Q_1 м ³ /сек	v_1 м/сек	$Q_1 v_1$ м ⁴ /сек ²
19	20	21	22	23	24	25	26	27
70,4	0,655	0,505	1,94	1,94	44,5	135,5	1,92	261
59,2	0,850	0,310	1,93	1,935	44,4	91,1	1,54	140
59,2	0,841	0,319	1,94	1,94	44,5	91,0	1,54	140
48,3	1,081	0,071	1,17	1,56	35,8	55,2	1,14	63
46,6	0,987	0,177	1,69	1,815	41,7	49,3	1,06	52,2
47	1,000	0,160	1,63	1,785	41	50	1,06	53,2
34,7	1,13	0,03	0,80	1,205	27,7	22,3	0,54	14,4
33,7	1,105	0,055	1,06	1,335	30,6	19,4	0,57	11,1
19,7	1,050	0,010	0,47	0,75	17,2	2,2	0,11	0,25
—	—	—	0,47	0,47	2,1	0,1	—	—

$\frac{C_2}{\sqrt{m}}$ сек	W_2 м/сек	$\left(\frac{v_2}{W_2}\right)^2$	λ_1 м	R_1 м	$\frac{C_1}{\sqrt{m}}$ сек	W_1 м/сек	$\left(\frac{v_1}{W_1}\right)^2$
37	38	39	40	41	42	43	44
58,9	96,3	0,00054	27,06	2,6	58,6	94,5	0,00041
58,6	94,5	0,00042	28,82	2,48	58,2	92	0,00028
58,6	94,5	0,00042	28,82	2,48	58,2	92	0,00028
—	—	—	—	—	—	—	—
58,2	92,0	0,00028	20,43	2,30	57,6	87,4	0,00015
—	—	—	—	—	—	—	—
57,6	87,4	0,00015	16,84	2,00	56,2	—	0,00005
56,2	79,6	0,00005	13,1	1,5	53,6	79,6	0
—	—	—	—	—	—	—	—

Таблица 5

в траншее при расходе $Q = 180 \text{ м}^3/\text{сек}$

$v_2 \text{ м/сек}$	$Q_2 v_2 \text{ м}^3/\text{сек}^2$	$h_2' = y_2 - y_{II}$	$H - h_1 \text{ м}$	$q_2 \text{ м}^2/\text{сек}$	$y_1 \text{ м}$	$y_{01} \text{ м}$	$h_1 \text{ м}$	$b_1 \text{ м}$
10	11	12	13	14	15	16	17	18
2,24	402	0,45	0,71	1,94	52,955	49,365	3,59	14,16
1,93	262	0,647	0,513	1,94	53,15	49,48	3,67	10,62
1,93	262	0,647	0,513	1,94	53,141	49,48	3,661	10,62
1,54	140	0,841	0,319	1,94	53,381	49,595	3,786	7,08
1,54	140	0,841	0,319	1,94	53,287	49,595	3,692	7,08
1,54	140	0,841	0,319	1,94	53,300	49,595	3,705	7,08
1,06	53,2	1,005	0,155	1,61	53,430	49,71	3,72	3,54
1,06	53,2	1,005	0,155	1,61	53,405	49,71	3,695	3,54
0,57	11,10	1,108	0,052	1,03	53,45	49,825	3,625	0
—	—	—	—	0,47	53,447	—	—	—

$Q_2 v_2 - Q_1 v_1$	$\omega_1 + \omega_2 \text{ м}^2$	$\Delta_1 y \text{ м}$	$v_{02} \text{ м/сек}$	$v_{01} \text{ м/сек}$	$v_{01} + v_{02}$	$\Delta_2 y \text{ м}$	$z_2 \text{ м}$	$R_2 \text{ м}$
28	29	30	31	32	33	34	35	36
141	150,9	0,191	3,74	3,15	6,89	0,016	30,3	2,66
122	129,3	0,193	3,18	2,47	5,65	0,015	27,06	2,6
122	129,3	0,193	3,18	2,50	5,68	0,015	27,06	2,6
77	107,5	0,146	—	—	—	—	—	—
87,8	105,8	0,169	—	—	—	—	—	—
86,8	106,2	0,167	2,50	1,77	4,27	0,013	23,82	2,48
38,8	81,7	0,097	—	—	—	—	—	—
42,1	80,7	0,106	1,75	1,04	2,79	0,008	20,38	2,30
10,85	53,4	0,042	1,01	0,44	1,45	0,004	16,84	2,0
—	—	—	—	—	—	—	—	—

$\left(\frac{v_1}{W_1}\right)^2 + \left(\frac{v_2}{W_2}\right)^2$	$\Delta_3 y \text{ м}$	$\Delta y \text{ м}$	$y_1 \text{ м}$	
45	46	47	48	49
0,00095	—	0,197	52,947	✓
0,00070	0,022	0,194	53,141	✓
0,00070	0,016	0,194	53,141	✓
—	—	0,146	53,287	✓
—	—	0,169	53,310	✓
0,00043	—	0,164	53,305	✓
—	0,010	0,164	53,402	✓
0,00020	—	0,097	53,408	✓
0,00005	0,005	0,103	53,447	✓
—	0,001	0,039	—	—

$\sin \frac{\beta}{2} = 0,0775$

$\cos \delta = 1$

VI. ПРОВЕРКА МЕТОДА ПОСТРОЕНИЯ КРИВОЙ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ВОДЫ В ТРАНШЕЕ НА ОСНОВАНИИ ДАННЫХ ЛАБОРАТОРНЫХ ОПЫТОВ

Для проверки изложенного выше [уравнения (36)—(45)] метода построения свободной поверхности воды в траншее траншейного водослива, можно воспользоваться данными первого раздела лабораторных исследований (опыты №№ 4—18).

С этой целью были вычислены средние отметки поверхности воды в каждом из трех поперечных сечений, в которых производились измерения. Затем, для каждого опыта были вычислены, путем подбора, по уравнению (43) отметки поверхности воды в тех же сечениях.

Подсчеты производились, начиная с нижнего по течению сечения траншеи, поэтому в этом сечении вычисленные и наблюдаемые отметки совпадают.

Таблицы вычислений поверхности воды для опытов 4—13 приведены в приложении II настоящей работы.

В отношении вышеупомянутых таблиц нужно иметь в виду следующее: все вычисления проведены в сантиметрах.

Значение коэффициента шероховатости в формуле Маннинга: $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$, по которой определялись потери энергии при движении воды, принято:

$$n = 0,016 \frac{\text{сек}}{\sqrt[3]{\text{м}}}$$

или:

$$n = 0,00343 \frac{\text{сек}}{\sqrt[3]{\text{см}}}$$

как для негладких досок.

В соответствии с этим:

$$\frac{1}{n} = 292 \frac{\sqrt{cm}}{сек}$$

В таблице приняты те же обозначения, что и выше; сокращенные обозначения:

$$\Delta y_1 = \frac{2(Q_2 v_2 - Q_1 v_1)}{g(\omega_1 + \omega_2)}$$

$$\Delta y_2 = \left[\left(\frac{v_1}{W_1} \right)^2 + \left(\frac{v_2}{W_2} \right)^2 \right] \frac{\Delta x}{2}$$

$$\Delta y_3 = \frac{\Delta Q(v_{01} + v_{02})}{g(\omega_1 + \omega_2)} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta$$

$$\Delta y = \Delta y_1 + \Delta y_2 + \Delta y_3.$$

Значения $\sin \frac{\beta}{2}$ для различных моделей:
для модели № 4:

$$\sin \frac{\beta}{2} = \frac{44}{2 \sqrt{\frac{44^2}{4} + 147^2}} = 0,148;$$

для модели № 5:

$$\sin \frac{\beta}{2} = \frac{19}{2 \sqrt{\frac{19^2}{4} + 147^2}} = 0,0643;$$

для модели № 6:

$$\sin \frac{\beta}{2} = \frac{41,5}{2 \sqrt{\frac{41,5^2}{4} + 232}} = 0,0890.$$

Значение $\cos \delta$ принято для опытов, в которых имел место поверхностный или затопленный режим, равным:

$$\cos \delta = 1$$

и для опытов, в которых имел место донный режим:

$$\cos \delta = \frac{1,5}{\sqrt{1,5^2 + 1}} = 0,835.$$

При подсчетах кривых поверхности воды в траншее было принято, что, в случае донного или поверхностного режимов, удельный расход вдоль всего ребра водослива сохраняет постоянное значение:

$$q = \frac{Q}{l}$$

и расход в поперечном сечении равен:

$$Q_x = qx.$$

В случае зтопленного режима (опыты №№ 5, 9, 15) расход на участке длиной Δx определялся по формуле:

$$q = \frac{q_1 + q_2}{2},$$

где: q_1 —удельный расход в начале участка,
 q_2 —то же в конце его.

Значения q_1 и q_2 определялись по формуле водослива с широким порогом:

$$q = \varphi h' \sqrt{2g(H-h')}.$$

Здесь: h' —наблюдаемое в опыте превышение горизонта воды в данном сечении траншеи над порогом водослива, φ —коэффициент скорости, значение которого, определенное по уравнению:

$$\varphi = \frac{Q}{\sum h' \Delta x \sqrt{2g(H-h')}}.$$

оказалось равно 0,95.

Площадь поперечного сечения траншеи подсчитывалась по формуле:

$$\omega = bh + 1,5h^2$$

для моделей №№ 4 и 6 и по формуле:

$$\omega = bh + 1,3h^2$$

для модели №-5.

Смоченный периметр подсчитывался по уравнению:

$$\chi = b + 3,6h$$

для моделей №№ 4 и 6 и

$$\chi = b + 3,28h$$

для модели № 5.

Ход вычислений виден из таблиц.

В последних столбцах приведены значения отметок поверхности воды в начале траншеи, вычисленные по уравнению (36), а также среднеарифметические значения измеренных величин.

Ниже, в таблице 6 приведены сводки полученных результатов. В первом и втором столбцах таблицы 6 стоят №№ опытов и №№ моделей — в третьем и четвертом столбцах.

Таблица 6.

Сравнения наблюдаемых и вычисленных по уравнению (36) значений падения горизонта воды в траншее.

№ оп.	№ модели.	Δu см		$\Delta_{г} u - \Delta_{н} u$		Макс. ошибка	Вероятн. ошибка	Вес наблюд. P	$p(\Delta_{г} u - \Delta_{н} u)$
		Наблю-дев.	Выч.	Абсол.	%				
4	4	0,60	0,53	- 0,07	- 11,7	0,14	0,03	0,95	- 11,1
5	"	0,85	0,82	+ 0,03	- 3,5	"	"	0,97	- 3,4
6	"	0,29	0,31	+ 0,02	+ 6,9	"	"	0,90	+ 6,2
7	"	0,15	0,17	+ 0,02	- 13,3	"	"	0,80	+ 10,7
8	5	2,44	2,36	- 0,08	- 3,5	"	"	0,98	- 3,4
9	"	2,50	2,98	+ 0,48	+ 19,2	"	"	0,98	+ 18,8
10	"	1,86	2,06	+ 0,20	+ 10,7	"	"	0,98	+ 10,5
11	"	1,40	1,48	+ 0,08	+ 5,7	"	"	0,98	+ 5,6
12	6	1,70	1,90	+ 0,20	+ 11,8	"	"	0,98	+ 11,6
13	"	0,36	0,61	+ 0,25	+ 69,5	✓ "	"	-	-
14	"	0,26	0,33	+ 0,07	+ 26,9	✓ "	"	0,88	+ 23,8
15	"	0,46	0,74	+ 0,28	+ 61,0	✓ "	"	-	-
16	"	0,07	0,16	+ 0,09	+ 128,5	✓ "	"	-	-
17	"	0,03	0,11	+ 0,08	-	"	"	-	-
18	"	0,28	0,30	+ 0,02	7,0	"	"	0,89	+ 6,2
								10,29	+ 75,5

Наблюденные и вычисленные значения падения поверхности воды в траншее, между сечениями первым и третьим Δu , выражены в сантиметрах. В четвертом и пятом столбцах даны значения отклонений вычисленных значений от наблюдаемых в абсолютном выражении и в %.

В столбцах седьмом и восьмом приведены величины максимальной возможной ошибки и вероятной ошибки и в столбце девятом вес отдельных опытов.

При вычислении максимальной ошибки приняты были во внимание следующие соображения: точность вычислений по сравнению с точностью наблюдений велика, поэтому можно считать, что ошибки в определении величины Δu , в основном зависят от точности наблюдений.

Для определения величины Δu необходимо определить отметки воды в первом и третьем сечениях. Это требует производства двух наблюдений в каждом сечении, одного — при производстве опыта и другого — нивелировочного.

Принимая, что ошибка при взятии отсчета при движущейся воде может доходить до 0,05 см и в стоячей — до 0,02 см, мы получим максимальную ошибку определения отметки воды в одном сечении равной:

$$\sigma'_{\max} = \sigma''_{\max} + \sigma'''_{\max} = 0,05 + 0,02 = 0,07 \text{ см}$$

и максимальную ошибку величины $\Delta u = u_1 - u_2$

$$\sigma_{\max} = 2\sigma'_{\max} = 2 \cdot 0,07 = 0,14 \text{ см.}$$

Примечание: в действительности при нивелировке делались два измерения, а при измерении поверхности текущей воды 3—5 измерений, в среднем 4, однако, в неблагоприятном случае их ошибки должны быть равны максимальной ошибке одного измерения.

Средняя квадратическая ошибка нивелировки в одном сечении равна:

$$\mu''' = \frac{\sigma'''_{\max}}{\sqrt{2}} = \frac{0,02}{\sqrt{2}} = 0,014 \text{ см}$$

и средняя ошибка наблюдения поверхности:

$$\mu'' = \frac{\sigma''_{\max}}{\sqrt{4}} = \frac{0,05}{2} = 0,025 \text{ см.}$$

Тогда средняя ошибка в определении отметки воды в одном сечении:

$$\mu' = \sqrt{\mu''^2 + \mu'''^2} = \sqrt{0,025^2 + 0,014^2} = 0,029 \text{ см.}$$

и средняя ошибка в определении Δy :

$$\mu = \sqrt{2\mu'} = 0,029\sqrt{2} = 0,0406 \text{ см.}$$

Вероятная ошибка получится равной

$$r = 0,674 \mu = 0,674 \cdot 0,0406 = 0,027 \text{ см} \cong 0,03 \text{ см.}$$

Вес наблюдения вычислялся по формуле:

$$p = 1 - \frac{r}{\Delta_{\text{с.у}} - \Delta_{\text{н.у}}}.$$

Средне взвешенное отклонение равно:

$$\frac{\sum p (\Delta_{\text{с.у}} - \Delta_{\text{н.у}})}{\sum p} = \frac{+75,5}{10,29} = +7,34\%.$$

При вычислении последнего опыта №№ 13, 15, 16 и 17 были отброшены, как явно содержащие результаты грубых ошибок.

Таким образом, вычисленное падение поверхности воды в траншее превышает наблюдаемое в среднем на 7,34%. Это расхождение вероятно является результатом тех упрощающих допущений, которые были сделаны при выводе уравнения (36), а именно: 1) что давление в поперечном сечении распределено по закону гидростатики и 2) что коэффициент, учитывающий неравномерность распределения скоростей в плоскости поперечного сечения, сохраняет по всей длине лотка одно значение, близкое к $\alpha_0 \cong 1$.

В действительности, как уже указывалось выше, оба эти допущения, во всяком случае в верхней части траншеи, недостаточно близко соответствуют действительности, так как там расположена значительная застойная зона.

Напомним, что в некоторых случаях она отделена от основной струи высоким прыжком. В последнем случае пьезометрическая отметка по середине сечения в верхней части лотка лежит выше свободной поверхности.

Как увеличение коэффициента α_0 вверх по течению, так и повышенное значение гидростатического давления у дна могут способствовать тому, что фактически наблюдаемое значение Δy менее вычисленного по уравнению (36).

Возможно также, что здесь сказывается, до некоторой степени, недостаточно точный учет сил трения на стенке

VII. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОНИЖЕНИЯ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ВОДЫ В ТРАНШЕЕ ПОСТОЯННОЙ ГЛУБИНЫ, ПРИ ПОСТОЯННОМ УДЕЛЬНОМ РАСХОДЕ ВДОЛЬ РЕБРА ВОДОСЛИВА

Уравнение (36) представляет собою наиболее общее решение вопроса о построении свободной поверхности воды в траншее любой формы. Оно дает достаточную точность, если длина участков Δx выбрана не слишком большой.

Однако, сам подсчет в вычислительном отношении следует признать несколько громоздким.

В отдельных случаях, когда размеры сечения ω заданы как функция x , решение может быть получено путем непосредственного интегрирования.

При проектировании траншейного водослива в легко размываемых грунтах, наибольший интерес представляет задача определения общего падения свободной поверхности в траншее трапециoidalного поперечного сечения постоянной глубины, имеющей треугольную форму в плане.

При расчетном расходе водослива в траншее должен иметь место поверхностный режим, сопровождаемый постоянным удельным расходом вдоль ребра водослива.

Для вывода уравнения падения свободной поверхности в траншее представим уравнение (36) в дифференциальной форме:

$$y - (y + dy) = \frac{2[(Q + dQ)(v + dv) - Qv]}{g[\omega + (\omega + d\omega)]} - \frac{dQ[v_0 + (v_0 + dv_0)]}{g[\omega + (\omega + d\omega)]} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta + \frac{v^2}{W^2} dx. \quad (50)$$

Раскрывая в выражении (50) скобки и отбрасывая бесконечно малые высших порядков, получим:

$$-dy = \frac{Qdv + vdQ}{g\omega} - \frac{v_0 dQ}{g\omega} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta + \frac{v^2}{W^2} dx$$

или

$$-dy = \frac{d(Qv)}{g\omega} - \frac{v_0 \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{g\omega} dQ + \frac{v^2}{W^2} dx;$$

подставляя вместо

$$v = \frac{Q}{\omega} \text{ и } \frac{v^2}{W^2} = \frac{Q^2}{W^2 \omega^2},$$

получаем:

$$-dy = \frac{1}{g\omega} d\left(\frac{Q^2}{\omega}\right) - \frac{v_0 \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{g\omega} dQ + \frac{Q^2}{W^2 \omega^2} dx$$

или после дифференцирования:

$$-dy = \frac{2Q\omega \frac{dQ}{dx} dx - Q^2 \frac{d\omega}{dx} dx}{g\omega^3} - \frac{v_0 \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{g\omega} \frac{dQ}{dx} dx + \frac{Q^2}{W^2 \omega^2} dx. \quad (52)$$

Если начало координат поместить на вертикали, проходящей через крайнюю верхнюю точку дна, то будем иметь:

$$b = 2x \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}$$

$$\omega = mh^2 + bh = mh^2 + 2hx \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}$$

$$Q = Q_0 + MH^{3/2} x$$

$$\frac{dQ}{dx} = MH^{3/2}$$

Здесь: Q_0 — расход, проходящий через сечение траншеи, проведенное через крайнюю верхнюю точку дна.

Проделав подстановку:

$$x = \xi - \frac{mh}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}}, \quad (53)$$

получим:

$$\omega = 2h \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} \cdot \xi$$

$$Q = Q_0 + MH^{3/2} \left(\xi - \frac{mh}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}} \right)$$

$$\frac{dQ}{dx} = \frac{dQ}{d\xi} = MH^{3/2}$$

$$\frac{d\omega}{dx} = \frac{d\omega}{d\xi} = 2h \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}$$

Если траншея ограничена со всех сторон плоскостями, имеющими полутурное заложение откоса, то длина водослива более длины траншеи по дну на величину mh и; следовательно, расход в начальном сечении:

$$Q_0 = mhMH^{3/2}$$

Тогда имеем:

$$Q = MH^{3/2} \left(\xi + mh - \frac{mh}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}} \right)$$

Обозначая для краткости:

$$2h \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} = A$$

$$\frac{mh}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}} - mh = B,$$

получим:

$$\omega = A\xi$$

$$Q = MH^{3/2} (\xi - B)$$

$$\frac{d\omega}{d\xi} = A$$

$$\frac{dQ}{d\xi} = MH^{3/2}$$

Подставляя полученные значения в уравнение (52), получим:

$$-dy = \left\{ \frac{M^2 H^3 (\xi^2 - B^2)}{g A^2 \xi^3} - \frac{M H^{3/2} v_0 \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{g A \xi} + \frac{M^2 H^3 (\xi^2 - 2B\xi + B^2)}{W^2 A^2 \xi^2} \right\} d\xi \quad (53)$$

Для того, чтобы интегрировать уравнение (53), положим: $v_0 = v_{0c} = \text{const}$, $W = W_c = \text{const}$, где: v_{0c} — среднее значение скорости, с которой сливается в траншею с водослива вода,

и W_c — среднее значение модуля скорости для потока, протекающего в траншее:

Основанием для подобного рода упрощающих допущений является следующее: величины v_0 и W изменяются сравнительно медленно. Кроме того второй и третий члены уравнения (53) составляют около 10% каждый по сравнению с первым членом, так что некоторая неточность в вычислении их не играет большой роли.

