**Министерство строительства
и жилищно-коммунального хозяйства
Российской Федерации**

**Федеральное автономное учреждение
«Федеральный центр нормирования, стандартизации
и оценки соответствия в строительстве»**

Методическое пособие

РУКОВОДСТВО ПО ГИДРАВЛИЧЕСКИМ РАСЧЕТАМ ВОДОСБРОСОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛОТИН

Москва 2017

gost.e-ecolog.ru

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение **6**
Глава 1. Водосбросные, водоспускные и водовыпускные сооружения. Гидравлические расчеты плотин **11**
1.1. Общие положения 11
1.2. Основной и поверочный случаи гидравлического расчета плотин. Обозначения основных величин 12
1.3. Определение длины водосбросного фронта 13
1.4. Определение длины водосливного фронта с учетом условий пропуска льда 15
1.5. Очертания устоев, открылков и других элементов сооружения на подводящем участке русла 19
1.6. Крепление подводящего участка русла 23
Глава 2. Поверхностные водосбросы **28**
2.1. Общие сведения 28
Типы водосливов и определение их пропускной способности **29**
2.2. Классификация водосливов бетонных плотин 29
2.3. Прямые прямоугольные водосливы с тонкой стенкой 29
2.4. Прямые прямоугольные водосливы с широким порогом 30
2.5. Прямые прямоугольные водосливы практического профиля 33
2.6. Криволинейные в плане водосливы 37
2.7. Расчет пропускной способности при частичном открытии затвора на гребне водослива 38
Условия течения на сливной грани водосливов **40**
2.8. Общие положения 40
2.9. Глубины потока и давления на различных участках водосливной поверхности 42
2.10. Параметры потока в пределах радиального участка сопряжения в конце сливной грани 44
Кавитация на элементах водосбросов и защита их от кавитационных разрушений **45**
2.11. Понятия и определения 45
2.12. Методы прогнозирования бескавитационных условий работы водосбросов 47
2.13. Источники возникновения кавитации в водосбросных сооружениях 48
2.14. Прогноз бескавитационных условий обтекания технологических неровностей на поверхностях водосбросов и способы устранения кавитации 50
2.15. Прогнозирование кавитационной эрозии и ее интенсивности в водосбросах 58
2.16. Гидравлическое обоснование работы водосбросов с допущением ограниченного объема кавитационных повреждений 61
2.17. Самоаэрация потока на тракте водосливных плотин 66
2.18. Искусственная аэрация обтекаемых поверхностей безнапорных водосбросов 72
Ступенчатые водосливные плотины **82**
2.19. Конструкции и назначение 82
2.20. Гидравлические условия работы водосливов с гашением значительной части энергии на ступенчатой сливной грани 85
2.21. Ступенчатые водосливы, рассчитанные на пропуск больших удельных расходов воды 94
2.22. Сужающиеся ступенчатые водосливы 96

Глава 3. Трубчатые водосбросы и водоспуски 98
3.1. Основные конструктивные элементы глубинных (трубчатых) водосбросов 98
3.2. Задачи гидравлического расчета трубчатых водосбросов 101
Пропускная способность трубчатых водосбросов 102
3.3. Пропускная способность безнапорных трубчатых водосбросов с незатопленным входом 102
3.4. Пропускная способность безнапорных трубчатых водосбросов с затопленным входом 104
3.5. Зависимости для определения пропускной способности напорных трубчатых водосбросов 105
3.6. Коэффициенты местных потерь напора в напорных водосбросах 107
3.7. Сбросной расход напорных глубинных водосбросов и коэффициенты потерь напора при частичных открытиях затворов 111
3.8. Действующий напор напорных глубинных водосбросов 114
Определение режимов потока в трубчатых водосбросах и расчет подачи и транспорта в них воздуха 120
3.9. Общие положения при рассмотрении гидравлических режимов течения в трубчатых водосбросах 120
3.10. Расчеты трубчатых водосбросов при безнапорном режиме течения 122
3.11. Приближенные оценки условий работы и подвода воздуха в глубинных трубчатых водосбросах 126
3.12. Определение местоположения гидравлического прыжка при частично напорном режиме течения в трубчатом водосбросе. 129
Определение гидродинамического давления и прогноз кавитации на элементах напорных водосбросов 133
3.13. Общие сведения о гидродинамических давлениях. Конструктивные мероприятия по снижению вакуумов 133
3.14. Входные оголовки 135
3.15. Определение давления за плоскими и сегментными затворами напорных участков глубинных водосбросов 141
3.16. Составляющие гидродинамического давления на поворотах тракта напорных глубинных трубчатых водосбросов. Оценки возможности кавитации 146
3.17. Прогнозы кавитации в затворных камерах 151
Сифонные водосбросы 156
3.18. Общие положения 156
3.19. Пропускная способность сифонного водосброса 158
3.20. Определение места расположения и угла наклона отклоняющего струю уступа 160
Глава 4. Нижние бьефы водосбросов бетонных и железобетонных плотин среднего и низкого напора 163
4.1. Общие положения 163
4.2. Состав сооружений нижнего бьефа. Задачи и последовательность их гидравлического расчета 163
4.3. Установление конструкции и размеров устоев (низовых сопрягающих стен), раздельных стен, открылков 167
4.4. Общие указания к расчету нижнего бьефа в условиях пространственной задачи и по учету пропуска строительных расходов 169

4.5. Составление схем маневрирования затворами многопролетных плотин, оборудованных передвижными кранами ... 172
Расчет сопряжения бьефов при отсутствии гасителей энергии ... 174
4.6. Сопряжение бьефов при помощи носка-уступа (поверхностный тип сопряжения) .. 174
4.7. Сопряжение бьефов донным гидравлическим прыжком (донный тип сопряжения) 180
Расчет сопряжения бьефов при наличии гасителей энергии. Гидравлический расчет гасителей энергии ... 183
4.8. Общие данные ... 183
4.9. Гидравлический расчет водобойной стенки ... 185
4.10. Гидравлический расчет водобойной стенки с расположенным ниже ее водобойным колодцем ... 188
4.11. Прогнозирование кавитации на водобойных стенках ... 190
4.12. Гидравлический расчет водобойного колодца ... 193
Расчет длины водобоя, рисбермы и переходного (деформируемого) крепления за рисбермой при нескальных грунтах ... 195
4.13. Общие указания ... 195
4.14. Определение длины жесткого крепления и крупности камня деформируемого крепления ... 199
4.15. Расчет крепления из каменной наброски, покрытой плитами с компенсаторными связями ... 210
Гидродинамические нагрузки на плиты водобоев и рисберм и расчет их толщины ... 216
4.16. Общие положения ... 216
4.17. Расчет гидродинамической нагрузки на основе экспериментальных данных ... 221
4.18. Гидродинамические нагрузки на плиты водобоя и рисбермы и их расчет для условий плоской задачи ... 224
Гидравлические расчеты для поверочных случаев работы водосливного фронта плотины ... 228
4.19. Пропуск расчетного максимального расхода воды при форсированном уровне верхнего бьефа ... 228
4.20. Внезапное полное открытие одного пролета плотины при нормальном подпорном уровне верхнего бьефа ... 229
Глава 5. Общие и местные размывы нескальных грунтов в нижних бьефах .. 248
5.1. Общие указания ... 248
Общие размывы нескальных грунтов ... 248
5.2. Основные положения ... 248
5.3. Расчет трансформации русла, сложенного несвязным однозернистым и связным материалом ... 249
5.4. Расчет трансформации русла, сложенного разнозернистым материалом ... 254
5.5. Расчетные характеристики наносов и грунтов, слагающих русло ... 256
5.6. Определение расхода наносов ... 264
5.7. Дополнительные замечания ... 269
Местные размывы нескальных грунтов в нижних бьефах водосбросных сооружений ... 270
5.8. Общие положения ... 270

