



Министерство образования
Республики Беларусь

**БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ**

Кафедра «Гидротехническое и энергетическое строительство»

П. М. Богославчик

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ ТЭС и АЭС

**Методическое пособие
к курсовому проекту «Подпорный гидроузел
для ТЭС или АЭС»**

**Минск
БНТУ
2015**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Гидротехническое и энергетическое строительство»

П. М. Богославчик

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ ТЭС и АЭС

Методическое пособие
к курсовому проекту «Подпорный гидроузел для ТЭС или АЭС»
для студентов специальности 1-70 07 01 «Строительство тепловых
и атомных электростанций»

Минск
БНТУ
2015

УДК 627.8 (075.8)
ББК 38.77я7
Б74

Рецензенты:
Г. П. Иванов, И. В. Качанов, Э. И. Михневич

Богославчик, П. М.

Б74 Гидротехнические сооружения ТЭС и АЭС : методическое пособие к курсовому проекту «Подпорный гидроузел для ТЭС или АЭС» для студентов специальности 1-70 07 01 «Строительство тепловых и атомных электростанций» / П. М. Богославчик. – Минск : БНТУ, 2015. – 81 с.
ISBN 978-985-550-727-8.

В пособии изложены основные принципы проектирования подпорного гидроузла, состоящего из грунтовой плотины и паводкового водосброса. Даны подробные рекомендации по проектированию и расчету грунтовых плотин, водосбросных сооружений (русловых и береговых), приведен список необходимой для выполнения проекта литературы.

УДК 627.8 (075.8)
ББК 38.77я7

ISBN 978-985-550-727-8

© Богославчик П. М., 2015
© Белорусский национальный
технический университет, 2015

Оглавление

Введение	4
1. СОСТАВ ПРОЕКТА	4
2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ	6
2.1. ВЫБОР ТИПА ПЛОТИНЫ И КОМПОНОВКА ГИДРОУЗЛА	6
2.2. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОПЕРЕЧНОГО ПРОФИЛЯ И ЭЛЕМЕНТОВ ПЛОТИНЫ	7
2.3. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ	18
2.4. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ	19
3. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ВОДОСБРОСА	24
3.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	24
3.2. РУСЛОВАЯ ВОДОСЛИВНАЯ ПЛОТИНА	25
3.2.1. Порядок проектирования	25
3.2.2. Определение размеров водосливных отверстий	25
3.2.3. Расчет сопряжения бьефов	30
3.2.4. Проектирование профиля водосливной плотины	33
3.2.5. Проектирование подземного контура	36
3.2.6. Фильтрационный расчет подземного контура бетонной плотины	37
3.2.7. Статический расчет бетонной плотины	41
3.3. БЕРЕГОВЫЕ ОТКРЫТЫЕ ВОДОСБРОСЫ	48
3.3.1. Быстроток	50
3.3.2. Консольный перепад	58
3.3.3. Многоступенчатый перепад	61
3.4. БАШЕННЫЕ ВОДОСБРОСЫ	64
Литература	69
П Р И Л О Ж Е Н И Я	71

Введение

Нормальное функционирование тепловых и атомных электростанций связано с использованием больших объемов воды, что требует строительства комплекса гидротехнических сооружений, для успешной разработки проектов которых специалист должен знать их конструкции и владеть методами их расчетов. Цель дисциплины "Гидротехнические сооружения ТЭС и АЭС" – дать студентам необходимые знания в области проектирования и строительства гидротехнических сооружений. Основная задача дисциплины – научить будущих специалистов ставить и решать вопросы, возникающие при проектировании, строительстве и эксплуатации гидротехнических сооружений, применяющихся на водохранилищах тепловых и атомных электростанций.

Курсовой проект "Подпорный гидроузел ТЭС или АЭС" является частью данной дисциплины. Его задачей является составление и расчетное обоснование в соответствии с действующей нормативной литературой проекта подпорного гидроузла, состоящего из грунтовой плотины и паводкового водосброса. Работа над проектом должна закрепить знания, получаемые студентом при изучении соответствующих разделов курса, а также способствует приобретению опыта и навыков проектирования гидротехнических сооружений.

1. СОСТАВ ПРОЕКТА

В результате разработки проекта должны быть представлены чертежи и пояснительная записка. На чертежах представляются:

1) План гидроузла с размещением земляной плотины и водосброса (масштаб 1:2000 или 1:5000).

2) Проект земляной плотины в составе:

- продольного профиля по оси плотины (масштабы: вертикальный 1:100 – 1:200, горизонтальный 1:1000 – 1:2000);

- поперечного профиля плотины по максимальному сечению (масштаб 1:200 – 1:400).

3) Проект водосбросного сооружения в составе:

- продольный профиль по оси водосбросного сооружения (М 1:100 – 1:1000);

- план водосбросного сооружения (масштаб соответствующий масштабу продольного профиля).

Примечание. *Указанные масштабы ориентировочные. При выполнении проекта они могут быть выбраны более удобные.*

Пояснительная записка должна иметь следующее содержание.

- 1) Компоновка сооружений гидроузла.
- 2) Конструирование поперечного профиля и элементов грунтовой плотины.
- 3) Фильтрационные расчеты грунтовой плотины.
- 4) Расчет устойчивости низового откоса грунтовой плотины.
- 5) Гидравлические расчеты водосбросного сооружения.
- 6) Фильтрационный расчет подземного контура бетонной плотины.
- 7) Статический расчет бетонной плотины.

Примечания.

1) Студенты, у которых по заданию водосброс башенный или береговой (с быстротоком, с многоступеньчатым или с консольным перепадом), п.п. 6-7 пояснительной записки не выполняют.

2) Студенты, у которых по заданию водосброс - водосливная плотина, не выполняют п.п. 3-4 пояснительной записки.

Расчеты и конструктивные решения, представленные в пояснительной записке, должны быть подкреплены соответствующими расчетными схемами. Перечень обязательных чертежей и расчетных схем следующий.

- 1) Поперечный профиль грунтовой плотины по максимальному сечению.
- 2) Расчетная схема к фильтрационному расчету грунтовой плотины.
- 3) Расчетная схема к расчету устойчивости низового откоса грунтовой плотины.
- 4) Расчетные схемы к гидравлическому расчету водосброса.
- 5) Расчетная схема к фильтрационному расчету подземного контура бетонной плотины.
- 6) Расчетная схема к статическому расчету бетонной плотины.

2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ

2.1. ВЫБОР ТИПА ПЛОТИНЫ И КОМПОНОВКА ГИДРОУЗЛА

Выбор типа и конструкции плотины является основным вопросом проектирования, который решается на основании технико-экономического сопоставления различных вариантов исходя из топографических, инженерно-геологических, гидрологических и климатических условий, и, прежде всего, наличия грунтовых строительных материалов в близлежащих карьерах и максимального использования материалов из полезных выемок.

Земляные насыпные плотины можно возводить из всех грунтов, кроме грунтов, содержащих растворимые включения хлоридных солей более 5% по массе и содержащих не полностью разложившиеся органические вещества также более 5% по массе. Для строительства однородных плотин чаще всего используются суглинки и супеси, а также мелкозернистые пески, обладающие достаточной водонепроницаемостью и фильтрационной прочностью. Песчаные и гравийно-галечниковые грунты применяются для устройства тела (верховой и низовой призм) всех типов земляных плотин. Противофильтрационные элементы плотины (ядра, экраны, понуры, зубья) устраиваются из маловодопроницаемых грунтов (глинистые грунты, торф, грунтовые смеси) с коэффициентом фильтрации менее 10^{-4} м/с.

В настоящее время проектируют и строят гидроузлы комплексного назначения, в состав которых входят различные сооружения (плотины, водосбросы, здания ГЭС, судоходные шлюзы, водозаборы и др.). В настоящем проекте разрабатываются только два сооружения: плотина из грунтовых материалов и паводковый водосброс.

Так как план стройплощадки студенту задается, то его первой задачей является выбор створа плотины и оси водосбросного сооружения с учетом топографических, инженерно-геологических условий, а также требований охраны окружающей среды. Вопросы пропуска строительных расходов, а также льда, рыбы, обеспечения

судоходства в период строительства гидроузла также играют важную роль в выборе варианта компоновки. В практике гидротехнического строительства используются три основных способа пропуска строительных расходов:

1. Без отвода реки из ее бытового русла, в котором располагаются основные бетонные сооружения гидроузла.

2. С отводом реки в сторону и пропуском ее по каналу, туннелю или трубам в обход стройплощадки.

3. Комбинированный метод, когда часть основных сооружений возводится без отвода реки в сторону, а другая часть - с отводом.

При прочих равных условиях предпочтение следует отдавать тому варианту компоновки сооружений, который дает минимальную длину плотины и водосбросного тракта, а также исключает возможность опасных размывов берегов и подмыва плотины при сбросе воды в нижний бьеф.

Водосбросные сооружения бывают открытые или закрытые (туннельные и трубчатые).

Трубчатые водосбросы располагают в теле плотины таким образом, чтобы они могли использоваться также и для пропуска строительных расходов в период возведения плотины.

Открытые водосбросы бывают русловые (водосливная плотина) и береговые, располагаемые или вне тела плотины, или прорезающие тело плотины в ее береговых частях. Более подробная информация по компоновкам гидроузлов с плотинами из грунтовых материалов и водосбросами приведены в литературе [3, 6, 7 и др.].

2.2. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОПЕРЕЧНОГО ПРОФИЛЯ И ЭЛЕМЕНТОВ ПЛОТИНЫ

Конструкция поперечного профиля однородной грунтовой плотины представлена на рис. 2.1. Основной задачей проектирования поперечного профиля плотины является определение отметки гребня плотины и его ширины, а также назначение коэффициентов заложения и очертания откосов плотины.

Порядок проектирования поперечного профиля следующий.

- 1) Назначается ширина плотины по гребню.

- 2) По предварительно назначенной высоте плотины задаются коэффициенты заложений откосов плотины.

3) Назначаются типы креплений откосов. Для верхового откоса это как правило железобетонные плиты или каменная наброска.

4) Определяется возвышение гребня плотины над уровнем верхнего бьефа h_s и отметка гребня плотины.

5) Назначаются размеры противофильтрационных и дренажных устройств.

Ниже приведены рекомендации по порядку проектирования поперечного профиля.

Гребень плотины обычно используется для устройства автомобильной или железной дороги, размеры которых назначают, руководствуясь требованиями соответствующих нормативных документов [9]. Основные параметры гребня плотины при устройстве на нем автомобильной дороги приведены в табл. 2.1.

При устройстве по гребню железной дороги ширина его должна быть не менее 13...15,5 м. Если проезд по гребню плотины не предусматривается, минимальная ширина его должна быть 4,5 м. В месте сопряжения земляной плотины с водосбросным сооружением гребень плотины уширяется с целью размещения на нем монтажной площадки (для производства ремонтных и монтажных работ по затворам) и затворохранилища. Длина монтажной площадки назначается равной (1,5...2,5) b , где b – ширина водосбросного отверстия (см. ниже). Для отвода поверхностных вод гребню плотины придается односторонний или двусторонний поперечный уклон (рис. 2.1), а на обочинах устраиваются ливнестоки.

Покрытие проезжей части автодороги выбирается в зависимости от ее категории и укладывается на подготовку из гравийно-песчаного или щебеночного грунта. Если гребень плотины сложен из глинистых грунтов, то для его защиты от промерзания укладывается слой несвязного (песчаного) грунта, толщина которого, включая и покрытие гребня, должна быть не менее глубины промерзания грунта в районе строительства.

По краям гребня устраивается ограждение в виде надолб (бетонные столбики размерами $1 \times 0,3 \times 0,3$ м с шагом 4 м и более). Со стороны верхнего бьефа может устраиваться сплошной волнозащитный парапет.

Таблица 2.1 – Основные параметры поперечного профиля дорожного полотна (в метрах)

Наименование параметра поперечного профиля	Значение параметра поперечного профиля для категорий дорог					
	I-а	I-б, I-в	II	III	IV	V
1. Число полос движения	4; 6	4; 6	2	2	2	2
2. Ширина полосы движения	3,75	3,5	3,5	3,5	3	2,75
3. Ширина проезжей части	7,5x2 11,25x2	7,5x2 11,25x2	7	7	6	5,5
4. Ширина обочины, в т. ч.: укрепленной полосы остановочной полосы	3,75	3	3	2,5	2	1,25
	–	0,5	0,75	0,5	0,5	–
	2,5	2,5	–	–	–	–
5. Наименьшая ширина разделительной полосы, в т. ч.: укрепленной полосы	2 + s	2 + s	–	–	–	–
	0,75	0,75	–	–	–	–
6. Ширина дорожного полотна	24,5 + s	22 + s	13	12	10	8
<p><i>Примечание:</i> s — ширина барьерного ограждения, устанавливаемого на разделительной полосе.</p>						

Коэффициенты заложения откосов плотины предварительно назначаются в зависимости от высоты плотины (табл. 2.2) и в дальнейшем проверяется расчетами устойчивости (см. ниже) с учетом действующих на откосы сил, и в случае необходимости уточняются. *Высота плотины, необходимая для назначения коэффициентов за-*

ложения откосов, ориентировочно может быть определена как разность отметок ФПУ и дна реки плюс запас, равный 2 – 3 м. Отметка дна в данной работе может быть определена по графику зависимости уровня нижнего бьефа от расхода $Q = f(\text{УНБ})$ (см. планшет задания) при $Q = 0$.

Откосы земляных плотин могут иметь постоянные или переменные коэффициенты заложений, увеличивающиеся от гребня к подошве плотины, что позволяет запроектировать более экономичный профиль плотины. При переменных заложениях коэффициенты, приведенные в табл. 2.2, следует рассматривать как средние по высоте. На откосах высоких и средних по высоте плотин устраивают бермы (рис. 2.1). Устройство берм позволяет увеличить ширину плотины по основанию и удлинить пути фильтрации, а в случае необходимости заглубить депрессионную кривую таким образом, чтобы она не попадала в зону откоса, подверженного промерзанию. Во всех случаях устройство берм не должно вести к уполаживанию откоса по сравнению с расчетным значением. Ширина берм определяется их назначением и принимается не менее 3 м, если по ней предусмотрен проезд, и не менее 1...2 м, если проезд не предусмотрен.

Таблица 2.2 – Ориентировочные значения коэффициентов заложения откосов земляных насыпных плотин

Высота плотины, м	Коэффициенты заложений откосов	
	верхового, m_1	низового, m_2
< 5	2...2,5	1,5...1,75
5...10	2,25...2,75	1,75...2,25
10...15	2,5...3,0	2,0...2,5
15...50	3,0...4,0	2,5...4,0
> 50	4,0...5,0	4,0...4,5

На внутренней стороне бермы устраивается кювет или лоток, служащий для сбора и отвода дождевых и талых вод. Расстояние между соседними бермами по высоте плотины принимается равным 10...15 м. На верховом откосе устраивается одна берма на отметке нижней границы его основного крепления для создания необходимого упора. Определение отметки нижней границы основного крепления см. ниже.

ентировочно нижнюю границу облеженного крепления можно принимать на отметке, заглубленной на величину $H_{кр}$ под нижнюю границу основного крепления. Подробно о креплениях и их конструкциях см. [1, с. 78 – 84, 2, с. 35 – 45 и др].

Часть низового откоса земляных плотин, подверженная воздействию льда и волн со стороны нижнего бьефа, крепится аналогично верховому. Остальная часть низового откоса защищается от разрушения атмосферными осадками, либо посевом трав по слою растительного грунта толщиной 0,2...0,3 м, либо одерновкой, либо отсыпкой гравия или щебня толщиной 0,2 м.

Отметка гребня плотины назначается на основе расчета необходимого возвышения его над уровнем воды в верхнем бьефе. Расчеты должны выполняться для двух случаев стояния уровня воды в верхнем бьефе:

1. Нормальный подпорный уровень (НПУ).
2. Форсированный подпорный уровень (ФПУ).

Примечание. В курсовом проекте расчет отметки гребня достаточно выполнить для 1-го случая стояния уровня воды в верхнем бьефе - НПУ.

Возвышение гребня плотины h_s над расчетным случаем определяется по формуле

$$h_s = \Delta h_{set} + h_{run1\%} + a, \quad (2.1)$$

где a – запас возвышения гребня плотины, принимаемый для всех классов плотин не менее 0,5 м;

Δh_{set} – ветровой нагон воды в верхнем бьефе;

$h_{run1\%}$ – высота наката на откос волн обеспеченностью 1%, м.

Подробно порядок расчетов по определению Δh_{set} и $h_{run1\%}$ представлен в приложениях 2, 3 и в соответствующей литературе [1, 2, 4, 12 и др.].

Противофльтрационные устройства. Противофльтрационные устройства выполняются из материалов значительно менее водопроницаемых, чем материал тела плотины. Это либо слабопроницаемые грунты (глины, суглинки и др.) и их смеси, либо негрун-

товые материалы (бетон, железобетон, асфальтобетон, полимерные пленки и т.д.). В земляных плотинах чаще всего применяются грунтовые противодиффузионные устройства в виде экранов, а при глубоком залегании водоупора – экранов в сочетании с понуром, и вертикальных ядер (рис. 2.2). Наклонные ядра применяются редко.