Интегрируя уравнение (53) при сделанных допущениях, получаем:

$$y_1 - y_2 = \frac{M^2 H^3}{g A^2} \left[\ln \frac{\xi_2}{\xi_1} - \frac{1}{2} \left(\frac{B^2}{\xi_1^2} - \frac{B^2}{\xi_2^2} \right) \right] -$$

$$- \frac{M H^{3/2} v_{0c} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{g A} \ln \frac{\xi_2}{\xi_1} + \frac{M^2 H^3}{W_c^2 A^2} \left[(\xi_2 - \xi_1) - 2B \ln \frac{\xi_2}{\xi_1} + \right.$$

$$\left. + \left(\frac{B^2}{\xi_1} - \frac{B^2}{\xi_2} \right) \right]$$

или, заменяя натуральные логарифмы десятичными:

$$y_1 - y_2 = \frac{M^2 H^3}{g A^2} \left[2,3 \lg \frac{\xi_2}{\xi_1} - \frac{1}{2} \left(\frac{B^2}{\xi_1^2} - \frac{B^2}{\xi_2^2} \right) \right] -$$

$$- \frac{2,3 M H^{3/2} v_{0c} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{g A} \lg \frac{\xi_2}{\xi_1} +$$

$$+ \frac{M^2 H^3}{W_c^2 A^2} \left[(\xi_2 - \xi_1) - 4,6 B \lg \frac{\xi_2}{\xi_1} + \left(\frac{B^2}{\xi_1} - \frac{B^2}{\xi_2} \right) \right]. \quad (54)$$

Применяя уравнение (54) для решения задач, можно вычислять значение W_c по формуле:

$$W_c = \frac{\Sigma W}{n}, \quad (55)$$

где: W — модули скорости для ряда сечений траншеи, n — число этих сечений.

Значение v_{0c} можно вычислить по формуле:

$$v_{0c} = \frac{v_{01} + v_{02}}{2}, \quad (56)$$

здесь: v_{01} — скорость сливающейся струи в начале траншеи и v_{02} — то же в конце ее.

Значения скоростей v_{01} , v_{02} определяются по формуле (40)

$$v_0 \cong \sqrt{2gz}$$

где: $z = y_{\text{п}} + H - y$ — разность горизонта воды в водохранилище и траншее.

Таким образом, значение v_{02} при решении уравнения (54) неизвестно. В связи с этим, можно рекомендовать такой путь постепенных приближений: принимаем $v_{02} = v_{01}$ и вычисляем значение y_2 по уравнению (54).

После этого находим значение:

$$z_2 = y_{\text{п}} + H - y$$

$$v_{02} = \sqrt{2gz_2}$$

и

$$v_{0c} = \frac{v_{01} + v_{02}}{2}$$

и исправляем второй член правой части уравнения (54) и значение y_2 .

Так как второй член правой части невелик: составляет всего около 10% от первого члена, то второе приближение вполне достаточно для практических подсчетов.

Пример: Определить падение поверхности воды в траншее водослива, имеющей треугольное очертание дна, длиною 114,5 м, наибольшей шириною по дну: $b = 17,7$ м, глубиною 3 м, с полукторным заложением откосов ($m = 1,5$); длина порога водослива: $l = 119$ м, напор: $H = 0,75$ м, $M = 1,55$. Разность уровней в водохранилище и в траншее в точке $x = 0$; $z_1 = 0,225$ м. Определяем величины, входящие в уравнение (54):

$$\operatorname{tg} \frac{\beta}{2} = \frac{17,7}{2 \cdot 114,5} = 0,0772.$$

$$\sin \frac{\beta}{2} = \frac{17,7}{2 \cdot 115} = 0,077$$

$$\cos \delta = 1 \text{ (поверхностный режим).}$$

$$A = 2h \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} = 2 \cdot 3 \cdot 0,0772 = 0,465$$

$$B = \frac{mh}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}} - mh = \frac{1,5 \cdot 3}{2 \cdot 0,0772} - 1,5 \cdot 3 = 24,6$$

$$\frac{M^2 H^3}{gA^3} = \frac{1,55^2 \cdot 0,75^3}{9,81 \cdot 0,465^3} = 0,48$$

$$\frac{MH^{1/2} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{gA} = \frac{1,55 \cdot 0,75^{1/2} \cdot 0,077}{9,81 \cdot 0,465} = 0,0171$$

$$\frac{M^2 H^3}{W_c^2 A^3} = \frac{1,55^2 \cdot 0,75^3}{77,5^2 \cdot 0,465^3} = 0,00079$$

$$W_c = \frac{88,8 + 85,8 + 83,1 + 78 + 71 + 58,3}{6} = 77,5$$

$$x_1 = 0$$

$$\xi_1 = x_1 + \frac{mh}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}} = \frac{1,5 \cdot 3}{2 \cdot 0,0772} = 29,1 \text{ м.}$$

$$x_2 = 114,5 \text{ м.}$$

$$\xi_2 = x_2 + \frac{mh}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}} = 114,5 + 29 = 143,6 \text{ м.}$$

$$v_{0c} = v_{01} = \sqrt{2gz_1} = \sqrt{19,62 \cdot 0,225} = 2,1 \text{ м/сек.}$$

Подставляя вычисленные выше величины в уравнение (54), имеем в первом приближении

$$\begin{aligned} y_1 - y_2 &= \frac{M^2 H^3}{gA^2} \left[2,3 \lg \frac{\xi_2}{\xi_1} - \frac{1}{2} \left(\frac{B^2}{\xi_1^2} - \frac{B^2}{\xi_2^2} \right) \right] - \\ &- \frac{M_0 H^{1/2} v_{01} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{gA} - 2,3 \lg \frac{\xi_2}{\xi_1} + \frac{M^2 H^3}{W_c^2 A^2} \left[(\xi_2 - \xi_1) - \right. \\ &- 4,6B \lg \frac{\xi_2}{\xi_1} + \left. \left(\frac{B^2}{\xi_1} - \frac{B^2}{\xi_2} \right) \right] = 0,48 \left[2,3 \lg \frac{143,6}{29,1} - \frac{1}{2} \left(\frac{24,6^2}{29,1^2} - \right. \right. \\ &- \left. \left. \frac{24,6^2}{143,6^2} \right) \right] - 0,0171 \cdot 2,1 \cdot 2,3 \lg \frac{143,6}{29,1} + 0,00079 \left[143,6 - \right. \\ &- \left. 29,1 - 4,6 \cdot 24,6 \lg \frac{143,6}{29,1} + \left(\frac{24,6^2}{29,1} - \frac{24,6^2}{143,6} \right) \right] = 0,601 - \\ &- 0,057 + 0,041 = 0,585 \text{ м.} \end{aligned}$$

Разность уровней в водохранилище и в траншее в конце ее:

$$z_2 = z_1 + (y_1 - y_2) = 0,225 + 0,585 = 0,810 \text{ м}$$

И

$$v_{02} = \sqrt{2gz_2} = \sqrt{19,62 \cdot 0,81} = 4 \text{ м/сек.}$$

Находим значение $y_1 - y_2$ во втором приближении:

$$v_{0c} = \frac{V_{01} + v_{02}}{2} = \frac{2,1 + 4}{2} = 3,05 \text{ м/сек}$$

$$\frac{2,3M_0H^3 v_{0c} \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{gA} - \lg \frac{\xi_2}{\xi_1} = 0,083 \text{ м}$$

$$y_1 - y_2 = 0,601 - 0,083 + 0,041 = 0,559 \text{ м.}$$

Третье приближение в данном случае излишне, так как исправленное значение скорости в этом случае получилось бы равным: $v_{0c} = 3,01 \text{ м/сек.}$

Интересно сопоставить значение $\Delta y = y_1 - y_2$ с полученным путем приближенного интегрирования по частям в предыдущей главе 5. Там было найдено значение:

$$y_1 - y_2 = 0,564 \text{ м.}$$

Таким образом, как видим, оба метода дают в этом случае практически одинаковые результаты (разность составляет 0,9%).

Номограммы для гидравлического расчета траншей водослива

Уравнение (54) значительно облегчает расчет траншейного водослива, однако, все же представляется довольно сложным. Поэтому является желательным провести дальнейшие упрощения решения поставленной перед нами задачи. Последнее возможно путем составления номограмм.

С этой целью уравнение (54) преобразовываем, подставляя следующие значения:

$$MH^3 = q,$$

где: q расход на пог. метр водослива:

$$A = 2htg \frac{\beta}{2} = h \frac{b}{l_1}$$

$$B = \frac{mh}{2tg \frac{\beta}{2}} - mh = mh \left(\frac{l_1}{b} - 1 \right)$$

$$\xi_1 = mh \frac{l_1}{b}$$

$$\xi_2 = mh \frac{l_1}{b} + l_1.$$

Тогда получим:

$$\begin{aligned} \Delta y = y_1 - y_2 = & \frac{q^2}{gh^2} \left(\frac{l_1}{b} \right)^2 \left\{ 2,3 \lg \left(1 + \frac{b}{mh} \right) - \right. \\ & \left. - \frac{1}{2} \left(1 + \frac{b}{l_1} \right)^2 \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{b}{mh} \right)^2} \right] \right\} - \\ & - \frac{2,3 q v_{oc} \cos \delta}{gh \sqrt{4 + \left(\frac{l_1}{b} \right)^2}} \lg \left(1 + \frac{b}{mh} \right) + \\ & + \frac{q^2 b}{W_c^2 h^2} \left(\frac{l_1}{b} \right)^2 \left[\frac{l_1}{b} - 4,6 \frac{mh}{b} \left(\frac{l_1}{b} - 1 \right) \lg \left(1 + \frac{b}{mh} \right) + \right. \\ & \left. + \frac{mh}{b} \left(\frac{l_1}{b} + \frac{b}{l_1} - 2 \right) \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{b}{mh}} \right) \right] \quad (57) \end{aligned}$$

Обозначая:

$$\begin{aligned} \frac{1}{g} \left\{ 2,3 \lg \left(1 + \frac{b}{mh} \right) - \frac{1}{2} \left(1 + \frac{b}{l_1} \right)^2 \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{b}{mh} \right)^2} \right] \right\} & = \\ = F_1 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right) & \\ \frac{l_1}{b} - 4,6 \frac{mh}{b} \left(\frac{l_1}{b} - 1 \right) \lg \left(1 + \frac{b}{mh} \right) + \frac{mh}{b} \left(\frac{l_1}{b} + \right. & \\ \left. + \frac{b}{l_1} - 2 \right) \left[1 - \frac{1}{1 + \frac{b}{mh}} \right] & = F_2 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right) \\ \frac{2,3}{g} \lg \left(1 + \frac{b}{mh} \right) & = f \left(\frac{b}{mh} \right), \end{aligned}$$

получим:

$$\Delta y = \frac{q^2}{h^2} \left(\frac{l_1}{b} \right)^2 F_1 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right) - \frac{qv_0 \cos \delta}{h \sqrt{4 + \left(\frac{b}{l_1} \right)^2}} f \left(\frac{b}{mh} \right) + \frac{q^2 b}{W_c^2 h^2} \left(\frac{l_1}{b} \right)^2 F_2 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right). \quad (58)$$

Для определения значения функций:

$$F_1 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right), \quad F_2 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right), \quad f \left(\frac{b}{mh} \right)$$

составлены номограммы (см. Приложение II, черт. 1 и 2). Пользование номограммами чрезвычайно упрощает вычисление падения поверхности воды в траншее.

Ниже приводится пример применения номограмм для решения уравнения (58).

Пример: Требуется определить падение поверхности воды в траншее водослива, имеющей дно в виде равнобедренного треугольника с высотой: $l_1 = 114,5$ м и основанием (максимальная ширина по дну траншеи): $b = 17,7$ м. Глубина воды в траншее при расчетном расходе 3 м, откосы $m = 1,5$. Длина порога водослива $l = 119$ м, напор

$H = 0,75$ м, коэффициент расхода $M = 1,55 \frac{\sqrt{м}}{сек}$. Разность уровня воды в водохранилище и в начале траншеи: $z = 0,225$ м.

По номограммам I и II находим для

$$\frac{l_1}{b} = \frac{114,5}{17,7} = 6,47$$

и

$$\frac{b}{mh} = \frac{17,7}{1,5 \cdot 3} = 3,93$$

значение функций уравнения:

$$F_1 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right) = 0,128$$

$$f \left(\frac{b}{mh} \right) = 0,163$$

$$F_2 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right) = 2,95.$$

Подставляя значения функций, приведенные выше в уравнении (2), находим:

$$\begin{aligned} \Delta y &= \frac{q^2}{h^2} \left(\frac{l_1}{b} \right)^2 F_1 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right) - \frac{qv_0}{h \sqrt{4 + \left(\frac{b}{l_1} \right)^2}} f \left(\frac{b}{mh} \right) + \\ (83) \quad &+ \frac{q^2 b}{W_c^2 h^2} \left(\frac{l_1}{b} \right)^2 F_2 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right) = \frac{1,01^2}{3^2} \cdot 6,47^2 \cdot 0,128 - \\ &- \frac{1,01 \cdot 2,1}{3 \sqrt{4 + 0,154^2}} 0,163 + \frac{1,01^2 \cdot 17,7}{77,5^2 \cdot 3^2} 6,47^2 \cdot 2,95 = \\ &= 0,606 - 0,057 + 0,041 = 0,590 \text{ м} \end{aligned}$$

Примечание: в вышеприведенных расчетах принято:

$$q = 1,55 \text{ м}^3/\text{сек} = 1,55 \cdot 0,75^{3/2} = 1,01 \text{ м}^2/\text{сек}$$

$$v_0 = v_{01} = \sqrt{2gz_1} = \sqrt{19,62 \cdot 0,225} = 2,1 \text{ м/сек}$$

$$W_c = 77,5 \text{ м/сек}$$

(в соответствии с примерами глав 5 и 6).

Во втором приближении:

$$v_0 = \frac{v_{01} + v_{02}}{2} = \frac{2,1 + 4,01}{2} = 3,05 \text{ м/сек}$$

$$v_{02} = \sqrt{2gz_2} = \sqrt{19,62 \cdot 0,815} = 4,01 \text{ м/сек}$$

$$z_2 = z_1 + \Delta y = 0,225 + 0,590 = 0,815 \text{ м.}$$

и

$$\Delta y = 0,606 - 0,083 + 0,041 = 0,564 \text{ м.}$$

Полученный результат отличается от приведенного выше результата подсчета по формуле (54) на 0,004 м и полностью совпадает с результатом, полученным путем приближенного интегрирования поверхности воды в траншее по уравнению (36). Таким образом, в смысле точности получаемых результатов все три метода следует признать равноценными.

VIII. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ТРАНШЕЙНОГО ВОДОСЛИВА

Водослив траншейного типа в легко размываемых грунтах состоит из следующих частей (см. рис. 33):

- 1) водослив с широким порогом, расположенный параллельно берегу водохранилища и представляющий собой площадку, спланированную под отметку нормального рабочего горизонта водохранилища,
- 2) канал переменного сечения, в который поступает переливающаяся через водослив вода,
- 3) отводящий призматический канал,
- 4) водосливной порог, расположенный в конце отводящего русла, назначение которого обеспечить в отводящем русле равномерное движение при расчетном расходе и создать достаточную водяную подушку в траншее при расходах меньших расчетного,
- 5) перепадной участок.

Из перечисленных выше частей траншейного водослива наиболее прочное крепление должен иметь перепадной участок, в пределах которого скорости могут достигать 6—7 м/сек. Этот участок при сколько-нибудь значительных расходах должен крепиться каменной кладкой на растворе, бетоном, деревом.

Что касается водослива и траншеи, то здесь применима одиночная или двойная мостовая (последняя, в пределах водослива или водосливного откоса) из камней размерами 15—20 см при скоростях до 3—4,3 м/сек.

Отводящее русло при плотных глинистых или суглинистых грунтах или при грунтах задернелых может проектироваться без крепления при скоростях: 1,5—1,8 м/сек.

Длина порога водослива может быть определена по формуле водослива с широким порогом:

$$l = \frac{Q}{m\sqrt{2gH^3}} = \frac{Q}{MH^3}, \quad (59)$$

где: $m = 0,35$ и $M = 1,55 \frac{V_m}{\text{сек}}$ — коэффициент расхода водо-

слива с широким порогом с плавным входом.

Примечание: временные технические условия Главгидроэнергостроя 1939 г. рекомендуют применять при расчете водослива с широким порогом, с наклонной верховой стеной, значение коэффициента расхода: $m = 0,37$ и выше.

Однако, мы полагаем, в соответствии с указанием акад. Павловского (Гидравлический справочник), целесообразным снизить это значение до $m = 0,35$, учитывая повышенную шероховатость порога, защищенного двойной мостовой.

В случае водослива, защищенного каменной кладкой на растворе или бетонированной, что может быть необходимо при напоре свыше 1 м, когда скорость сливающейся струи превышает 4,4 м/сек, коэффициент расхода следует принимать равным:

$$m = 0,37 \text{ и } M = 1,64.$$

Поперечные размеры траншеи в крайнем нижнем сечении должны быть равны размерам отводящего призматического канала, которые, в свою очередь, определяются из условий допустимой величины средней скорости течения и расхода водосброса, а также принятой глубины воды в канале.

Последняя равна:

$$h = \frac{q}{v}, \quad (60)$$

где: q —расход на погонный метр сечения канала.

Расход, приходящийся на погонный метр сечения канала, должен быть равен расходу на погонный метр перепадного участка, который может быть принят порядка: $q = 4,5—6 \text{ м}^2/\text{сек}$ (соответственно напору $H = 2—2,5 \text{ м}$).

Большой удельный расход, как и большой напор на перепадах, может оказаться целесообразным при особо больших расходах, так как значительно утяжеляет конструкцию перепадов и усложняет условия сопряжения струи, сходящей с перепадов с нижним бьефом.

Когда глубина траншеи установлена (уравнен. 60), максимальная ширина по дну траншеи может быть определена по уравнению:

$$b = \frac{Q}{vh} - mh, \quad (61)$$

где: m — коэффициент откоса, зависящий от свойств грунта, который может быть, в большинстве случаев, принят равным: $m = 1,5$, прочие обозначения те же, что и выше.

Длина траншей по дну, при форме ее по рис. 25, получится равной:

$$(60) \quad l_1 = l - mh. \quad (62)$$

Здесь: l —длина порога водослива.

Дну траншеи придается треугольная форма в плане; откосы ее полуторные. В верхнем конце траншеи они могут сопрягаться под углом или по конусу.

Гидравлический расчет траншеи требует определения понижения поверхности воды по длине траншеи и определения отметок поверхности воды и дна в верхнем и в нижнем (по течению) сечениях ее.

Если принять, что при расчетном расходе водослив должен работать, как незатопленный, то превышение уровня воды в траншее над порогом водослива должно быть не более

$$h_{\text{п}} \leq 0,7H. \quad (63)$$

Отсюда, отметка поверхности воды в начале траншеи:

$$(64) \quad y_1 = y_{\text{п}} + 0,7H$$

где: $y_{\text{п}}$ —отметка порога водослива.

Отметка дна траншеи в том же сечении:

$$(65) \quad y_{01} = y_1 - h.$$

Падение поверхности воды по длине траншеи может быть определено путем приближенного интегрирования по уравнению (36) или по формулам (54), (58), как описано выше.

Отметка поверхности воды во втором сечении:

$$(66) \quad \left. \begin{aligned} y_2 &= y_1 - \Delta_1 y \\ y_{02} &= y_{01} - \Delta_1 y \end{aligned} \right\} \quad \text{и дна:}$$

Средний уклон дна траншеи:

$$i_{01} = \frac{\Delta_1 y}{l_1}$$

Что касается отводящего канала, то в последнем при расчетном расходе имеет место равномерное движение и, следовательно, уклон его может быть определен по уравнению Шези:

$$(67) \quad i_{02} = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = \frac{v^2}{C^2 R}$$

Тогда отметка поверхности воды в конце его будет равна:

$$(65) \quad y_3 = y_2 - i_{0,2}L, \quad (68)$$

где: L —длина отводящего русла, определяемая по плану, в зависимости от рельефа местности.