5.9. Определение максимальной глубины воронки размыва в плоских условиях.....272
5.10. Определение расчетного диаметра $d_р$ несвязного неоднородного грунта при расчете местных размывов.....274
5.11. Определение глубины размыва в плоскости зуба жесткой рисбермы.....277
5.12. Определение расстояния от конца недеформируемого крепления до створа с максимальной глубиной размыва и длины воронки размыва.....277
5.13. Расчет местного размыва в пространственных условиях.....278
Расчет участка расширения потока в нижнем бьефе гидросооружений 279
5.14. Общие указания.....279
5.15. Определение основных размеров расширяющегося потока.....282
5.16. Построение плана течений и поля скоростей.....287
5.17. Оценка размывающей способности расширяющегося потока и максимальных глубин размыва вдоль участка расширения.....287
5.18. Построение плана течений и поля скоростей на основе плановой математической модели.....288
Глава 6. Сопряжение бьефов за плотинами высокого напора посредством отброса струи носком-трамплином 291
6.1. Общие соображения.....291
6.2. Определение дальности отлета и параметров отброшенной струи.....292
6.3. Определение глубины размыва русла, сложенного связными грунтами, отброшенной струей.....294
6.4. Определение глубины размыва скального русла отброшенной струей.....295
6.5. Определение глубины размыва русла, сложенного несвязными грунтами, отброшенной струей.....301
Литература..... 304

Введение

Руководство по гидравлическим расчетам водосбросов бетонных и железобетонных плотин разработано в развитие положений ряда сводов правил (СП), регламентирующих проектирование, строительство и эксплуатацию гидротехнических сооружений, для реализации проектировщиками требований, заложенных в СП, и выполнения гидравлических расчетов, обосновывающих проектные разработки на современном научном уровне и в соответствии с указаниями нормативных документов. Руководство развивает и дополняет требования и положения, изложенные в СП, в части базовых принципов проектирования, методов расчета основных технических параметров водосбросов, размещенных в теле и на поверхности бетонных и железобетонных плотин. В руководстве обобщены сведения, которые позволят выполнять расчеты для основных, наиболее распространенных типов водосбросных сооружений с целью оценки их приемлемости в рассматриваемых условиях и решения вопроса о необходимости рассмотрения других вариантов сооружения.

Расчетные методы, приведенные в Руководстве, должны применяться, главным образом, на начальных стадиях проектирования для основных расчетных случаев пропуска расходов воды через сооружения I и II классов до проведения исследований запроектированных конструкций на физических моделях. Они могут также применяться на всех этапах проектирования сооружений III и IV классов в случае, если не требуется экспериментальное обоснование принятых в проекте инженерно-технических решений (сложность конструкции водосброса, недостаточная разработанность методов расчета выбранной конструкции и т. п.)

Руководство содержит следующие нормативные ссылки:

СП 58.13330.2012. Гидротехнические сооружения. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003.

СП 40.13330.2012. Плотины бетонные и железобетонные. Актуализированная редакция СНиП 2.06.06-85.

СП 38.13330.2012. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). Актуализированная редакция СНиП 2.06.06-04-82*.

СП 23.13330.2012. Основания гидротехнических сооружений. СНиП 2.02.02-83*

СП 20.13330.2012. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83*.

СП 290.1325800.2016. Водопропускные гидротехнические сооружения (водосбросные, водоспускные, водовыпускные). Правила проектирования.

ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.

Разработка Руководства выполнена в АО "ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева" (руководитель темы – к.т.н. А. П. Пак) авторским коллективом в составе: вед. научный сотрудник А. Б. Векслер (Введение, гл. 1, пункты 3.18-3.20, гл. 5, кроме п. 5.18,), зав. отделом, к.т.н. В. А. Прокофьев (п. 5.18), зав. лабораторией, к.т.н. Г. А. Судольский (гл. 4, гл. 6), вед. научн. сотрудник, к.т.н. А. М. Швайнштейн (гл. 2, гл. 3, кроме пунктов 3.18-3.20). Работа по подготовке материалов выполнялась ст. научн. сотрудником, к.т.н. О. А. Петровым и вед. инженером Л. В. Рейнгард. Общее научное редактирование Руководства осуществлено А. Б. Векслером.

В основу документа положено выпущенное в 1983 г. Руководство к главе СНиП II-54-77 "Плотины бетонные и железобетонные", том. I "Общие положения. Расчеты бетонных и железобетонных плотин, книга 3 "Руководство по гидравлическим расчетам" П07-83/ВНИИГ. Основными составителями этого документа являются сотрудники ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева: Т. С. Артюхина (сопряжение бьефов отбросом струй в нижний бьеф), А. Б. Векслер (общие размывы русла в нижнем бьефе), Ф. Г. Гунько (общие положения, сопряжение бьефов донным гидравлическим прыжком, крепление нижнего бьефа), Г. К. Дерюгин (водосливы и водосливная грань), Ю. Г. Жарков (деформируемые крепления нижнего бьефа), Н. И. Жаров (защита от кавитации и прогнозирование безкавитационной работы водосбросов), А. А. Исаев (гидродинамические нагрузки на крепление нижнего бьефа), Г. В. Кудряшев (прогнозирование безкавитационного обтекания местных неровностей), Л. В. Мошков (затворные камеры), К. С. Попова

(местные размывы в нижнем бьефе), Т. В. Проворова (водобойные колодцы и стенки), Г. В. Стефанович (участок расширения потока в нижнем бьефе), А. М. Швайнштейн (трубчатые водосбросы и водоспуски). В составлении руководства участвовали также сотрудники МИСИ и ВНИИГиМ С. М. Слисский (поверхностный режим сопряжения бьефов) и П. Е. Лысенко (затворные камеры глубинных водосбросов). Общее научное руководство и редактирование было осуществлено Ф. Г. Гунько и Л. В. Мошковым.

В настоящем документе многие положения Руководства 1983 г. дополнены новым материалом, а некоторые пересмотрены и переработаны с использованием появившихся за прошедшие 35 лет научных разработок. Главным образом, это касается расчетного обоснования гидравлических режимов поверхностных и глубинных (трубчатых) водосбросов, расчетов гидродинамического воздействия сбросного потока на крепление нижнего бьефа.

В Руководстве используются следующие обозначения основных величин:

a	– высота уступа и носка-трамплина плотины;
$a = h_2 - h_1$	– высота прыжка;
B, $B_в$, $B_н$	– ширина водосливного фронта, русла в верхнем и нижнем бьефах;
b	– ширина водосливного отверстия;
$c_в$	– высота водосливной стенки (плотины) со стороны верхнего бьефа;
$c_н$	– высота водосливной стенки со стороны в нижнего бьефа;
c	– высота водобойной стенки;
C	– коэффициент Шези;
d	– глубина водобойного колодца
$d_н$	– диаметр (крупность) камня переходного деформируемого крепления;
d	диаметр частиц грунта;
$D = \frac{h_н}{h_2}$	-степень затопления прыжка;
$\mathrm{Fr} = \frac{V^2}{gh}$	– число Фруда;
g	– ускорение свободного падения;
H	– напор над гребнем водослива на расстоянии $(3 \div 5)H$ от напорной грани водосливной стенки;

h – глубина потока, высота поперечного сечения трубчатого водосброса;

$h_{\text{В}}$ -глубина потока в верхнем бьефе;

$h_{\text{к}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$ – критическая глубина потока;

h_1 и h_2 -первая и вторая сопряженные глубины прыжка;

h_1 – глубина потока в начальном сечении водобоя обычно равная глубине $h_{\text{с}}$ в сжатом сечении при отогнанном или надвинутом прыжке;

h_1 – глубина на водосливе с широким порогом и при сходе с уступа;

$h_{1\text{Т}}$ – толщина транзитного потока в начале водобоя при затопленном прыжке;

$h_{1_{\text{т}}}$ – глубина воды в начале водобоя при затопленном прыжке;

$h_{1_{\text{з}}}$ – глубина воды в конце затопленного прыжка;

$h_{2_{\text{з}}}$ – глубина потока в нижнем бьефе за сооружением;