Толщина ядер и экранов принимается переменной, увеличивающейся сверху вниз. Минимальная толщина ядра или экрана поверху назначается в зависимости от используемых для их возведения машин и механизмов, но во всех случаях должна быть не менее 0,8 м (при использовании современных средств механизации обычно не менее 3 м). Толщина понизу назначается таким образом, чтобы градиенты фильтрационного потока были меньше их критических значений

$$J = \frac{H}{\delta_{я}^H} \leq \frac{1}{k_H} J_{кр} \quad (2.2)$$

где J – действующий средний градиент напора в ядре или экране;

$\delta_{я}^H$ – толщина ядра (экрана) понизу;

H – напор на плотину;

k_H – коэффициент надежности, принимаемый в зависимости от класса плотины [1, табл.4.2; 2, табл. 1.2 и др.]);

$J_{кр}$ – критический средний градиент напора, принимаемый по табл. 2.3.

Отметка гребня ядра и экрана должна быть не ниже отметки ФПУ. Сверху гребень ядра и экрана покрывается защитным слоем песка толщиной не менее глубины промерзания грунта в районе строительства плотины. Если тело плотины отсыпается из крупнозернистых грунтов (галька, гравий), то по границам с ядром и экраном с верховой и низовой стороны укладывают переходные слои по типу обратного фильтра. С верховой стороны экран покрывается защитным слоем. Заложение откосов экрана назначается из условия обеспечения устойчивости на сдвиг защитного слоя по экрану и экрана вместе с защитным слоем по грунту тела плотины. При этом угол наклона верхового откоса экрана к горизонту должен быть больше угла внутреннего трения грунта тела плотины. При наличии

экрана заложение верхового откоса принимается, как правило, не менее 2,5...3.

Таблица 2.3 – Значения критических градиентов напора

Грунт	Значение критических средних градиентов напора $J_{кр}$ для		
	понура	ядра и экрана	тела и призмы плотины
Глина, глинобетон	15	12	8...2
Суглинок	10	8	4...1,5
Супесь	3	2	2...1
Песок: средний	-	-	1
мелкий	-	-	0,75

При глубоком залегании в основании плотины водоупора экран может устраиваться с понуром (рис. 2.2, в). Как правило, понур выполняется из того же материала, что и экран. Длина понура назначается в соответствии с фильтрационными расчетами, чаще всего она равняется $L_n = (1...2)H$. Толщина понура определяется из условия (2.2), причем минимальное ее значение должно быть больше 0,5 м. Для обеспечения хорошего сопряжения понура с экраном толщина его увеличивается по направлению к экрану. Сверху понур пригружается защитным слоем из несвязного грунта толщиной не менее 1...2 м. Если понур укладывается на крупнозернистый грунт или сильно трещиноватую скалу, под ним устраивается обратный фильтр.

Дренажные устройства. Дренажные устройства в теле земляной плотины предназначены для сбора и организованного отвода в нижний бьеф фильтрационного потока, недопущения его выхода на незащищенный низовой откос плотины и в зону, подверженную промерзанию, а также для ускорения консолидации глинистых

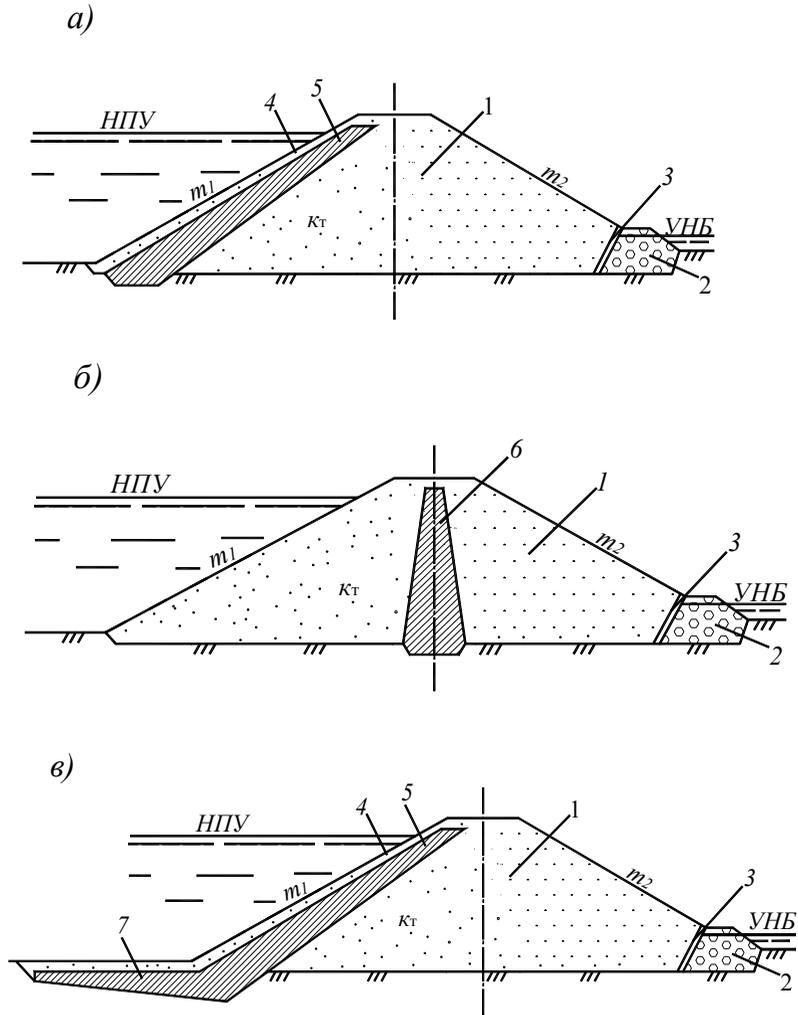


Рис. 2.2 Схемы грунтовых плотин:
 а – с экраном; б – с ядром; в – с экраном и понуром;
 1 – тело плотины; 2 – дренажная призма; 3 – обратный фильтр; 4 – защитный
 слой; 5 – экран; 6 – центральное ядро; 7 – понур

грунтов и уменьшения порового давления в теле плотины и основании.

Обычно дренаж состоит из двух частей: приемной, которая выполняется в виде обратного фильтра, и отводящей, выполняемой из камня, дренажных труб, пористого бетона и т.д. По длине плотины могут устраиваться дренажи различной конструкции. Наиболее распространенные конструкции дренажей тела земляных плотин приведены на рис. 2.3.

Дренажная призма (банкет) устраивается чаще всего на русловых участках плотины. Превышение гребня дренажной призмы над максимальным уровнем воды в нижнем бьефе h_s определяется с запасом на волнение и должно быть не менее 0,5 м. Минимальная ширина призмы поверху 1 м. Для предотвращения выноса фильтрационным потоком мелких частиц грунта тела плотины и основания в дренажную призму сопряжение ее с телом плотины и основанием выполняется в виде одного или нескольких слоев обратного фильтра. Наслонный дренаж применяется, как правило, на участках плотины, перекрывающих затопливаемую пойму. Превышение гребня наслонного дренажа h_s над максимальным уровнем НБ принимается как для дренажной призмы.

Трубчатый дренаж используется на тех участках плотины, где отсутствует вода в нижнем бьефе. Выполняется он из гончарных, перфорированных бетонных или асбестоцементных труб, а также труб из пористого бетона, уложенных с уклоном параллельно подошве низового откоса и обсыпанных обратным фильтром. Поперечное сечение дренажных труб определяется гидравлическим расчетом из условия обеспечения в них безнапорного движения воды. Минимальный диаметр дренажных труб 200 мм. По длине трубчатого дренажа через каждые 50...200 м устраиваются смотровые колодцы.

Сопряжение тела плотины с основанием, берегами и бетонными сооружениями. Для обеспечения надежного контакта тела плотины с основанием предусматриваются следующие мероприятия:

а) При скальном основании с поверхности удаляются аллювиальные отложения и верхний сильнотрещиноватый слой скалы. Крупные тектонические трещины очищаются и заделываются бетоном.

Противофильтрационные устройства тела плотины врезаются в основание в виде зуба, а в грунте основания устраивается противофильтрационная завеса (глубина ее обычно равна $(0,5..0,8)H$);

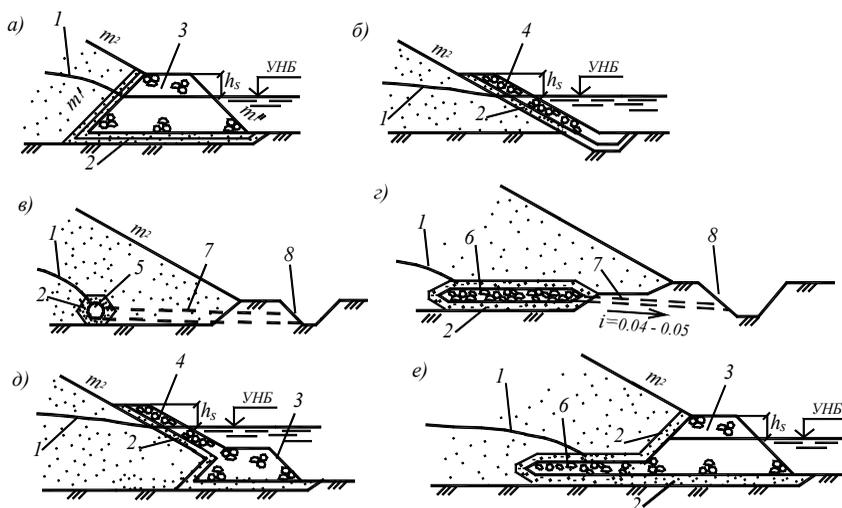


Рис. 2.3 Основные типы дренажей грунтовых плотин:

- а – дренажный банкет; б – наклонный дренаж;
- в – трубчатый дренаж; г – ленточный дренаж; д, е – комбинированные дренажи;
- 1 – кривая депрессии; 2 – обратный фильтр; 3 – дренажная призма; 4 – каменная наброска наклонного дренажа; 5 – труба; 6 – дренажная лента;
- 7 – отводящая труба; 8 – отводящий канал

б) При нескальном основании удаляется верхний растительный слой грунта, пронизанный корневищами деревьев и кустарников (0,3...0,5 м). Сопряжения ядра или экрана с водонепроницаемым основанием выполняется в виде зуба. Если плотина располагается на водопроницаемом слое небольшой мощности, то сопряжение тела плотины или ее противофильтрационных устройств с водопором осуществляется при помощи глубокого зуба, стенки, шпунта или инъекционной завесы. При значительной мощности водопроницаемого слоя могут выполняться шпунтовые ряды, буробетонные или траншейные стенки, инъекционные завесы или устраивают плотины с экраном и понуром. Противофильтрационные устройства

в основании плотины всегда должны сопрягаться с противифильтрационными элементами тела плотины.

Сопряжение тела плотины с берегами осуществляется по наклонным плоскостям, при планировке которых необходимо избегать резких переломов и нависающих участков.

Для обеспечения хорошего контакта грунта тела плотины с бетонными сооружениями (плотины, водосбросы, здания ГЭС и т.д.) их примыкающим поверхностям придается уклон в сторону земляной плотины не более, чем 10:1. Для борьбы с контактной фильтрацией сопряжение бетонных сооружений с земляной плотиной осуществляется при помощи противифильтрационных диафрагм из бетона, железобетона или металлического шпунта, врезающихся в тело плотины. Диафрагмы располагают в зоне противифильтрационных элементов, а в однородных плотинах – в пределах верхового клина или центральной части плотины.

2.3. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ

Фильтрационные расчеты земляных плотин выполняются с целью определения положения депрессионной кривой, установления градиентов и скоростей фильтрационного потока и определения фильтрационного расхода.

Для выполнения этих расчетов плотина со всеми элементами вычерчивается в масштабе, устанавливаются коэффициенты фильтрации грунта основания (k_{oc}), тела плотины (k_m) и противифильтрационного устройства, а также местоположение водоупора. За водоупор принимается грунт, соответствующий условию $k_m/k_{oc} \geq 25$. Расчеты выполняются для поперечного сечения плотины в русле (максимальная высота плотины и наличие воды в НБ). В качестве расчетных уровней воды принимаются: в верхнем бьефе – НПУ; в нижнем бьефе – максимально возможный уровень, но не более $0,2H_{nl}$ (H_{nl} – высота плотины). Результаты фильтрационных расчетов в дальнейшем используются для проверки устойчивости откосов плотины.

В соответствии с принятым типом плотины, конструкцией противифильтрационных и дренажных устройств выбирается расчетная

схема плотины и соответствующий ей метод фильтрационного расчета. Расчетные схемы и формулы для различных расчетных случаев приведены в литературе [1, 2, 4, 7 и др.]

2.4. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ

Целью расчета является определение минимальных коэффициентов запаса устойчивости откосов плотины для принятого поперечного профиля. Найденный минимальный коэффициент должен быть равным или большим (но не более чем на 10%) допустимого коэффициента запаса устойчивости откоса, принимаемого равным коэффициенту надежности [1, табл. 4.2; 2, табл. 1.2 и др.] .

Расчеты устойчивости откосов земляных плотин всех классов выполняются для плоской задачи (на 1 п.м. длины плотины). В проекте необходимо выполнить расчет устойчивости низового откоса по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Расчет устойчивости низового откоса плотины выполняется для основного расчетного случая, соответствующего установившейся фильтрации в теле плотины, когда уровень воды в ВБ равен НПУ, а в нижнем бьефе – максимально возможному уровню, но не более $0,2 H_{пл}$.

В масштабе вычерчивается поперечное сечение плотины в русловой ее части (рис. 2.4), наносится кривая депрессии. Из середины этого откоса (точка "С") проводится вертикаль CD и линия CE под углом 85° к откосу. Из точек "А" и "В", как из центров, очерчиваются две дуги окружности с радиусом R_0 , которые пересекаются в точке "0". Значение радиуса определяется как

$$R_0 = \frac{R_H + R_B}{2} \quad (2.3)$$

Величины R_H и R_B определяются по табл. 2.4 в долях высоты плотины.

Таблица 2.4 – К определению радиусов R_H и R_B

Значения радиусов R_H и R_B	Коэффициент заложения откоса					
	1	2	3	4	5	6
$R_H/H_{пл}$	1,1	1,4	1,9	2,5	3,3	4,3
$R_B/H_{пл}$	2,2	2,5	3,2	4,7	5,8	6,7

Проведя из точки "С" дугу радиусом $r = OC/2$ до пересечения с линиями CD и CE, получаем многоугольник OEDBA, в котором располагаются центры наиболее опасных поверхностей скольжения.

Расчетная кривая скольжения радиусом R должна пересекать гребень плотины и захватывать часть основания плотины, если в основании расположен не скальный грунт. В случае скального грунта основания кривая скольжения должна быть проведена по касательной к его поверхности.

Выделенная призма обрушения разбивается на "n" отсеков шириной $b = 0,1R$. Разбивку на отсеки начинают с нулевого отсека, середина которого располагается на вертикали, проходящей через центр кривой скольжения.

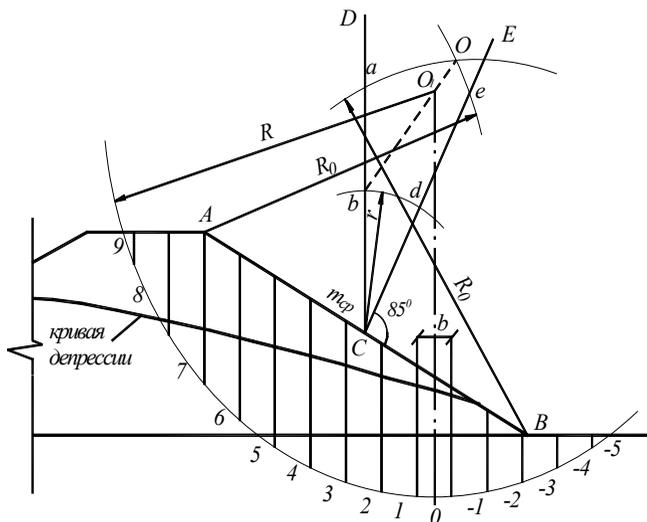


Рис. 2.4 Схема к расчету устойчивости низового откоса

Коэффициент запаса устойчивости низового откоса может быть определен по формуле А. А. Ничипоровича

$$K_S = \frac{\sum(G_i \cos \alpha_i - P_i) \operatorname{tg} \varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i}{\sum G_i \sin \alpha_i} \cdot \frac{m}{n_c} \geq k_n, \quad (2.4)$$

где G_i – вес грунта и воды в пределах i -го отсека;

P_i – равнодействующая давления воды по подошве i -го отсека;

φ_i – угол внутреннего трения грунта i -го отсека;

α_i – угол между вертикалью и линией, соединяющей центр кривой скольжения с серединой i -го отсека;

c_i – удельное сцепление грунта i -го отсека по линии кривой скольжения;

m – коэффициент условий работы (в курсовом проекте можно принимать равным 1);

n_c – коэффициент сочетания нагрузок, принимается для основного сочетания равным 1.

Силы, действующие на отсеки, определяются следующим образом.

Вес отсека определяется как сумма весов отдельных слоев грунта в пределах отсека с учетом насыщения их водой ниже кривой депрессии и с учетом пригрузки столбом воды, если отсек расположен ниже уровня воды в нижнем бьефе (рис. 2.5).

В общем случае

$$G_i = \sum_j (\gamma_j y_j + \gamma_w h_i) \cdot b, \quad (2.5)$$

где γ_j – удельный вес грунта j -го слоя;

y_j – высота j -го слоя по оси отсека;

γ_w – удельный вес воды, равный 10 кН/м^3 ;

h_i – высота столба воды над i -м отсеком.

Если грунт пересекает кривая депрессии, то часть грунта выше нее рассматривается как грунт в естественном состоянии. Грунт ниже кривой депрессии – как насыщенный водой. При определении веса отсека этот грунт разделяется на два слоя.