При определении длины отводящего русла, следует исходить из следующих положений: 1) водослив должен отстоять от плотины не менее, чем на 20—40 м, чтобы исключить возможность возникновения у плотины сильного течения, способного повредить откос, 2) перепадной участок должен быть расположен целиком в выемке, 3) ось его должна представлять собой в плане прямую, образующую с осью плотины угол 30° — 60° , 4) место выхода воды из перепадов в нижний бьеф должно быть удалено от низового откоса плотины на 150—200 м и 5) радиус закругления призматического канала, подводящего воду к перепадам, должен быть:

$$\rho \geq 2,3b, \quad (69)$$

условие, необходимое, по проф. Миловичу, для того, чтобы исключить отжим струи от внутреннего откоса канала и, следовательно, обеспечить его работу полным сечением.

В конце отводящего русла располагается порог трапециoidalного поперечного сечения. Определение отметки его может быть выполнено по формуле:

$$y_{04} = y_3 - H, \quad (70)$$

где: H —напор на пороге.

Если рассматривать последний, как водослив с широким порогом, то для определения напора нужно совместно решить уравнение:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega^3}{B} \quad (71)$$

(80)
и

$$Q = \varphi \omega \sqrt{2g \left(H - h + \frac{v_0^2}{2g} \right)}. \quad (72)$$

Здесь: h —глубина воды на пороге водослива,

B —ширина по верху потока (канала), соответствующая глубине h ,

ω —площадь живого сечения потока на водосливе при глубине h ,

$\alpha \cong 1$ —коэффициент Кориолиса,

$\varphi = 0,96$ —коэффициент скорости,

(81) v_0 —скорость подхода (средняя скорость в подводящем русле).

Задавшись некоторым значением напора H и рядом значений h , строим кривые:

$$Q = \sqrt{\frac{g\omega^3}{B}} \quad (73)$$

и

$$Q = \varphi\omega \sqrt{2g \left(H - h + \frac{v_0^2}{2g} \right)}. \quad (74)$$

Точка пересечения их определяет величину расхода водослива при данном напоре.

Если полученное таким путем значение расхода Q на много отличается от расчетного расхода водослива, то следует изменить принятое значение H и повторить расчет.

Для ускорения расчетов можно рекомендовать графический прием: построение кривой $Q = f(H)$, для чего достаточно вычислить три значения Q , соответствующие трем значениям H .

Отметим, что разобранный выше вопрос впервые рассмотрен был инж. Рахмановым в 1929 г. в работе: „О трапецидальном водосливе с широким порогом“. В этой работе приведены графики, значительно облегчающие расчеты.

В случае, если ширина водослива на много превышает напор (в 8—10 раз), для ускорения подсчетов можно пользоваться обычной формулой водослива с широким порогом, полагая:

$$Q = mb_c \sqrt{2g} H_0^{3/2} = Mb_c H^{3/2} \quad (75)$$

и

$$b_c = B - 1,5 \cdot \frac{2}{3} H = B - H,$$

где: B —ширина подводящего канала на уровне поверхности воды.

Подставляя это значение b_c в приведенное выше уравнение, получаем:

$$Q = M(B - H) \left(H + \frac{v_0^2}{2g} \right)^{3/2}. \quad (76)$$

Решая путем последовательных приближений или графически уравнение (76), получаем значение H .

Значение H может быть также найдено по номограмме III (см. Приложение II), для чего необходимо определить ширину канала B на отметке:

$$y_3 + \frac{v_0^2}{2g}.$$

Значения ширины канала B отложены по оси абсцисс и значения расхода — по оси ординат. Проведя из точек, соответствующих заданным значениям B и Q , две прямые, перпендикулярные к координатным осям, до пересечения их друг с другом, находим, интерполируя между кривыми: H_0 — значение напора, обеспечивающего пропуск расхода Q . Когда величина H_0 определена, статический напор на пороге водослива может быть найден по формуле:

$$H = H_0 - \frac{v_0^2}{2g}.$$

Когда последнее определено, высота порога найдется по формуле:

$$p' = h - H. \quad (77)$$

Общая высота перепадов может быть получена, как разность отметок порога y_{04} и дна долины (тальвега), балки:

$$\sum p = y_{04} - y_{0б}. \quad (78)$$

Расчет многоступенчатого перепада может быть выполнен обычными методами в случае перепадов прямоугольного поперечного сечения.

Мы остановимся здесь на расчете перепадов трапециoidalного поперечного сечения, типа принятых при проектировании Истринской плотины, как представляющих большой интерес вследствие своей экономичности.

Расчет ведем следующим образом: задаемся числом перепадов n и определяем высоту одного перепада:

$$p = \frac{\sum p}{n} = \frac{y_{04} - y_{0б}}{n}. \quad (79)$$

Принимаем ширину порога всех перепадов равной ширине порога верхнего водослива.

Глубина водобойных колодцев d может быть найдена при помощи уравнения взаимных глубин:

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + y_{c1}\omega_1 = \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_{c2}\omega_2. \quad (80)$$

Здесь: ω_1 — площадь живого сечения потока в сжатом сечении на дне колодца,

y_{c1} — погружение центра тяжести его,

ω_2 — площадь живого сечения потока при отметке поверхности воды, соответствующей напору на нижнем водосливе,

u_{c2} —погружение центра тяжести второго сечения. Глубина в сжатом сечении может быть определена с помощью уравнения Бернулли, которое в этом случае примет вид:

$$H_0 + p + d = h_1 + \frac{\alpha Q^2}{2g\varphi^2\omega_1^2}, \quad (81)$$

где: H_0 —идеальный напор на водосливе.

Определение необходимой глубины водобойного колодца d ведется следующим образом: задаемся глубиной колодца: d , по уравнению (81) определяем глубину h_1 и вычисляем значение прыжковой функции в первом сечении:

$$\theta(h_1) = \frac{Q^2}{g\omega_1} + u_{c1}\omega_1. \quad (82)$$

Вычисляем значение прыжковой функции во втором сечении:

$$\theta(h_2) = \frac{Q^2}{g\omega_2} + u_{c2}\omega_2,$$

соответствующая глубина:

$$h_2 = H + d. \quad (83)$$

Если имеет место равенство: $\theta(h_2) = \theta(h_1)$ или значение $\theta(h_2)$ незначительно, процентов на 10 более $\theta(h_1)$, задача считается решенной. В противном случае необходимо изменить глубину колодца d .

В случае, если ширина водослива превышает напор в 8—10 раз, для расчета глубины водобойных колодцев можно пользоваться обычными приемами, применяемыми для расчета прямоугольных водобойных колодцев, в том числе — графиками проф. Бахметьева, проф. Чертоусова и т. д.

Применение этих графиков можно рекомендовать также при меньшей ширине водослива, чтобы найти в первом приближении глубину водобойного колодца.

Спроектировав водослив траншейного типа по расчетному расходу, желательно проверить условия его работы при меньших расходах. В случае особо ответственного сооружения может потребоваться произвести проверку условий работы водослива при катастрофическом расходе, превышающем расчетный.

Проверка условий работы водосброса при малых расходах состоит в проверке глубины водяной подушки. Для этого, при известных уже размерах водосливного порога в конце отводящего русла, определяется напор H' , соот-

ветствующий данному расходу (25—50% от расчетного). Это может быть выполнено при помощи совместного решения уравнений (73) и (74).

Когда напор на пороге водослива найден, может быть определена глубина в конце отводящего канала:

$$h_3' = H' + p, \quad (84)$$

где: H' — напор, соответствующий расходу меньшему расчетного.

После этого, по уравнению проф. Бахметьева:

$$\frac{i_0 L}{h_0} = \tau_2 - \tau_1 - [B(\tau_2) - B(\tau_1)] \quad (85)$$

можно найти глубину h_3' , которая и может быть принята за глубину водяной подушки в траншее.

Имея глубину водяной подушки, можно определить скорость, с которой будет сливаться вода в траншее, по формуле:

$$v = \varphi \sqrt{2g(y_n + H - y_{02} - h_2')} \quad (86)$$

и проверить достаточность принятого крепления сливного откоса и дна траншеи. При этом, определяя скорость сливающейся струи в верхней части водосливного откоса, следует подставлять: $\varphi = 0,92$ и, определяя скорость донной струи: $\varphi = 0,6$.

Если длина отводящего русла невелика, то задача значительно упрощается. В этом случае падение воды в пределах отводящего русла можно приближенно вычислить по формуле:

$$\Delta_2 y' = \Delta_2 y \left(\frac{v'}{v} \right)^2, \quad (46)$$

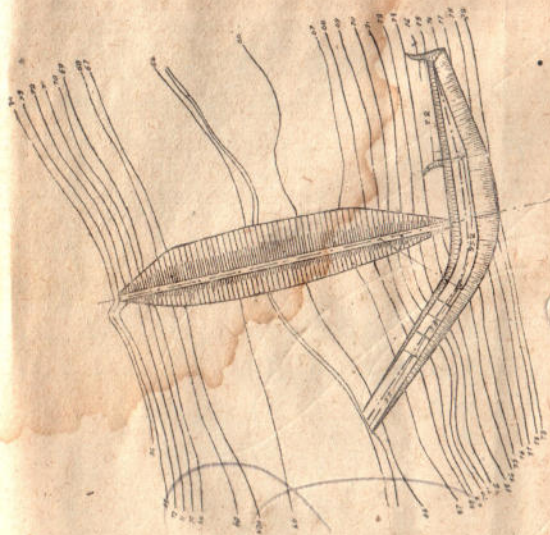
где: знаком ' отмечены величины, относящиеся к расходу меньшему расчетного.

Что касается выявления условий работы водослива при расходе большем расчетного, то таковое сводится к проверке его пропускной способности при горизонте воды в водохранилище, стоящем на метр ниже гребня плотины.

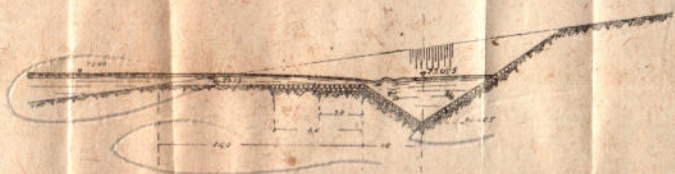
Для этого необходимо, как и в предыдущем случае, определить напор H'' на водосливном пороге в конце отводящего русла, глубину h_3'' и h_2'' и отметки горизонта воды y_2'' и y_1'' .

Так как при расходах больших расчетного в траншее устанавливается затопленный режим, то точное определение падения поверхности воды в пределах траншеи: $\Delta_1 y''$ становится весьма затруднительным.

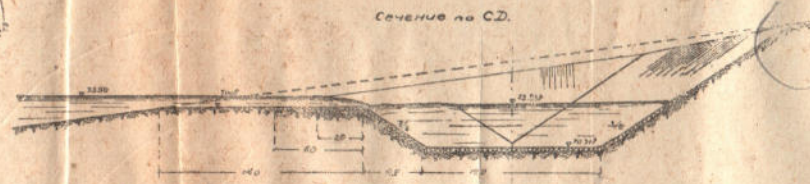
План плотина и водослива.



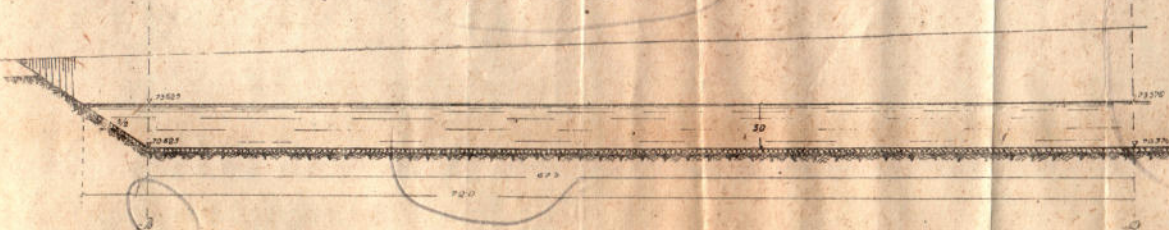
Сечение по А-В



Сечение по С-Д



Разрез по оси водослива



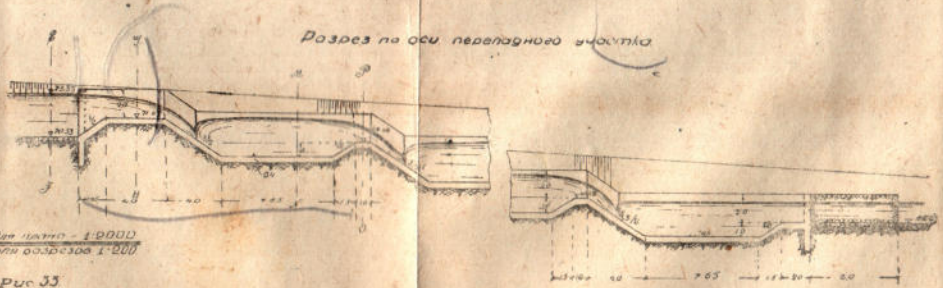
Разрез по Е-Ж



Разрез по М-П



Разрез по оси переправного участка



Масштаб: для чертежа 1:2000
для осыпей 1:200

Рис 33

Рис. 33. Проект траншейного водослива водохранилища с. Марьяно-Чегодарьевка.

Учитывая, что исходная расчетная величина: катастрофический расход—носит, в значительной степени, условный характер, можно рекомендовать приближенный метод расчета по формуле:

$$\Delta_1 y'' = \Delta_1 y \left(\frac{v''}{v} \right)^2. \quad (46)$$

Когда значение $\Delta_1 y''$ найдено, можно определить отметку поверхности воды в траншее:

$$y_1'' = y_2'' + \Delta_1 y''$$

и расход, который может пройти при упомянутой выше отметке уровня воды в водохранилище y_k :

$$Q = \varphi l (y_c'' - y_n) \sqrt{2g(y_k - y_c'')}, \quad (87)$$

полагая:

$$\varphi = 0,92, \quad y_c'' = \frac{1}{2} (y_2'' + y_1'').$$

Если полученный расход превышает принятый в расчет расход катастрофического паводка, то расчет можно считать законченным.

Если это не имеет места, то следует повысить отметку гребня плотины.

ПРИМЕРНЫЙ ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ТРАНШЕЙНОГО ВОДОСЛИВА

В качестве примера гидравлического расчета траншейного водослива рассмотрим расчет водослива водохранилища села Марьяно-Чегодарьевка.

Общий вид водослива и плотины, а также план и разрезы траншеи, отводящего русла и перепадного участка показаны на рис. 33. Водослив плотины водохранилища Марьяно-Чегодарьевка, как видно из чертежа, состоит из следующих частей:

- 1) траншеи переменного сечения, длиной 67,5 м,
- 2) призматического канала со слабо наклонным дном, длиной 93,2 м, заканчивающегося водосливом с широким порогом высотой 1 м,
- 3) перепадного участка, состоящего из четырех перепадов, высотой 1,65 м каждый и
- 4) горизонтального отводящего русла, доходящего до тальвега долины, длиной 65 м.

Проектный расход водослива, обеспеченный на 2%, определенный с учетом объема сливной призмы: $Q = 73 \text{ м}^3/\text{сек}$, должен быть пропущен при напоре: $H = 0,75 \text{ м}$.

Ниже по течению, на расстоянии около километра от плотины, расположено с. Марьяно-Чегодарьевка, жилые постройки которого доходят почти до тальвега долины.

Поэтому, принимая во внимание значительный объем водохранилища около $1,7 \times 10^6$ м, следует отнести плотину к сооружениям второй категории, разрушение которых может повлечь за собою серьезные убытки, а быть может даже человеческие жертвы.

В связи с этим целесообразно произвести проверку пропускной способности водослива при расходе, обеспеченном на 0,1%, который в данном случае составляет:

$$Q = 109 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Кроме того, для выяснения условий работы водослива при расходах меньше расчетного, требуется определение горизонта воды в траншее при расходе:

$$Q = 18,25 \text{ м}^3/\text{сек} \text{ (25\% от расчетного).}$$

Ниже приводятся описания конструкции и расчет отдельных частей сооружения.

ТРАНШЕЯ

а) Конструкция

Траншея водослива представляет собою земляной канал переменного сечения, длиной 67,5 м, со стороны, обращенной к водохранилищу, ограниченный горизонтальной площадкой с отметкой:

$$y_n = 73,17 \text{ м,}$$

представляющей собою водослив.

Дно траншеи в плане имеет форму равнобедренного треугольника с основанием $b = 12$ м и высотой $l_1 = 67,5$ м. Уклон дна $i_{01} = 0,005$.

Порог водослива на ширине 3 м и водосливной откос защищены двойной мостовой из камня размерами 20 см на слое щебня толщиной 10 см. Дно траншеи, противоположный откос и полоса перед водосливом шириною 3 м защищены одиночной мостовой из камня тех же размеров, на таком же основании.

Для удобства производства работ, траншее придана простейшая форма и откосы ее представляют собою плоскости, проведенные с полукруглым заложением.

б) Гидравлический расчет

Длина порога водослива определена в соответствии с проектным расходом по формуле (59):

$$l = \frac{Q}{1,55 H^{3/2}} = \frac{73}{1,55 \cdot 0,75^{3/2}} \cong 72 \text{ м.}$$

Допустимая скорость течения в отводящем русле, которое оставляется в неукрепленном состоянии, принята:

$$v = 1,5 \text{ м/сек.}$$

При этом учитывалось, что водослив будет работать проектным расходом чрезвычайно редко; обычно же сбрасываемые расходы будут значительно менее. Кроме того, можно рассчитывать на развитие дерна в отводящем канале.

В связи с вышеизложенным мы считаем возможным повысить величину скорости по сравнению с значением, которое рекомендуют нормы Главгидроэнергостроя $v = 1,1 \text{ м/сек}$, для постоянно действующих каналов большой глубины.

При расходе на погонный метр водослива:

$$q = 4,5 \text{ м}^2/\text{сек.},$$

глубина траншеи по формуле (60):

$$h = \frac{q}{v} = \frac{4,5}{1,5} = 3 \text{ м.}$$

Максимальная ширина по дву траншеи по формуле (59) равна:

$$b = \frac{Q}{vh} - mh = \frac{73}{1,5 \cdot 3} - 1,5 \cdot 3 = 12 \text{ м.}$$

длина траншеи по формуле (61):

$$l_1 = l - mh = 72 - 1,5 \cdot 3 = 67,5 \text{ м.}$$

Отметка поверхности воды в траншее (62):

$$y_1 = y_n + 0,7H = 73,17 + 0,7 \cdot 0,75 = 73,700 \text{ м.}$$

Отметка дна траншеи в том же сечении:

$$y_{01} = y_1 - h = 73,70 - 3 = 70,70 \text{ м.}$$

Падение поверхности воды по длине траншеи определено по формуле (58).

При:

$$\frac{l_1}{b} = \frac{67,5}{12} = 5,62$$

и

$$\frac{b}{mh} = \frac{12}{1,5 \cdot 3} = 2,66.$$

По номограммам I и II (см. Приложение II, черт. 1 и 2)

$$F_1 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right) = 0,100.$$

$$F_2 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right) = 2,75.$$

$$f \left(\frac{b}{mh} \right) = 0,1315.$$

По уравнению (58) в первом приближении:

$$\begin{aligned} \Delta_1 y &= \frac{q^2}{h^2} \left(\frac{l_1}{b} \right)^2 F_1 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right) - \frac{qv_2 \cos \delta}{h \sqrt{4 + \left(\frac{b}{l_1} \right)^2}} f \left(\frac{b}{mh} \right) + \\ &+ \frac{q^2 b}{W_c^2 h^2} \left(\frac{l_1}{b} \right)^2 F_2 \left(\frac{l_1}{b}, \frac{b}{mh} \right) = \\ &= \frac{1,01^2}{3^2} 56,62^2 \cdot 0,1 - \frac{1,01 \cdot 2,1}{3 \cdot 2,01} 0,1315 + \\ &+ \frac{1,01^2 \cdot 12}{59^2 \cdot 3^2} 2,15 = 0,356 - 0,046 + 0,027 = 0,337 \text{ м} \end{aligned}$$

Примечание: в первом приближении принято:

$$v_{0c} = v_{01} = \sqrt{2gz_1} = \sqrt{19,62 \cdot 0,225} = 2,1 \text{ м/сек},$$

во втором приближении

$$v_{0c} = \frac{v_{01} + v_{02}}{2} = \frac{2,1 + 3,32}{2} = 2,71 \text{ м/сек};$$

$$v_{02} = \sqrt{2gz_2} = \sqrt{19,62 \cdot 0,562} = 3,32 \text{ м/сек},$$

$$z_2 = z_1 + \Delta_1 y = 0,225 + 0,337 = 0,562 \text{ м}.$$

Подставляя значение $v_{oc} = 2,71$ м/сек, получим во втором приближении:

$$\frac{qv_{oc} \cos \delta}{h \sqrt{4 + \left(\frac{b}{l_1}\right)^2}} f\left(\frac{b}{mh}\right) = \frac{1,01 \cdot 2,71 \cdot 1}{3 \cdot 2,01} \cdot 0,1315 = 0,059 \text{ м}$$

$$\Delta_1 y = 0,356 - 0,059 + 0,027 = 0,324 \text{ м.}$$

Значение W_c , приведенное выше, получено как среднее арифметическое для четырех профилей по длине траншеи:

$$W_c = \frac{47,5 + 57,7 + 63,7 + 67,3}{4} = 59 \text{ м/сек.}$$

Вычисления значений W_1 , W_2 и т. д. приведены в таблице:

b	ω	χ	R	C	W
0	13,5	10,8	1,25	42,4	47,5
4	25,5	14,8	1,72	43,9	57,7
8	37,5	18,8	2	45	62,7
12	49,5	22,8	2,16	45,7	67,3

Отметка поверхности воды в конце траншеи по уравнению (66):

$$y_2 = y_1 - \Delta_1 y = 73,700 - 0,324 = 73,376 \text{ м}$$

и дна:

$$y_{02} = y_1 - h = 73,376 - 3 = 70,376 \text{ м.}$$

Отводящий призматический канал имеет ширину по дну $b = 12$ м и полуторные откосы; дно и стены его земляные.