$h_{\text{п}}$ – высота подтопления водослива;

$h_{\text{пз}}$ – длина затопленного прыжка;

$l_{\text{с}}$ – расстояние от сжатого сечения до гасителя энергии;

$l_{\text{п}}$ – длина незатопленного прыжка;

m – коэффициент расхода водослива;

$P_{\text{а}}$ – атмосферное давление;

$p = \overline{p} \pm p'$ – мгновенное давление в точке;

$\overline{p}$ – осредненное давление в точке;

p' – пульсационное давление в точке;

Q – расход водотока, водосброса, водослива;

$q = \frac{Q}{B} = \frac{Q}{\sum b}$ – удельный расход на единицу ширины водослива;

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

$\text{Re} = \frac{Vh}{\nu}$ – число Рейнольдса;

T – удельная энергия потока перед напорным сооружением относительно поверхности водобоя или дна нижнего бьефа;

$T_0 = T + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$ – то же с учетом скорости подхода;

t – время;

V_0 – средняя скорость потока на подходе к сооружению;

V_c – средняя скорость потока в сжатом сечении;

$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{q}{h}$ – средняя по сечению потока или по вертикали скорость течения;

z – перепад уровней, создаваемый сооружением;

$z_0 = z + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$ – то же с учетом скорости подхода;

α, α_0 – коррективы кинетической энергии и количества движения;

$\beta = \frac{B}{b}$ – степень планового расширения потока в пределах водобоя;

$\beta = \frac{B_н}{B}$ – степень планового расширения потока в нижнем бьефе;

Δ, k – высота выступов шероховатости;

$\eta = \frac{h_2}{h_1}, \frac{h_н}{h_c}$ – степень вертикального расширения потока;

λ – коэффициент гидравлического сопротивления;

μ – коэффициент расхода отверстия, насадка и др.

ν – кинематический коэффициент вязкости;

ρ – плотность воды;

$\sigma_п$ – коэффициент подтопления;

φ – коэффициент скорости;

χ – смоченный периметр;

ω – площадь живого сечения потока.

Глава 1. Водосбросные, водоспускные и водовыпускные сооружения. Гидравлические расчеты плотин

1.1 Общие положения

Водосбросные, водоспускные и водовыпускные сооружения плотин следует предусматривать для:

- сброса паводковых расходов воды,

- пропуска расходов воды с целью обеспечения ирригации, обводнения нерестилищ, создания судоходных глубин в нижнем бьефе, водоснабжения, и др., пропуска строительных расходов,

- сброса излишних вод из водохранилища до предпаводкового уровня в период пропуска редко повторяющихся паводков при ограниченной емкости водохранилища,

- частичного опорожнения водохранилища в период строительства и эксплуатации.

Основные задачи гидравлического расчета элементов водосбросных, водоспускных и водовыпускных сооружений бетонных и железобетонных плотин:

- определение ширины водосливного фронта, отметки гребня водослива и профиля водосливной поверхности;

- назначение очертания оголовков и быков, длины и высоты раздельных стенок, конструкций и очертаний береговых открылков, отметок понура и конструкции крепления дна в верхнем бьефе;

- выбор оптимального режима сопряжения бьефов и назначения отметок заложения водобоя и рисбермы, типов и размеров гасителей энергии, их конструкций, участков крепления дна, берегов, длины и очертания в плане береговых бетонных сопрягающих устоев и открылков в нижнем бьефе;

- составление оптимальных схем маневрирования затворами при пропуске через гидроузел паводков, льда и плавающих тел;

- назначение типа и размеров временных водосбросов для пропуска расходов воды, льда и плавающих тел в период строительства гидроузла;

- назначение (в случае необходимости) дополнительных устройств в верхнем и нижнем бьефах, обусловленных схемой пропуска строительных расходов воды;

- установление вероятных местных размывов (разрушений) и переформирований русла как в строительный период, так и в процессе нормальной эксплуатации гидроузла;

- оценка возможного общего понижения отметок русла реки и уровней воды в нижнем бьефе в связи с нарушением бытового транзита наносов и зарегулирования стока;

- определение скоростного режима в верхнем и нижнем бьефах и давления воды (в том числе пульсационного) на элементы водопропускных сооружений;

- определение зависимости между расходами воды и уровнями в нижнем бьефе.

В соответствии со сложившейся практикой целесообразно разделение плотин на низкие, средние и высокие [13]. При выполнении гидравлических расчетов принято считать низкими плотины, создающие напор (понимаемый как максимальная разность уровней верхнего и нижнего бьефов) до 12 до 60: высокими – более 60 м.

Эту градацию следует учитывать при использовании терминов низкая, средняя и высокая плотина.

1.2 Основной и поверочный случаи гидравлического расчета плотин. Обозначения основных величин

При выполнении гидравлических расчетов плотин следует различать основной и поверочный расчетные случаи в соответствии с требованиями СП 58.13330.2012.

Основной расчетный случай соответствует пропуску расхода воды, как правило, всеми водопропускными сооружениями гидроузла при уровне воды в верхнем бьефе на отметке НПУ. Исходя из этого случая, на основе технико-экономического обоснования устанавливается общая длина водосливного фронта и удельные расходы воды на водосбросе и в нижнем бьефе.

Поверочные расчеты должны проводиться в случаях:

- пропуска расчетного максимального расхода воды при форсированном уровне верхнего бьефа;

- внезапного полного открытия одного пролета плотины при закрытых остальных и нормальной работе гидроэлектростанции (с учетом требований п. 8.26 и п. 8.27 СП 58.13330.2012)

Остальные случаи пропуска расходов воды следует предусматривать схемой маневрирования затворами плотины. При этом порядок и высоту открытия затворов следует назначать, исходя из необходимости получения в нижнем бьефе условий, которые не потребуют дополнительных мероприятий для защиты сооружений и прилегающих к ним участков русла по сравнению с расчетными случаями.

1.3 Определение длины водосбросного фронта

В соответствии с требованиями п. 6.34 СП 40.13330.2012 длину водосбросного фронта плотины, размеры и число пролетов поверхностных и глубинных водопропускных устройств следует принимать в зависимости от сбросного расхода основного расчетного случая, устанавливаемого по п. 8.24 СП 58. 13330. 2012, и допустимых при данных геологических условиях удельных расходов воды. Проверкой принятых размеров водопропускных устройств на пропуск расходов поверочного расчетного случая должна быть подтверждена их приемлемость. В противном случае следует рассматривать другие варианты.

При этом должны учитываться:

- влияние потока на русло реки и работу других сооружений гидроузла;

- требования к гидравлическому режиму руслового потока в бьефах и изменению уровней воды в нижнем бьефе, вызываемого деформациями русла и берегов.

Расчеты, обосновывающие выбор оптимального варианта должны охватывать рассмотрение гидравлического режима в пределах водопропускного тракта, условий подхода в верхнем бьефе и условий сопряжения бьефов и гашения энергии в нижнем бьефе. Согласно требованиям СП 58.13330.2012 для плотин I и II

классов обоснование оптимального варианта компоновки водопропускных сооружений в составе гидроузла и их конструкции должно подтверждаться результатами физического моделирования.

При выполнении гидравлических расчетов для указанных расчетных случаев должны быть известны, на основании технико-экономических и водохозяйственных расчетов, нормальный подпорный уровень (НПУ) и форсированный подпорный уровень (ФПУ). При известных НПУ и ФПУ рекомендуется выполнять расчеты по определению длины водосливного фронта в следующем порядке.

1. Установить значение максимального расхода основного расчетного случая $Q_{\text{макс}}$ в зависимости от класса сооружения для естественных условий и значение $Q'_{\text{макс}}$ с учетом трансформации половодья водохранилищем.