Удельный вес грунта в естественном состоянии

$$\gamma_{\text{ес}} = \gamma_{\text{сух}} (1 + W), \quad (2.6)$$

где $\gamma_{\text{сух}}$ – удельный вес сухого грунта:

$$\gamma_{\text{сух}} = \gamma_s (1 - n), \quad (2.7)$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта: $\gamma_s = \rho_s \cdot g$;

n – пористость грунта,

W – влажность грунта в долях единицы.

Плотность частиц песка $\rho_s = 2,65 \dots 2,67 \text{ г/см}^3$, супеси $2,68 \dots 2,72 \text{ г/см}^3$, суглинка $2,69 \dots 2,73 \text{ г/см}^3$, глины $2,71 \dots 2,76 \text{ г/см}^3$.

Удельный вес насыщенного водой грунта

$$\gamma_{\text{нас}} = \gamma_{\text{сух}} + n\gamma_w. \quad (2.8)$$

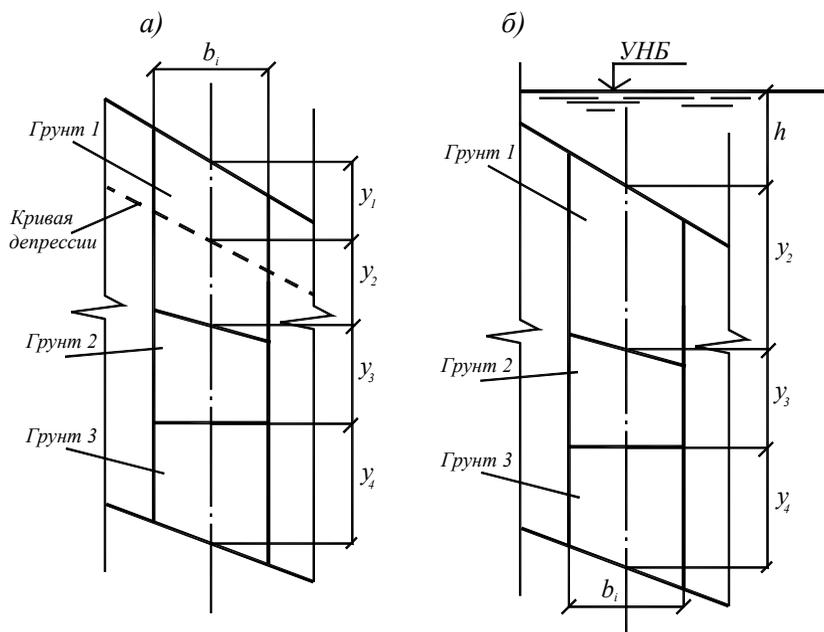


Рис. 2.5 Схема к определению веса отсека:

a – при отсутствии воды над отсеком; b – при наличии воды над отсеком

Суммарное воздействие взвешивающих и фильтрационных сил

$$P_i = P_{\text{взв}} + P_{\text{ф}} + P_{\text{к}}, \quad (2.9)$$

где $P_{\text{взв}}$ – взвешивающее давление;

$P_{\text{ф}}$ – фильтрационное давление;

$P_{\text{к}}$ – давление консолидации или поровое давление.

В расчетах устойчивости низовых откосов плотин, когда режим фильтрации в теле плотины считается установившимся, учитываются только взвешивающее и фильтрационное давление. Поровое давление $P_{\text{к}}$ учитывается при расчетах земляных плотин I и II класса, у которых тело, ядро, экран или основание плотины сложены из глинистых грунтов.

Сумма взвешивающего и фильтрационного давления на подошву отсека определяется по зависимости

$$P_i = P_{\text{взв}} + P_{\text{ф}} = \gamma_w \sum y_j^{\text{H}} \frac{b_i}{\cos \alpha_i}, \quad (2.10)$$

где $\sum y_j^{\text{H}}$ – суммарная высота насыщенных слоев рассматриваемого отсека.

Расчеты по определению коэффициента запаса устойчивости удобно вести в табличной форме следующего вида (табл. 2.5).

При заполнении таблицы 2.5 при $b = 0,1R$ величина $\sin \alpha$ (столбец 2) равна порядковому номеру отсека, деленному на десять.

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}. \quad (2.11)$$

Суммы граф 11, 13, 14 дают соответствующие члены формулы (2.4).

Таблица 2.5 – К расчету устойчивости откоса грунтовой плотины

<i>№ от-секов</i>	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	y' м	y'' м	y''' м	h , м	G, κ Н	P, κ Н	$tg\varphi$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Продолжение таблицы.

$(G\cos\alpha_i - P_i)tg\varphi, \kappa H$	$c, \kappa Па$	$cb/\cos\alpha, \kappa H$	$G \sin\alpha, \kappa H$
11	12	13	14
$\Sigma(11)$		$\Sigma(13)$	$\Sigma(14)$

3. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ВОДОСБРОСА

3.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

В составе низко- и средненапорных гидроузлов с земляной плотинной могут устраиваться открытые и закрытые (трубчатые) водосбросные сооружения.

Открытые водосбросные сооружения могут располагаться в теле земляной плотины – это водосбросные плотины, и вне тела плотин (на берегу) – это береговые водосбросы.

Выбор типа водосбросного сооружения зависит от типа плотины и напора на ней, величины паводковых и строительных расходов, топографических, геологических и гидрологических условий района строительства, общей схемы организации работ и пропуска строительных расходов и др., и осуществляется на основании технико-экономического сравнения вариантов. В курсовой работе тип водосброса задан.

3.2. РУСЛОВАЯ ВОДОСЛИВНАЯ ПЛОТИНА

3.2.1. Порядок проектирования

Порядок проектирования и расчетов следующий.

- 1) Назначается тип водослива и определяются размеры водосливных отверстий.
- 2) Выполняется расчет сопряжения бьефов.
- 3) Проектируется профиль водосбросной плотины.
- 4) Проектируется подземный контур и выполняется его фильтрационный расчет.
- 5) Выполняются расчеты прочности основания и устойчивости плотины на сдвиг.

3.2.2. Определение размеров водосливных отверстий

Русловая водосливная плотина чаще всего представляет собой водослив практического профиля или с широким порогом (рис. 3.1). Гребень водослива может быть расположен на отметке НПУ. В этом случае вода сбрасывается в нижний бьеф при повышении уровня воды над НПУ. Такой водослив называется автоматическим. Если гребень водослива расположен ниже НПУ, необходимый уровень поддерживается затворами, устанавливаемыми на гребне. Такой водослив называется регулируемым. Для пропуска расходов здесь необходимо открывать затворы.

Гидравлический расчет водосливной плотины состоит в определении размеров (ширины и высоты) водосливных отверстий и их количества. Схема к расчету представлена на рис. 3.1. Формула пропускной способности поверхностного водослива имеет следующий вид

$$Q = \sigma_{\Pi} \varepsilon m B \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (3.1)$$

где σ_{Π} – коэффициент подтопления водослива;
 ε – коэффициент бокового сжатия;

m – коэффициент расхода водослива;

H_0 – напор на водосливе с учетом скорости подхода;

g – ускорение свободного падения;

B – ширина водосливного фронта.

Порядок расчета следующий. В первом приближении принимают: $\sigma_n = 1,0$; $\varepsilon = 1,0$; коэффициент расхода для водослива с широким порогом $m = 0,32 \dots 0,38$, для безвакуумного водослива практического профиля $m = 0,47 \dots 0,49$, для вакуумного $m = 0,57$; $H_0 = H$. Величина H задается в пределах 2...5 м в зависимости от расхода в соответствии со стандартными размерами отверстий (табл. 3.1).

После определения высоты (H), ширины (b) и количества водосливных отверстий производится проверка пропускной способности проектируемой плотины. Для этого уточняются значения H_0 , m , ε и σ_n .

Таблица 3.1 – Стандартные размеры водосливных отверстий

Пролет (ширина) отверстия, b , м	0,4 0,6 0,8 1 1,25 1,5 1,75 2 2,25 3 3,5
	4 4,5 5 6 7 8 10 12 14 16 18 20 22 24 27 30
Высота отверстия, H , м	0,6 0,8 1 1,25 1,5 1,75 2 2,5 3 3,5 4 4,5
	5 5,5 6 6,5 7 7,5 8 8,5 9 10 11 12 13 14
	15 16

Подставляя в формулу (3.1) ориентировочные значения σ_n , ε , m и H , определяют величину B . По найденной величине B в соответствии со стандартными размерами отверстий (табл. 3.1) и учитывая, что по условиям эксплуатации количество водосливных отверстий следует принимать не менее трех, назначают ширину водосливных отверстий b и их количество n .

Напор с учетом скорости подхода определяется по зависимости

$$H_0 = H + \frac{\alpha_{\kappa} V_0^2}{2g}, \quad (3.2)$$

где α_{κ} – коэффициент Кориолиса, равный 1...1,1;

V_0 – скорость подхода, равная средней скорости в верхнем бьефе в сечении, отстоящем от напорной грани водослива на расстоянии (3...5) H .

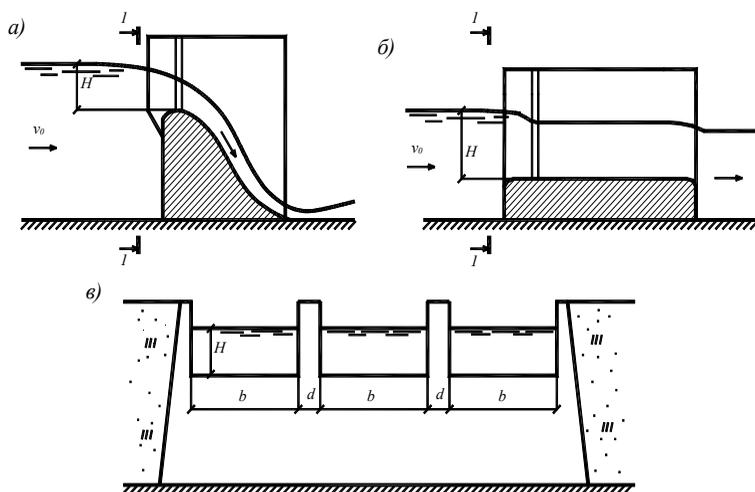


Рис. 3.1 К гидравлическому расчету водосливной плотины:
 а) водослив практического профиля; б) водослив с широким порогом; в) вид 1 – 1

Коэффициент подтопления σ_n определяется по графику на рис. 3.2 или по таблицам [2, табл. 3.10 – 3.11]. Если непосредственно за плотинной устраивается сопрягающее сооружение (быстроток, перепад и т.д.), то водосливная плотина с широким порогом будет неподтоплена и коэффициент подтопления $\sigma_n = 1$.

Коэффициент бокового сжатия рекомендуется определять по формуле А. Р. Березинского

$$\varepsilon = 1 - \frac{\alpha}{\sqrt[3]{0,2 + \frac{p}{H}}} 4 \sqrt{\frac{b}{b+d} \left(1 - \frac{b}{b+d}\right)}, \quad (3.3)$$

где p – высота водослива;

$\alpha = 0,1$ – при плавном очертании быков и устоев;

$\alpha = 0,19$ – при их прямоугольном очертании;

b – ширина водосливного отверстия;

d – толщина бычка.

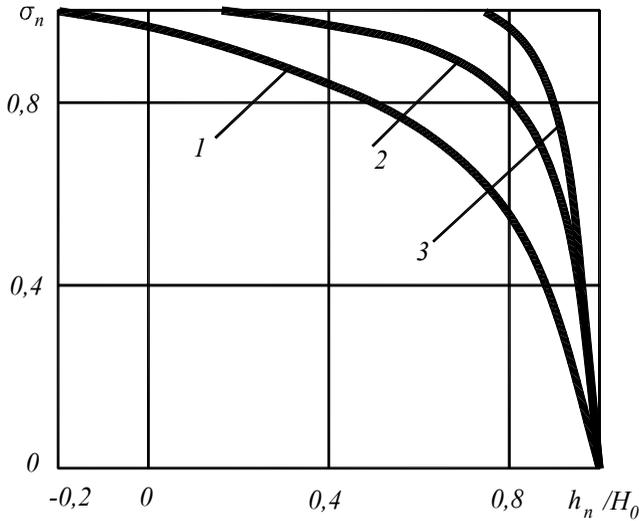


Рис. 3.2 График для определения коэффициента подтопления водослива:

1 – вакуумного; 2 – безвакуумного практического профиля;

3 – с широким порогом

Бык принимается неразрезным в случае скального основания, или разрезным при мягком основании.

Толщина неразрезного бычка

$$d = d_0 + 2s, \quad (3.4)$$

здесь $d_0 \geq 0,8$ м – толщина суженного пазами перешейка быка;

$s = \frac{t}{2}$ – глубина паза рабочих затворов;

$t = \left(\frac{1}{7} \dots \frac{1}{10}\right) b$ – ширина паза рабочих затворов.

В случае разрезного быка толщина его, вычисления по (3.4), увеличивается на 0,5...1,0 м.

Формула (3.3) справедлива при $\frac{b}{b+d} > 0,2$ и $\frac{p}{H} < 3$, при $\frac{b}{b+d} < 2$

следует принимать $\frac{b}{b+d} = 0,2$, а при $\frac{p}{H} > 3$ - принимать $\frac{p}{H} = 3$.

Коэффициент расхода для безвакуумного водослива практического профиля, построенного по координатам Кригера-Офицера, определяется по формуле

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - \frac{c}{H}}{1 + 2 \frac{c}{H}}, \quad (3.5)$$

где c – расстояние от начала криволинейного участка оголовка до начала водосливной поверхности (рис.3.4). Если на гребне отсутствует горизонтальный участок, устраиваемый для лучшего размещения затворов, то $c = 0,3 H$. Ширина вставки может быть такой, чтобы соблюдалось условие $c \leq 2,5H$.

Для водосливов с вакуумными оголовками коэффициент расхода определяется по специальным таблицам [2, табл.3.12; 3, табл.5.6].

Для водосливов с широким порогом при $2,5 \leq \frac{c}{H} \leq 10$ и $0 \leq \frac{c}{H} \leq 3$ коэффициент расхода определяется по формулам А. Р. Березинского:

– при закругленном входном ребре

$$m = 0,36 + 0,01 \frac{3 - \frac{p}{H}}{1,2 + 1,5 \frac{p}{H}} \quad (3.6)$$

– при прямоугольном входном ребре

$$m = 0,32 + 0,01 \frac{3 - \frac{p}{H}}{0,46 + 0,75 \frac{p}{H}} \quad (3.7)$$

Уточнив, таким образом, все выше перечисленные параметры, по формуле (3.1) производят проверку пропускной способности принятых размеров водосливных отверстий. Полученный по формуле расход должен быть больше расчетного паводкового, т.е. $Q \geq Q_{p.n.}$

Затем выполняется поверочный расчет пропускной способности водосброса по тем же уравнениям, но при напоре, соответствующем

ФПУ, т.е. при $H = \text{ФПУ} - \nabla_{\text{гр. водослива}}$. Полученный при этом расход через водослив должен быть больше поверочного, т.е. $Q \geq Q_{\text{пов}}$. В противном случае следует увеличивать размеры водосливных отверстий.

3.2.3. Расчет сопряжения бьефов

Расчет сопряжения бьефов выполняется для определения необходимости в устройстве гасителей энергии воды в нижнем бьефе и установления их параметров. Расчет выполняется следующим образом.

Глубина воды в сжатом сечении h_c (рис.3.3) определяется из уравнения

$$Q = \varphi \cdot h_c \cdot B_c \sqrt{2g(p + H_0 - h_c)}, \quad (3.8)$$

где φ – коэффициент скорости, для водослива практического профиля $\varphi = 0,95$;

B_c – ширина потока в сжатом сечении, $B_c = nb + (n - 1) \cdot d$;

p – высота водослива.

Первая сопряженная глубина принимается равная сжатой ($h' = h_c$) и определяется вторая сопряженная глубина

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{кр}}{h'} \right)^3} - 1 \right], \quad (3.9)$$

где $h_{кр}$ – критическая глубина, определяемая по формуле

$$h_{кр} = 3 \sqrt{\frac{\alpha \cdot Q^2}{B_c^2 \cdot g}}, \quad (3.10)$$

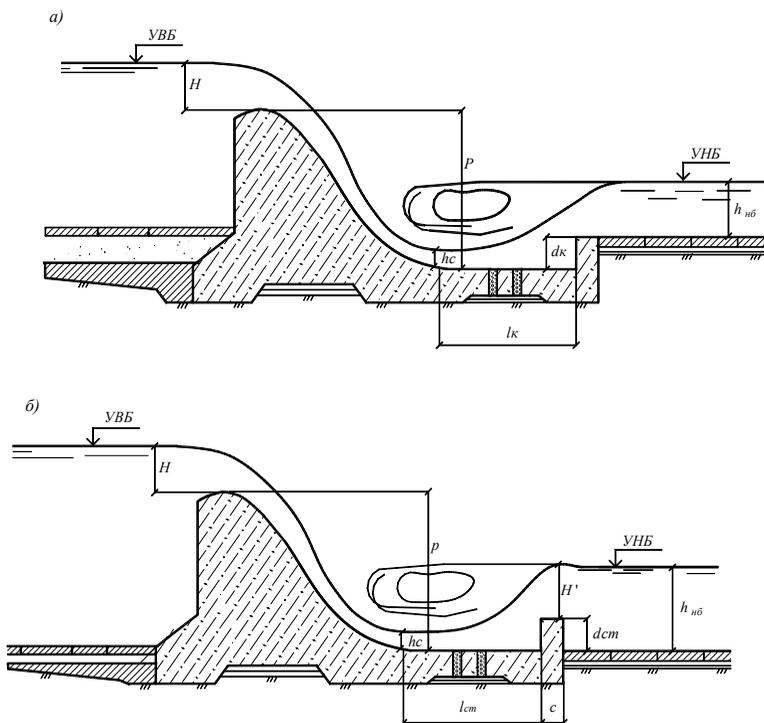


Рис. 3.3 Схемы к расчету донного режима сопряжения бьефов:
 а – с водобойным колодцем; б – с водобойной стенкой

Если $h'' \leq h_{нб}$, где $h_{нб}$ – глубина воды в нижнем бьефе при пропуске расчетного паводкового расхода (определяется по кривой связи $Q = f(h)$), то гидравлический прыжок будет затоплен и не требуется устанавливать гасители кинетической энергии потока на водобое. Если $h'' > h_{нб}$, то для затопления гидравлического прыжка необходимо запроектировать гаситель кинетической энергии потока, например, водобойный колодец или водобойную стенку.