Площадь живого сечения канала:

$$\omega = (b + mh)h = (12 + 1,5 \cdot 3) \cdot 3 = 49,5 \text{ м}^2,$$

смоченный периметр:

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 12 + 2 \cdot 3\sqrt{1 + 1,5^2} = 22,8 \text{ м,}$$

гидравлический радиус:

$$R = \frac{\omega^6}{\chi} = \frac{49,5}{22,8} = 2,16 \text{ м},$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0,025} 2,16^{1/6} = 45,7,$$

$$K = \omega C \sqrt{R} = 49,5 \cdot 45,7 \sqrt{2,16} = 3330 \text{ м/сек}$$

и гидравлический уклон его:

$$i_{02} = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{73^2}{3330^2} = 0,00048 \cong 0,0005.$$

Падение поверхности воды по длине отводящего русла:

$$\Delta_2 y = i_{02} L = 0,0005 \cdot 93,2 = 0,046 \text{ м}$$

и отметка поверхности воды в конце его:

$$y_3 = y_2 - \Delta_2 y = 73,376 - 0,046 = 73,330 \text{ м},$$

отметка дна отводящего русла:

$$y_{03} = y_3 - h = 73,330 - 3 = 70,33 \text{ м}.$$

В конце отводящего русла, как упомянуто выше, расположен водослив с широким порогом, представляющий собою порог трапециoidalного сечения, шириною поверху 4 м. Высоту порога определяем методом, описанным выше.

Задаем значением: $p = 1 \text{ м}$ и $H = 2 \text{ м}$ и для различных значений h подсчитываем расход по формулам (73) и (74).

Таблица вычислений по формулам (73) и (74).

b	h	ω	ω^3	B	$\sqrt{\frac{g\omega^3}{B}}$	$\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v_0^2}{2g} - h$	$\varphi \omega \sqrt{2g \left(H + \frac{v_0^2}{2g} - h \right)}$
15	1,2	20,2	8200	18,6	65,9	0,115	0,915	84,1
•	1,4	23,9	13600	19,2	83,5	•	0,715	88
•	1,45	24,85	15200	19,35	88	•	0,665	88,3

Построив графики зависимости:

$$Q = \sqrt{\frac{g\omega^3}{B}} \quad \text{и} \quad Q = \varphi\omega \sqrt{2g\left(H + \frac{v_0^2}{2g} - h\right)},$$

находим:

$$Q = 88 \text{ м}^3/\text{сек}; \quad h = 1,45 \text{ м.}$$

Так как полученное значение несколько велико, то задаемся новым значением:

$$p = 1,25 \text{ м} \quad \text{и} \quad H = 1,75 \text{ м.}$$

b	h	ω	ω^3	B	$\sqrt{\frac{g\omega^3}{B}}$	$\frac{v_0^2}{2g}$	$H + \frac{v_0^2}{2g} - h$	$\varphi\omega \sqrt{2g\left(H + \frac{v_0^2}{2g} - h\right)}$
15,75	1,2	21	9200	19,35	68,4	0,115	0,665	75,2
•	1,25	22,0	10700	19,50	73,6	•	0,615	75,2
•	1,26	22,2	10850	19,54	73,7	•	0,605	75,1
•	1,27	22,4	11200	19,56	75,0	•	0,595	75,1

Из графика имеем:

$$Q = 75 \text{ м}^3/\text{сек}, \quad h = 1,27 \text{ м.}$$

Задаемся значением:

$$p = 1,3 \text{ м} \quad \text{и} \quad H = 1,7 \text{ м.}$$

b	h	ω	ω^3	B	$\sqrt{\frac{g\omega^3}{B}}$	$\frac{v_0^2}{2g}$	$H + \frac{v_0^2}{2g} - h$	$\varphi\omega \sqrt{2g\left(H + \frac{v_0^2}{2g} - h\right)}$
15,9	1,30	23,2	12400	19,8	78,5	0,115	0,515	72,5
•	1,25	22,2	10850	19,65	73,7	•	0,565	72,5
•	1,2	21,3	9600	19,5	69,6	•	0,615	72,8

Из графика $h = 1,24 \text{ м}$; $Q = 72,6 \text{ м}^3/\text{сек} \cong 73 \text{ м}^3/\text{сек}$. Значение H можно найти также по номограмме III (см. Прило-

жение II, черт. 3). Для этого определяем ширину канала на отметке $y_3 + \frac{v_0^2}{2g}$:

$$B = b + 2m \left(h + \frac{v_0^2}{2g} \right) = 12 + 2 \cdot 1,5 \left(3 + \frac{1,5^2}{19,62} \right) = 21,3 \text{ м.}$$

Имея значение:

$$B = 21,4 \text{ м} \quad \text{и} \quad Q = 73 \text{ м}^3/\text{сек},$$

находим по номограмме III:

$$H_0 = 1,79 \text{ м},$$

откуда:

$$H = 1,79 - 0,11 = 1,68 \text{ м} \cong 1,7 \text{ м}.$$

Высота порога водослива:

$$p = h - H = 3 - 1,7 = 1,3 \text{ м}.$$

Таким образом, окончательно можно принять высоту порога:

$$p = 1,3 \text{ м}.$$

При высоте порога:

$$p = 1,3 \text{ м}$$

ширина его:

$$b = 15,9 \text{ м}$$

Толщина порога по верху:

$$\delta = 4 \text{ м}.$$

Отметка порога водослива:

$$y_{04} = y_3 - H = 73,33 - 1,7 = 71,63 \text{ м}.$$

Отметка тальвега балки:

$$y_{05} = 65,03 \text{ м}.$$

Отсюда общая высота перепадов:

$$\sum p = y_{04} - y_{05} = 71,630 - 65,03 = 6,6 \text{ м}.$$

При четырех перепадах высота каждого из них:

$$p = \frac{\sum p}{n} = \frac{6,6}{4} = 1,65 \text{ м}.$$

ПЕРЕПАДНОЙ УЧАСТОК

а) Конструкция

Многоступенчатый перепад выполняется по типу перепадов быстотоков, боковые стены которых заменены лежащими покрытиями откосов.

Благодаря такой конструкции материал покрытия не несет какой-либо статической нагрузки и, следовательно, покрытие может быть выполнено минимальной конструктивной толщины 30—40 см.

Ширина по дну перепадного участка на водосливах: 15,9 м; ширина водобойных колодцев менее: 12,9 м; глубина водобойных колодцев 1 м.

б) Гидравлический расчет

Глубина d определяется путем подбора по уравнению (81). Левая часть уравнения:

$$H_0 + p + d = 1,81 + 1,65 + 1 = 4,46 \text{ м}$$

для первого перепада, для которого:

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} = 1,7 + \frac{1,5^2}{19,62} = 1,81 \text{ м}$$

и

$$H_0 + p + d = 1,77 + 1,65 + 1 = 4,42 \text{ м.}$$

Для прочих перепадов, для которых:

$$H_0 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{mV2gb}\right)^2} = \sqrt[3]{\left(\frac{73}{0,38 \cdot 18,36 \sqrt{19,62}}\right)^2} = 1,77 \text{ м,}$$

здесь: b_c — средняя ширина трапециoidalного водослива:

$$b_c \cong b + mH = 15,9 + 1,5 \cdot 1,64 = 18,36 \text{ м,}$$

$$H = H_0 - \frac{v_0^2}{2g} = H_0 - \frac{Q}{2g\omega_0^2} = 1,77 - \frac{73^2}{19,62 \cdot 44,5^2} = 1,64 \text{ м}$$

$$\omega_0 = [b + m(H + d)](H + d) =$$

$$= [12,9 + 1,5 \cdot (1,64 + 1)](1,64 + 1) = 44,5 \text{ м}^2.$$

Расчет размеров водобойного колодца производим для первого перепада, для которого H_0 имеет большое значение:

$$H_0 = 1,81 \text{ м.}$$

Решение уравнения (81) сводим в таблицу.

Таблица решения уравнения (81)

b	h_1	ω_1	ω_1^2	$\frac{\alpha Q^2}{2g_1^2 \omega_1^2}$	$h_1 + \frac{\alpha Q^2}{2g_1^2 \omega_1^2}$
12,9	0,6	8,3	68,5	4,84	5,94
"	0,7	9,75	94,5	3,51	4,21
"	0,65	9,03	81,2	4,08	4,73
"	0,67	9,23	86,6	3,83	4,50

Таким образом:

$$h_1 = 0,67 \text{ м.}$$

Значение прыжковой функции в первом сечении:

$$\theta(h_1) = \frac{Q^2}{g\omega_1} + y_{c_1}\omega_1 = \frac{73^2}{9,81 \cdot 9,33} + 0,32 \cdot 9,33 = 60,9 \text{ м}^3,$$

где:

$$y_{c_1} = \frac{h_1}{3} \frac{3b + 2mh_1}{2b + 2mh_1} = \frac{0,67}{3} \frac{3 \cdot 12,9 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,67}{2 \cdot 12,9 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,67} = 0,32 \text{ м.}$$

Значение прыжковой функции во втором сечении:

$$\theta(h_2) = \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_{c_2}\omega_2 = \frac{73^2}{9,81 \cdot 44,5} + 1,21 \cdot 44,5 = 66,1 \text{ м}^3,$$

где $\omega_2 = 44,5 \text{ м}^2$

$$y_{c_2} = \frac{H+p}{3} \frac{3b + 2m(H+p)}{2b + 2m(H+p)} = \frac{2,64}{3} \frac{3 \cdot 12,9 + 1,5 \cdot 2 \cdot 2,64}{2 \cdot 12,9 + 1,5 \cdot 2 \cdot 2,64} = 1,21 \text{ м.}$$

Таким образом, значение прыжковой функции во втором сечении несколько превышает значение прыжковой функции в первом сечении и, следовательно, глубину колодца можно считать достаточной.

Длину водобойного колодца определяем по формуле проф. Чертоусова:

$$l_k = \beta l_n = 0,7 \cdot 10,9 = 7,65 \text{ м.},$$

где: l_n — длина прыжка, определяемая по формуле акад. Павловского:

$$l_n = \frac{1}{2}(4,5 h'' + 5 a) \cong \frac{1}{2}(4,5 \cdot 2,64 + 5 \cdot 1,97) = 10,9 \text{ м.}$$

Здесь: h'' — большая из взаимных глубин,

$a = h'' - h'$ — высота пункта.

Общая длина перепадного участка получилась равной:

$$(2,65 \cdot 1,5 + 7,65 + 1,5 + 1) \cdot 4 = 55 \text{ м.}$$

Интересно сопоставить полученные результаты с теми, которые получаются по формулам, выведенным для прямоугольных перепадов.

Принимая выведенные выше значения:

$$H_0 = 1,77 \text{ м}$$

и

$$H = 1,64 \text{ м,}$$

получим:

$$z = H_0 + p - H = 1,777 + 1,65 - 1,64 = 1,78 \text{ м.}$$

Решая задачу по методу проф. Бахметьева, находим:

$$\frac{z}{p+d} = \frac{1,78}{1,65+1} = 0,675$$

и:

$$\frac{H_0}{p+d} = \frac{1,77}{1,65+1} = 0,67.$$

Для выведенного выше значения $\frac{H_0}{p+d}$ и $m = 0,38$ находим по графику проф. Бахметьева:

$$\left(\frac{z}{p}\right)_0 = 0,79 > \frac{z}{p+d}.$$

Определив размеры водослива, проверяем условия его работы при расходах, отличных от расчетного.

Рассмотрим сперва случай меньших расходов; возьмем, например, расход $Q_{25\%} = 18,25 \text{ м/сек.}$

Так как в этом случае отношение $\frac{b}{H}$ безусловно больше 10, то для определения напора на пороге водослива, расположенного в конце отводящего русла, можно воспользоваться приближенным уравнением (75).

При этом напор H может быть найден путем последовательных приближений.

Определяя H в первом приближении, полагаем:

$$b'_c = 18,36 \text{ м (как в предыдущем случае).}$$

Тогда находим:

$$H' = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{mb'_c \sqrt{2g}}\right)^2} = \sqrt[3]{\left(\frac{18,25}{0,38 \cdot 18,36 \sqrt{19,62}}\right)^2} = 0,71 \text{ м,}$$

соответственно этому:

$$b'_c = b + mH' = 15,9 + 1,5 \cdot 0,71 = 16,95 \text{ м.}$$

Тогда во втором приближении:

$$H' = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{mb'_c \sqrt{2g}}\right)^2} = \sqrt[3]{\left(\frac{18,25}{0,38 \cdot 16,95 \sqrt{19,62}}\right)^2} = 0,74 \text{ м}$$

и

$$b_c = b + mH' = 15,9 + 1,5 \cdot 0,74 = 17,01 \text{ м.}$$

Третье приближение дает:

$$H' = 0,743 \text{ м,}$$

что практически совпадает со вторым значением.

Отметка воды в конце отводящего канала:

$$y'_3 = y_{04} + H' = 0,743 + 71,631 = 72,374 \text{ м.}$$

Принимая во внимание, что длина канала, подводящего воду к водосливному порогу, невелика и потеря напора, даже в условиях равномерного течения, при расчетном расходе составляет всего $\Delta_2 y = 0,045 \text{ м}$, применять здесь уравнение Бахметьева нецелесообразно.

Вполне достаточно ограничиться вычислением по формуле (46):

$$\Delta_2 y = \Delta_1 y \left(\frac{v'}{v}\right)^2 = 0,045 \left(\frac{0,595}{1,5}\right)^2 = 0,007 \text{ м;}$$

здесь:

$$v' = \frac{Q'}{\omega'} = \frac{18,36}{30,8} = 0,595 \text{ м/сек}$$

$$\omega' = [b + m(p + H')] (p + H') =$$

$$= [12 + 1,5(1,3 + 0,74)] (1,3 + 0,74) = 30,8 \text{ м}^2.$$

Тогда:

$$y'_2 = y'_1 + \Delta'_2 y = 72,374 + 0,007 = 72,381 \text{ м.}$$

Напор на пороге водослива, сбрасывающего воду в траншею:

$$H = \sqrt[3]{\frac{Q^3}{M^3 I^3}} = \sqrt[3]{\frac{18,25^3}{1,55^2 \cdot 72^2}} = 0,28 \text{ м}$$

и скорость струи воды, сливающейся с водослива, по формуле (86), в верхней части откоса:

$$v = \varphi \sqrt{2g(y_1 + H - y_{01} - h)} = \\ = 0,92 \sqrt{19,62(73,17 + 0,28 - 72,38)} = 4,18 \text{ м/сек}$$

и в нижней:

$$v = 0,6 \sqrt{19,62(73,17 + 0,28 - 72,38)} = 2,72 \text{ м/сек.}$$

Полученные выше значения не превосходят величин допустимых скоростей: для двойной мостовой в первом случае и для одиночной во втором.

Следовательно, крепление траншей и водослива запроектировано правильно.

При катастрофическом расходе: $Q = 109 \text{ м}^3/\text{сек}$, напор на пороге водослива в конце призматического отводящего канала может быть определен путем подбора по номограмме III (см. Приложение II, черт. 3).

Для этого, задавшись значением:

$$H_0 = 2,5 \text{ м,}$$

для расхода

$$Q = 109 \text{ м}^3/\text{сек,}$$

находим по номограмме:

$$B = 22,0 \text{ м.}$$

Определяя то же значение, исходя из ширины порога водослива:

$$b = 15,9 \text{ м,}$$

находим:

$$B = b + 2mH_0 = 15,9 + 2 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 23,8 \text{ м.}$$

Принимая для H_0 меньшее значение:

$$H_0 = 2,4 \text{ м,}$$

находим по номограмме.

$$B = 23 \text{ м.}$$

Проверка, проведенная, как и ранее, дает:

$$B = b + 2mH = 15,9 + 2 \cdot 1,5 \cdot 2,4 = 23,1 \text{ м,}$$

что достаточно близко совпадает с полученным выше значением.

Таким образом, можно считать, что расходу $109 \text{ м}^3/\text{сек}$ соответствует напор на пороге водослива:

$$H_0 = 2,4 \text{ м.}$$

Эту величину следует исправить с учетом скорости подхода. Для этого необходимо в первом приближении глубину воды в канале:

$$h'' \cong p + H = 1,3 + 2,4 = 3,7 \text{ м}$$

$$\omega \cong (b + mh'')h'' = (12 + 1,5 \cdot 3,7)3,7 = 64,8 \text{ м}^2$$

и

$$v_0 = \frac{109}{64,8} = 1,68 \cong 1,7 \text{ м/сек};$$

отсюда:

$$H = H_0 - \frac{v_0^2}{2g} = 2,4 - \frac{1,7^2}{19,62} = 2,25 \text{ м.}$$

Во втором приближении глубина воды у порога водослива:

$$h'' = 1,3 + 2,25 = 3,55 \text{ м}$$

и отметка поверхности воды:

$$y_3'' = y_{03} + h'' = 70,331 + 3,55 = 73,881 \text{ м.}$$

Глубина равномерного течения в канале при расходе $Q = 109 \text{ м}^3/\text{сек}$, определенная обычным путем:

$$h_0'' = 3,7 \text{ м.}$$

Таким образом, течение воды в канале при расходе $109 \text{ м}^3/\text{сек}$ незначительно отличается от равномерного и, следовательно, падение поверхности воды $\Delta_2''u$ может быть вычислено по уравнению:

$$\Delta_2''u = iL = 0,0005 \cdot 98,2 = 0,047 \text{ м.}$$

Тогда:

$$y_2'' = y_3'' + \Delta_2'' y = 74,111 + 0,047 = 74,158 \text{ м}$$

и

$$h'' = y_2'' - y_{02}'' = 74,158 - 70,376 = 3,78 \text{ м.}$$

Средняя скорость течения:

$$v'' = \frac{Q''}{\omega''} = \frac{109}{66,8} = 1,63 \text{ м/сек,}$$

где:

$$\omega'' = (12 + 1,5 \cdot 3,78) \cdot 3,78 = 66,8 \text{ м}^2.$$

Тогда по формуле (46):

$$\Delta_1'' y = \Delta_1 y \left(\frac{v''}{v} \right)^2 = 0,324 \left(\frac{1,63}{1,5} \right)^2 = 0,382 \text{ м}$$

и отметка поверхности воды в начале траншеи:

$$y_1'' = y_2'' + \Delta_1'' y = 74,158 + 0,382 = 74,54 \text{ м.}$$

Средняя отметка уровня воды в траншее:

$$y_c'' = \frac{y_1'' + y_2''}{2} = \frac{74,54 + 74,158}{2} = 74,344.$$

При отметке гребня плотины 75,5 м расчетный горизонт воды в водохранилище должен быть принят $y_k = 74,5 \text{ м}$ (на метр ниже гребня плотины).

При этом пропускная способность водослива составит по формуле (87):

$$Q = \varphi l (y_c'' - y_n) \sqrt{2g(y_k - y_c'')} = \\ = 0,92 \cdot 72 (74,34 - 73,15) \sqrt{19,62 (74,5 - 74,34)} = 140 \text{ м}^3/\text{сек,}$$

что на 28% превышает катастрофический расход.

Таким образом, принятая конструкция должна достаточно удовлетворительно работать как при расчетном расходе, так и при меньших или больших расходах.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключении мы остановимся на рассмотрении предложенных методов расчета траншейного водослива.

Проф. Замарин в статье: „Траншейные водосбросы“ (Научные записки М. И. И. В. Х., выпуск II, 1936 г.) описывает два наиболее распространенных метода.

Первый из них основан на применении к расчету траншейного водослива уравнения Бернулли. Результатом его является формула:

$$v = \varphi \sqrt{2gy}, \quad (87)$$

где: y — разность горизонта воды в водохранилище и в некотором сечении траншеи,

φ — постоянный по длине траншеи коэффициент скорости, назначением которого является учет потерь, связанных с изменением направления течения, принимаемый равным: $\varphi = 0,6 \div 0,7$.