2. Установить расчетные значения расходов, пропускаемых гидроэлектростанцией $Q_{\text{гэс}}$ и другими входящими в состав гидроузла сооружениями (водозаборами для оросительных мелиоративных систем, водоснабжения, хозяйственных нужд) $Q_{\text{хоз}}$ при НПУ, и определить $Q_{\text{расч}} = Q'_{\text{макс}} - Q_{\text{гэс}} - Q_{\text{хоз}}$.

3. Установить допустимое значение удельного расхода на водосливе в зависимости от геологических, топографических, компоновочных условий, предполагаемых типов гасителей энергии, режимов сопряжения водосбросного потока в нижнем бьефе и на основании технико-экономических расчетов.

В первом приближении можно ориентироваться на удельные расходы в следующих интервалах [137]:

- при нескальном основании (несвязные и связные грунты) – 30–70 м^2/с;
- при полускальном основании (мергели, аргиллиты и др.) – 50–90 м^2/с;

при скальном основании – 90–120 м^2/с.

4. Определить длину водосбросного фронта, зная $Q_{\text{расч}}$ и q:

$$B_{\text{расч}} = \frac{Q_{\text{расч}}}{q}. \qquad (1.1)$$

5. Назначить в случае необходимости тип и количество специальных отверстий:

- ледосбросных (как правило, со сдвоенными затворами);

- водосбросных для пропуска часто повторяющихся расходов;

- установить необходимые размеры этих отверстий и пропускаемые ими расходы $Q_{сл}$ (по этому вопросу см. также п. 1.4).

6. Определить необходимое количество остальных водосбросных отверстий с более простыми затворами, рассчитанными на пропуск расхода:

$$Q_{ост} = Q_{расч} - Q_{сл}. \qquad (1.2)$$

7. Назначить, пользуясь указаниями СП 58.13330 и учитывая конкретные особенности гидроузла, окончательные размеры и количество водосбросных отверстий плотины, тип и очертание бычков.

8. Определить отметки гребня (порога) и размеры водосливов и/или глубинных водосбросов при известных НПУ, расходе $Q_{расч}$, количестве и типах водосбросных отверстий, форме бычков и устоев, пользуясь известными зависимостями для определения их пропускной способности (глава 2).

9. Определить пропускную способность всех водопропускных отверстий при форсированном уровне $Q_{ФПУ}$, которая должна соответствовать (не быть меньше) расчетного максимального расхода поверочного случая.

1.4. Определение длины водосливного фронта с учетом условий пропуска льда

При необходимости пропуска ледохода через гидроузел размеры и количество отверстий плотины должны назначаться с учетом условий пропуска льда [64]. Ширину предназначенных для пропуска льда пролетов $b_л$ водосливных плотин, имеющих вертикальную верховую грань, следует определять по формуле:

$$b_л = 21,6 \cdot 10^3 \frac{lR_f}{V_л^2 \rho_л}, \qquad (1.3)$$

где

l – длина льдин, м;

R_f – прочность льда при изгибе в период его пропуска, МПа, определяемая

по формуле (49) СП 38.13330.2012;

$V_л$ – скорость подхода льда к водосливным пролетам, которую можно принимать равной средней скорости воды, м/с;

ρ_i – плотность льда, кг/м^3.

Зависимость (1.3) применима при подходе к пролетам отдельных льдин, размеры которых соизмеримы с шириной пролетов и для которых отношение $b_л / l$ больше 0,4-0,7, и для $0,02 < \frac{V_л^2}{gl} < 0,2$, где g – ускорение свободного падения, м/с^2.

Необходимую по условиям пропуска льда ширину отдельных пролетов плотины, на подходе к которым отсутствует сосредоточенный гидравлический перепад или кривая спада водной поверхности, следует определять по формуле:

$$b_л = \frac{110 k_p b_б}{V_л^2}, \qquad (1.4)$$

где

$k_p = k_v k_b R_c$ для быков с вертикальной передней гранью и $k_p = k_f R_f \operatorname{tg}\beta$ для бычков с наклонным ледорезом;

k_v и k_b – коэффициенты соответственно скорости деформации и смятия льда, принимаемые по таблицам 18 и 19 СП 38.1333.2012;

k_f – коэффициент, учитывающий форму и размеры быка с наклонным ледорезом, принимаемый по [63, табл. 8];

R_c – прочность льда на сжатие, МПа, определяемая по формуле (48) СП 38.1333.2012;

$V_л$ – скорость движения льдин, м/с;

$b_б$ – ширина быков, м.

Примечания.

1) При учете разламывания льдины на кривой спада $b_л$ можно уменьшать на 10–20% по сравнению с рассчитанным по формуле (1.4).

2) В первом приближении для рек Европейской части РФ $b_л$ следует принимать более 10÷20 м, для рек Сибири и Дальнего Востока с тяжелым ледоходом — более 18÷30м [63].

3) Ширина ледосбросного фронта должна составлять 0,3–0,45 от ширины верхнего бьефа у плотины [63].

Для рек с тяжелым ледоходом, особенно при низких плотинах, следует учитывать возможность аккумуляции льда в верхнем бьефе, которая может привести к снижению пропускной способности плотины и к дополнительному затоплению берегов водохранилища [137]. Максимальная толщина возможного слоя аккумуляции льда перед плотиной:

$$(\delta_{А})_{макс} = \delta_{1} \frac{h_{в}}{h_{б}}, \tag{1.5}$$

где

δ_{1} – толщина одного слоя льда;

$h_{в}$ – глубина воды перед плотиной (от отметки дна);

$h_{б}$ – глубина воды в реке в бытовых условиях.

При $h_{в} < (3 \div 4) h_{б}$ может потребоваться устройство специального ледосбросного фронта для разгрузки верхнего бьефа ото льда.

В период ледохода при выбранной отметке гребня плотины должны также соблюдаться следующие два условия [137]:

а) напор над гребнем плотины не должен превышать

$$H_{макс} = \frac{Q_{л.отв.}}{Q_{А}} k h_{в}, \tag{1.6}$$

где

$Q_{л.отв}$ – расход воды через ледосбросные отверстия; k — коэффициент, учитывающий замедление движения льда в отверстиях плотины, принимаемый равным 0,75;

$Q_{А}$ – полный расчетный расход воды непосредственно перед плотиной во время ледохода, в общем случае меньший $Q_{расч}$ (за счет других водосбросных отверстий).

При $H > H_{макс}$ и малых глубинах воды в верхнем бьефе ледопропускная способность в некотором створе может оказаться недостаточной, и там вследствие этого образуется затор с нежелательным подъемом уровня на вышерасположенном участке водохранилища;

б) напор над гребнем плотины H при открытии всех ледопропускных

отверстий должен превосходить $H_{мин}$, значение которого в свою очередь, должно быть на 10–30% больше толщины δ ледяной массы в сечении перед водосливной частью плотины.

Если известна длина льдин l, проходящих через отверстие, то:

при $l < 3\delta_{л.макс}$ $$H_{мин} = 1,7\delta_{л.макс}. \quad (1.7)$$

при $l > 3\delta_{л.макс}$ $$H_{мин} = 1,7\delta_{л.макс} + 0,2l, \quad (1.8)$$

здесь $3\delta_{л.макс}$ — максимальная толщина льда (в м) с учетом смерзания льдин в пакеты [137].

При $h_в < (3 \div 4)h_б$ ширина ледосбросного фронта $B_Л$ назначается из условия пропуска через ледосбросные отверстия расхода:

$$Q_{л.отв} = Q_А - Q'$$

где Q' — расход воды через другие (неледосбросные) отверстия.

Ширина $B_Л$ определяется по формуле расхода через водослив (глава 2) при

$$H_{мин} \le H \le H_{макс}.$$

В некоторых случаях для соблюдения этого условия следует увеличивать $Q_{л.отв}$ за счет уменьшения Q'. При скорости потока в верхнем бьефе менее 0,4–0,45 м/с и глубине $h_в > (3 \div 4)h_б$, можно рассчитывать на таяние льда в верхнем бьефе и не устраивать специального ледосбросного фронта.

После выполнения расчетов, относящихся к пропуску льда через плотину, должны быть уточнены отметка гребня плотины, размеры и количество пролетов.