Расчет водобойного колодца (рис. 3.3, а).

Глубина водобойного колодца определяется как

$$d_k = h'' - h_{нб} - \Delta z, \quad (3.11)$$

где Δz – перепад, образующийся при выходе потока из колодца в НБ. На практике величиной Δz можно пренебречь, выполняя расчет с "запасом". Длина водобойного колодца, когда струя входит в колодец, не отрываясь от сливной грани (без уступа), определяется по формуле

$$l_{\kappa} = (0,75...1)l_{np}, \quad (3.12)$$

а длина водобоя при отсутствии на нем гасителей кинетической энергии потока равна

$$l_{\sigma} = (1...1,25)l_{np}, \quad (3.13)$$

где l_{np} – длина гидравлического прыжка

$$l_{np} = 5(h'' - h'). \quad (3.14)$$

Расчет водобойной стенки (рис. 3.3, б).

Определяется напор на гребне стенки

$$H' = \left(\frac{Q}{\sigma_n \cdot m \cdot B_c \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha \cdot V^2}{2 \cdot g}, \quad (3.15)$$

При этом в первом приближении принимается $\sigma_n=1$; $m=0,42$.

Высота стенки

$$d_{cm} = h'' - H'. \quad (3.16)$$

По графику на рис. 3.2 уточняется коэффициент подтопления и по формуле (3.17) вычисляется коэффициент расхода.

$$m = 0,402 + 0,054 \cdot \frac{H'}{d_{cm}}. \quad (3.17)$$

Затем по уравнениям (3.15) - (3.17) производится уточненный расчет. Длина l_{κ} определяется как и для колодца по формуле (3.12).

3.2.4. Проектирование профиля водосливной плотины

Поперечный профиль водосливной плотины образуется из следующих элементов (рис.3.4):

– вертикальной или наклонной грани AB с консолью (рис. 3.4, в) или без нее (рис. 3.4, б);

– криволинейного участка BC , который строится по координатам Кригера-Офицера для безвакуумных водосливов практического профиля (табл. П 4.1 приложений) или по координатам Н. П. Розанова для вакуумных водосливов практического профиля (табл. П 4.2 приложений);

– прямолинейного участка CD , наклоненного к горизонту под углом, величина которого определяется, в основном, принятым значением ширины подошвы плотины b_n ;

– дуги окружности DE , описанной радиусом R и сопрягающей участок CD с поверхностью водобоя (табл. 3.3).

Для надежного сопряжения тела плотины с грунтом основания и предотвращения опасной контактной фильтрации подошва плотины выполняется с верховым и низовым зубом. Глубина зубьев принимается до 2...3 м, но может быть и больше. Ширина зубьев понизу назначается из условий производства работ, обычно не менее 3 м. Подошву фундаментной плиты, как правило, выполняют горизонтальной. Для предварительного назначения ширины подошвы плотины b_n можно руководствоваться следующими рекомендациями:

$b_n = (1,25 \dots 1,75) H$ – для галечниковых и гравелистых грунтов;

$b_n = (1,75 \dots 2,00) H$ – для супесчаных и песчаных грунтов;

$b_n = (2,00 \dots 2,25) H$ – для суглинков;

$b_n = (2,25 \dots 2,50) H$ – для глин.

Если на гребне водослива предусматриваются плоские затворы, то на нем часто в случае безвакуумного профиля устраивают горизонтальную вставку BC' (рис. 3.4, б, в) для более удобного размещения рабочих и ремонтных затворов. В этом случае профиль по координатам Кригера-Офицера строится до наивысшей точки на гребне, после которой ко всем значениям абсцисс x добавляется величина горизонтальной вставки $B'C'$. Ширина горизонтальной вставки может быть принята $c = (0,3 - 2,5)H$.

При вакуумных профилях горизонтальная вставка не устраивается, т. к. в этом случае применяются как правило затворы, не требующие пазов, например сегментные (наличие пазов в быках может привести к срыву вакуума). Радиус дуги окружности, по которой водосливная поверхность сопрягается с поверхностью водобоя, может быть принят по табл. П 4.3 приложений. Напорная грань может быть вертикальной (рис. 3.4, б, в) или наклонной (рис. 3.4, а). Выбор очертания напорной грани, а также наличие консоли обусловлены главным образом шириной подошвы плотины (см. ниже).

Оголовок водослива практического профиля может быть безвакуумным или вакуумным. Профиль безвакуумного оголовка строится по координатам Кригера – Офицера (табл. П 4.1 приложений).

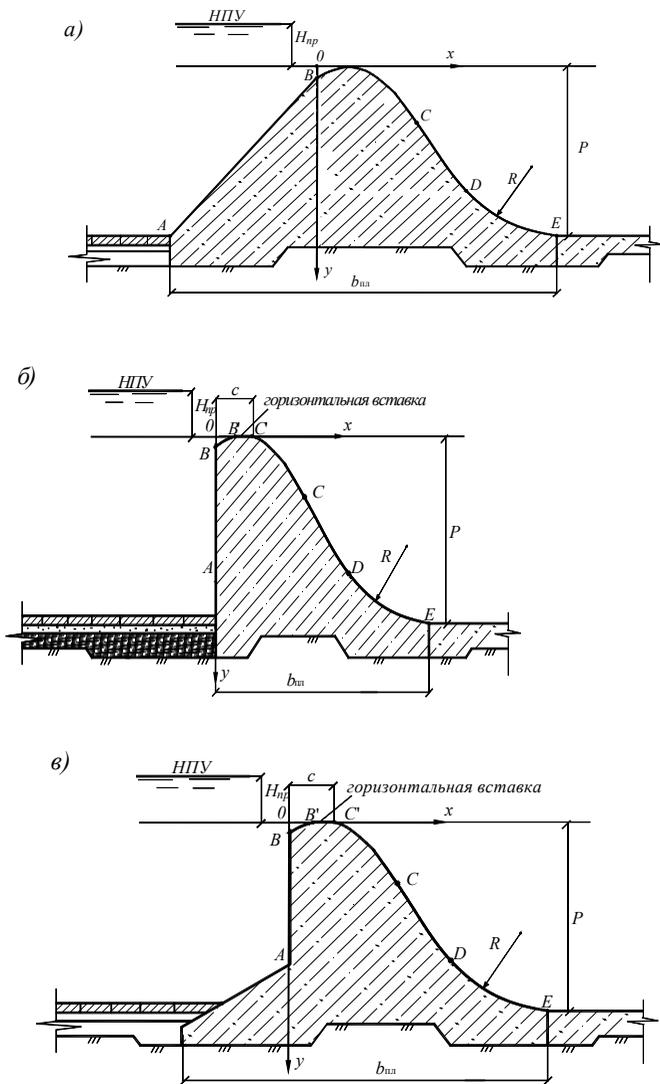


Рис. 3.4 К построению профиля безвакуумного водослива практического профиля:
 а – без горизонтальной вставки на гребне; б, в – с горизонтальной вставкой на гребне

Профиль водослива строится следующим образом. Устанавливается значение профилирующего напора $H_{проф} = H_0$, где H_0 – напор с учетом скорости подхода, определяемый по формуле (3.2). Координаты из табл. П 4.1 умножаются на величину профилирующего напора. Оси координат располагаются так, как показано на рис. 3.4. Нижняя часть профиля водослива сопрягается с нижним бьефом кривой радиусом R , принимаемого по табл. П 4.3. Верхняя и нижняя части профиля соединяются прямолинейной вставкой АВ, являющейся касательной к обеим кривым.

Если на гребне плотины предусмотрены затворы, то на нем часто устраивается прямолинейная вставка CD (рис 3.4, б, в) для более удобного размещения затворов. В этом случае профиль по координатам из табл. П 4.1 приложений строится до наивысшей точки на гребне. Затем откладывается вставка CD и после точки D продолжается построение профиля.

Координаты для построения профилей вакуумных оголовков водосливов приведены в таблице П 4.2 приложений.

Радиус дуги окружности, по которой водосливная поверхность сопрягается с поверхностью водобоя, принимается по таблице П 4.3 приложений.

3.2.5. Проектирование подземного контура

Подземный контур плотины формируется в зависимости от геологического строения основания. При этом следует применять одну из следующих типовых схем [1, рис. 10.16; 2, рис.3.4; 3, рис.5.8]:

1. При расположении плотины на песчаных грунтах и глубоком (более 20 м) залегании водоупора применяется схема, по которой в состав подземного контура входят гибкий понур и шпунтовый ряд, не достигающий до водоупора («висячий» шпунт) у верховой грани плотины. Под телом плотины и водобоем устраивается плоский дренаж.

2. Для тех же геологических условий, что и в первой схеме, и когда общая устойчивость плотины обеспечивается без специальных мер по снижению фильтрационного давления, а по условию фильтрационной устойчивости грунтов основания необходимо удлинить подземный контур, применяется вторая схема. Подземный контур

аналогичен предыдущей схеме, но под телом плотины дренаж не устраивается.

3. При расположении плотины на песчаных грунтах и залегании водоупора на достижимой глубине (менее 20 м) применяется третья схема. Основным элементом подземного контура является шпунтовый ряд, пересекающий водопроницаемое основание по всей глубине. В этом случае понур допускается не устраивать.

4. При возведении плотины непосредственно на глинистых грунтах применяется четвертая схема. В состав подземного контура входит анкерный (жесткий) понур. Под телом плотины, а иногда и под анкерным понуром укладывается плоский дренаж. В этом случае в начале понура устраивается короткий (до 5 м) понурный шпунт.

3.2.6. Фильтрационный расчет подземного контура бетонной плотины

Фильтрационный расчет подземного контура выполняется для определения взвешивающего и фильтрационного давлений, действующих на подошву подпорного сооружения. Взвешивающее давление в любой точке подземного контура равно весу столба воды высотой, равной заглублению этой точки под уровень воды в нижнем бьефе, т.е. ордината эпюры взвешивающего давления в i -ой точке подошвы плотины $h_{вз\ i} = \rho \cdot g \cdot h_{нб\ i}$, где ρ - плотность воды; $h_{нб\ i}$ – заглубление i -ой точки подошвы под уровень нижнего бьефа.

Фильтрационное давление (противодавление) для флютбетов на нескальном основании определяется по методу коэффициентов сопротивлений (метод Р. Р. Чугаева). Расчет выполняется в следующем порядке.

1) Предварительно запроектированный подземный контур приводится к расчетному следующим образом: наклонные участки заменяются горизонтальными или вертикальными, исключаются детали, не влияющие на результаты расчетов. В результате любая расчетная схема состоит из набора четырех типовых элементов (рис. 3.5):

- а) плоский вход или выход;
- б) внутренний шпунт;

- в) внутренний уступ;
- г) горизонтальный участок.

2) Определяется положение расчетного водоупора $T_{расч}$. Для этого определяется отношение l_0/S_0 , где l_0 – длина проекции подземного контура на горизонталь; S_0 – длина проекции подземного контура на вертикаль. В зависимости от этого соотношения определяется глубина активной зоны фильтрации по напору $T_{акт}$:

при $l_0/S_0 > 5$ - $T_{акт} = 0,5 l_0$;

при $3,4 < l_0/S_0 < 5,0$ - $T_{акт} = 2,5 l_0$;

при $1,0 < l_0/S_0 < 3,4$ - $T_{акт} = 0,8 S_0 + 0,5 l_0$.

Затем $T_{акт}$ сравнивается с действительным заглублением водоупора T_δ . Если $T_\delta < T_{акт}$, то $T_{расч} = T_\delta$; если $T_\delta > T_{акт}$, то $T_{расч} = T_{акт}$.

3) Определяются значения коэффициентов сопротивлений для каждого элемента расчетного подземного контура:

- а) плоский вход или выход (при отсутствии уступа или шпунта)

$$\zeta_{ax} = \zeta_{вых} = 0,44 ; \quad (3.18)$$

- б) уступ

$$\zeta_{уст} = a / T_1 , \quad (3.19)$$

где a – высота уступа; T_1 – заглубление расчетного водоупора $T_{расч}$ непосредственно перед уступом;

- в) шпунт

$$\zeta_{шп} = 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 \frac{S}{T_2}}{1 - 0,75 \frac{S}{T_2}} , \quad (3.20)$$

где S – длина шпунта; T_2 – заглубление расчетного водоупора непосредственно за шпунтом.

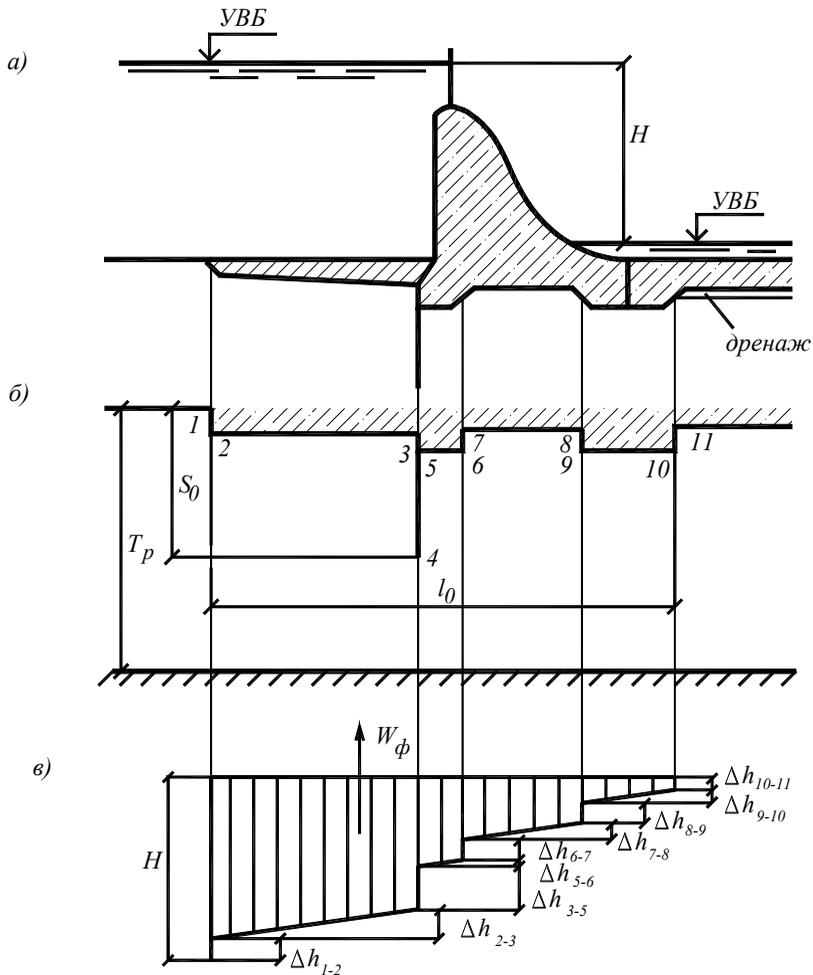


Рис. 3.5 Схема к расчету фильтрации в основании бетонной плотины: а – схема подземного контура; б – расчетная схема подземного контура плотины; в – эпюра фильтрационного давления на подошву плотины

Примечание. Формула (3.20) справедлива при $0,5 < T_2/T_1 < 1,0$ и при $0,4 < S/T_2 < 0,8$.

г) горизонтальный участок

$$\zeta_{\text{сop}} = \frac{l - 0,5 (S_1 + S_2)}{T}, \quad (3.21)$$

где l – длина участка; S_1 и S_2 – длины шпунтов, ограничивающих участок слева и справа; T – расчетное заглубление водоупора под рассматриваемым участком.

При $l < 0,5 (S_1 + S_2)$ $\zeta_{\text{сop}} = 0$.

Примечание. Если два элемента совмещены, например вход с уступом, или уступ со шпунтом и т.д., то коэффициенты сопротивлений суммируются.

4) Строится эпюра фильтрационного давления. Для этого полный напор $H = \text{НПУ} - \text{УНБ}$ распределяется между отдельными участками подземного контура прямо пропорционально численным значениям их коэффициентов сопротивления. Потеря напора на i -ом участке

$$\Delta h_i = \frac{H}{\sum \zeta} \zeta_i, \quad (3.22)$$

где $\sum \zeta$ – сумма всех коэффициентов сопротивлений по длине подземного контура;

ζ_i – коэффициент сопротивления i -го участка.

Зная потери напора на каждом участке, определяются ординаты эпюры фильтрационного давления (рис. 3.5 в).