Второй метод, предложенный инж. Гиндсом, основан на применении закона количества движения. Гиндс вывел общую формулу для построения линии поверхности воды в траншее при постоянном, по длине притоке воды:

$$y = \frac{1}{g} \int_0^x \left(\frac{v^2}{x} + v \frac{dv}{dx} \right) dx, \quad (88)$$

а также дал значение интеграла для частного случая, когда скорость по длине траншеи изменяется по закону

$$v = ax^n,$$

а именно:

$$y = \frac{a^2(n-1)}{n} \frac{x^{2n}}{2g} = \frac{n-1}{n} \frac{v^2}{2g}. \quad (89)$$

Приведенные уравнения получены с учетом количества движения потока в поперечных сечениях. Количество движения струи, сливающейся с водослива, не учитывается.

Из действующих сил не учтены силы трения на стенках потока, что может внести ошибку порядка 10%.

Несколько позднее Гиндс дал приближенный метод интегрирования уравнения поверхности воды в траншее, путем последовательных приближений.

При этом он учел также количество движения, вносимое в траншею сливающейся с водослива струей. Этот прием описан проф. Ахутиным в книге: „Гидротехнические сооружения“, том II, 1939 г.

Здесь описан также, к сожалению, без указания на характер вывода, метод инж. Фавра приближенного интегрирования уравнения поверхности воды в траншее.

Судя по форме уравнения, можно полагать, что оно получено на основании закона живых сил.

В этом уравнении учтены потери энергии на трение. Решение, как и в предыдущем случае, получается путем последовательных приближений.

Оценивая с принципиальной точки зрения описанные выше два метода подхода к решению задачи гидравлического расчета траншейного водослива, мы должны признать их равноценными, как основанными на самых общих законах механики, применимых ко всем, без исключения, случаям движения.

С точки зрения практической, однако, метод, основанный на применении закона количества движения, имеет безусловные преимущества, так как для применения его достаточно знать условия движения и действующие силы только на границах потока.

В то же время применение закона сохранения энергии требует предварительно выяснения вопроса о величине потерь энергии, возникающих при смешении сливающейся с водослива струи с массами воды в траншее.

Безусловно, потери энергии этого рода на много превышают обычные потери энергии „на трение по длине“ потока. Вполне возможно, что удельная потеря энергии не остается постоянной по длине траншеи, в связи с чем не может сохраниться постоянное значение коэффициент скорости.

Следует подчеркнуть, что оба метода дают весьма различные результаты. Чтобы показать это, мы рассмотрим частный случай, когда поперечные размеры траншеи выбраны так, что скорость по длине не меняется.

По уравнению (87) мы получим:

$$y = \frac{v^2}{2g\varphi^2} = \text{const}, \text{ при } v = \text{const},$$

т. е. поверхность воды получается горизонтальной.

Уравнение (88) при $v = \text{const}$ дает:

$$y = \frac{v^2}{g} \int_0^x \frac{dx}{x} = \frac{v^2}{g} \ln x + C,$$

причем, произвольная постоянная: $C = +\infty$. Это указывает на то, что кривая поверхности воды вверх по течению асимптотически приближается к вертикальной прямой.

Мы в своем исследовании исходили из закона количества движения, пытаясь, в то же время, наиболее полно учесть всю сумму факторов, определяющих движение жидкости.

В результате как теоретических, так и лабораторных исследований был получен ряд формул, которые могут быть рекомендованы для расчета траншейных водосливов в легко размываемых грунтах.

В том числе, было выведено общее уравнение поверхности воды в траншейном водосливе:

$$y_1 - y_2 = \frac{2(Q_2 v_2 - Q_1 v_1)}{g(\omega_1 + \omega_2)} - \frac{\Delta Q(v_{01} + v_{02}) \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{g(\omega_1 + \omega_2)} + \left[\left(\frac{v_1}{W_1} \right)^2 + \left(\frac{v_2}{W_2} \right)^2 \right], \quad (36)$$

применимое для расчета траншейных водосливов, как в легко размываемых грунтах, так и в скальных при условии не слишком больших скоростей.

Уравнение (36) представлено также в дифференциальной форме:

$$-dy + \frac{d(Qv)}{g\omega} - \frac{v_0 \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{g\omega} dQ + \frac{v_2}{W_2} dx \quad (51)$$

и проинтегрировано для частного случая: треугольной в плане траншеи постоянной глубины:

$$y_1 - y_2 = \frac{M^2 H^3}{gA^2} \left[2,3 \lg \frac{\xi_2}{\xi_1} - \frac{1}{2} \left(\frac{B^2}{\xi_1^2} - \frac{B^2}{\xi_2^2} \right) \right] - \frac{2,3 M H^{3/2} v_0 \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{gA} \lg \frac{\xi_2}{\xi_1} + \frac{M^2 H^3}{W_2^2 A^2} \left[(\xi_2 - \xi_1) - 4,6 B \lg \frac{\xi_2}{\xi_1} + \left(\frac{B^2}{\xi_1} - \frac{B^2}{\xi_2} \right) \right]. \quad (54)$$

Приведенные выше формулы учитывают влияние всех действующих на поток в траншее внешних сил, в том числе и сил трения на стенке, а также количество движения поступающей с водослива струи.

Конечно, учет сил трения произведен относительно грубо. В результате приведенных исследований, установлены условия, определяющие существование поверхностного режима в траншее, наиболее благоприятного для работы сооружения.

$$0,95 - 0,084 \frac{b}{p} - 0,4 \frac{H}{p} > \frac{z}{H} > 0,3.$$

В приведенных выше формулах:

y — отметка воды в траншее,

a — расход, проходящий через поперечное сечение траншеи,

v — средняя скорость,

ω — поперечное сечение,

$$\Delta Q = Q_2 - Q_1,$$

v_0 — скорость сливающейся в траншею струи,

β — угол расхождения в плане откосов траншеи,

δ — угол, который откос траншеи образует с горизонтом,

$W = C\sqrt{R}$ — модуль скорости,

Δx — расстояние между сечениями, отмеченными индексами 1 и 2,

M — коэффициент расхода водослива,

H — напор на водосливе,

$$A = 2h \operatorname{tg} \frac{\beta}{2},$$

h — глубина в траншее,

$$B = \frac{mh}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}} - mh,$$

m — коэффициент откоса канала,

$$\xi = x + \frac{mh}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}}.$$

В работе приведена также целесообразная конструкция траншейного водослива в легко размываемых грунтах и указаны методы расчета всех элементов сооружения, а также сооружения в целом.

Предложенные методы расчетов иллюстрированы примерами.

Сличение вычислений по формуле (36) с результатами экспериментов показало достаточно близкое соответствие (среднее отклонение $+7,34\%$, пределы отклонений: $-11,1 \div +23,8\%$), что дает основание рекомендовать их для расчета.

29/II-40 г.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

Таблицы вычислений кривых поверхности воды в траншее
траншейного водослива по данным опытов серии I.

Опыт № 1. Вычисления кривых поверхности воды в траншее

№ п/п	Х	Y	Z	...
1	0	0	0	...
2	1	1	1	...
3	2	4	8	...
4	3	9	27	...
5	4	16	64	...
6	5	25	125	...
7	6	36	216	...
8	7	49	343	...
9	8	64	512	...
10	9	81	729	...

x см	Q см ³ /сек	b см	y_0 см	y см	R см	σ см ²	v см/сек	z см	v_0 см/сек	λ см	R см	C $\frac{\sqrt{cm}}{сек}$	W см/сек
161,5	10250	44	12,58	21,63	9,05	520	19,7	1,49	54,1	76,6	6,8	402	1050
136	8650	36,3	12,54	21,70	9,16	457,5	18,9	1,39	52,3	69,4	6,6	401	1033
110,5	7020	28,7	12,51	21,77	9,26	393	17,9	1,35	51,5	62	6,34	398	1005
85	5400	19,1	12,48	21,82	9,34	309	17,5	1,22	48,9	53,1	5,86	393	954
61,5	3910	12,8	13,04	21,92	8,88	231	16,9	1,20	48,6	44,8	5,16	385	877
38	2420	6,4	13,6	22,00	8,40	159,2	15,2	1,12	46,9	36,6	4,35	374	783
14,5	923	0	14,15	22,15	8,00	96	9,6	0,97	43,6	28,8	3,35	358	658

Опыт № 4; модель № 4; $Q = 10,25$ л/сек;

161,5	14960	44	12,58	22,78	10,20	605,5	24,7	1,34	51,3	80,7	7,5	409	1120
136	12390	36,3	12,54	22,93	10,39	539	23	1,19	48,3	73,7	7,3	408	1100
110,5	9900	28,7	12,51	23,08	10,57	471	21	1,04	45,2	66,8	7,04	405	1075
85	7470	19,1	12,48	23,16	10,68	375	19,9	0,96	43,4	57,6	6,55	400	1050
61,5	5300	12,8	13,04	23,26	10,22	289	19,3	0,86	41,1	49,6	5,84	393	950
38	3220	6,4	13,60	23,40	9,80	206,7	15,6	0,72	37,6	41,6	4,96	382	857
14,5	1210	0	14,15	23,60	9,45	133	9,1	0,32	32,0	34,0	3,92	369	737

Опыт № 5; модель № 4; $Q = 14,96$ л/сек

Qv см ⁴ /сек ²	$Q_2 v_2 - Q_1 v_1$	$\omega_1 + \omega_2$	Δu_1 см	$\frac{v^2}{W^2}$	$\frac{v_1^2}{W_2^2} + \frac{v_2^2}{W_2^2}$	Δu_2 см	$Q_2 - Q_1$	Δu_3 см	Δu_4 см	У см полсе.	У см наблюд.
--	---------------------	-----------------------	-----------------	-------------------	---	-----------------	-------------	-----------------	-----------------	-------------	--------------

$u_n = 23,12$ см; режим поверхностный

201500				0,00035						21,63	21,63
	38000	977,5	0,079		0,00068	0,005	1600	0,026	0,06		
163500				0,00033						21,69	
	38300	850,5	0,092		0,00065	0,008	1630	0,030	0,07		
125200				0,00032						21,76	
	30700	704	0,089		0,00065	0,008	1620	0,035	0,06		
14500				0,00033						21,82	22,02
	28300	540	0,107		0,0007	0,009	1490	0,041	0,08		
66200				0,00037						21,90	
	29400	380,2	0,158		0,00075	0,009	1490	0,056	0,11		
36800				0,00038						22,01	
	27900	255,2	0,223		0,00061	0,007	1497	0,08	0,15		
8900				0,00021						22,16	22,23

$u_n = 24,12$ см; режим затопленный

370000				0,00049						22,78	22,78
	85000	1144,5	0,152		0,00092	0,012	2570	0,034	0,13		
285000				0,00043						22,91	
	77000	1040	0,151		0,00081	0,01	2490	0,034	0,13		
208000				0,00038						23,04	
	59000	846	0,142		0,00074	0,009	2430	0,039	0,11		
149000				0,00036						23,15	23,39
	47500	664	0,146		0,00071	0,008	2170	0,042	0,11		
102500				0,00036						23,26	
	52100	494,7	0,215		0,00067	0,008	2080	0,050	0,16		
50400				0,00031						23,42	
	39400	339,7	0,236		0,00045	0,005	2010	0,060	0,18		
11000				0,00014						23,60	23,63

x см	Q см ³ /сек	b см	y_0 см	y см	h см	ω см ²	v см/сек	z см	v_0 см/сек	χ см	R см	C $\frac{V \text{ см}}{\text{сек}}$	W см/сек
--------	--------------------------	--------	----------	--------	--------	--------------------------	------------	--------	--------------	-----------	--------	--	------------

Опыт № 6; модель № 4; $Q = 7,58$ л/сек;

161,5	7580	44	12,66	21,18	8,52	482	15,7	1,70	57,8	74,7	6,45	399	1010
163	6380	36,3	12,55	21,21	8,66	427	14,9	1,67	57,2	67,5	6,32	398	1010
110,5	5190	28,7	12,44	21,28	8,84	371	14,0	1,60	56,1	60,6	6,1	396	980
85	3990	19,1	12,34	21,33	8,99	293	13,6	1,55	55,2	51,5	5,7	391	935
61,5	2880	12,8	12,96	21,38	8,42	214	13,4	1,50	54,2	43,1	5	382	856
38	1780	6,4	13,58	21,44	7,86	143,5	12,4	1,44	53,2	34,7	4,13	371	756
14,5	680	0	14,19	21,56	7,37	81,5	8,35	1,32	51	26,5	3,08	352	619

Опыт № 7; модель № 4; $Q = 5,5$ л/сек;

161,5	5500	44	12,66	20,63	7,97	446	12,3	2,03	63,1	72,7	6,13	396	982
136	4630	36,3	12,55	20,65	8,10	394	11,8	2,01	62,9	65,5	6	395	968
110,5	3760	28,7	12,44	20,67	8,23	338	11,1	1,98	63,4	58,4	5,82	392	947
85	2890	19,1	12,34	20,69	8,35	263	11,0	1,96	62,2	49,3	5,4	387	901
61,5	2090	12,8	12,96	20,71	7,75	189	11,0	1,95	62,0	40,8	4,68	378	820
38	1290	6,4	13,58	20,73	7,15	122,3	10,5	1,93	61,6	32,0	3,83	360	718
14,5	490	0	14,19	20,80	6,61	65,4	7,5	1,86	60,5	23,8	2,74	346	577

$Qv, \text{см}^3/\text{сек}_m$	$Q_2 v_2 - Q_1 v_1$	$\omega_1 + \omega_2$	$\Delta u, \text{см}$	$\frac{v^2}{W^2}$	$\frac{v_1^2}{W_1^2} + \frac{v_2^2}{W_2^2}$	$\Delta u_2, \text{см}$	$Q_2 - Q_1$	$\Delta u_1, \text{см}$	$\Delta u, \text{см}$	$u, \text{см}$ подсл.	$u, \text{см}$ наблюд.
--------------------------------	---------------------	-----------------------	-----------------------	-------------------	---	-------------------------	-------------	-------------------------	-----------------------	-----------------------	------------------------

$u_{II} = 22,88 \text{ см}$; режим донный

119000				0,00024						21,18	21,18
	23500	909,5	0,048		0,00046	0,0059	1200	0,0083	0,05		
95500				0,00022						21,23	
	22800	798	0,058		0,00042	0,0053	1190	0,0093	0,05		
72700				0,00020						21,28	
	18300	664	0,056		0,00041	0,0052	1200	0,0111	0,05		
54400				0,00021						21,33	21,26
	15600	507	0,063		0,00046	0,0054	1110	0,0132	0,05		
38800				0,00025						21,38	
	16700	357,5	0,095		0,00052	0,0061	1110	0,0181	0,08		
22100				0,00027						21,46	
	16400	225	0,148		0,0045	0,005	1100	0,028	0,12		
5700				0,00018						21,58	21,47

$u_{II} = 23,66 \text{ см}$; режим донный

67800				0,00016						20,63	20,63
	13400	840	0,032		0,00031	0,004	870	0,016	0,02		
54400				0,00015						20,65	
	12600	732	0,035		0,00029	0,003	870	0,016	0,02		
41800				0,00014						20,67	
	10050	591	0,035		0,00028	0,004	870	0,023	0,02		
31750				0,00014						20,69	20,67
	8650	452	0,039		0,00032	0,005	800	0,028	0,02		
23100				0,00018						20,71	
	9500	311,3	0,062		0,00039	0,005	800	0,040	0,03		
13600				0,00021						20,74	
	9920	187,7	0,108		0,00037	0,004	800	0,066	0,06		
3680				0,00016						20,80	20,78

x см	Q см ³ /сек	b см	y_0 см	y см	h см	ω см ²	v см/сек	z см	v_0 см/сек	λ см	R см	C $\frac{\sqrt{\text{см}}}{\text{сек}}$	W см/сек
--------	--------------------------	--------	----------	--------	--------	--------------------------	------------	--------	--------------	--------------	--------	--	------------

Опыт № 8; модель № 5; $Q = 9,97$ л/сек;

161,5	9970	19	12,89	20,52	7,63	221	45	2,86	75	44,2	5	383	860
136	8400	15,7	12,77	21,08	8,31	221	38	2,36	68,1	43,0	4,9	381	844
110,5	6820	12,4	12,66	21,7	9,04	219	31,1	1,68	57,5	42,3	5,2	385	880
85	5230	9,1	12,54	22,14	9,60	207	25,3	1,24	49,4	40,8	5,06	383	863
61,5	3780	6,1	13,24	22,27	9,03	161,5	23,4	0,96	43,4	36,4	4,55	376	804
38	2340	3	13,94	22,56	8,62	122,5	19,1	0,97	43,7	31	3,83	366	717
14,5	895	0	14,63	22,86	8,23	88,2	10,2	0,83	40,3	27,2	3,23	356	640

Опыт № 9; модель № 5; $Q = 15,25$ л/сек;

161,5	15250	19	12,89	21,94	9,05	290	52,5	2,65	72,1	48,9	5,95	393	960
136	12250	15,7	12,77	22,98	10,21	297	41,1	1,65	57	49,2	5,98	394	965
110,5	9350	12,4	12,66	23,70	11,04	296	31,6	0,89	41,8	48,9	5,92	394	960
85	6660	9,1	12,54	24,21	11,67	283	23,5	0,38	27,3	47,6	5,95	393	960
61,5	4430	6,1	13,24	24,50	11,26	234	18,9	0,09	13,3	43,3	5,4	387	901
38	2510	3	13,94	24,74	10,80	184	13,6	—	—	38,5	4,72	379	825
14,5	900	0	14,63	25,00	10,37	140	6,4	—	—	34,2	4,1	370	751

Qv см ⁴ /сек ²	$Q_2 v_2 - Q_1 v_1$	$v_1 + v_2$	Δu_1 см	$\frac{v^2}{W^2}$	$\frac{v_1^2}{W_1^2} + \frac{v_2^2}{W_2^2}$	Δu_2 см	$Q_2 - Q_1$	Δu_8 см	Δu см	У см подст.	У см наблюд.
--	---------------------	-------------	-----------------	-------------------	---	-----------------	-------------	-----------------	---------------	-------------	--------------

$u_p = 23,38$ см; режим поверхностный

450000	130000	442	0,588	0,00027	0,00047	0,06	1570	0,034	0,61	20,52	20,52
320000	107500	440	0,500	0,00020	0,00033	0,04	1580	0,03	0,51	21,13	
212500	80000	426	0,383	0,00013	0,00022	0,027	1590	0,026	0,38	21,64	
132500	44000	368,5	0,243	0,00009	0,017	0,02	1450	0,024	0,24	22,02	22,09
88500	43700	284	0,312	0,0084	0,0155	0,018	1440	0,029	0,30	22,26	
44800	35700	210,7	0,345	0,0071	0,0087	0,01	1445	0,038	0,32	22,56	
9100				0,0016						22,88	22,97

$u_p = 24,59$ см; режим затопленный

803000				0,003						21,94	21,94
	29900	591	1,03		0,0049	0,062	3000	0,044	1,05		
504000	208000	593	0,715	0,0019	0,003	0,037	2900	0,032	0,72	22,99	
296000	139000	579	0,49	0,0011	0,0017	0,021	2690	0,021	0,49	23,71	
157000	73000	517	0,288	0,0006	0,001	0,012	2230	0,011	0,29	24,20	24,10
34000	49800	418	0,244	0,0004	0,00067	0,008	1920	—	0,25	24,49	
34200	28450	324	0,179	0,00027	0,00034	0,004	1610	—	0,18	24,74	
5750				0,00007						24,92	24,44

x см	Q см ³ /сек	b см	y_0 см	y см	h см	ω см ²	v см/сек	z см	v_0 см/сек	z см	R см	C $\frac{\sqrt{cm}}{сек}$	W см/сек
--------	--------------------------	--------	----------	--------	--------	--------------------------	------------	--------	--------------	--------	--------	--------------------------------	------------

Опыт № 10; модель № 5; $Q = 7,58$ л/сек;

161,5	7580	19	12,89	19,65	6,76	188	40,3	3,18	79,1	41,3	4,5	398	849
136	6390	15,7	12,77	20,08	7,31	185	34,5	2,40	68,6	38,0	4,50	398	849
110,5	5180	12,4	12,66	20,55	7,89	179	28,9	2,30	67,2	28,5	4,70	401	873
85	3980	9,1	12,54	20,93	8,39	168	23,7	1,90	61,0	36,8	4,50	398	849
61,5	2880	6,1	13,24	21,15	7,91	129	22,3	1,68	57,4	32,2	4,00	390	780
38,0	1780	3	13,94	21,40	7,46	94	19,0	1,43	53	27	3,40	380	700
14,5	680	0	14,63	21,72	7,09	65,5	10,4	1,11	46,7	23,4	2,80	366	608