Вопросы, связанные с пропуском льда через глубинные водосбросы в строительный период (через суженное перемычками русло реки, через гребенку бетонных плотин, донные водосбросы) и при эксплуатации гидроузла, а также вопросы, связанные с задержанием льда перед гидротехническими сооружениями и с мероприятиями по пропуску льда через них, решаются по данным [63].

1.5 Очертания устоев, открылков и других элементов сооружения на подводящем участке русла

В связи с тем, что удельные расходы воды для расчетного и поверочного случаев в пределах водосбросного (или водопропускного) фронта существенно превосходят бытовые, в верхнем бьефе перед водосливной частью плотины происходит сужение потока от параллельноструйного на ширине $B_в$ к параллелеструйному же в пределах ширины B, вследствие чего план течения на участке сужения имеет сложную форму (рис. 1.1).

С точки зрения устранения явлений чрезмерного сжатия потока в крайних пролетах водосливного фронта, а также недопущения образования водоворотных зон, большое значение имеет очертание устоев, сопрягающих водосливной участок плотины с глухим, с гидростанцией или с берегом. Особенно важен выбор очертания сопрягающих устоев для плотин среднего и низкого напора при больших удельных расходах, а также в случаях сопряжения водосливных участков с неводосливными, выполненными из грунтовых материалов

При расположении плотины (а в ряде случаев и ГЭС) на пойме на подвод воды к водопропускным сооружениям оказывает влияние также очертание подводящего канала. Оно должно назначаться из условия отсутствия в канале водоворотных зон и обеспечения непосредственно перед сооружением

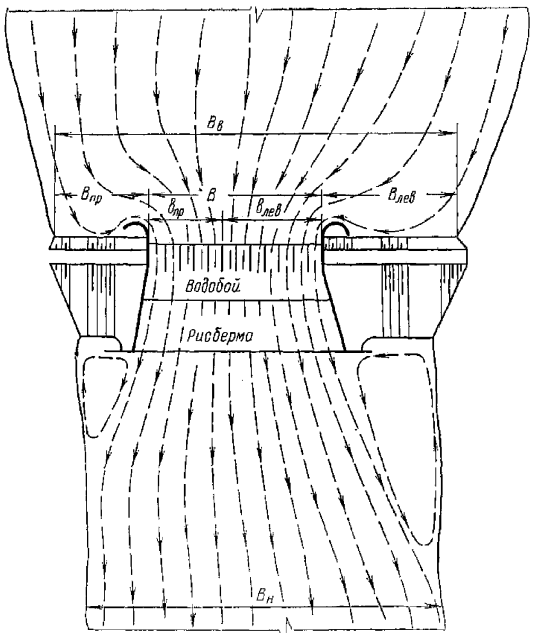


Рисунок 1.1 – Схематический план течений в верхнем и нижнем бьефах водосливной плотины
(к определению формы струенаправляющих открылков)

параллельноструйного течения, нормального к водосбросному фронту. В основном этот вопрос, как и вопрос об очертании устоев, должен решаться экспериментально на гидравлических моделях (физических и математических).

Предварительно очертание подводящего канала и устоев можно наметить по аналогам, исследовавшимся в лабораториях, а очертания устоев в верхнем бьефе водосбросов (схемы открылка) – по диаграмме, представленной на рисунке 1.2.

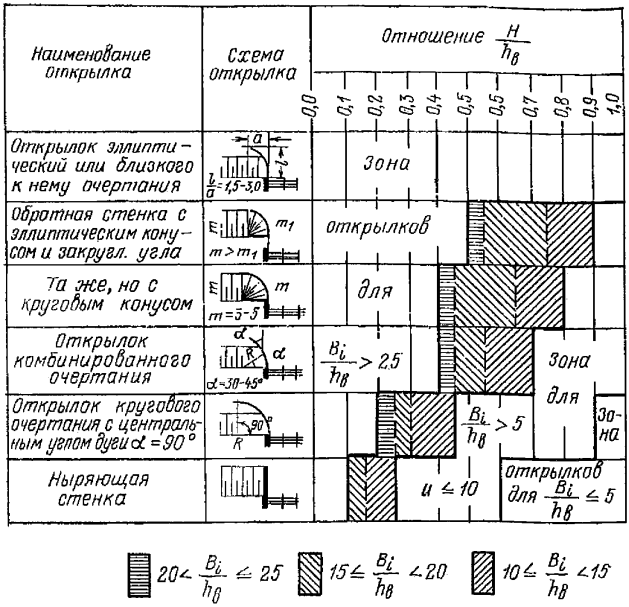


Рисунок 1.2 – Диаграмма для предварительного выбора типа струенаправляющих открылков

Здесь схема открылка зависит от относительного напора на гребне $H / h_в$, где $h_в = c_в + H$ и относительной ширины $B_i / h_в$ части верхнего бьефа, примыкающей к устою, т. е. это может быть либо $B_i / h_в$ для левого устоя, либо $B_{прав} / h_в$ для правого устоя. На диаграмме видно, что чем больше $B_i / h_в$ и меньше $H / h_в$, тем большая свобода выбора предоставляется в отношении схемы открылка (в общем случае это позволяет принять более простое экономичное решение). При $B_i / h_в$ и $B_{прав} / h_в \geq 25$ для обоих устоев можно принимать одинаковую схему. В противном случае они должны быть разными.

Наиболее распространенными являются открылки эллиптического очертания: постоянной высоты или понижающиеся в сторону верхнего бьефа. Длина большой полуоси затопляемого эллиптического открылка l для $1,75 < c_в / H < 4,2$,

при которой коэффициент расхода крайнего пролета уменьшается по сравнению с его численным значением при отсутствии бокового стеснения не более, чем на 1 - 1,5%, определяется по зависимости:

$$\frac{t}{H} = 6\left(\frac{c_в}{H} - 1\right)^{-1}. \qquad (1.9)$$

Для отношения l/a, где a – длина малой полуоси эллипса, рекомендуются следующие ориентировочные значения:

$$\begin{aligned} &\text{при} \quad \eta = \frac{b_i}{B_i} \le 0,25 \qquad l/a = 2,5; \\ &\text{при} \quad \eta \approx 0,5 \qquad\qquad l/a = 2,8; \\ &\text{при} \quad \eta \square 0,5 \qquad\qquad l/a = 3,0, \end{aligned} \qquad (1.10)$$

где b_i — ширина правой или левой части водопропускного фронта, которая пропускает расход, проходящий через соответствующую часть русла в верхнем бьефе B_i.

Эллиптические очертания открылков можно проектировать при помощи зависимости:

$$\frac{y}{a} = 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{x}{l}\right)^2}. \qquad (1.11)$$

Очертание открылков типа обратной стенки следует назначать, пользуясь данными аналогов и конструктивными соображениями. Радиус скругления угла можно предварительно назначать равным H.

Если водосливная плотина средне- или низконапорного гидроузла примыкает к зданию гидростанции, то оголовок раздельной стенки можно назначать в первом приближении полуциркульного очертания, а длину стенки в верхнем бьефе, – руководствуясь конструктивными соображениями с учетом обеспечения наиболее благоприятных условий ее обтекания при основных режимах работы ГЭС. В этом случае (т. е. при наличии ГЭС рядом с плотиной), а также при совмещении плотины с ГЭС нужно соответственно решать и вопрос об очертании подводящего канала и очертании устоя ГЭС (либо обоих устоев совмещенной ГЭС) на основании близких аналогов либо специальных данных [117].

При высоких водосливных плотинах поверхности боковой стенки крайних водосливов придается в плане то же очертание, что и боковой поверхности противоположного быка. Оголовкам быков дается либо полуциркульное очертание радиуса $r = a/2$, где a – толщина быков, либо заостренное (при наличии, например, в верхнем бьефе прочного льда), образованное радиусом $r = (1 \div 1{,}7)a$ с каждой стороны. Угол устоя скругляется, как правило, бóльшим радиусом.