Примечание. Если в п.4 величину Z принять в метрах, то ординаты эпюры фильтрационного давления получаются в метрах водного столба. Чтобы получить значения этих ординат в единицах давления, необходимо пересчитать их по формуле $h_{\phi i} = \rho \cdot g \cdot h_i$, где h_i – ординаты эпюры давления в м, ρ – плотность воды.

3.2.7. Статический расчет бетонной плотины

В основное сочетание нагрузок, на которое выполняются расчеты, входят: собственный вес плотины с учетом веса находящихся на ней постоянных устройств (затворов, подъемных механизмов, мостов и др.); гидростатическое, фильтрационное, взвешивающее и волновое давление воды; активное и пассивное давление грунта; давление льда, давление ветра и снега, а также тяговые и тормозные усилия, создаваемые подъемными и транспортными механизмами. В курсовом проекте давление льда, ветра и снега, а также тяговые и тормозные усилия можно не учитывать.

Определение нагрузок, действующих на сооружение, производится для выделенной расчетной секции, размеры которой зависят от конструкции плотины:

1) для гравитационной плотины на нескальном основании, разрезанной конструктивными швами по оси быков, ширина расчетной секции b_c будет равна расстоянию между швами. В этом случае учитывается собственный вес быка;

2) для гравитационной плотины на скальном основании, когда конструктивные швы отрезают бык от тела плотины, расчет можно вести на 1 п.м. длины плотины или на всю секцию (между конструктивными швами). В этом случае статический расчет быка выполняется отдельно.

В масштабе вычерчивается принятая расчетная схема плотины (рис. 3.6) и все действующие на нее силы и нагрузки, нормативные значения которых определяются следующим образом.

1) Собственный вес плотины находится путем разбивки поперечного профиля плотины на ряд правильных геометрических фигур, определения их объема и умножения на удельный вес бетона ($\gamma_b=24\text{кН/м}^3$) или железобетона ($\gamma_{жб}=25\text{кН/м}^3$). Аналогичным образом определяется вес пригрузки воды в ВБ (P_{e1}) и в НБ (P_{e2}); удельный вес воды $\gamma_w=10\text{кН/м}^3$.

2) Гидростатическое давление воды определяется методами гидравлики. Эпюра гидростатического давления воды в случае нескальных оснований строится до подошвы плотины, а в случае скальных оснований – до отметки поверхности скалы. Методика определения фильтрационного и взвешивающего давлений приве-

дена выше. Волновое давление определяется в соответствии с указаниями нормативной литературы [12]. Приближенно эпюра волнового давления может быть построена так, как это показано на рис. 3.6, где h – высота волны 1% обеспеченности.

3) Давление грунта. Различают активное давление грунта E_a , которое возникает при перемещении сооружения в сторону от грунта, и пассивное, которое представляет собой реактивное сопротивление грунта при "навале" сооружения на грунт. Пассивное давление грунта в расчетах может не учитываться, что идет в запас устойчивости. Вертикальную составляющую грунта на наклонную поверхность сооружения в курсовом проекте можно упрощенно принимать равной весу грунта над этой поверхностью. Горизонтальную составляющую активного давления рекомендуется принимать равной

$$E_a = 0,5\gamma_z a^2 \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot b_c, \quad (3.23)$$

где γ_z – удельный вес грунта в состоянии естественной влажности;
 a – толщина слоя грунта;

φ – угол внутреннего трения грунта.

Собственный вес затворов приближенно может быть определен по эмпирической формуле

$$G_3 = k(W \cdot L_{омв})^n, \quad (3.24)$$

где $L_{омв}$ – ширина пролета в свету, м;

W – условная нагрузка на затвор высотой H , определяется по формуле

$$W = H \cdot L_{омв}. \quad (3.25)$$

Коэффициенты k и n в формуле (3.24) принимаются следующими:

- для плоских колесных затворов $k = 0,12$, $n = 0,71$;
- для плоских скользящих затворов $k = 0,09$, $n = 0,73$;
- для сегментных затворов с прямыми ногами $k = 0,15$, $n = 0,70$;
- для сегментных затворов с наклонными ногами $k = 0,11$, $n = 0,69$.

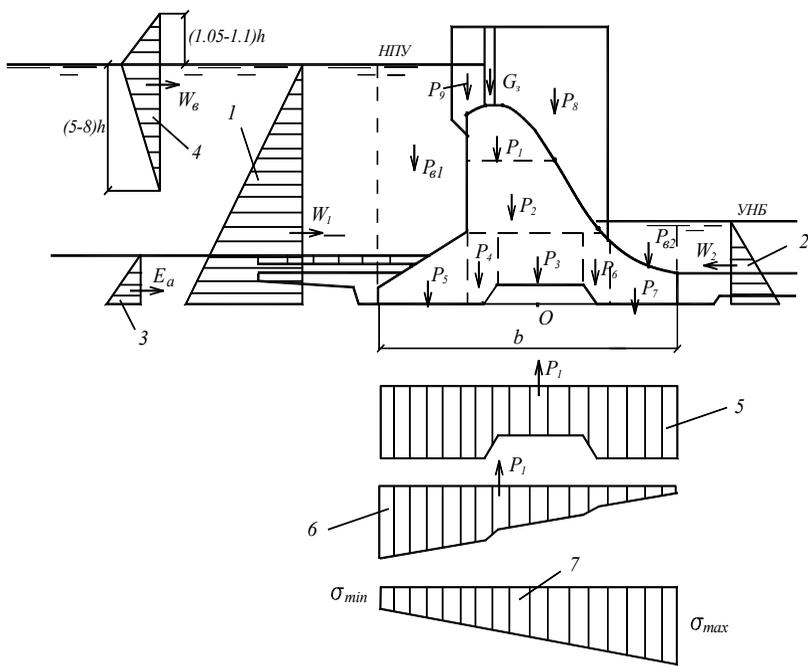


Рис. 3.6 К статическим расчетам бетонной плотины:

- 1, 2 – эпюры гидростатического давления воды; 3 – эпюра активного давления грунта; 4 – эпюра волнового давления; 5 – эпюра взвешивающего давления;
 6 – эпюра фильтрационного давления; 7 – эпюра нормальных напряжений по контакту плотина – основание

Определение контактных напряжений

Определение нормальных напряжений по контакту бетонная плотина – основание необходимо для расчетов прочности сооружения, а также оценки несущей способности основания. Все расчеты сводятся в таблицу (образец см. табл. 3.2).

Таблица 3.2 – К статическому расчету бетонной плотины

Наименование силы	Буквенное обозначение	Величина силы, кН	Плечо, м	Момент относительно точки О, кН·м
Собственный вес плотины	P ₁	2400	5,75	+14400
"-"	P ₂	4800	3,37	+16200
и т.д.

Табл. 3.5 заполняется в следующем порядке. В первую очередь вносятся все силы, направленные вертикально вниз (собственный вес, пригрузка и т.д.) и подсчитывается сумма ΣP . Затем вычисляются силы фильтрационного и взвешивающего давления и их сумма ΣW_n . После этого в таблицу вносятся все горизонтальные силы. Плечи сил относительно центра тяжести (середины) подошвы плотины (точка О) вычисляются или измеряются непосредственно на расчетной схеме. Моменты, действующие по часовой стрелке, принимаются со знаком "+", против часовой стрелки - со знаком "-". После сбора нагрузок (табл. 3.5) определяются нормальные напряжения в основании плотины и коэффициенты неравномерности напряжений.

Нормальные напряжения в основании плотины определяются по формуле внецентренного сжатия

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{F} \pm \frac{\Sigma M}{W}, \quad (3.26)$$

где $N = \Sigma P - \Sigma W_n$ – равнодействующая всех вертикальных сил;

$F = b_c \cdot l$ – площадь подошвы секции плотины;

ΣM – суммарный момент (разность между "плюсовыми" и "минусовыми" значениями моментов) всех сил относительно точки О;

$W = \frac{b c l^2}{6}$ – момент сопротивления подошвы секции плотины.

Где b_c – ширина секции подошвы;

L – длина подошвы секции плотины.

Вычисленные по формуле (3.26) напряжения должны удовлетворять следующим условиям:

$$\sigma_{min} > 0; \quad n_c \sigma_{max} \leq R_0 \frac{m}{k_n}, \quad (3.27)$$

где n_c – коэффициент сочетания нагрузок: для основного сочетания $n_c = 1$;

$m = 1,0$ – коэффициент условий работы;

k_n – коэффициент надежности [1, табл. 4.2];

R_0 – расчетное сопротивление грунтов основания плотины, в курсовом проекте может быть принято по табл. 3.3.

Коэффициент неравномерности

$$k_{np} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} \leq [k_{np}]_{доп} \quad (3.28)$$

Допустимые значения коэффициента неравномерности нагрузок для глинистых оснований $[k_{np}]_{доп} \leq 1,5 \dots 2,0$, для песчаных $[k_{np}]_{доп} \leq 2 \dots 3$.

Примечание. При определении контактных напряжений учитываются только нагрузки, действующие на плотину; силы, действующие на понур, не учитываются.

Таблица 3.3 – Расчетные сопротивления грунтов (осредненные)

№	Грунт	R_o , кПа	
		Плотные	Средней плотности
1.	Пески:		
	Крупные	600	500
	Средней крупности	500	400
	Мелкие:		
	<i>Маловлажные</i>	400	300
	<i>Влажные и насыщенные</i>	300	200
	Пылеватые:		
	<i>Маловлажные</i>	300	250
	<i>Влажные</i>	200	150
	<i>Насыщенные водой</i>	150	100
2.	Супеси	250	
3.	Суглинки	300	
4.	Глины	350	

Примечание. Расчетные значения сопротивления грунтов основания, приведенные в данной таблице, ориентировочные. Точная методика их определения приведена в СНБ 5.01.01 – 99 [16, приложение В].

Расчет устойчивости плотины на сдвиг на нескальном основании может производиться по схемам плоского, смешанного и глубинного сдвигов. Для оснований, сложенных песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми глинистыми грунтами, расчет по схеме плоского сдвига можно производить при выполнении условий

$$\frac{\sigma_{\max}}{l \cdot \gamma_{вз}} \leq B \quad (3.29)$$

где σ_{\max} – максимальное нормальное напряжение в основании плотины;

l – ширина плотины по основанию;

$\gamma_{вз}$ – удельный вес грунта во взвешенном состоянии;

B – безразмерный критерий, принимаемый равным 3,0 для всех грунтов, кроме плотных песков, для которых он принимается равным 1,0.

При расчете устойчивости плотины по схеме плоского сдвига за расчетную поверхность сдвига следует принимать:

1) при плоской подошве плотины – плоскость опирания плотины на основание;

2) при наличии в подошве плотины верхового и низового зубьев – плоскость, проходящую через подошву зубьев (при одинаковой глубине их заложения, рис. 3.6), или горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба (при различной глубине заложения зубьев).

Нагрузки и воздействия на расчетную секцию плотины принимаются из табл. 3.2, но в случае анкерного понура к ним добавляются все нагрузки, действующие на понур – фильтрационное и взвешивающее давление на подошву понура, вес понура, вес пригрузки (грунта и воды) над понуром и т.д.

Плотина будет устойчива на сдвиг при выполнении условия

$$n_c N_p \leq R \frac{m}{k_n}, \quad (3.30)$$

где $n_c = 1$ – коэффициент сочетания нагрузок;

k_n – коэффициент надежности [1, табл. 4.2];

m – коэффициент условий работы, принимаемый равным единице для нескальных оснований и 0,9 – для скальных оснований;

N_p – расчетное значение сдвигающей силы (сумма горизонтальных сил);

R – расчетное значение силы предельного сопротивления при сдвиге, которое вычисляется по зависимости:

$$R = (\sum P - \sum W_n) \operatorname{tg} \varphi + \omega c, \quad (3.31)$$

$$R = (\sum P - \sum W_n) \operatorname{tg} \varphi + Fc, \quad (3.32)$$

где F – площадь подошвы секции плотины;

ω – площадь поверхности сдвига, проходящая в грунте с удельным сцеплением c ;

φ и c – расчетные значения характеристик грунтов по поверхности сдвига [табл. П1 приложений];

ΣP – сумма вертикальных сил.

3.3. БЕРЕГОВЫЕ ОТКРЫТЫЕ ВОДОСБРОСЫ

Открытые береговые водосбросы состоят из подводящего канала, головной части в виде водосливной плотины, регулирующей сбрасываемый расход, сопрягающего сооружения и отводящего канала. Иногда между водосливной плотиной и сопрягающим сооружением устраивается промежуточный канал (рис.3.7). Ось водосбросного тракта стремятся трассировать перпендикулярно горизонталям по возможности прямолинейной, что дает минимальную его длину. Трасса водосброса может быть криволинейной, она может проходить в пределах плеча плотины или вне ее.

По выбранной трассе водосбросного тракта в масштабе строится продольный профиль дневной поверхности. На профиль наносятся все элементы водосброса таким образом, чтобы основания всех сооружений располагались на прочном коренном грунте при минимальных объемах земляных работ при устройстве котлованов под сооружения водосброса.

Подводящий канал должен обеспечивать плавный подвод воды к водосливу. В плане он обычно имеет криволинейное очертание. При больших глубинах канал может выполняться с горизонтальным дном, а при малых глубинах - с обратным уклоном, что обеспечивает более равномерный и плавный вход в него воды. Поперечное сечение подводящего канала трапецеидальное с заложением откосов от 1,5 до 2,5 в не скальных грунтах и от 0,5 до вертикальных – в скальных. Если скорость потока в канале превышает допустимые по размыву, дно и откосы его укрепляются каменной наброской или бетонными плитами.

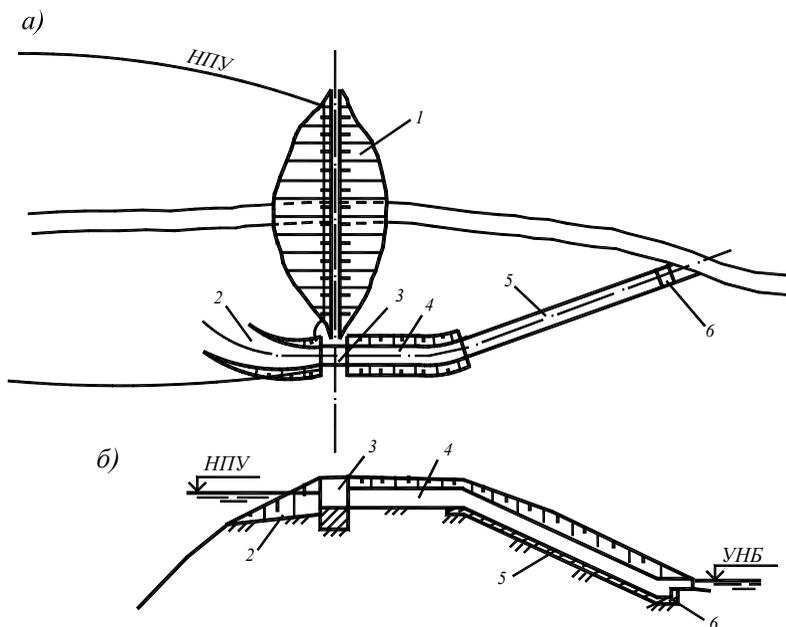


Рис. 3.7 Схема открытого берегового водосброса:
 1 – грунтовая плотина; 2 – подводящий канал;
 3 – головное сооружение; 4 – промежуточный канал;
 5 – сопрягающее сооружение; 6 – водобойное сооружение в НБ

Головная часть представляет собой водосливную плотину чаще всего с широким порогом. Методика определения размеров водосливных отверстий головной части изложена в п. 3.2.2. Если сопрягающее сооружения располагается непосредственно за водосливной плотиной (промежуточный канал отсутствует), то гасители кинетической энергии сбрасываемого потока за плотиной не устраиваются. При наличии промежуточного канала необходимо выполнить расчет сопряжения бьефов (за бытовую глубину в НБ водослива принимается расчетная глубина воды в канале) и предусмотреть устройства для гашения энергии сбрасываемого потока.

Примечание. В курсовой работе не выполняются расчеты по промежуточному каналу, а также по устройству нижнего бьефа

за головной частью. После определения размеров водосливных отверстий следует переходить к расчету сопрягающего сооружения.

Промежуточный канал проектируется в том случае, когда продольный профиль дневной поверхности по оси водосбросного тракта имеет небольшой уклон и устройство сопрягающего сооружения непосредственно за водосливом ведет к резкому увеличению объемов земляных работ в котлованах сооружений. Уклон дна канала принимается меньше критического, расчет выполняется по формулам равномерного движения воды. Поперечное сечение промежуточного канала трапецидальное, дно и откосы которого могут крепиться каменной наброской или бетонными плитами в зависимости от скорости потока и геологических условий.

Сопрягающее сооружение в береговых открытых водосбросах низко- и средненапорных гидроузлов устраиваются в виде быстротоков, быстротоков с усиленной шероховатостью, консольных перепадов и многоступенчатых перепадов.

3.3.1. Быстроток

Быстротоками называются каналы с уклоном больше критического, сбрасывающие воду из верхнего бьефа в нижний.

Быстроток выполняется в виде бетонного или железобетонного лотка с прямоугольным, трапецидальным или полигональным поперечным сечением (рис. 3.8). Уклон дна быстротока принимается всегда больше критического и наиболее часто задается в пределах 0,05...0,25. Ширина быстротока может быть постоянной или переменной, что обуславливается как условиями гашения энергии в нижнем бьефе, так и возможностью некоторого сокращения объемов работ.