Опыт № 11; модель № 5; $Q = 5,57$ л/сек;

161,5	5570	19	12,89	19,17	6,28	170,8	32,6	3,07	77,6	39,7	4,31	395	820
136	4700	15,7	12,85	19,47	6,62	161,0	29,2	3,01	76,9	37,5	4,30	395	820
110,5	3810	12,4	12,80	19,73	6,93	148,6	25,6	2,75	73,4	35,3	4,21	393	806
85	2930	9,1	12,76	19,97	7,21	133,3	22,0	2,51	70,2	32,9	4,06	391	788
61,5	2120	6,1	13,41	20,14	6,73	100	21,2	2,34	66,9	28,3	3,53	382	721
38	1310	3,05	14,05	20,37	6,32	71,3	18,4	2,11	64,9	23,8	2,97	37,1	639
14,5	500	0	14,70	20,70	6	47	10,6	1,78	59,1	19,8	2,37	35,8	550

Qv см ⁴ /сек ²	$Q_2 v_2 - Q_1 v_1$	$\omega_1 + \omega_2$	Δy_1 см	$\frac{v^2}{W^2}$	$\frac{v_1^2}{W_1^2} + \frac{v_2^2}{W_2^2}$	Δy_2 см	$Q_2 - Q_1$	Δy_3 см	Δy см	у см подст.	у см наблюд.
--	---------------------	-----------------------	-----------------	-------------------	---	-----------------	-------------	-----------------	---------------	-------------	--------------

$y_n = 22,83$ см; режим донный

306000	86000	373	0,47	0,00226	0,00392	0,05	1190	0,03	0,49	19,65	19,65
220000	70000	364	0,39	0,00166	0,0026	0,03	1210	0,02	0,41	20,14	
150000	66000	347	0,39	0,00093	0,0017	0,02	1200	0,02	0,39	20,55	
94000	30000	297	0,21	0,0008	0,0016	0,02	1100	0,02	0,21	20,93	20,64
64000	30000	223	0,27	0,0008	0,0015	0,02	1100	0,03	0,26	21,14	
34000	26900	159	0,34	0,00073	0,001	0,01	1100	0,04	0,31	21,40	
7100				0,00031						21,71	21,51

$y_n = 22,48$ см; режим донный

182000	45000	331,8	0,276	0,00157	0,00293	0,037	880	0,023	0,29	19,17	19,17
137000	39600	309,6	0,260	0,00136	0,00237	0,03	880	0,023	0,27	19,46	
47400	32900	281,9	0,238	0,00101	0,00179	0,023	880	0,025	0,24	19,73	
64000	19500	233,3	0,17	0,00078	0,0016	0,019	810	0,026	0,16	19,97	19,74
45000	20900	171,3	0,248	0,00083	0,00167	0,02	810	0,034	0,23	20,13	
24100	18800	118,3	0,323	0,00084	0,00121	0,014	810	0,047	0,29	20,36	
5300				0,00037						20,65	20,57

x см	Q см ³ /сек	b см	y_0 см	y см	h см	ω см ²	v см/сек	z см	v_0 см/сек	γ см	R см	C $\frac{V \text{ см}}{\text{сек}}$	W см/сек
--------	--------------------------	--------	----------	--------	--------	--------------------------	------------	--------	--------------	-------------	--------	--	------------

Опыт № 12; модель № 6; $Q = 18,37$ л/сек;

241	17600	41,5	11,43	20,7	9,27	514	34,3	2,47	69,8	74,9	6,85	403	1065
200	14600	34,2	11,74	20,97	9,23	442	33	2,20	65,8	67,4	6,55	400	1030
158	11500	26,6	12,05	21,27	9,22	372	31	1,90	61,1	59,7	6,22	397	992
116	8450	19,2	12,36	21,66	9,30	307	27,5	1,51	54,5	52,6	5,80	392	946
81	5900	12,9	12,63	21,95	9,22	246	24	1,22	49,0	46,4	5,38	337	900
45	3280	6,4	12,90	22,30	9,40	192	17,1	0,87	41,4	40,3	4,75	380	829
9	660	0	13,16	22,60	9,50	135	4,9	0,57	32,4	34,2	3,96	367	737

Опыт № 13; модель № 6; $Q = 10,93$ л/сек;

241	10550	41,5	11,43	21,19	9,76	546	19,30	1,84	60,2	76,7	7,12	407	1085
200	8750	34,2	11,74	21,28	9,54	462	18,9	1,75	58,8	68,6	6,70	402	1045
158	6900	26,6	12,05	21,33	9,28	374	18,4	1,68	57,5	60,1	6,25	398	998
116	5080	19,2	12,36	21,45	9,09	297	17,1	1,57	56,1	51,9	5,72	392	942
81	3550	12,9	12,63	21,55	8,92	234	15,2	1,50	55,3	44,9	5,13	386	876
45	1970	6,4	12,9	21,66	8,76	171	11,5	1,37	52	37,9	4,51	377	803
9	400	0	13,16	21,75	8,60	110	3,64	1,27	50	31	3,55	362	685

Qv см ⁴ /сек ²	$Q_2v_2 - Q_1v_1$	$\omega_1 + \omega_2$	Δy_1 см	$\frac{v^2}{W^2}$	$\frac{v_1^2}{W_1^2} + \frac{v_2^2}{W_2^2}$	Δy_2 см	$Q_2 - Q_1$	Δy_3 см	Δy см	u см подсч.	u см наблюд.
--	-------------------	-----------------------	-----------------	-------------------	---	-----------------	-------------	-----------------	---------------	---------------	----------------

$u_n = 23,17$ см; режим поверхностный

604000	122000	956	0,260	0,00104	0,00208	0,043	3000	0,039	0,26	20,7	20,7
482000	125000	814	0,313	0,00104	0,00201	0,042	3100	0,044	0,31	20,96	
357000	124000	679	0,373	0,00097	0,00183	0,038	3050	0,047	0,36	21,27	
233000	91500	553	0,337	0,00086	0,00154	0,027	2550	0,044	0,32	21,63	21,40
141500	84000	441	0,388	0,00069	0,00111	0,02	2720	0,051	0,36	21,95	
56000	52770	327	0,339	0,00042	0,00046	0,008	2620	0,054	0,29	22,31	
3230				0,00004						22,60	22,40

$u_n = 23,03$ см; режим поверхностный

204000	38000	1008	0,072	0,000315	0,00064	0,013	1800	0,019	0,066	21,19	21,19
166000	39000	836	0,095	0,000325	0,00067	0,014	1850	0,023	0,086	21,26	
127000	40000	671	0,121	0,00034	0,00067	0,014	1820	0,028	0,107	21,34	
87000	33200	531	0,128	0,00033	0,00064	0,011	1530	0,028	0,107	21,45	21,46
53800	31100	405	0,157	0,00031	0,00051	0,009	1580	0,037	0,13	21,56	
22700	21250	281	0,154	0,0002	0,00023	0,004	1570	0,050	0,11	21,69	
1450				0,00003						21,8	21,55

x см	Q см ³ /сек	b см	y_0 см	y см	h см	ω см ²	v см/сек	z см	v_0 см/сек	λ см	R см	C $\frac{\sqrt{cm}}{сек}$	W см/сек
--------	--------------------------	--------	----------	--------	--------	--------------------------	------------	--------	--------------	--------------	--------	--------------------------------	------------

Опыт № 14; модель № 6; $Q = 7,58$ л/сек;

241	7300	41,5	11,19	20,38	9,19	507	14,4	1,49	54,2	74,6	6,8	403	1055
200	6060	34,2	11,38	20,43	9,05	431	14,1	1,44	53,2	66,8	6,44	399	1015
158	4780	26,6	11,52	20,47	8,95	358	13,4	1,40	52,6	58,8	6,1	396	980
116	3520	19,2	11,66	20,54	8,88	288	12,2	1,33	51,2	51,3	5,62	391	930
81	2460	12,9	12,02	20,60	8,58	220	11,2	1,27	50	43,9	5	384	862
45	1360	6,4	12,38	20,66	8,28	156	8,7	1,21	48,8	36,2	4,3	373	776
9	270	0	12,73	20,74	8,01	96	2,8	1,13	47,8	28,9	3,32	357	653

Опыт № 15; модель № 6; $Q = 14,96$ л/сек;

241	14400	41,5	11,19	22,32	11,13	648	22,2	0,77	39	81,7	7,9	491	1380
200	11600	34,2	11,38	22,45	11,07	563	20,1	0,64	36,1	74,0	7,6	485	1340
158	8850	26,6	11,52	22,58	11,04	477	18,5	0,51	31,7	66,4	7,15	478	1280
116	6270	19,2	11,66	22,73	11,07	397	15,8	0,36	26,6	59,1	6,7	471	1220
81	4150	12,9	12,02	22,85	10,83	316	13,1	0,24	21,7	59,9	6,1	459	1135
45	2140	6,4	12,38	22,98	10,6	237	9	0,11	14,7	44,4	5,34	444	1020
9	230	0	12,73	23,05	10,32	160	1,4	0,04	8,9	37,1	4,3	422	877

Qv см ⁴ /сек ³	$Q_2 Q_1 - Q_1 Q_2$	$\omega_1 + \omega_2$	Δy_1 см	$\frac{v^2}{W^2}$	$\frac{v_1^2}{W_1^2} + \frac{v_2^2}{W_2^2}$	Δy_2 см	$Q_2 - Q_1$	Δy_3 см	Δu см	у см пооч.	у см наблюд.
--	---------------------	-----------------------	-----------------	-------------------	---	-----------------	-------------	-----------------	---------------	------------	--------------

$u_n = 23,09$ см; режим донный

105000	19400	938	0,042	0,000186	0,00038	0,008	1240	0,013	0,037	20,38	20,38
85600	21600	789	0,056	0,000192	0,00038	0,008	1280	0,013	0,051	20,42	20,42
64000	21000	646	0,066	0,000187	0,00036	0,008	1260	0,015	0,059	20,47	20,47
43000	15500	508	0,062	0,000172	0,00034	0,006	1060	0,016	0,052	20,53	20,53
27500	15700	376	0,085	0,000169	0,00029	0,005	1100	0,022	0,068	20,58	20,58
11800	11040	252	0,09	0,000125	0,00014	0,003	1090	0,032	0,06	20,65	20,65
60760				0,00002						20,71	20,64

$u_n = 23,09$ см; режим затопленный

320000	81000	1211	0,134	0,00025	0,00049	0,01	28000	0,016	0,13	22,32	22,32
239000	75000	1040	0,147	0,00024	0,00045	0,0095	2750	0,016	0,14	22,45	22,45
164000	65000	874	0,152	0,00021	0,00038	0,008	2580	0,0156	0,14	22,59	22,59
99000	44600	713	0,127	0,00017	0,0003	0,005	2120	0,013	0,12	22,73	22,73
54400	35100	553	0,130	0,00013	0,00021	0,004	2010	0,013	0,12	22,85	22,85
19300	18970	397	0,097	0,00008	0,00008	—	1910	0,010	0,09	22,97	22,97
330				—						23,06	22,78

x см	Q см ³ /сек	b см	y_0 см	y см	h см	ω см ²	v см/сек	z см	v_0 см/сек	X см	R см	C $\frac{\sqrt{cm}}{сек}$	W см/сек
--------	--------------------------	--------	----------	--------	--------	--------------------------	------------	--------	--------------	--------	--------	--------------------------------	------------

Опыт № 16; модель № 6; $Q = 4,94$ л/сек;

241	4760	41,5	11,19	19,56	8,37	451,5	10,5	2,02	63,1	71,6	6,3	398	1000
200	3960	34,2	11,38	19,57	8,19	380	10,4	2,01	63	63,7	5,96	394	966
158	3130	26,6	11,52	19,60	8,08	303	10,3	1,98	62,5	55,7	5,44	389	911
116	2300	19,2	11,66	19,62	7,96	248	9,3	1,96	62,2	47,9	5,18	385	878
81	1600	12,9	12,02	19,68	7,66	187	8,5	1,92	61,5	40,5	4,61	379	816
45	890	6,4	12,38	19,71	7,33	127	7	1,87	60,7	32,8	3,88	367	726
9	180	0	12,73	19,75	7,02	74	2,4	1,83	60,1	25,3	2,93	349	600

Опыт № 17; модель № 6; $Q = 4,94$ л/сек;

241	4760	41,5	11,19	20,93	9,74	545	8,7	0,65	35,8	76,5	7,1	405	1080
200	3960	34,2	11,38	20,94	9,56	462	8,6	0,64	35,5	68,7	6,7	403	1042
158	3130	26,6	11,52	20,96	9,44	384	8,1	0,62	34,9	60,6	6,32	399	1004
116	2300	19,2	11,66	20,97	9,31	308	7,46	0,60	34,4	52,7	5,85	393	953
81	1600	12,9	12,02	21,00	8,98	236	6,78	0,58	33,8	45,3	5,2	386	883
45	890	6,4	12,38	21,02	8,64	167	5,32	0,56	33,2	37,5	4,55	376	805
9	180	0	12,73	21,05	8,32	104	1,73	0,53	32,3	30	3,47	360	674

Q_0 см ⁴ /сек ²	$Q_2 \omega_2 - Q_1 \omega_1$	$\omega_1 + \omega_2$	Δy , см	$\frac{v^2}{W^2}$	$\frac{v_1^2}{W_1^2} + \frac{v_2^2}{W_2^2}$	Δy_2 см	$Q_3 - Q_1$	Δy_3 см	Δu см	u см подсч.	u см наблюд.
---	-------------------------------	-----------------------	-----------------	-------------------	---	-----------------	-------------	-----------------	---------------	---------------	----------------

$y_n = 21,58$ см; режим донный

50000	8700	831,5	0,021	0,00011	0,00023	0,0047	800	0,0092	0,02	19,56	19,56
41300	9100	683	0,027	0,00012	0,00025	0,0052	830	0,0115	0,02	19,58	
32200	10900	551	0,04	0,00013	0,00024	0,005	830	0,014	0,03	19,60	
21300	7600	335	0,046	0,00011	0,00022	0,004	700	0,02	0,03	19,63	
13700	7470	314	0,049	0,00011	0,0002	0,003	710	0,021	0,03	19,66	
6230	5800	201	0,059	0,00009	0,0001	0,002	710	0,033	0,03	19,69	
430				0,00002						19,72	19,63

$y_n = 21,58$ см; режим поверхностный

41500	8400	1007	0,017	0,000065	0,00013	0,003	800	0,005	0,015	20,93	20,93
33100	7600	846	0,018	0,000068	0,00013	0,003	830	0,005	0,015	20,945	
25500	8300	692	0,024	0,000065	0,00013	0,003	830	0,008	0,02	20,96	20,95
17200	6400	544	0,024	0,000061	0,00012	0,002	700	0,008	0,018	21,0	
10800	6050	403	0,03	0,000059	0,0001	0,002	710	0,01	0,022	21,00	
4750	4440	271	0,03	0,000043	0,00005	0,001	710	0,015	0,019	21,02	
310				0,000007						21,04	20,96

x см	Q см ³ /сек	b см	y_0 см	y см	h см	ω см ²	v см/сек	z см	v_0 см/сек	λ см	R см	C $\frac{V \text{ см}}{\text{сек}}$	W см/сек
--------	--------------------------	--------	----------	--------	--------	--------------------------	------------	--------	--------------	--------------	--------	--	------------

Опыт № 18; модель № 6; $Q = 7.93$ л/сек;

241	7640	41,5	11,19	20,86	9,67	541	14,1	1,12	47	76,3	7,1	406	1085
200	6340	34,2	11,38	20,89	9,51	460	13,8	1,08	46,1	68,5	6,7	402	1044
158	5000	26,6	11,52	20,94	9,42	383	13,1	1,04	45,3	60,6	6,32	399	1004
116	3680	19,2	11,66	21,00	9,34	309	11,9	0,99	44,1	52,8	5,87	394	956
81	2570	12,9	12,02	21,05	9,03	238	10,8	0,94	43,1	45,4	5,25	386	887
45	1430	6,4	12,38	21,10	8,72	170	8,4	0,89	41,9	37,9	4,5	376	801
9	290	0	12,73	21,16	8,43	106	2,74	0,83	40,4	30,4	3,49	360	675

Q_0 см ² /сек ²	$Q_2 v_2 - Q_1 v_1$	$\omega_1 + \omega_2$	Δy_1 см	$\frac{v^2}{W^2}$	$\frac{v_1^2}{W_1^2} + \frac{v_2^2}{W_2^2}$	Δy_2 см	$Q_2 - Q_1$	Δy_3 см	Δy см	u см подсч.	u см наблюд.
---	---------------------	-----------------------	-----------------	-------------------	---	-----------------	-------------	-----------------	---------------	---------------	----------------

$u_n = 21,98$ см; режим поверхностный

108000				0,000168						20,86	20,86
87400	20600	1001	0,042		0,00034	0,007	1300	0,011	0,038		
	22100	843	0,053	0,000175						20,90	
65300				0,00017	0,00035	0,008	1340	0,013	0,048		
	21400	692	0,063		0,00033	0,007	1320	0,015	0,055	20,95	
43900				0,00016						21,00	21,04
	16300	547	0,061		0,00031	0,005	1110	0,016	0,05		
27600				0,00015						21,05	
	15400	408	0,077		0,00026	0,005	1140	0,021	0,061		
12100				0,00011						21,11	
	11300	276	0,083		0,00013	0,002	1140	0,03	0,05		
800				0,00002						21,16	21,14

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----

of the contents of the

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

НОМОГРАММА I.

для определения значений функций

0250

$$f\left(\frac{\delta}{mh}\right) = \frac{2.3}{9} \lg\left(1 + \frac{\delta}{mh}\right)$$

$f\left(\frac{\delta}{mh}\right)$

$$F_1\left(\frac{\ell}{\delta}, \frac{\delta}{mh}\right) = \frac{1}{9} \left\{ 2.3 \lg\left(1 + \frac{\delta}{mh}\right) - \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\delta}{\ell}\right)^2 \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{\delta}{mh}\right)^2} \right] \right\}$$

$F_1\left(\frac{\ell}{\delta}, \frac{\delta}{mh}\right)$

0200

0150

0100

0050

0000

1 2 3 4 5 6 7 8 9 $\frac{\delta}{mh}$

$f\left(\frac{\delta}{mh}\right)$

$F_1\left(\frac{\ell}{\delta} = 2, \frac{\delta}{mh}\right)$

$F_1\left(\frac{\ell}{\delta} = 3, \frac{\delta}{mh}\right)$

$F_1\left(\frac{\ell}{\delta} = 4, \frac{\delta}{mh}\right)$

$F_1\left(\frac{\ell}{\delta} = 6, \frac{\delta}{mh}\right)$

$F_1\left(\frac{\ell}{\delta} = 8, \frac{\delta}{mh}\right)$

$F_1\left(\frac{\ell}{\delta} = 10, \frac{\delta}{mh}\right)$

III НОМОГРАММА

СПРАВОЧНИК ПОДРОБНОГО ПОИСКА

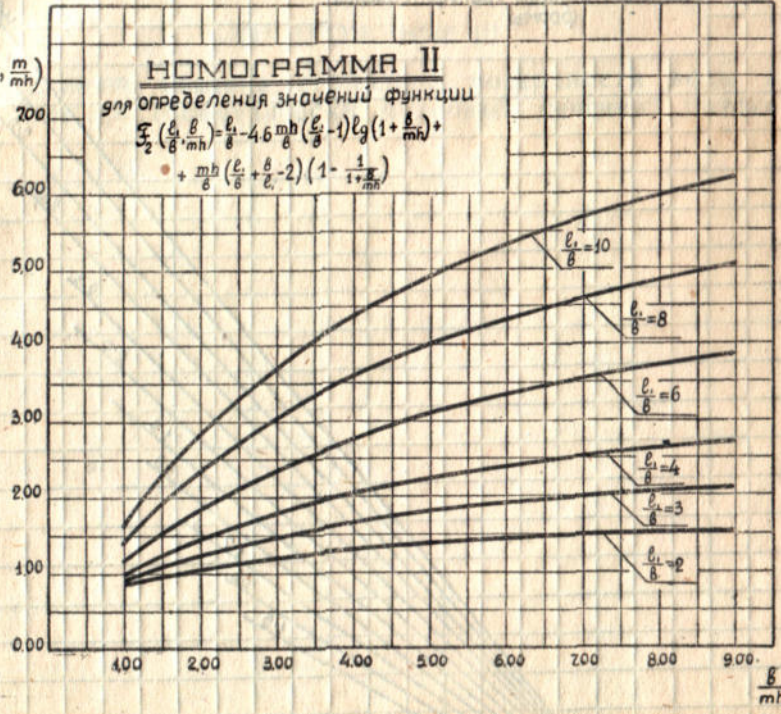
$\mathcal{F}_2(\frac{l_1}{b}, \frac{m}{mh})$