1.6 Крепление подводящего участка русла

Крепление подводящего русла в верхнем бьефе бетонной водосбросной плотины, расположенной на размываемых грунтах, создается с целью защиты основания плотины от подмыва. При легкоразмываемых грунтах и значительных скоростях течения это крепление состоит из нескольких участков (рис. 1.3):

1) призмы из каменной наброски, предназначаемой для покрытия откоса ямы размыва со стороны плотины;

2) бетонных плит, гибкосвязанных в продольном и поперечном направлениях и укладываемых на два-три слоя каменной наброски или на иную деформируемую постель (например, фашинные тюфяки);

3) бетонных плит, толщина и размеры которых назначаются либо конструктивно, либо по аналогам.

Гидравлическому расчету подлежит лишь участок каменной наброски. В тех случаях, когда необходима каменная наброска из не очень крупных камней, укладка которых не вызывает производственных затруднений, покрытие ее плитами не требуется.

В случае, если необходимо уменьшить крупность камня по сравнению с расчетной, наброску следует прикрыть гибкосвязанными плитами. Крупность прикрываемого камня и размеры плит ориентировочно определяются по методике, приведенной в п. 4.15 Руководства. Бетонные плиты, укладываемые в некоторых случаях в примыкающей к плотине части крепления поверх понура (рисунок 1.3), устойчивы при скоростях течения до 5–7 м/с, которые могут наблюдаться при значительных удельных расходах и низких плотинах, а также при плотинах

среднего напора для случая пропуска паводков через гребенку в строительный период. Длина участка крепления бетонными плитами определяется длиной понура из маловодопроницаемых грунтов (суглинков, супесей, глин, в некоторых случаях песчаных грунтов и торфа) [18;137].

Объем призмы каменной наброски зависит от ожидаемой глубины размыва перед креплением. Вычисление объема аналогично расчету, выполняемому для нижнего бьефа (п. 4.15).

Таким образом, специфическим является лишь расчет крупности камня наброски. Рекомендуется следующий порядок выполнения этого расчета:

1) после назначения очертания устоев выполняется построение плана течений в верхнем бьефе на основе решения численными методами плановой задачи гидравлики;

2) при известной длине понура назначается длина крепления бетонными плитами;

3) ориентировочно назначается длина участка из каменной наброски;

4) при известной общей длине крепления $l_в$ определяется плановая конфигурация начала крепления и удельный расход $q_р$ потока в начале крепления при расчетном паводке (эксплуатационном или строительном);

5) определяется средняя скорость течения $V = q_р/h_в$ перед креплением и, с учетом характера течения после размыва русла сужающимся потоком, значение пульсационной составляющей скорости, приблизительно равная $0{,}15V$ [117], затем находится расчетная скорость $V_р = 1{,}15V$. Далее, пользуясь методикой определения неразмывающей скорости (п. 5.15), находится крупность материала $d_н$ на защищаемом откосе или перед креплением бетонными плитами;

6) при известных удельном расходе $q_р$ и составе размываемого грунта определяется, как для равномерного потока глубина местного размыва h_0 естественного русла перед креплением (см. главу 5);

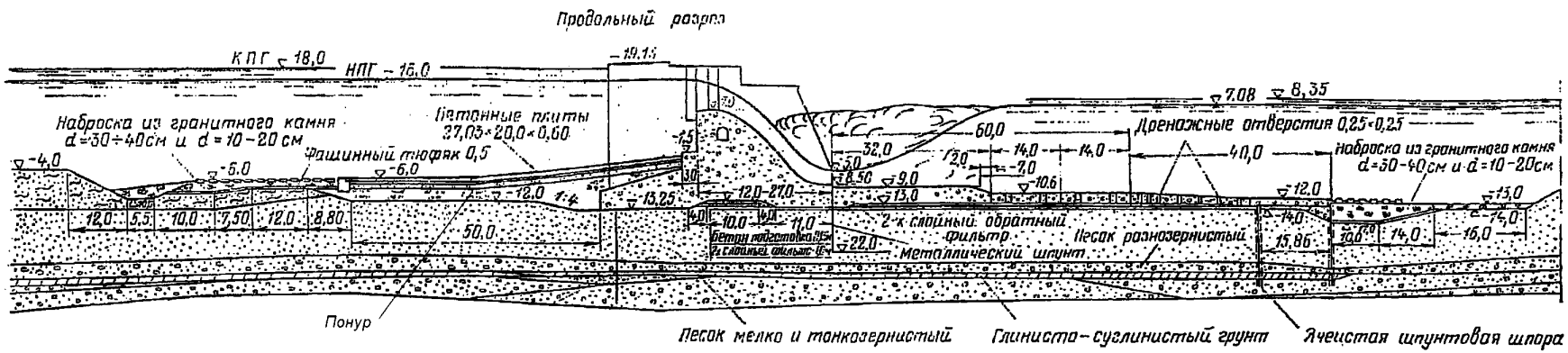


Рисунок 1.3 – Водосливная плотина на размываемых песчаных грунтах, удельный расход на рисберме $q_{ср}$=45 м^2/с; H=17 м

7) определяется (ориентировочно) необходимый объем камня для защиты откоса длиной $m_0 h_0 \approx (1,5 \div 2,0) h_0$ (где m_0 – коэффициент заложения откоса из каменной наброски) и толщиной в два слоя камня;

8) при значительном (более 10–15%) различии между принятой длиной крепления и полученной в результате расчета длиной $l_в$ (считая от подошвы откоса в яме размыва с осыпавшимся камнем до конца крепления) или по каким-либо другим соображениям расчет следует повторить. На рисунке 1.4 приведены другие возможные варианты начала крепления [117].

При конструировании крепления следует обратить особое внимание на крепление русла вдоль подошвы и оголовков устоев, а также на примыкание крепления к откосу плотины. Отметка поверхности бетонного крепления и его профиль назначаются по конструктивным и экономическим соображениям, (в частности, диктуемым конструкцией защищаемого понура), в связи с чем крепление может быть как горизонтальным, так и имеющим прямой или обратный уклон на всем протяжении или на части длины, а также иметь переменную длину. Эти обстоятельства следует учитывать при выполнении расчетов.

Крепление, запроектированное для максимального расхода основного расчетного случая в эксплуатационных условиях, необходимо проверить на условия пропуска расхода поверочного случая, а также на условия пропуска расчетного расхода строительного периода. В некоторых случаях условия пропуска расходов строительного периода могут оказаться определяющим конструкцию и размеры крепления русла в верхнем бьефе, особенно на первом этапе после перекрытия русла. Предварительно это можно установить до выполнения уточняющих расчетов по значениям средних скоростей течения в верхнем бьефе, в створах перед водосливной плотиной (или водопропускным фронтом, если в него входит и строящаяся гидроэлектростанция).

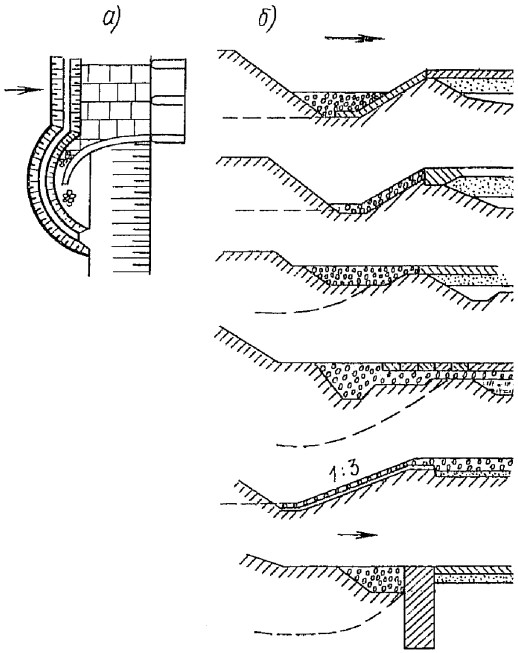


Рисунок 1.4 – Возможные конструктивные решения крепления верхнего бьефа:
а – схема крепления у правобережного устоя; *б* – разрезы креплений;
1 – контур ожидаемого размыва

Глава 2. Поверхностные водосбросы

2.1 Общие сведения

Поверхностные водосбросы, совмещенные с телом бетонных плотин, выполняются в виде водосливных стенок (водосливов), через гребень которых пропускаются расходы воды. Эти водосливы могут выполняться в плотинах различной высоты и различного очертания в поперечном сечении и в плане.