В быстротоках небольшой ширины на нескальном основании стенки и днища представляют собой монолитную неразрезную конструкцию докового типа. В широких быстротоках боковые стенки отрезаются от днища деформационными швами. Толщина днища принимается 0,3...0,8 м, стенки и днище по длине лотка разрезаются деформационными швами через 20...25 м.

В прочных скальных породах бетонная облицовка не устраивается, а в слабых скальных и полускальных породах дно и откосы

быстротока покрываются заанкеренной бетонной облицовкой толщиной 0,2... 0,3 м.

В плане быстротокам необходимо придавать прямолинейное очертание, но иногда для уменьшения объемов строительных работ устраивают быстротоки с виражом. На криволинейном участке дну быстротока придается поперечный уклон, вогнутая боковая стенка его делается большей высоты, чем выпуклая.

В быстротоках большой ширины, а также на криволинейных участках без поперечного уклона дна, для обеспечения устойчивости потока в поперечном направлении устраивают продольные раздельные стенки.

При высоком положении уровней фильтрационного потока по трассе быстротока устраивается дренаж под днищем и за боковыми стенками. Чаще всего применяется трубчатый дренаж.

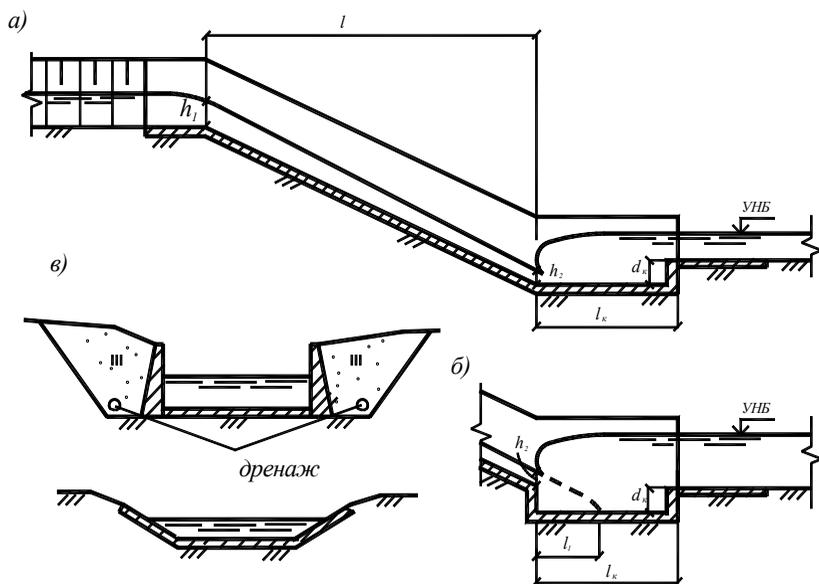


Рис. 3.8 Быстроток:
а – без стенки падения; *б* – со стенкой падения;
в – примеры поперечных сечений лотка быстротока

Превышение боковых стенок быстротока над уровнем воды в нем (кривая свободной поверхности воды в быстротоке устанавливается гидравлическим расчетом) принимается по табл. 3.4.

Таблица 3.4 – К проектированию быстротока

Расход в быстротоке, м ³ /с	1	1...10	10...30	30...50	50...100
Превышение боковых стен над уровнем воды, см	20	30	40	50	60

Гидравлический расчет быстротока при заданных параметрах поперечного сечения, длины и уклона дна заключается в построении кривой свободной поверхности потока и определении максимального значения его скорости, а также расчете сопряжения бьефов. Прежде чем приступить к гидравлическому расчету, необходимо по оси предварительно выбранной трассы водосброса построить продольный профиль. Затем в него вписать быстроток таким образом, чтобы плита днища находилась на естественном основании, и в то же время не была чрезмерно заглублена во избежание больших объемов земляных работ.

Построение кривой свободной поверхности выполняется по уравнению Б. А. Бахметьева

$$\frac{i_0 \cdot l}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{cp}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)], \quad (3.33)$$

где i_0 – уклон дна быстротока;

l – длина быстротока;

h_0 – нормальная глубина, т.е. глубина при равномерном движении потока на быстротоке;

$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$, $\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$ – относительные глубины в начале и в конце

быстротока;

$\varphi(\eta_1)$, $\varphi(\eta_2)$ – функции относительных глубин [1, приложение 8; 2, табл. П8 и др.];

$$j_{cp} = \frac{\alpha \cdot C_{cp}^2 \cdot b_{\sigma} \cdot i_0}{g \cdot \chi}, \quad (3.34)$$

где C – коэффициент Шези, средний на рассматриваемом участке;
 χ – смоченный периметр.

Обычно при расчетах нет необходимости строить всю кривую спада. Достаточно определить глубины на входе и на выходе быстротока. Расчет выполняется в следующем порядке.

1. Глубина воды на входе в быстроток (h_1) принимается равной критической глубине

$$h_1 = h_{kp} = 3 \sqrt{\frac{\alpha Q^2}{b_{\sigma}^2 g}}, \quad (3.35)$$

где $\alpha = 1 \dots 1,1$ – коэффициент Кориолиса;

Q – расход в быстротоке;

b_{σ} – ширина быстротока.

2. Подбором, задаваясь рядом значений глубины потока на быстротоке, определяют нормальную глубину из уравнения равномерного движения

$$Q = \omega C \sqrt{Ri_0}, \quad (3.36)$$

где ω – площадь живого сечения;

R – гидравлический радиус, $R = \omega / \chi$;

χ – смоченный периметр;

C – коэффициент Шези, может быть определен по формуле

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}, \quad (3.37)$$

где n – коэффициент шероховатости, для бетонных поверхностей можно принимать $n = 0,012$.

3. По формуле (3.34) определяется величина j_{cp} по средним значениям C , b_0 и χ в начале и в конце быстротока, принимая в первом приближении глубину в конце быстротока $h_2 = h_0$.

4. Гидравлический показатель русла x определяется из соотношения модулей расхода и глубин в начале и в конце быстротока

$$x = \frac{2 \lg \frac{K_1}{K_2}}{\lg \frac{h_1}{h_2}}, \quad (3.38)$$

где K – модуль расхода, определяется по формуле

$$K = \omega C \sqrt{R} \quad (3.39)$$

5. Вычисляется величина η_1 и по специальным таблицам [1, приложение 8; 2, табл. П8 приложений и др.] определяется значение функции $\varphi(\eta_1)$. Все найденные величины подставляются в уравнение (3.33), из которого подбором определяется значение функции $\varphi(\eta_2)$ и соответствующая ей относительная глубина η_2 .

6. Находится глубина воды в конце быстротока $h_2 = \eta_2 \cdot h_0$. Если полученная величина h_2 отличается от предварительно заданной, расчеты по п. 3 – 5 повторяются при вновь полученном значении h_2 .

После окончательного определения h_2 определяется максимальная скорость в конце быстротока

$$v_{max} = \frac{Q}{b_0 h_2}, \quad (3.40)$$

величина которой не должна превышать допустимого значения (см. табл. П 5.3 приложений).

Быстроток с усиленной шероховатостью. В том случае, когда скорость потока на быстротоке превышает допустимую, а уменьшение его уклона нецелесообразно, устраивается быстроток с усиленной шероховатостью. Искусственная шероховатость выполняется чаще всего в виде поперечных донных ребер, устраиваемых на дне, а иногда и на боковых стенках лотка быстротока (рис. 3.9).

Расчет ребристой донной шероховатости квадратного сечения ($\Delta \times \Delta$) с расстояниями между осями ребер $\delta = 8\Delta$ и при $i_{кр} < i_0 < 0,6$ выполняется по методу О. М. Айвазяна. Расчет, ведется для условий равномерного движения по зависимостям:

$$1 - \frac{Q}{v \cdot \omega} = i_0 \quad (3.41)$$

$$\frac{8gRi_0\omega^2}{Q^2} = 0,04 + 2,29i_0^2 + Ki_0^{0,1} \frac{\Delta}{R} \left(\frac{b}{\chi} \right)^2, \quad (3.42)$$

где Q – расчетный расход;

v – скорость потока на быстротоке;

Δ – высота ребер усиленной шероховатости;

i_0 – уклон дна быстротока;

ω , χ , R – соответственно площадь живого сечения, смоченный периметр и гидравлический радиус потока, определяемые по глубине, отсчитываемой от верха ребер шероховатости;

K – опытный коэффициент, зависящий от типа шероховатости (см. рис. 3.9).

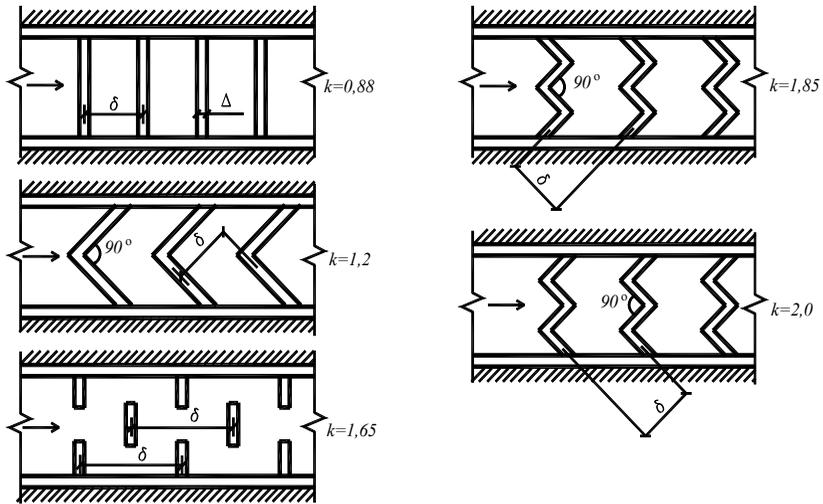


Рис. 3.9 Типы усиленной шероховатости на быстротоке

Порядок расчета следующий. Задаются значения скорости потока на быстротоке для условий его равномерного движения $v=6..8$ м/с. Из формулы (3.41) находится глубина потока, а по (3.42) вычисляется высота ребер искусственной шероховатости. При этом необходимо обеспечить соблюдение условия $h/\Delta \geq 3$. Если при расчете получается $\Delta < 0$, это означает, что при назначенном типе шероховатости и заданных условиях скорость потока заведомо ниже, чем заданное значение v . После расчета высоты Δ следует указать длину участка, на котором водоскат должен быть снабжен усиленной шероховатостью. Ребра устанавливаются, начиная с того сечения, после которого скорости без усиленной шероховатости становятся больше допустимых значений. Местоположение данного сечения устанавливается расчетом по уравнениям (3.33) – (3.40).

Если усиленная шероховатость предназначена для создания определенного режима лишь на выходе для уменьшения размеров водобойной части, то в этом случае ребрами снабжают лишь концевой участок длиной $l_{\Delta} \approx 20 h$, где h – расчетное значение глубины потока при равномерном движении на участке усиленной шероховатости.

Концевой участок быстротока выполняется в виде водобойного колодца либо водобойной стенки (при донном режиме сопряжения бьефов), или с консольным перепадом (при режиме сопряжения отброшенной струей). Водобойный колодец обычно устраивается на нескальных грунтах. Консольный перепад – чаще на скальных грунтах.

Водобойный колодец может быть со стенкой падения или без нее.

Расчет донного режима сопряжения бьефов выполняется при отсутствии стенки падения (рис. 3.8 а) так же, как и в п. 3.2.3. При этом первая сопряженная глубина принимается равной глубине в конце быстротока, т.е. $h' = h_2$. При наличии стенки падения (рис. 3.8б) расчет производится следующим образом. задается глубина водобойного колодца d_k и по следующей формуле путем подбора определяется глубина в сжатом сечении

$$q = \varphi \cdot h_c \sqrt{2g(h_2 + d_k + \frac{v^2}{2g} - h_c)} , \quad (3.43)$$

где φ – коэффициент скорости, при высоте падения струи от 1 до 5 м принимается соответственно от 0,97 до 0,85 (промежуточные значения – по интерполяции);

v – скорость в конце быстротока.

Затем определяется h'' (см. п. 3.2.3) и проверяется условие $h_{НБ} + d_k \geq h''$. Если это условие не выполняется, то следует задаться другой величиной d_k и повторить расчет. Если же указанное условие выполняется, то глубина колодца задана верно. Затем определяется длина колодца

$$l_k = l_1 + 0,8l_{пр} , \quad (3.44)$$

где $l_{пр}$ – длина прыжка (см. п. 3.2.3);

l_1 – дальность полета струи.

$$l_1 = \sqrt{\left(h_2 + \frac{v^2}{2g}\right) \cdot (2d_k + h_2)} \quad (3.45)$$

3.3.2. Консольный перепад

Консольный перепад устраивается в конце быстротока и служит для отброса струи воды на безопасное расстояние с точки зрения подмыва сооружения (рис. 5.10). Проектирование и расчеты быстротока с консольным перепадом выполняются в следующей последовательности.

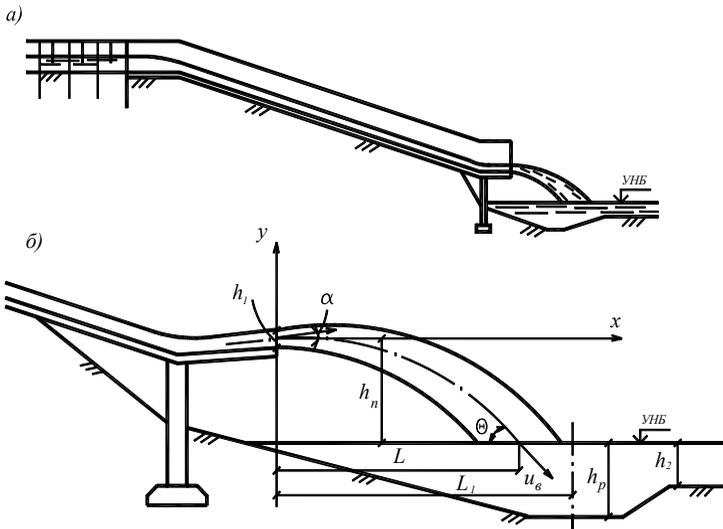


Рис. 3.10 Консольный перепад:
а – общий вид; б – схема к расчету дальности отброса струи

1) Проектируется быстроток. Вписывание его в местность и гидравлический расчет выполняются так, как было изложено в п. 3.3.1. Особенность заключается в том, что концовка быстротока должна

располагаться выше УНБ на 5 – 10 м с выходом на поверхность земли.

2) Выполняется проектирование и гидравлический расчет консоли. Чаще всего консоль располагается горизонтально, иногда ей придается обратный уклон от 0^0 до 15^0 . Длина обычно 1...2 м. В зависимости от геологических условий и размеров консоли конструкция ее опор может быть свайной, стоечной или рамной. Подошва крайних опор назначается ниже дна воронки размыва. Гидравлический расчет консольного перепада заключается в определении дальности полета струи и размеров воронки размыва. Дальность полета струи вычисляется по формуле

$$L = k_a \frac{v_1^2 \cos \alpha_0}{g} \left(\sin \alpha_0 + \sqrt{\sin^2 \alpha_0 + \frac{2h_n g}{v_1^2}} \right), \quad (3.46)$$

где k_a – коэффициент, учитывающий влияние аэрации на дальность отлета струи; при $Fr \leq 35$ имеем $k_a = 1$; при $Fr > 35$ $k_a = 0,8 \dots 0,9$, где $Fr = \frac{v_1^2}{gh}$ – число Фруда.

v_1 – скорость схода струи с трамплина (можно принимать равной скорости потока в конце быстротока);

α_0 – угол наклона струи к горизонту, в общем случае он меньше угла наклона дна трамплина α . При длине консоли $l > 3h_1$ принимается $\alpha_0 = \alpha$. При $l < 3h_1$ α_0 следует находить по специальным графикам [3, рис. 10.3].

h_n – превышение оси струи на носке над уровнем воды в нижнем бьефе:

$$h_n = p + \frac{h_1}{2 \cos \alpha}, \quad (3.47)$$

p – превышение сливной кромки носка над уровнем воды в нижнем бьефе (высота падения струи);

h_1 – толщина струи на носке.

Глубина воды в воронке размыва после его завершения для нескальных грунтов

$$h_p = A \left(\frac{q}{1,15\sqrt{g}d_{50}^{0,25}} \right)^{0,8}, \quad (3.48)$$

где d_{50} – для несвязных грунтов – средний диаметр частиц грунтов, соответствующий 50 % по кривой гранулометрического состава; для глинистых грунтов $d_{50} = d_3$, где d_3 – эквивалентный диаметр агрегатов, на который распадается связный грунт, зависящий от коэффициента пористости ε и состава грунта (табл. 3.5).

A – коэффициент, учитывающий размывающую способность потока и неравномерность распределения удельного расхода, при отбросе струи с трамплина вычисляется по формуле

$$A = k_0 \left(3,4 + \frac{0,45n_a \varphi^2 y_0}{h_{кр}} \right), \quad (3.49)$$

где k_0 – коэффициент, учитывающий пространственность и условия сопряжения падающей струи с нижним бьефом. Для консольного сброса за быстроеком $k_0 = 0,44$;

n_a – коэффициент, учитывающий влияние аэрации струи, при $Fr = 25$ $n_a = 0,9$; при $Fr = 50$ $n_a = 0,85$; при $Fr = 100$ $n_a = 0,6$, где

$$Fr = \frac{v_1^2}{2g} - \text{число Фруда в начальном сечении струи};$$

φ – коэффициент скорости, значение которого можно принимать по специальным графикам [2, рис. 4.8; 15, рис. 10 – 23].

y_0 – разность уровней воды в бьефах, при расчете быстроготока

$$\text{можно принимать } y_0 = p + h + \frac{v_1^2}{2g};$$

$h_{кр}$ – критическая глубина.