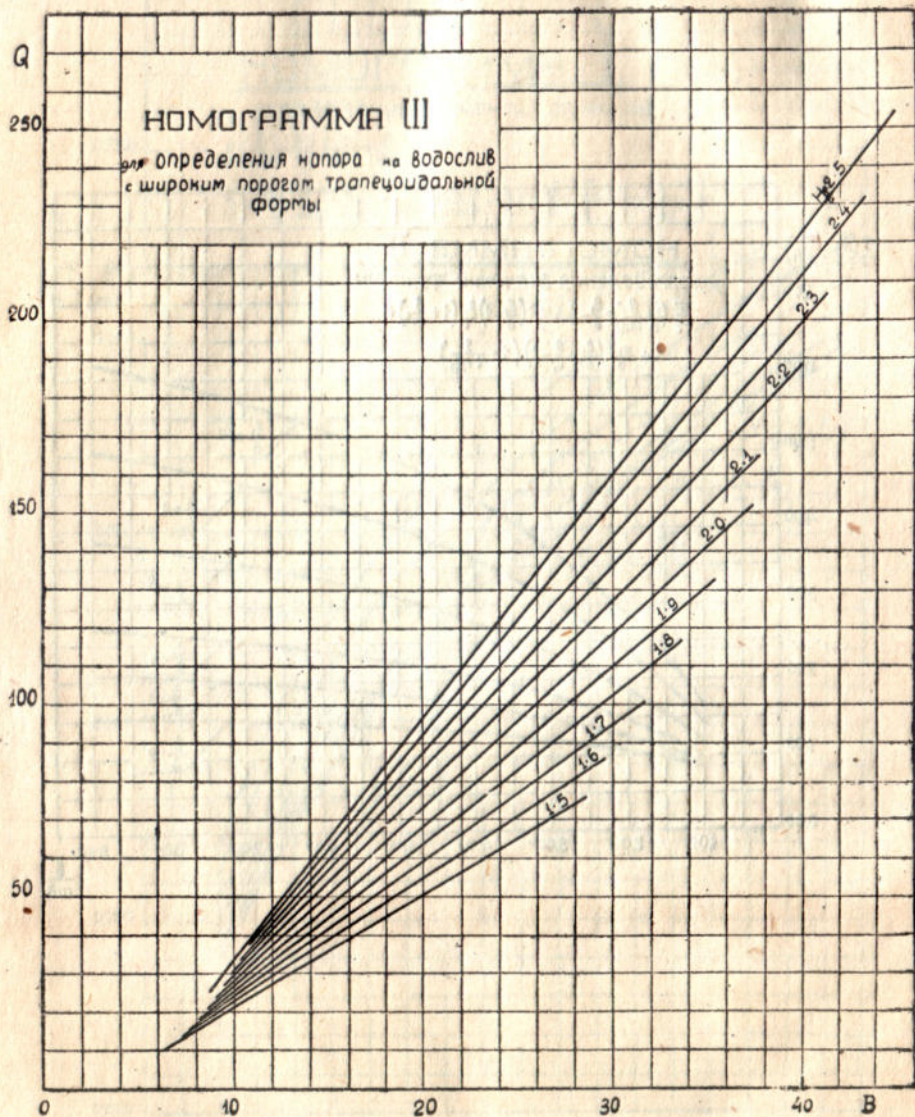
НОМОГРАММА II

для определения значений функции

$$\mathcal{F}_2(\frac{l_1}{b}, \frac{m}{mh}) = \frac{l_1}{b} - 4.6 \frac{m}{b} (\frac{l_1}{b} - 1) \lg(1 + \frac{b}{mh}) +$$

$$+ \frac{m}{b} (\frac{l_1}{b} + \frac{b}{l_1} - 2) (1 - \frac{1}{1 + \frac{b}{mh}})$$





ПРИЛОЖЕНИЕ III

Определение падения свободной поверхности воды в
траншее при геометрически подобных сечениях потока

Всего в 1871 году
всего в 1872 году
всего в 1873 году
всего в 1874 году
всего в 1875 году
всего в 1876 году
всего в 1877 году
всего в 1878 году
всего в 1879 году
всего в 1880 году

Упомянутая выше задача представляет интерес при проектировании траншейного водослива в скальных грунтах. В основу вывода формулы для определения падения свободной поверхности воды в траншее, при геометрически подобных сечениях потока, мы положим выведенное выше уравнение (51)

$$-dy = \frac{d(Qv)}{g\omega} - \frac{v_0 \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{g\omega} dQ + \frac{v^2}{W^2} dx. \quad (51)$$

Последнее, однако, в данном случае должно быть несколько преобразовано, чтобы учесть специфические особенности рассматриваемой задачи.

Эти особенности сводятся к следующему: во-первых, откосы траншеи в скальных грунтах целесообразно проектировать значительно более крутые, чем в грунтах легко размываемых, а именно порядка:

$$m = 0,5 \div 0,25 \text{ и менее.}$$

Поэтому, как правило, мы будем иметь здесь случай свободного истечения через водослив с доступом воздуха под струю.

Во-вторых, поверхность воды в траншее, в связи с значительно большими скоростями, имеет значительно больший уклон и проекция вертикальной составляющей скорости поступающей в траншею воды на ось потока не равна нулю.

Учитывая последнее обстоятельство, следует второй член правой части уравнения (51):

$$+ \frac{v_0 \sin \frac{\beta}{2} \cos \delta}{g\omega} dQ$$

заменить двумя членами, первый из которых должен учитывать горизонтальную составляющую количества движе-

ния поступающей в траншею струи, и второй—вертикальную.

Горизонтальная составляющая количества движения падающей струи остается неизменной, как и горизонтальная составляющая скорости, равная:

$$v_1 \cong \sqrt{2gH}, \quad (1)$$

где: H —напор на водосливе.

Член, учитывающий горизонтальную составляющую количества движения, может быть представлен в таком виде:

$$\frac{v_1 \sin \frac{\beta}{2}}{g\omega} dQ = \frac{\sin \frac{\beta}{2} \sqrt{2gH}}{g\omega} dQ; \quad (2)$$

здесь: β —угол расхождения в плане откосов траншеи.

Вертикальная составляющая количества движения струи, сходящей с водослива, возрастает, как и вертикальная составляющая скорости, пропорционально корню квадратному из высоты перепада.

Учет вертикальной составляющей количества движения можно осуществить при помощи члена

$$\frac{v_2 \sin \alpha}{g\omega} dQ = \frac{\sin \alpha \sqrt{2gz}}{g\omega} dQ. \quad (3)$$

Тут: $v_2 = \sqrt{2gz}$ —вертикальная составляющая скорости падающей струи,

α —угол, который образует поверхность воды в траншее с горизонтом.

Складывая выражения (2) и (3), получим член, учитывающий количество движения, вносимое в поток падающей с водослива струей:

$$\frac{\sin \frac{\beta}{2} \sqrt{2gH} + \sin \alpha \sqrt{2gz}}{g\omega} dQ. \quad (4)$$

Таким образом, уравнение (51) для этого случая преобразуется так:

$$-dy = \frac{d(Qv)}{g\omega} - \frac{\sin \frac{\beta}{2} \sqrt{2gH} + \sin \alpha \sqrt{2gz}}{g\omega} dQ + \frac{v^2}{W^2} dx. \quad (5)$$

Но

$$d(Q\omega) = d\left(\frac{Q^2}{\omega}\right) = \frac{2QdQ}{\omega} - \frac{Q^2}{\omega^2}d\omega = \\ = \frac{2Q}{\omega} \frac{dQ}{dx} dx - \frac{Q^2}{\omega^2} \frac{d\omega}{dx} dx,$$

откуда получим:

$$-dy = \frac{2Q\omega \frac{dQ}{dx} dx - Q^2 \frac{d\omega}{dx} dx}{g\omega^3} - \\ - \frac{\sin \frac{\beta}{2} \sqrt{2gH} + \sin \alpha \sqrt{2gz}}{g\omega} \frac{dQ}{dx} dx + \frac{Q^2}{K^2} dx. \quad (6)$$

Выберем начало координат так, чтобы имели место уравнения:

$$\frac{h_0}{x_0} = \frac{h_1}{x_1} = \frac{h_2}{x_2} = \frac{h}{x} = \text{const}$$

$$\frac{b_0}{x_0} = \frac{b_1}{x_1} = \frac{b_2}{x_2} = \frac{b}{x} = \text{const},$$

где: h_0 и b_0 —глубина и ширина траншеи в начальном сечении,

h_1 и b_1 —те же величины в первом сечении,

h_2 и b_2 —те же во втором и т. д.

Тогда будем иметь:

$$h = h_0 \frac{x}{x_0}$$

$$b = b_0 \frac{x}{x_0}$$

$$\omega = \omega_0 \left(\frac{x}{x_0}\right)^2$$

$$R = R_0 \left(\frac{x}{x_0}\right)$$

$$C = C_0 \left(\frac{x}{x_0}\right)^{3/6} \quad (\text{по Маннингу})$$

$$K = K_0 \left(\frac{x}{x_0}\right)^{10/3}$$

$$Q = MH^{3/2} (x - x_0)$$

$$\frac{dQ}{dx} = MH^{3/2}$$

$$\frac{d\omega}{dx} = 2\omega_0 \frac{x}{x_0^2}$$

Подставляя приведенные выше величины в уравнение (6), получим:

$$- dy = \frac{2M^2 H^3 x_0^4 (x_0 x^2 - x_0^2 x)}{g\omega_0^2 x^6}$$

$$\begin{aligned} & - \frac{MH^{3/2} \left(\sin \frac{\beta}{2} \sqrt{2gH} + \sin \alpha \sqrt{2gz} \right) x_0^2}{g\omega_0} \frac{v_0}{x^2} + \\ & + \frac{M^2 H^3 x_0^{16/3}}{K_0^2} \cdot \frac{x^2 - 2x_0 x + x_0^2}{x^{16/3}} \end{aligned} \quad (7)$$

Интегрируя уравнение (7), мы полагаем:

$$\sin \alpha \sqrt{2gz} = \text{const} = \frac{y_k - y_0}{l} \sqrt{2gz_c}$$

Где: y_0 — отметка поверхности воды в начале траншеи,
 y_k — отметка поверхности воды в конце траншеи,
 l — длина траншеи,

$z_c = \frac{z_0 + z_k}{2}$ — средний перепад (разность уровней в водохранилище и траншее).

Интегрируя уравнение (7) от x_0 до $x_k = x_0 + l$ и от y_0 до y_k , соответственно получаем:

$$\begin{aligned} y_0 - y_k = & \frac{M^2 H^3 x_0^2}{6g\omega_0^2} \left[1 - 4 \left(\frac{x_0}{x_k} \right)^3 + 3 \left(\frac{x_0}{x_k} \right)^4 \right] - \\ & - \frac{MH^{3/2} \left[\sin \frac{\beta}{2} \sqrt{2gH} + \sin \alpha \sqrt{2gz} \right] x_0}{g\omega_0} \left(1 - \frac{x_0}{x_k} \right) + \\ & + \frac{27M^2 H^3 x_0^3}{455K_0^2} \left\{ 1 - \frac{1}{9} \sqrt{\frac{x_0}{x_k}} \left[65 \left(\frac{x_0}{x_k} \right)^2 - 91 \left(\frac{x_0}{x_k} \right)^3 + \right. \right. \\ & \left. \left. + 35 \left(\frac{x_0}{x_k} \right)^4 \right] \right\} \end{aligned} \quad (8)$$

Обозначив для краткости:

$$1 - 4 \left(\frac{x_0}{x_k} \right)^3 + 3 \left(\frac{x_0}{x_k} \right)^4 = f_1 \left(\frac{x_0}{x_k} \right)$$

$$1 - \frac{1}{9} \sqrt[3]{\frac{x_0}{x_k} \left[65 \left(\frac{x_0}{x_k} \right)^2 - 91 \left(\frac{x_0}{x_k} \right)^3 + 35 \left(\frac{x_0}{x_k} \right)^4 \right]} = f_2 \left(\frac{x_0}{x_k} \right),$$

получим:

$$y_0 - y_k = \frac{M^2 H^3 x_0^2}{6g\omega_0^2} f_1 \left(\frac{x_0}{x_k} \right) - \frac{MH^{3/2} \left[\sin \frac{\beta}{2} \sqrt{2gH} + \sin \alpha \sqrt{2gz} \right] x_0}{g\omega_0} \left(1 - \frac{x_0}{x_k} \right) + \frac{27M^2 H^3 x_0^3}{455K_0^2} f_2 \left(\frac{x_0}{x_k} \right). \quad (9)$$

Уравнение (9) и может служить для вычисления падения свободной поверхности воды в пределах траншеи.

Для облегчения вычислений составлена таблица функций:

$$f_1 \left(\frac{x_0}{x_k} \right) \text{ и } f_2 \left(\frac{x_0}{x_k} \right) \quad (\text{Таблица 7})$$

Так как при вычислении разности: $\Delta_1 y = y_0 - y_k$ значение z_c неизвестно, то можно рекомендовать здесь применение метода последовательных приближений, полагая в первом приближении: $z_c = z_0$.

Вычислив в первом приближении: $\Delta_1 y = y_0 - y_k$, можно затем ввести поправку, полагая в уравнении (9):

$$z_c = \frac{z_0 + (z_0 + \Delta_1 y)}{2}. \quad (10)$$

Пример: Спроектировать траншейный водослив в скальных грунтах по следующим данным: расход водослива $Q = 200 \text{ м}^3/\text{сек}$, напор на пороге водослива: $H = 1 \text{ м}$, сечение потока в траншее гидравлически наиболее выгодное при коэффициенте откосов $m = 0,25$, средняя скорость в траншее, облицованной бетоном: $v = 5,5 \text{ м}/\text{сек}$ (в конечном сечении), коэффициент шероховатости $n = 0,014$.

Отношение $\frac{x_0}{l}$ принято равным 1.

Длина траншеи и порога водослива, облицованного бетоном, найдется по формуле:

$$l = \frac{Q}{MH^{3/2}} = \frac{200}{1,55 \cdot 1^{3/2}} = 129 \text{ м.}$$

Отношение ширины по дну к глубине воды:

$$\frac{b}{h} = 2[\sqrt{1+m^2} - m] = 2[\sqrt{1+0,25^2} - 0,25] = 1,56.$$

Соответственно этому:

$$\omega = (\beta + m) h^2 = (1,56 + 0,25) h^2 = 1,81 h^2,$$

$$R = 0,5h,$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = 71,5 \cdot 0,5^{1/6} \cdot h^{1/6} = 63,7 h^{1/6},$$

$$K = \omega C \sqrt{R} = 81,5 h^{3/4}.$$

Площадь конечного сечения траншеи:

$$\omega_k = \frac{Q}{v} = \frac{200}{0,5} = 36,4 \text{ м}^2.$$

Глубина в конечном сечении:

$$h_k = \sqrt{\frac{\omega_k}{1,81}} = \sqrt{\frac{36,4}{1,81}} = 4,49 \text{ м}$$

и ширина:

$$b_k = 1,56 h_k = 1,56 \cdot 4,49 = 7,02 \cong 7 \text{ м.}$$

При

$$x_0 = l = 129 \text{ м}$$

$$x_k = 2l = 258 \text{ м}$$

$$\frac{x_0}{x_k} = 0,5$$

По таблице 6 находим:

$$f_1 \left(\frac{x_0}{x_k} \right) = 0,6880$$

$$f_2 \left(\frac{x_0}{x_k} \right) = 0,3750$$

Далее:

$$h_0 = h_k \frac{x_0}{x_k} = 4,49 \cdot 0,5 = 2,25 \text{ м}$$

$$\omega_0 = 1,81 \cdot 2,25^2 = 9,15 \text{ м}^2$$

$$K_0 = 81,5 \cdot 2,25^{3/2} = 710 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Наконец, в первом приближении:

$$\sin \alpha \sqrt{2gz} = 0.$$

По формуле (9) находим

$$\begin{aligned} \Delta y &= \frac{M^2 H^3 x_0^2}{6g\omega_0^2} f_1\left(\frac{x_0}{x_k}\right) - \frac{MH^{3/2} \sin \frac{\beta}{2} \sqrt{2gH} \cdot x_0}{g\omega_0} \left(1 - \frac{x_0}{x_k}\right) + \\ &+ \frac{27M^2 H^3 x_0^3}{455K_0^2} f_2\left(\frac{x_0}{x_k}\right) = \frac{1,64^2 \cdot 1^3 \cdot 129^2}{6 \cdot 9,81 \cdot 9,15^2} \cdot 0,688 - \\ &- \frac{1,64 \cdot 1^{3/2} \cdot 0,0135 \cdot 129 \sqrt{19,62}}{9,81 \cdot 9,15} (1 - 0,5) + \\ &+ \frac{27 \cdot 1,64^2 \cdot 1^3 \cdot 129^3}{755 \cdot 710^2} \cdot 0,375 = \\ &= 6,26 - 0,07 + 0,27 = 6,46 \text{ м.} \end{aligned}$$

Во втором приближении:

$$z_c = \frac{H + (H + \Delta y)}{2} = \frac{1 + (1 + 6,33)}{2} = 4,17 \text{ м}$$

$$\sin \alpha = \frac{\Delta y}{l} = \frac{6,33}{129} = 0,0486$$

и

$$\begin{aligned} &\frac{MH^{3/2} [\sin \frac{\beta}{2} \sqrt{2gH} + \sin \alpha \sqrt{2gz}] x_0}{g\omega_0} \left(1 - \frac{x_0}{x_k}\right) = \\ &= \frac{1,64 \cdot 1^{3/2} [0,0135 \sqrt{19,62} + 0,0486 \cdot 9,07] 129}{9,81 \cdot 9,15} (1 - 0,5) = 0,59 \text{ м} \end{aligned}$$

Тогда значение Δy получится равным:

$$\Delta y = 6,26 - 0,59 + 0,27 = 5,94 \text{ м.}$$

Третье приближение в данном случае дало бы:

$$\Delta y = 6,26 - 0,54 + 0,27 = 0,99 \text{ м},$$

т. е. разнится от второго на 1%, что практически не имеет значения.

Отметим, что при помощи того же уравнения (9) можно было бы найти также и отметки промежуточных точек, для чего только нужно вводить в уравнение значение

$$\frac{x_0}{x} > 0,5.$$

Так, например, для точки, расположенной посередине длины траншеи:

$$\frac{x_0}{x} = 0,75$$

и соответствующее значение по уравнению (9)

$$\Delta y = 2,21 \text{ м}.$$

Таблица 7.

Значения функций: $f_1\left(\frac{x_0}{x}\right)$ и $f_2\left(\frac{x_0}{x}\right)$

$\frac{x_0}{x}$	$f_1\left(\frac{x_0}{x}\right)$	$\Delta f_1\left(\frac{x_0}{x}\right)$	$f_2\left(\frac{x_0}{x}\right)$	$\Delta f_2\left(\frac{x_0}{x}\right)$
0	1	0,0005	1	- 0,0062
0,05	0,9995	0,0032	0,9938	0,0229
0,10	0,9963	0,0083	0,9709	0,0395
0,15	0,9880	0,0152	0,9314	0,0474
0,20	0,9728	0,0235	0,8740	0,0695
0,25	0,9493	0,0330	0,8045	0,0785
0,30	0,9163	0,0429	0,7260	0,0875
0,35	0,8734	0,0524	0,6385	0,0885
0,40	0,8210	0,0630	0,5500	0,0900
0,45	0,7580	0,0700	0,4600	0,0850
0,50	0,6880	0,0780	0,3750	0,0840
0,55	0,6100	0,0840	0,2910	0,0710
0,60	0,5260	0,0890	0,2200	0,0660
0,65	0,4370	0,0870	0,1540	0,0520
0,70	0,3500	0,0900	0,1020	0,0380
0,75	0,2600	0,0850	0,0640	0,0240
0,80	0,1750	0,0750	0,0400	0,0150
0,85	0,1000	0,0550	0,0250	0,0100
0,90	0,0450	0,0400	0,0150	0,0090
0,95	0,0050	0,0050	0,0060	0,0060
1,00	0		0	

ЛИТЕРАТУРА

по вопросу движения потока жидкости с „переменной“ массой.

1. „Гидротехнические сооружения“, том II, под редакцией проф. Близняка и проф. Гришина, 1939 г.
2. Евреинов — „Гидравлика“, 1939 г.
3. Кочин и Розе — „Теоретическая гидромеханика“, часть первая, 1938 г.
4. Маккавеев — „Теория гидродинамических процессов с большим гашением энергии“, труды II-го гидрологического съезда, часть III, 1928 г.
5. Ненько — „О движении жидкости, с переменной вдоль потока массой“, 1938 г.
6. Ненько — „Теория бокового водослива“, Гидравлика и конструкции, Сборник лаборатории „Южспецстрой“, 1938 г.