В общем случае в пределах тракта поверхностного водосброса могут быть выделены следующие участки (рисунок 2.1):

- участок подхода воды к сооружению;

- водосливной оголовок;

- сливная грань плотины;

- участок сопряжения с дном нижнего бьефа, выполняемый в большинстве случаев в виде плавного поворота в вертикальной плоскости, с уступом или носком-трамплином.

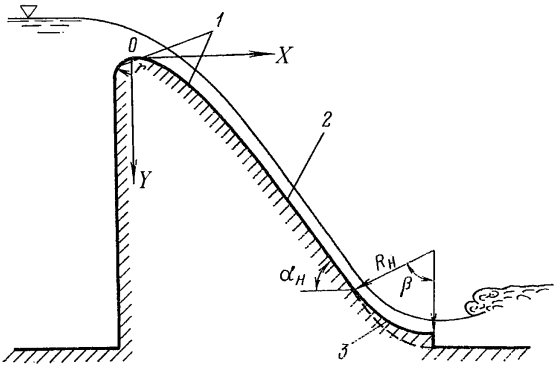


Рисунок 2.1 – Схема водосбросной плотины:
1—водосливной оголовок; 2—сливная грань; 3—участок плавного сопряжения (пунктир) или сопряжения с уступом-трамплином (сплошная линия)

На рисунке 2.1 приведена схема водосбросной плотины с водосливным оголовком криволинейного очертания.

Типы водосливов и определение их пропускной способности

2.2. Классификация водосливов бетонных плотин

Различают следующие типы водосливов бетонных плотин:

- прямоугольные и круговые, зависящие от формы поперечного сечения водосливного отверстия;

- с тонкой стенкой ($\delta \le 0,5H$), с широким порогом ($2H \le \delta \le 8H$), со стенкой практического профиля (все прочие), которые определяются формой и размерами поперечного сечения водосливной стенки;

- с прямолинейным и криволинейным очертанием гребня в плане;

- с гладкой и ступенчатой сливной гранью;

- прямые, косые и боковые по отношению к направлению течения в верхнем бьефе;

- неподтопленные и подтопленные с напором на гребне H и расходом Q, независящие и зависящие, соответственно, от подтопления водослива нижним бьефом, которое определяется значением высоты подтопления;

- водосливы без бокового сжатия, когда $B_в=b$, и водосливы с боковым сжатием, когда $B_в > b$.

2.3 Прямые прямоугольные водосливы с тонкой стенкой

На тракте таких водосливов, если под струю обеспечен свободный подвод воздуха или воды, имеет место свободное истечение; если доступ атмосферного воздуха или воды невозможен или затруднен, то наблюдается несвободное истечение.

При свободном истечении водослив подтоплен, когда непосредственно за ним наблюдается спокойный режим течения и $h_п > 0$, где $h_п$ –значение подтопления. равное разности отметок уровня воды у гребня водослива и наиболее низкой его точки. При несоблюдении хотя бы одного из названных условий, его следует считать неподтопленным.

Неподтопленный водослив с тонкой стенкой без бокового сжатия при

свободном истечении следует рассчитывать по формуле:

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}, \qquad (2.1)$$

где $m_0 = 0,40 + 0,05 \dfrac{H}{c_B}$ при $c_B \geq 0,5H$ и при $H \geq 0,1$ м.

В случае бокового сжатия, подтопления, несвободного истечения, необходимости определения положения верхней или нижней границы струи, ее формы, а также при наклоне водосливной стенки, рекомендуется использовать данные [92].

2.4 Прямые прямоугольные водосливы с широким порогом

Водослив с широким порогом имеет горизонтальную верхнюю грань шириной в направлении течения $\delta = (2 \div 10) H$ и произвольно очерченные верховую и низовую грани (рис. 2.2). Такие водосливы следует рассчитывать по формуле:

$$Q = \sigma_n \varepsilon m b \sqrt{2g} H^{3/2}, \qquad (2.2)$$

где m — коэффициент расхода (определяется по таблице 2.1); ε – коэффициент бокового сжатия (при $B_B = b\varepsilon = 1$), определяется по формуле (2.7) или по данным [99]; εm – для водосливов рассматриваемого типа без порога определяется по таблице 2.2, $\sigma_п$ – коэффициент подтопления, который зависит от значения m неподтопленного водослива и отношения $h_п / H_0$, определяемого по данным рисунка 2.3 (в случае неподтопленного водослива $\sigma_п = 1$).

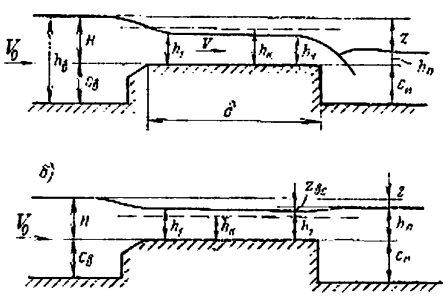


Рисунок 2.2 –Водослив с широким порогом
а — неподтопленный; *б* — подтопленный.

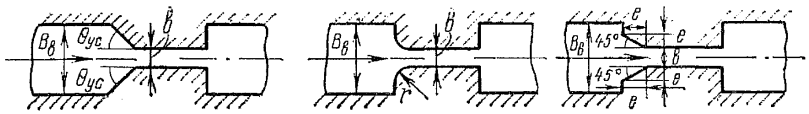
Таблица 2.1



$c_в/H$	ctg θ		
	0	1,0	2,5
0,0	0,38	0,38	0,38
0,4	0,36	0,37	0,38
1,0	0,34	0,37	0,38
6,0	0,32	0,36	0,37

$c_в$/H	r/H или f/H		
	0,025	0,2	1,0
0,0	0,38	0,38	0,38
0,4	0,36	0,37	0,38
1,0	0,36	0,37	0,38
6,0	0,34	0,36	0,37

Таблица 2.2



$b / B_в$	$\mathrm{ctg}\,\theta_{ус}$		
	0	0,5	1,3
0,0	0,32	0,34	0,35
0,4	0,33	0,35	0,36
0,8	0,36	0,36	0,37
1,0	0,38	0,38	0,38

$b/B_В$	r/b или e/b		
	0	0,2	1,0
0,0	0,32	0,35	0,36
0,4	0,33	0,36	0,36
0,8	0,36	0,37	0,37
1,0	0,38	0,38	0,38

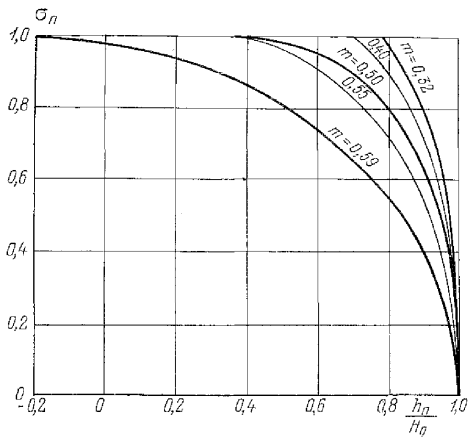


Рисунок 2.3 – График для определения коэффициента подтопления

Глубину h_1 на пороге водослива с широким порогом (рисунок 2.2) можно определить, зная Q, H_0 и b, из уравнения

$$Q = \varphi h_1 b \sqrt{2g\,(H_0 - h_1)}\,, \tag{2.3}$$

где коэффициент скорости φ назначается, соответственно, для неподтопленного и подтопленного водосливов в диапазоне εm от 0,30 до 0,38 по формулам, полученным по данным Д. И. Кумина

$$\varphi = 0,75\varepsilon m + 0,715\,, \tag{2.4}$$

$$\varphi = 2,5\varepsilon m + 0,04\,. \tag{2.5}$$

Более точно расход при подтоплении может быть определен с учетом перепада восстановления $z_{вс}$ (рис. 2.2, б) [13, 99]. В этих же работах более полно рассмотрены различные случаи истечения через водосливы с широким порогом.