Таблица 3.5 – Эквивалентный диаметр d_e , агрегатов связных грунтов

Грунты	Содержание частиц, %, размером, мм		Эквивалентный диаметр d_e , мм, для частиц различных грунтов			
	0,005	0,005...0,05	мало-плотных, $\varepsilon > 1,2$	средне-плотных, $\varepsilon = 1,2...0,6$	плотных, $\varepsilon = 0,6...0,3$	очень плотных, $\varepsilon = 0,3...0,2$
Глины	30...50	50...70	0,15	2	10	50
Тяжелые суглинки	20...30	70...80	0,15	3	10	50
Тощие суглинки	10...20	80...90	0,15	3	10	50
Лессовидные в условиях закончившихся просадок	-	-	0,05	1,5	5	20

3.3.3. Многоступенчатый перепад

Многоступенчатый перепад представляет собой ряд ступеней из одинаковых по размерам колодцев, образованных продольными (боковыми) и поперечными (водобойными) стенками (рис. 3.11). Он устраивается при значительных (более 0,25) уклонах местности по трассе водосброса.

Размеры колодцев и высота водобойных стенок определяются на основании гидравлического расчета из условия полного гашения энергии потока.

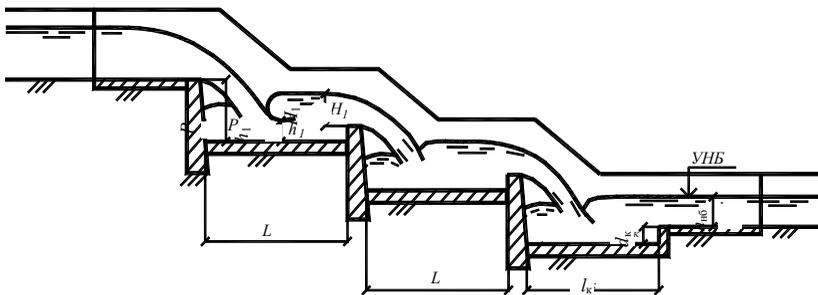


Рис. 3.11 Многоступенчатый перепад

Прежде чем приступать к расчетам, необходимо построить продольный профиль поверхности земли по оси предварительно выбранной трассы водосброса, в который вписывается многоступенчатый перепад. Для этого по продольному профилю находится общая высота падения, которая затем разбивается на отдельные равные между собой ступени. Высота ступеней p обычно назначается одинаковой, не превышающей, как правило, 5...6 м. Длина ступеней – до 20 м. Глубина водобойного колодца при этом предварительно может быть принята $d_k = p/3$. Тогда средняя высота ступеней $p = P/n + d_k$, где P – разность отметок в начале и в конце перепада.

На нескальных и полускальных грунтах продольные и поперечные стенки отделяются от водобойной плиты вертикальными деформационными швами. Все швы оборудуются противофильтрационными уплотнениями. Толщину водобойной плиты и стенок определяют расчетом на устойчивость, предварительно назначая ее в соответствии со следующими рекомендациями: водобойная плита – 0,5...1,0 м; продольная стенка: поверху – 0,3...0,7 м, понизу – 1...2 м; водобойная стенка: поверху – 0,5...0,7 м, понизу – 1,2...2,0 м. В скальных породах водобойные плиты могут не устраиваться или может выполняться выравнивающая облицовка толщиной 0,3...0,4 м.

Гидравлическим расчетом уточняются принятые предварительно длины ступеней и высоты водобойной стенки. Расчеты выполняются только для первой, второй и последней ступеней. Размеры всех остальных ступеней принимаются такими же, как и размеры второй ступени. Расчеты выполняются следующим образом. Из формулы

$$Q = \varphi h_1 b \sqrt{2g(H_0 + p - h_1)} \quad (3.50)$$

определяется глубина на ступени в сжатом сечении, равная h_1 , которая принимается в качестве первой сопряженной глубины h' . Коэффициент скорости φ принимается по графикам в зависимости от высоты и конструктивных особенностей ступени [2, рис. 4.8]. По формуле (5.9) определяется вторая сопряженная глубина h'' . Глубина воды над порогом водослива в начале следующей ступени (H_1) определяется из уравнения водослива с тонкой стенкой:

$$Q = m \cdot b \sqrt{2g} \cdot H_{1,0}^{3/2}, \quad (3.51)$$

откуда

$$H_1 = \left(\frac{Q}{m \cdot b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha v_0^2}{2g}, \quad (3.52)$$

где m – коэффициент расхода, принимаемый как для водослива с тонкой стенкой;

$$v_0 = \frac{Q}{bh''} - \text{скорость подхода};$$

Глубина водобойного колодца на ступени равна $d_k = h'' - H_1$. Длина ступени перепада (водобойного колодца) $L = l_1 + 0,8 l_{\text{пр}}$, где $l_{\text{пр}}$ – длина прыжка.

Дальность полета струи может быть определена по формуле

$$l_1 = \frac{q}{h_{\text{кр}}} \sqrt{\frac{2p + h_{\text{кр}}}{g}}, \quad (3.53)$$

где q – удельный расход: $q = Q/b$;

$h_{\text{кр}}$ – критическая глубина, определяемая по формуле (3.10).

При расчете последней ступени перепада глубина водобойного колодца определяется так же, как в п. 3.2.3.

Отводящий канал устраивается между сопрягающим сооружением и руслом реки. Канал выполняется в выемке таким образом, что-

бы дно его сопрягалось с дном реки. Дно отводящего канала может быть горизонтальным или ему может придаваться уклон меньше критического. Гидравлический расчет канала производится по формулам равномерного движения воды. Если скорости потока в канале превышают допустимые по размыву, дно и откосы его укрепляются.

3.4. БАШЕННЫЕ ВОДОСБРОСЫ

Башенный водосброс (рис. 3.12) состоит из головной части (башни), одной или нескольких ниток труб и концевого участка, на котором располагаются при необходимости гасители энергии потока. Ось башенного водосброса трассируется по возможности перпендикулярно к оси плотины в русле или в пониженных местах поймы.

В башне размещаются ремонтные и рабочие затворы, перекрывающие входные сечения труб, сороудерживающие решетки и механизмы для маневрирования ими, а также служебные помещения. Сечение башни в плане может быть круглым или прямоугольным. Размеры ее зависят от диаметра трубопроводов. Толщина стенок башни обычно уменьшается снизу вверх, но она не должна быть меньше 20 см. Размещать башню можно в зоне подошвы верхового откоса плотины, в средней его части или у гребня плотины, но всегда она должна располагаться на прочном материковом грунте. Трубы малого диаметра могут быть металлическими или железобетонными. Металлические трубопроводы чаще всего укладываются внутри железобетонных галерей, которые используются в период возведения гидроузла для пропуска строительных расходов.

Снаружи металлические трубопроводы покрываются антикоррозионным покрытием. Трубы больших поперечных сечений выполняются из железобетона с круглыми, овальными или прямоугольными отверстиями. При устройстве нескольких труб они объединяются в общую многоочковую конструкцию.

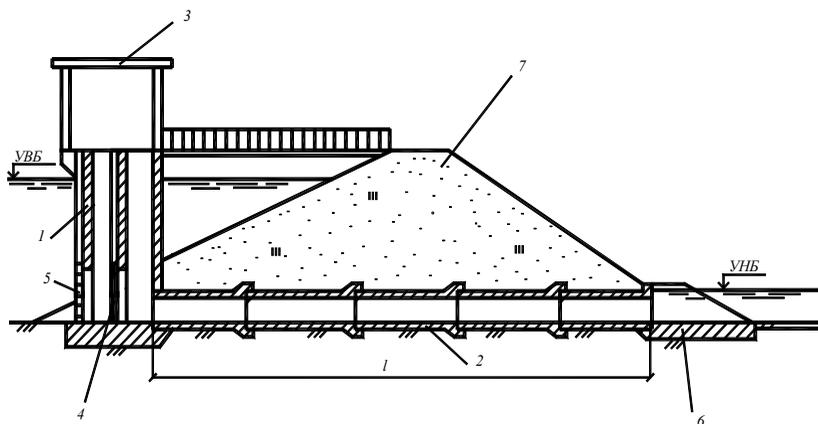


Рис. 3.12 Башенный водосброс:

1 – башня; 2 – отводящие трубы; 3 – помещение для размещения подъемного оборудования; 4 – затвор; 5 – сороудерживающая решетка; 6 – водобой; 7 – грунтовая плотина

Трубы должны располагаться на плотном грунте основания на уровне подошвы плотины или ниже ее, в траншее. По длине трубы разрезаются температурно-осадочными швами на секции длиной не более 10...15 м. Для предотвращения фильтрации воды через швы они уплотняются шпонками, а для борьбы с контактной фильтрацией воды вдоль трубы, в местах стыков секций устанавливаются противофильтрационные ребра (диафрагмы).

Подходной участок к башенному водосбросу выполняется в виде канала, рассчитанного на пропуск строительного расхода. Дно и откосы его крепятся каменной наброской или бетонными плитами в зависимости от скорости течения.

Пропускная способность одной трубы напорного башенного водосброса (Q_{mp}) определяется по формуле:

$$Q_{mp} = \mu \omega \sqrt{2gH_{\partial}}, \quad (3.54)$$

где ω – площадь выходного поперечного сечения трубы;

μ – коэффициент расхода;

g – ускорение свободного падения;

H_0 – действующий напор, принимаемый равным разности между расчетным уровнем воды в верхнем бьефе (НПУ) и центром тяжести выходного сечения трубы при незатопленном истечении, и разности НПУ и уровня нижнего бьефа, соответствующего пропуску расчетного расхода, при затопленном выходном отверстии.

Коэффициент расхода напорного башенного водосброса

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_i}}, \quad (3.55)$$

где $\sum \zeta_i$ – сумма коэффициентов сопротивлений (местных и по длине).

В глубинных водосбросах постоянного поперечного сечения, работающих в напорном режиме, надлежит учитывать следующие виды местных сопротивлений:

- на вход (коэффициент сопротивления для прямоугольного входа $\zeta_{вх} = 0,42$, при криволинейном очертании (по радиусу) - 0,10, для определения $\zeta_{вх}$ других форм оголовков имеются специальные графики [15];

- в пазах плоских затворов при относительной ширине паза $b_n/b < 0,1$ следует принимать $\zeta_n = 0,05$, при $b_n/b > 0,2$ $\zeta_n = 0,1$. Здесь b – ширина водосбросного отверстия на участке размещения затворов, b_n – ширина паза. Для двух и более последовательно расположенных пазов затворов коэффициенты сопротивлений следует суммировать;

- на сороудерживающей решетке

$$\zeta_p = \beta \left(\frac{s}{b_c} \right)^{4/3} \sin \alpha, \quad (3.56)$$

где s – толщина стержня решетки;

b_c – величина просвета между стержнями;

β – коэффициент, зависящий от формы стержней (при круглой форме стержней $\beta = 1,79$);

α – угол наклона решетки к горизонту.

Если глубинные водосбросы имеют повороты, сужение, расширение и т.д. коэффициент сопротивления для них определяется по [15].

Коэффициент сопротивления по длине

$$\xi_{\text{дл.}} = \frac{2gl}{C^2 R}, \quad (3.57)$$

где l – длина трубы;

$R = \frac{\omega}{\chi}$ – гидравлический радиус;

χ – смоченный параметр.

Для круглого сечения $R = \frac{d}{4}$, где d – диаметр трубы.

C – коэффициент Шези, может быть определен по формуле Маннинга

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}, \quad (3.58)$$

где n – коэффициент шероховатости (для бетонной поверхности, он может быть принят равным 0,012 [15]).

Гидравлический расчет башенного водосброса выполняется в следующем порядке:

1) На поперечном разрезе земляной плотины выбирают местоположение башни и определяют длину трубы.

2) Задаются формой и размерами поперечного сечения трубы и по формуле (3.54) находят пропускную способность одной трубы.

3) Определяют необходимое количество труб для пропуска расчетного паводкового расхода $n = Q_p / Q_{mp}$.

4) По зависимости (3.54) проверяют пропуск поперечного паводкового расхода при уровне верхнего бьефа, равном ФПУ. Если принятого количества труб и их размеров оказывается недостаточно

для пропуска поверочного паводкового расхода при ФПУ, то увеличивают либо размер поперечного сечения трубы, либо количество труб.

Расчет сопряжения бьефов выполняется по формулам (3.9) – (3.11), принимая при этом при напорном движении воды в трубах первую сопряженную глубину равной диаметру трубы, т.е. $h' = h_c = d$.

Литература

1. Богославчик П.М. Гидротехнические сооружения ТЭС и АЭС: учебное пособие / Богославчик П.М, Круглов Г.Г. – Минск: Выш. шк., 2010. – 270 с. : ил.
2. Богославчик, П.М. Проектирование и расчеты гидротехнических сооружений: учебное пособие для вузов / П.М. Богославчик, Г.Г. Круглов. – Минск, 2001. – 363 с.
3. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений: справочное пособие. – М.: Энергоатомиздат, 1988. – 624 с.
4. Гидротехнические сооружения комплексных гидроузлов: учебное пособие / П.М. Богославчик [и др.]; под ред. Г.Г. Круглова. – Минск: БНТУ, 2006. – 585 с.
5. Гидротехнические сооружения: в 2 ч. / Под ред. Л.Н. Рассказова. – М.: Стройиздат, 1996. – Ч. 1. – 446 с.
6. Гидротехнические сооружения: в 2 ч. / Под ред. Л.Н. Рассказова. – М.: Стройиздат, 1996. – Ч.2. – 334 с.
7. Гидротехнические сооружения: справочник проектировщика / под ред. В.П. Недриги. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.
8. Гольдин, А.Л. Проектирование грунтовых плотин: учебное пособие для вузов / А.Л. Гольдин, Л.Н. Рассказов; под ред. Л.Н. Рассказова. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.
9. Автомобильные дороги. Нормы проектирования: ТКП 45 – 3.03 – 19 – 2006 (02520) – Мн.: Минстройархитектуры, 2006. – 48 с.
10. Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.03-232-2011 (02250) – Мн.: Минстройархитектуры, 2011. – 304 с.
11. Гидротехнические сооружения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45 – 3.04 – 169 – 2011(02250) – Мн.: Минстройархитектуры, 2011. – 74 с.
12. Гидротехнические сооружения. Правила определения нагрузок и воздействий (волновых, ледовых и от судов): ТКП 45 – 3.04 – 170 – 2009(02250) – Мн.: Минстройархитектуры, 2011. – 74 с.
13. Плотины из грунтовых материалов. Строительные нормы проектирования: ТКП 45 – 3.04 – 150 – 2009(02250) – Мн.: Минстройархитектуры, 2010. – 54 с.
14. Плотины бетонные и железобетонные. Строительные нормы проектирования: ТКП 45 – 3.04 – 271 – 2012(02250) – Мн.: Минстройархитектуры, 2013. – 30 с.

15. Справочник по гидравлическим расчетам /Под ред. П.Г. Киселева. – М.: Энергия, 1975. – 309 с.

16. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Строительные нормы Республики Беларусь: СНБ 5.01.01 – 99 – Мн.: Минстройархитектуры, 1999. – 36 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Таблица П 1 – Осредненные значения физико-механических характеристик грунтов

Грунт	Плотность частиц грунта, г/см ³	Пористость n	Удельное сцепление c , кПа		Угол внутреннего трения грунта, φ , °		Коэффициент фильтрации k_f , м/с
			естественной влажности	насыщенного водой	естественной влажности	насыщенного водой	
Глина	2,71-2,76	0,35-0,50	57-32	35-20	18-11	16-12	10^{-9}
Суглинок	2,69-2,73	0,35-0,45	39-15	30-15	24-17	20-15	10^{-9} - 10^{-7}
Супесь	2,69-2,73	0,30-0,45	15-8	5-3	30-27	23-20	10^{-8} - 10^{-5}
Песок: пылеватый	2,70	0,38-0,44	8-6	6-2	36-26	30-24	10^{-7} - 10^{-5}
мелкий	2,66	0,38-0,43	6-2	4-2	38-28	32-27	10^{-6} - 10^{-4}
средний	2,66	0,35-0,41	3-1	2-1	40-35	37-34	10^{-5} - 10^{-4}
Крупный и гравелистый	2,65	0,35-0,41	2-1	1	43-38	38-35	10^{-4} - 10^{-3}

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Определение параметров волны

Высота волны обеспеченностью 1% определяется по зависимости

$$h_{1\%} = \bar{h} K_{1\%}, \quad (\text{П } 2.1)$$

где $K_{1\%}$ – коэффициент, определяемый по графику, рис. П 2.1;

\bar{h} – средняя высота волны, определяемая для глубоководной зоны, которая чаще всего имеет место в верхнем бьефе земляных плотин, по верхней, огибающей кривой графика рис. П2.2 в зависимости

от безразмерных величин $\frac{gt}{V_{\omega}^2}$ и $\frac{gL}{V_{\omega}^2}$. Здесь $g = 9,81 \text{ м/с}^2$, V_{ω} –

скорость ветра на высоте 10 м над поверхностью земли, м/с; L – длина разгона волны, м; t – непрерывная продолжительность действия ветра, при отсутствии сведений о которой допускается принимать для водохранилищ и озер $t = 6$ час. (в формулы подставляется в секундах).