СПИСОК

изданий Украинского Научно-Исследовательского института гидротехники и мелиорации и его предшественников за время 1922—1940 г.г.

1. ТРУДЫ ЮЖНОЙ ОБЛАСТНОЙ МЕЛИОРАТИВНОЙ ОРГАНИЗАЦИИ (ЮОМО).

1. ВЫПУСК I. Стр. 64, 1922 г.

Содержание: *Танфильев Г. И.* — Климат и растительность юга России. *Гапонов Е. К.* — Рельеф и подземные воды юга Украины. *Пиотровский А. И.* — Почвы юга Украины. *Фаворин Н. Н.* — Отчетные данные ЮОМО за прошлые годы и план работ на 1923 г. *Кортацци А. И.* — Проблема ирригации юга России и оазисное орошение. *Арканов Б. С.* — Одесские поля орошения. *Петровский П. А.* — Частичное оазисное орошение. *Кортацци А. И.* — Обзор существующих мелиораций. *Евневич А. А.* — Обзор работ сельско-хозяйственного опытного дела на юге Украины. *Ярошевский А. М.* — Опытные данные по мелиорации днестровских плавен. Хроника.

2. ВЫПУСК II. Стр. 111, карт 3., 1923 г.

Содержание: *Фаворин Н. Н.* — Работы ЮОМО в 1923 г. и план на 1924 г. *Кортацци А. И.*, *Попов В. М.* и *Гапонов Е. А.* — Программа исследовательских работ на Сагайдакской опытно-мелиоративной станции в 1924 г. *Петровский П. А.* — Орошаемый участок при Херсонском сельско-хозяйственном опытном поле. Данные опытов 1923 г. *Фаворин Н. Н.* — Орошаемые хозяйства юга Украины. *Петровский П. А.* — Потеря от просачивания в оросительных системах Херсонского района. *Кортацци А. И.* — Экстенсивное орошение механическим поливом. *Пиотровский А. И.* — Почвы Сагайдакской опытной мелиоративной станции Елисаветградского округа Одесской губернии. *Гапонов Е. А.* — Гидрогеологический разрез через Тирасполь, Николаев и Качкарровку. *Попов В. М.* — Режим реки Ю. Буга и возможность использования ее энергии. *Ярошевский А. М.* — Опытные данные мелиорации днестровских плавен, часть II. *Бесчастнов М. Ф.* — Оползни Одесского побережья, их причины и меры борьбы. *Кортацци А. И.* — Итогов мелиоративных исследований 1923 г.: 1) по вопросам оро-

шения; 2) о мелиорации приднестровских песков; 3) об изменении течения р. Днестра.

3. *Попов В. П.*—Результаты работ и исследований на Южно-Бугской Гидрометрической станции. Стр. 30, табл. 9, рис. 6, карт. 1, 1924 г.

4. *Ярошевский А. М.*—Гидрологические особенности низовьев реки Днестра и методы грядущей мелиорации днестровских плавен и террас. Стр. 43, черт. 5, карт 1, 1924 г.

5. *Петровский А. И.*—Современное состояние оазисного орошения на юге Украины. Стр. 51, рис. 18, 1926 г.

6. *Пиотровский А. И.*—Почвы Нижне-Днепровских песков. *Климентов Л. В.*—К характеристике растительности Нижне-Днепровских песков. Стр. 87, рис. 5, карт. 2, 1926 г.

7. *Двойченко П. А.*—Артезианские воды и колодцы Мелитопольского округа. Стр. 148, геологич. профилей 6, 1928 г.

8. *Двойченко П. А.*—Артезианские воды и колодцы Мелитопольского округа. Часть II, стр. 88, гипсометрич. и гидрогеолог. карта 1, 1928 год.

9. В. ВЫПУСК IX.—Стр. 128, табл. 31, фото 4, карт 3, 1928 год.

Содержание:—*Абросимов А. Ф.*—К проблеме сельского водоснабжения в южной степной полосе. *Абросимов А. Ф.*—Опыт машинного бурения в условиях степи юга Украины. *Пиотровский А. И.*—Сельское водоснабжение юга Украины. *Гапонов Е. А.*—Строение и возраст левобережной днепровской террасы с Балки—Б. Знаменки. *Кортацци А. И.*—Основные моменты ирригации Украины и Днепрострой. *Танфильев В. Г.*—Пойменные районы реки Ингула и их растительность. *Мясковский Б. В.*—О некоторых особенностях геологического строения порожистого Приднепровья в пределах Запорожского округа по гидро-геологическим исследованиям 1927 года. *Голоносов П.*—Заметка о постройке бурового колодца в окрестностях гор. Херсона.

10. *Попов В. М.*—Режим реки Южный Буг. Стр. 73, табл. 33, фото 6, черт. 12, 1928 г.

11. *Алексеев А. К.*—Гидрогеологические исследования долины реки Ингульца. Стр. 108, фото 34, гидрогеол. карта 1, профиль 1, 1928 г.

12. *Ефетов Ф. С.*—Відрядні норми переведення лісокультурних та лісомеліоративних робіт на півдні України. Стор. 33, 1928 р.

13. *Гапонов Е. А.*—Каталог буровых скважин и гидрогеологическая карта юга-западной части Украины. Стр. XXIV + 151, карта 1, 1928 г.

14. *Попов В. М.*—К вопросу о поверхностном стоке реки Саксагани и верховьев р. Ингульца. Стр. 50, 1929 г.

Двойченко П. А.—Гидрогеологический очерк Северной Таврии, восточной части Причерноморской впадины. Стр. 176, 1930 г.

II. ТРУДЫ СЕВЕРНОЙ ОБЛАСТНОЙ МЕЛИОРАТИВНОЙ ОРГАНИЗАЦИИ (СОМО)

16. *Инструкция* по определению расходов на водоспусках и в свободном русле реки (в условиях изысканий), 1927 г.

17. *Техническая инструкция* по установке высотомерного приспособления при гидроустановках. Стр. 15, 1927 г.

18. *Схеми до постановки досвідно-показових участків по культурі болот і луків та коротка інструкція щодо закладки їх.* 1927 р.

19. *Розов Н. А.*—Овраги Украины: *Рожин А. Ю.*—Пески Украины. Стр. 137, рис. 1, фото 11, карт 3, 1927 г.

20. *Каталог буровых скважин Украины.* Вып. 1, составлен *Личковой Е. А.* стр. 192, 1927 г.

21. *Каталог буровых скважин Украины.* Вып. II, ч. I составлена *Личковой Е. А.* ч. II—*Федоровским. А. С.*, стр. 295, карт 3, 1930 г.

22. *Каталог свердловин Украины.* Вып. III, составлен *Личковой Е. И.*, стр. 183, 1930 г.

23. *Буренин Г. С.*—Планшет 30-Г гидрогеологической карты Украины с текстом до нього. 1930 р.

24. *Буренин Г. С.*—Планшет 31-Б гидрогеологической карты Украины с текстом до нього. 1929 р.

25. *Буренин Г. С.*—Планшет 45-В гидрогеологической карты Украины с текстом и гидрогеологическим разрезом к нему. 1929 г.

26. *Луцицкий В. I.*—Планшет 46-А гидрогеологической карты Украины с текстом до нього. 1930 р.

27. *Луцицкий В. I.*—Планшет 46-В гидрогеологической карты Украины с текстом до нього. 1930 р.

28. *Проф. Луцицкий В. I. та проф. Личков Б. Л.*—Карта гидрогеологических районов Украины с двома гидрогеологическими разрезами та гидрогеологическим описанием до неї. 1930 р.

29. *Тюленев М. О.*—Корінне поліпшення болот Полісся в зв'язку з підвищенням врожайності. Сторінок 52, рис. 8, 1930 рік.

III. НИЖНЕ-ДНЕПРОВСКАЯ ОПЫТНО-ОРОСИТЕЛЬНАЯ СЕТЬ.

30. *Ротмистров В. Г.*—Опыты с новыми культурами в 1927 г. Стр. 17, 1928 г.

31. *Отчет Брилевской опытно-оросительной станции за 1929 г.* Стр. 112, диагр. 9, фото 6, 1930 г.

IV. РУДНЯ-РАДОВЕЛЬСКАЯ БОЛОТНАЯ ОПЫТНАЯ СТАНЦИЯ.

32. *Тюленев Н. А.*—История возникновения задачи, программа и первые достижения Рудня-Радовельской Болотной Опытной Станции. Стр. 65, 1926 г.

33. *Тюленев Н. А. и Кель М. Г.*—Итоги работы Рудня-Радовельской Болотной Опытной Станции 1923—1926 г.г. Стр. 178, рис. 17, черт. 8, 1927 г.

34. Тюленев М. О.—Що треба робити на болоті і як краще використати його. Стор. 125, 1927 р.

35. Тюленев М. О.—Що можна мати з торф'яного болота. Плакат, 1927 р.

36. Годлин М. М.—I. Почвенный покров земельного участка Рудня-Радовельской Болотной Опытной Станции. Питательные ресурсы Рудня-Радовельских торфов. Стр. 39, рис. 1, карта 1, 1928 г.

37. Зеров Д. К.—Опис рослинності Рудня-Радовельської Болотної Досвідної Станції. Буренін Г. С.—Гідрогеологічне обслідування території Рудня-Радовельської Болотної Досвідної Станції. Стр. 23, 1928 р.

38. Тюленев М. О.—Засоби підвищення врожайності на торфових ґрунтах. Янголь А. М.—Режим ґрунтових вод на осушеному болоті залежно від штучних та природніх факторів. Стор. 102, малюн. 21, рис. 7, 1929 р.

39. Тюленев М. О. і Паляничко С. О.—Перспективи розвитку конопель на болоті. Стор. 31, 1930 р.

40. Кубишкін П. П.—Гідрологічне дослідження водозбору в межах від залізниці Коростень—Олевськ і в гору по головному Замишовицькому каналові до його водорозділу. Стор. 30, 1930 р.

V. ТРУДЫ АЛЕШКОВСКОЙ ПЕСЧАНО-МЕЛИОРАТИВНОЙ ОПЫТНОЙ СТАНЦИИ.

41. ВЫПУСК 1.—Стр. 54, кар. 1, 1928 г.

Содержание:—Топчевский—А. В. Алешковские или Нижне-Днепровские пески Херсонского округа УССР и цели организации Алешковской песчано-мелиоративной опытной станции. Топчевский—А. В. Перспективы деятельности п-м. опытной станции. Шейнвальд М. А. Отдел гидрогеологии. Журбина Л. И.—Отдел агрономических мероприятий. Топчевский А. В.—Отдел лесоводства. Костенко Н. К.—Отдел энтомологии.

42. Костенко М. К.—Вплив парадихлорбензолу на гробачків мармурового хруща (*Polyphylla fullo* L) в залежності від часу внесення його до ґрунту. Стор. 27, мал. 3, 1928 р.

43. Костенко М. К.—Досвід боротьби з гробачками мармурового хруща (*Polyphylla fullo* L) на Нижньо-Дніпровських пісках способом затрунення ґрунту поліхлоридами. Стор. 28, фото 5, 1930 р.

VI. ПРИДНЕСНЕНСКАЯ ОПЫТНО-ОБРАЖНАЯ МЕЛИОРАТИВНАЯ СТАНЦИЯ.

44. Магомедов А.—Задачи и программы Приднеспенской опытно-ображной мелиоративной станции и основы ображного вопроса. Стр. 47, рис. 5, 1930 г.

45. Магомедов А.—Главнейшие климатические элементы района Приднеспенской опытной станции. Стр. 27, рис. 11, 1930 г.

VII. КОЗАРОВИЧСКАЯ ОПЫТНО-МЕЛИОРАТИВНАЯ ЛУГОВАЯ СТАНЦИЯ.

46. *Еленевские Р. А. и Е. В.*—Геоботанический очерк заливных лугов Козаровичской поймы р. Днепра. Стр. 48, рис. 12, карт 4, 1927 г.

47. *Годлин М. М.*—Почвенный покров Козаровичской поймы р. Днепра. Рис. 3, карт. 4, 1927 г.

48. *Годлин М. М.*—Профильно-послойное распределение воднорастворимых азота и фосфора в луговых почвах Козаровичской поймы р. Днепра. Диаграм 1, 1927 г.

VIII. ТРУДЫ УКРАИНСКОГО НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОГО ИНСТИТУТА СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ МЕЛИОРАЦИЙ (ВУИМ)

49. ВЫПУСК 1.—Стр. 319, рис. 24, 1931 год.

Зміст: *Аронсон Д. А.*—Передмова. Проф. *Кортаціці*.—Зведення дослідів у зрошенні. *Ефетов Ф. С.*—Досвід обслідування лісових позахисних смуг. *Шейнвальд М.*—Гідрологічні умови Н-Дніпровських пісків.

50. *Проф. Розов М. А.*—Меліоративні заходи Одеської області на другу п'ятирічку. Стор. 16, 1932 р.

51. *Проф. Розов М. А.*—Побудова перспективних планів меліорації. Стор. 12, 1932 р.

52. *Корнільєв В. С.*—До питання про побудову річних планів меліоративних робіт. Стор. 8, 1932 р.

53. *Зиненберг, Листовський, Орлова, Попов, Портной, Самохваленко.*—Використаймо найкраще зрошувальні системи. Стор. 24, мал. 2, 1933 р.

54. *Обзор работ*—Вып. 1—2. Стр. 129, 1934 г.

Содержание:—*Соколовский С. В.*—Сводка результатов опытных работ по технике полива на Украине за 1931—1933 г. *Алпатов С. М.*—К вопросу о схеме организации территории опытно-мелиоративных станций, специализирующихся на полевых и огородных культурах. *Корнільєв В. С.*—Разработка проблемы меліорации как части проблемы большого Днепра. *Клімовський П. І.*—Запровадження ліманного зрошення на порядок дня. *Зиненберг М. С.* и *Портной С. И.*—Обзор работ ВУИМ'а по вопросу рациональной эксплуатации оросительных систем. *Яцко Я. Н.*—Краткая сводка работ по дождеванию. Проф. *Тюленев М. О.*—Зводка наслідків роботи болотних опірних пунктів УРСР за першу п'ятирічку. *Гавриш П., Гугель В., Тюленев М.*,—До питання про стан освоєння площ, осушених на Україні на кінець першої п'ятирічки. *Кельц Н. Г.*—Определение степени осушения болот методами гидрофизики. *Янголь А. М.*—О нормах и степени осушения на болотах Украинского Полесья. *Тюленев М. О.*—Використання торфових площ під кормові в'їддя (сіяні луки та пасовиська).

Корнильев В. С.—Программа курсов экономики мелиораций. Петрунь Ф. О.—Основні елементи меліоративної карти УРСР.

55. Петровский П. А.—Краткий отчет о главнейших опытах, произведенных на орошаемом участке в 1925 г. Стр. 14.

ІХ. ТРУДЫ УКРАИНСКОГО НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОГО ИНСТИТУТА ГИДРОТЕХНИКИ И МЕЛИОРАЦИИ (УНИИГИМ)

56. Тюленев М. О.—Зведення результатів роботи болотних опорних пунктів УРСР. Стор. 77, 1936 р.

57. Поляничко С. О.—Культура прядивних рослин на болотах Українського Полісся. Стор. 63, рис. 5, 1936 р.

58. Буданов М. Ф. і Трусов Г. М.—Оцінка води для водопою худоби. Стор. 32, 1936 р.

59. Алпатов С. М. і Самохваленко С. К.—Досліди з городніми культурами при зрошенні в степовій частині басейну р. Дніпра. Стор. 85, грф. 15, 1936 р.

60. Алпатов С. М.—До питання про організацію польового досліду при експериментально-зрошувальних дослідженнях. Стор. 27, рис. 3, 1935 р.

61. Соколовський С. В.—Полив борознами затоплення городніх культур. Стор. 40, рис. 21, 1936 р.

62. Славов В. Ф.—Колгоспний досвід зрошування цукрових буряків на Україні в 1936 р. Стор. 75, рис. 7, 1938 р.

63. Огляд праць.—Вып. III. Стор. 131, рис. 17, 1936 р.

Зміст: Гойхман А. Г.—Зрошення рису перервним затопленням, Яцько А. Н.—Короткі підсумки науково-дослідної роботи УНДІГ і М'у по дошуванню. Буданов М. Ф.—Зрошення шахтними водами на Донбасі. Шкаруно В. О.—Досліди по боротьбі з фільтрацією в каналах. Янголь А. М.—Меліорація орних земель Полісся (в межах УРСР). Семко П. Т.—До питання про розроблення методики складання схематичного проекту водопостачання МТС. Проф. Гапонов Е. А.—Перспективи використання артезіанських вод для зрошення. Гончар Г. Я.—Причини заболочування долин річок півдня України. Мальований Е. Т.—До питання про тераси р. Кучурган. Проф. Попов В. М.—Дослідження формул, що визначають середню швидкість руху води в річці. Семко П. Т.—Підсумки водно-земельних меліорацій в УРСР. Семко П. Т.—До питання про проведення інвентаризації та запровадження поточного постійного обліку водно-земельних меліоративних заходів на Україні. Петрунь Ф. О.—Про складання карти сільсько-господарських водно-земельних меліорацій УРСР.

64. Доцент Козлов В. С.—Розрахунок дренажних споруд. Стор. 140, рис. 32, 1936 р.

65. Соколовський С. В.—Методы гидравлических и статических расчетов земляных плотин. Стр. 127, рис. 37, 1940 г.

66. Буданов М. Ф.—Мелиорация солонцов и солонцовых почв УССР при орошении. Стр. 124, рис. 14, 1940 г.

67. Шкаруло В. А.—Борьба с фильтрацией воды из оросительных каналов. Стр. 35, рис. 22, 1940 г.

ВЫХОДЯТ ИЗ ПЕЧАТИ:

68. Климовский П. И.—Орошение хлопчатника на юге УССР.

69. Михаловский А. И. и Славов В. Ф.—Орошение сахарной свеклы на Украине.

70. Янголь А. М.—Степень осушения торфяных почв и ее расчетные элементы.

71. Семко П. Т.—Перспективы развития водно-земельных мелиораций в УССР.

72. СБОРНИК материалов по сельскохозяйственному водоснабжению и гидрогеологии.

Содержание—Малеванний Е. Т., Гончар Г. Я., Гусак И. В. и Гребенников П. С.—К использованию артезианских вод левобережья нижнего Днепра для орошения хлопчатника, Гончар Г. Я.—Геологічний та гідрогеологічний нарис Чонгарського півострову.

Малеванний Е. Т.—К вопросу о строении Бучакской мульды.

Мальований—Підземні води району м. Херсону та перспективи використання їх для потреб водопостачання. Проф. Галонов В. А.

и Малеванний Е. Т.—К вопросу о минерализации воды палеогеновых горизонтов Причерноморской впадины, Гусак П. В.—Основные вопросы рационализации водоснабжения зерносовхозов.

73. Малеванний Е. Т.—Геологическое строение и подпочвенные воды восточной части Днепропетровской области.

74. Соколовский С. В.—Проектирование траншейного водослива в легко размываемых грунтах.

ГОТОВЯТСЯ К ПЕЧАТИ:

1. СБОРНИК трудов УНИИГиМ'а за 1939 г.

2. Проф. Кель И. Г.—Осушение торфяного грунта.

3. Проф. Ярошевский А. М.—Проблемы мелиорации плавен:

1. Днестровские плавни.

Книги высылаются Украинским Научно-Исследовательским институтом гидротехники и мелиорации (г. Одесса, бульвар Фельдмана, 7) наложенным платежом по получении заказа.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
Введение	5
I. Программа и методика проведения опытов	11
1. Основная серия опытов	18
2. Дополнительная серия опытов	19
II. Результаты исследования условий работы траншейного водослива при переменном расходе	21
III. Условия, определяющие существование поверхности режима	39
IV. Вывод основного уравнения поверхности воды в траншее траншейного водослива	52
V. Построение линии свободной поверхности воды в траншее .	58
VI. Проверка метода построения кривой свободной поверхности воды в траншее на основании данных лабораторных опытов	76
VII. Определение понижения свободной поверхности воды в траншее постоянной глубины, при постоянном удельном расходе вдоль ребра водослива	84
Номограммы для гидравлического расчета траншеи водослива	89
VIII. Гидравлический расчет траншейного водослива	93
Примерный гидравлический расчет траншейного водослива .	101
Траншея	
а) Конструкция	102
б) Гидравлический расчет	103
Перепадной участок	
а) Конструкция	109
б) Гидравлический расчет	113
Заключение	116
Приложение I	121
Приложение II	139
Приложение III	143