По этим двум значениям находятся два значения $\frac{g\bar{h}}{V_{\omega}^2}$ и $\frac{g\bar{T}}{V_{\omega}^2}$, из

которых выбираются меньшие и по ним определяются:

– средняя высота волны \bar{h} , м;

– средний период волны \bar{T} , с;

Средняя длина волны вычисляется по формуле

$$\bar{\lambda} = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi}, \text{ м} \quad (\text{П } 2.2)$$

Вычислив $\bar{\lambda}$, необходимо проверить выполняется ли условие $d > 0,5 \bar{\lambda}$, т.е. действительно ли в данном случае имеет место глубоководная зона. Если условие не соблюдается и имеет место мелко-

водная зона ($0,5 \bar{\lambda} \geq d \geq d_{cr}$, где d_{cr} – критическая глубина воды, при которой происходит первое обрушение волны), параметры волны определяются согласно /20/.

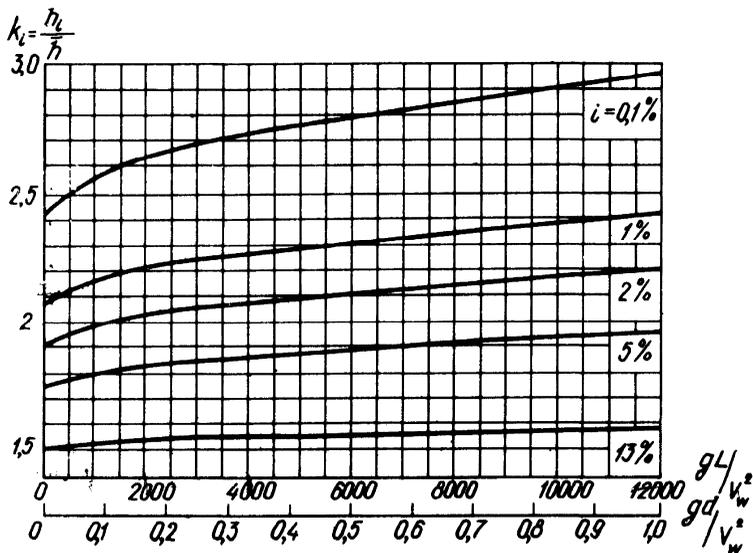


Рис. П 2.1 Графики значений коэффициента k_i

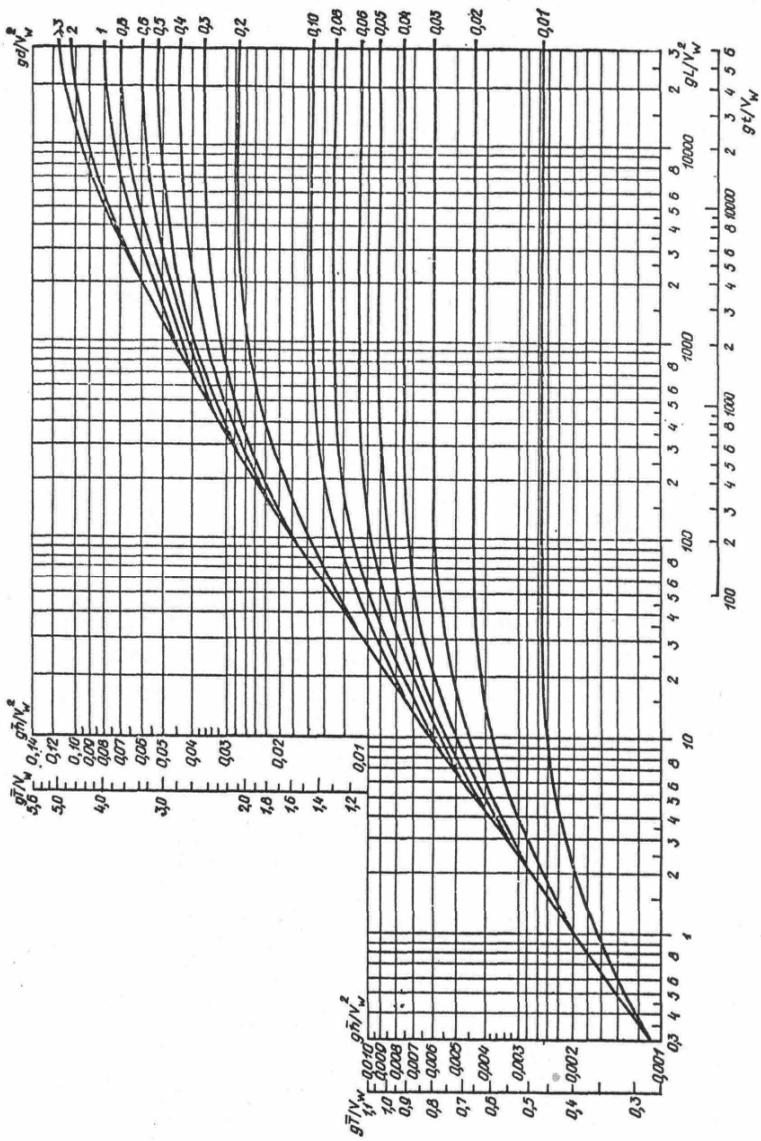


Рис. П 2.2 Графики для определения элементов ветровых волн в глубоководной и мелководной зонах

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Коэффициенты к расчету высоты наката волны

Таблица П 3.1 – Значения коэффициентов K_r и K_p

Конструкция крепления откоса	Относительная шероховатость $r/h_{1\%}$	K_r	K_p
Бетонные (железобетонные) плиты	-	1,0	0,90
	менее 0,002	1,0	0,90
Гравийно-галечниковое, каменное или крепление бетонными (железобетонными) блоками	0,005...0,01	0,95	0,85
	0,02	0,90	0,80
	0,05	0,80	0,70
	0,1	0,75	0,60
	Более 0,2	0,70	0,50

Примечание. Размер шероховатости "r" (м), следует принимать равным среднему диаметру зерен материала крепления откоса или среднему размеру бетонных блоков.

Таблица П 3.2 – Значения коэффициента K_{sp}

Заложение верхового откоса плотины, m_1		1 ...2	3 ...5	Боле е 5
Коэффициент K_{sp} при скорости ветра $V_{об}$, м/с	\geq	1,	1,	1,6
	20	4	5	1,2
	1	1,	1,	0,6
	0	1	1	
	\leq	1,	0,	
5		0	8	

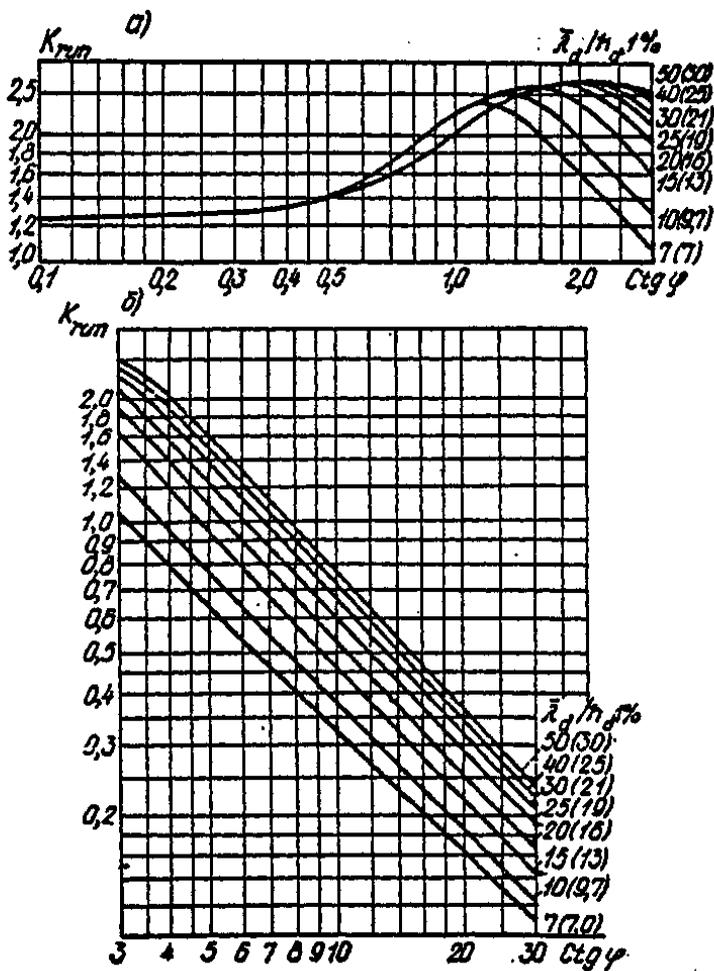


Рис. П 3.1 График значений коэффициента K_{run} :

$\bar{\lambda}$ — средняя длина волны, м; $h_{1\%}$ — высота волны 1%-ой обеспеченности, м;

ϕ — угол наклона верхового откоса к горизонту, град.

Примечание. При глубине воды перед плотиной $d < 2 h_{1\%}$ коэффициент K_{run} необходимо определять по рис. П 3.1 для значений пологости волны указанной в скобках.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

К построению очертаний водосливов практического профиля

Таблица П 4.1 – Координаты x и y для построения безвакуумного водослива практического профиля

x	y
0,0	0,126
0,1	0,036
0,2	0,007
0,3	0,000
0,4	0,006
0,5	0,027
0,6	0,060
0,7	0,100
0,8	0,146
0,9	0,198
1,10	0,256
1,1	0,321
1,2	0,394
1,3	0,475
1,4	0,564
1,5	0,661
1,6	0,764
1,7	0,873
1,8	0,987
1,9	1,108

x	y
2,0	1,235
2,1	1,369
2,2	1,508
2,3	1,653
2,4	1,894
2,5	1,960
2,6	2,122
2,7	2,289
2,8	2,462
2,9	2,640
3,0	2,824
3,1	3,013
3,2	3,207
3,3	3,405
3,4	3,609
3,5	3,818
3,6	4,031
3,7	4,249
3,8	4,471
3,9	4,698

Табличные значения координат даны для напора $H=1$ (в любых единицах измерения). Для построения профиля проектируемой плотины устанавливается значение профилирующего напора $H_{проф} = H_0$, где H_0 – напор на гребне водослива с учетом скорости подхода. Координаты из таблицы умножаются на величину профилирующего напора и строятся в системе координат, как показано на рис. 4.2.

Таблица П 4.2 – Координаты x и y для построения вакуумного водослива практического профиля

$a'/b' = 1$		$a'/b' = 2$		$a'/b' = 3$	
x	y	x	y	x	y
-1,000	1,000	-0,700	0,806	-0,472	0,629
-0,960	0,720	-0,694	0,672	-0,462	0,462
-0,880	0,525	-0,670	0,519	-0,432	0,327
-0,740	0,327	-0,624	0,371	-0,370	0,193
-0,530	0,152	-0,553	0,241	-0,253	0,072
-0,300	0,046	-0,488	0,162	-0,131	0,018
0,000	0,000	-0,402	0,091	0,000	0,000
0,200	0,020	-0,312	0,046	0,194	0,030
0,400	0,083	-0,215	0,012	0,381	0,095
0,600	0,200	-0,117	0,003	0,541	0,173
0,720	0,306	0,000	0,000	0,707	0,271
0,832	0,445	0,173	0,025	0,866	0,381
1,377	1,282	0,334	0,076	1,022	0,503
2,434	2,868	0,490	0,147	1,168	0,623
3,670	4,722	0,631	0,223	1,318	0,760
5,462	7,410	0,799	0,338	1,456	0,890
-	-	0,957	0,461	1,584	1,021
-	-	1,107	0,595	1,714	1,163
-	-	1,243	0,731	1,855	1,320
-	-	1,405	0,913	1,979	1,467
-	-	1,551	1,098	2,104	1,628
-	-	1,688	1,282	2,240	1,792
-	-	2,327	2,246	2,346	1,943
-	-	2,956	3,189	2,462	2,106
-	-	4,450	5,430	2,575	2,272
-	-	5,299	6,704	3,193	3,214
-	-	-	-	4,685	5,452
-	-	-	-	5,561	6,766

Радиус дуги окружности, по которой водосливная поверхность сопрягается с поверхностью водобоя, принимается по таблице П 5.3.

Таблица П 4.3 – Значения сопрягающих радиусов

Высота плотины P , м	Значения R , м при профилирующем напоре $H_{проф}$, м								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3,0	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4,0	6,0	7,8	8,9	10	11	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11	13	14,5	15,8	17	18	19
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13	15,5	18	20	21,2	22,2	23,2

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Допускаемые размывающие скорости для грунтов

Таблица П 5.1 – Значение средней размывающей скорости потока $v_{нр}$ для неоднородных несвязных грунтов

Средний диаметр частиц грунта $d_{ср}$, мм	Значения $v_{нр}$, м/с, при глубине потока h , м						
	0,5	1	2	3	5	8	10
0,1	0,36	0,43	0,51	0,56	0,64	0,72	0,77
0,2	0,37	0,45	0,53	0,59	0,67	0,75	0,80
0,3	0,39	0,47	0,56	0,62	0,70	0,79	0,84
0,5	0,45	0,54	0,64	0,71	0,81	0,91	0,96
1	0,54	0,64	0,76	0,84	0,96	1,07	1,14
2	0,64	0,76	0,90	1,00	1,14	1,28	1,35
3	0,71	0,84	1,00	1,10	1,26	1,41	1,49
5	0,81	0,96	1,14	1,26	1,43	1,61	1,71
10	0,96	1,14	1,35	1,49	1,71	1,92	2,03
20	1,13	1,35	1,61	1,77	2,02	2,26	2,40
30	1,26	1,49	1,77	1,97	2,24	2,51	2,65
50	1,43	1,70	2,02	2,24	2,54	2,86	3,02
100	1,70	2,02	2,40	2,40	3,03	3,40	3,6

Таблица П 5.2 – Значения средней неразмывающей скорости потока $v_{нр}$ для связных грунтов

Удельное сцепление c , 10^5 Па (кгс/см ²)	Значения $v_{нр}$, м/с, при глубине потока h , м							
	0,5		1		3		5	
	при содержании легкорастворимых солей (CaCl_2 , MgCl_2 , NaCl , Na_2SO_4 , Na_2CO_3 , Na HCO_3), % массы плотного остатка абсолютно сухого грунта							
	<0,2	0,2-3	<0,2	0,2-3	<0,2	0,2-3	<0,2	0,2-3
0,005	0,39	0,36	0,43	0,40	0,49	0,46	0,52	0,49
0,010	0,44	0,39	0,48	0,43	0,55	0,49	0,58	0,52
0,020	0,52	0,41	0,57	0,45	0,65	0,52	0,69	0,55
0,030	0,59	0,43	0,64	0,48	0,74	0,55	0,78	0,59
0,040	0,65	0,46	0,71	0,51	0,81	0,58	0,86	0,62
0,050	0,71	0,48	0,77	0,53	0,89	0,61	0,98	0,65
0,075	0,83	0,51	0,91	0,56	1,04	0,64	1,10	0,69
0,125	1,03	0,60	1,13	0,67	1,30	0,76	1,37	0,81
0,150	1,21	0,65	1,33	0,72	1,52	0,82	1,60	0,88
0,200	1,28	0,75	1,40	0,82	1,60	0,93	1,69	1,00
0,225	1,36	0,80	1,48	0,88	1,70	1,00	1,80	1,07
0,250	1,42	0,82	1,55	0,91	1,78	1,04	1,88	1,10
0,300	1,54	0,96	1,69	0,99	1,94	1,12	2,04	1,20
0,350	1,67	0,97	1,88	1,06	2,09	1,22	2,21	1,30
0,400	1,79	1,03	1,96	1,15	2,25	1,31	2,38	1,40
0,450	1,88	1,09	2,06	1,20	2,35	1,39	2,49	1,46
0,500	1,99	1,26	2,17	1,28	2,50	1,46	2,63	1,56
0,600	2,16	1,27	2,38	1,38	2,72	1,60	2,88	1,70

Таблица П 5.3 – Значения средней неразмывающей скорости потока для закрепленных русел

Вид крепления	v_{np} м/с при глубине потока h , м			
	<0,5	1	3	5
Бетонная облицовка (в зависимости от прочности бетона на сжатие)	12,5- 19,2	13,8- 21,2	16,0 - 24,6	17,0 - 26,1
Облицовка из каменной кладки (в зависимости от прочности раствора на сжатие)	4,3- 7,4	5,0- 8,7	6,2- 10,7	6,7- 11,6
Габионы (размером 0,5x0,5 м и более)	4,7	5,5	6,8	7,3
Каменная наброска в плетневой клетке	3,0	3,5	4,0	4,4
Мощение одиночное на слое щебня или глины (10-15 см) с покрытием слоем глины, ила, соломы или сена: на свеженасыпанном утрамбованном грунте при крупности камней, см:				
15-20	2,4	2,8	3,5	3,8
20-30	2,8	3,3	4,1	4,4
на осевшем или плотноутрамбованном грунте при крупности камней, см:				
15-20	2,6	3,0	3,7	4,0
20-30	3,0	3,6	4,5	4,9
Мощение двойное на слое щебня при крупности камней, см:				
15-20	3,0	3,5	4,3	4,7
20-30	3,1	3,7	4,7	5,1
Дерновка плашмя	1,0	1,25	1,5	1,5

Учебное издание

БОГОСЛАВЧИК Пётр Михайлович

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ ТЭС и АЭС

Методическое пособие
к курсовому проекту «Подпорный гидроузел для ТЭС или АЭС»
для студентов специальности 1-70 07 01 «Строительство тепловых
и атомных электростанций»

Технический редактор *Е. О. Германович*

Подписано в печать 04.11.2015. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 4,71. Уч.-изд. л. 3,68. Тираж 100. Заказ 1131.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.