Формула (2.2) для определения пропускной способности водосливов с широким порогом может использоваться, по данным Н. П. Розанова [103, 139], и для случая водослива с верхней полкой, имеющей прямой уклон $i \leq 0,025$. Для этого значение m должно быть умножено на поправочный коэффициент m_i / m. Значения этого коэффициента, зависящие от m и i, приведены на рисунке 2.4.

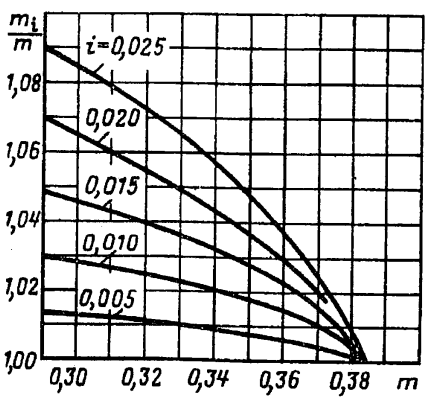


Рисунок 2.4 – Графики для определения поправочных коэффициентов при применении формулы (2.2) для водосливов с наклонной верхней полкой

2.5 Прямые прямоугольные водосливы практического профиля

Различают следующие типы водосливов практического профиля:

- безвакуумные водосливы с давлением на поверхность стенки у гребня, близким к атмосферному;

- безвакуумные с уширенным гребнем, на которых давление у гребня превосходит атмосферное;

- вакуумные с давлением меньше атмосферного в области, расположенной ниже гребня по течению.

Расход через водослив практического профиля (рисунок 2.1) определяется по формуле:

$$Q = \sigma_{п} \varepsilon m b \sqrt{2g} H^{3/2}, \tag{2.6}$$

где $\sigma_{п}$ — коэффициент подтопления,

В случае бурного режима течения за водосливной стенкой водослив всегда неподтоплен и $\sigma_{п} = 1$; при спокойном режиме течения ниже этой стенки $\sigma_{П}$ определяется в зависимости от $\frac{\sigma_{п}}{H_0}$ и m по графику на рисунке 2.3.

Коэффициент бокового сжатия рекомендуется определять для одного отверстия при $\frac{H}{b} \le 1$ формуле [99]:

$$\varepsilon = 1 - \frac{K_1 \cdot K_4}{1 + c / H} \left(K_2 \cdot \frac{c_{В}}{b} + K_3 \right), \tag{2.7}$$

где $K_1 = f\left(\frac{b}{B_{В}}\right)$ — коэффициент, учитывающий плановое сжатие; вычисляется по формуле:

$$K_1 = 1 - 1,4 \left(\frac{b}{B_{В}} - 0,2 \right)^{3/2}; \tag{2.8}$$

$K_2 = f\left(\frac{r}{H}\right)$ – коэффициент, учитывающий скругление входных ребер устоев и быков радиусом r; вычисляется по формуле

$$K_2 = 0,17 - \sqrt{\frac{r}{3 0 H}}; \qquad (2.9)$$

$K_3 = f\left(\frac{r}{b}\right)$ находится по формуле (2.9) подстановкой вместо H значения b;

$K_4 = f\left(\frac{l}{H}\right)$ – коэффициент, учитывающий выдвижение верховой грани устоев и быков в верхний бьеф на расстояние l от входного ребра водосливной стенки; определяется по данным [92, п. 4.9]; в случае, когда $\frac{c_В}{H}$ и $\frac{l}{H} \geq 3$, $K_4 = \frac{H}{H + c_В}$.

Коэффициент бокового сжатия для водосливного фронта, состоящего из нескольких водосливных отверстий, следует определять по зависимости (2.7), пользуясь методом фрагментов Н. П. Розанова [99]. В случае, если $2 > \frac{H}{b} > 1$, формулу (2.7) можно использовать, принимая $H = b$.

Данные об учете влияния на пропускную способность водослива сопрягающих элементов в верхнем бьефе, очертания открылков, устоев приводятся в [77].

Коэффициент расхода безвакуумного водослива рекомендуется определять по формуле:

$$m = \sigma_ф \sigma_н m_r, \qquad (2.10)$$

где m_r вычисляется при $\frac{H_0}{c_в} \leq 6,5$ и H_0>1 м по зависимости:

$$m_r = 0,50 - 0,012 \frac{H_0}{c_В}; \qquad (2.11)$$

$\sigma_ф$ — коэффициент формы, определяемый по [92, п. 4.10] в зависимости от наклона верховой и низовой грани водослива к горизонту; для наиболее распространенной формы стенки с $\alpha_в \geq 75^0$ и $\alpha_н \geq 60^0$, $\sigma_ф$= 1;

$\sigma_н$ – коэффициент полноты напора, определяемый по данным [92, п. 4.10] в зависимости от наклона верховой грани к горизонту и отношения $H/H_{прф}$; для стенки

с вертикальной напорной гранью значения $\sigma_н$ приведены в табл. 2.3;

$H_{прф}$ – профилирующий напор, равный любому напору на гребне от соответствующего НПУ до ФПУ, при котором вакуум за гребнем недопустим.

Таблица 2.3

$H/H_{прф}$	0,2	0,4	0,6	1.0	1,5	2,0
$\sigma_н$	0,84	0,90	0,94	1,00	1,05	1,10

Выше было рассмотрено определение пропускной способности водосливов с безвакуумными оголовками, продольный профиль которых строится по координатам Кригера, уточненными А. С. Офицеровым [76]. Таблица с координатами Кригера–Офицерова приводится в [92], а также во многих справочных и учебных пособиях, где рассматриваются гидравлические условия работы водосливов.

Такой профиль приближенно может быть воспроизведен на участке ниже гребня по течению по формуле:

$$y = 0,475x^{1,8}. \qquad (2.12)$$

При этом ордината Y и абсцисса X (рисунок 2.1) находятся как произведения $Y = yH_{прф}$ и $X = xH_{прф}$, а на верховом участке от гребня – по дуге окружности радиуса $r = 0,25H_{прф}$.

Для водосливных плотин, кроме профиля Кригера-Офицерова, целесообразно также применение хорошо отработанного безвакуумного профиля типа WES (Water Experimental Station), который широко используется в зарубежных сооружениях. Он точно описывается уравнением [136, 154]:

$$x = kH_{прф}^{n-1}y, \qquad (2.13)$$

в котором для водослива с вертикальной верховой гранью (рисунок 2.1) $k = 2$ и $n = 1,85$.

Безвакуумный профиль WES по сравнению с профилем Кригера–Офицерова несколько более обжат по горизонтали, а также имеет примерно на 2% большую пропускную способность при $H = H_{прф}$.

Большей пропускной способностью, чем водосливы безвакуумных профилей,

обладают вакуумные водосливные стенки с эллиптическими оголовками [92]. Коэффициент расхода m для вакуумных водосливных стенок с эллиптическими оголовками рекомендуется принимать по данным таблицы 2.4 в зависимости от отношений $\frac{H_0}{r_ф}$ и $\frac{l}{f}$, где $r_ф$ — фиктивный радиус оголовка, а $\frac{l}{f}$ — отношение полуосей эллипса, образующего контур оголовка.

Таблица 2.4

$\frac{l}{f}$	$H_0 / r_ф$						
	1,0	1,4	1,8	2,2	2,6	3,0	3,4
3,0	0,50	0,52	0,54	0,56	0,56	0,57	0,58
1,0	0,49	0,51	0,52	0,53	0,54	0,55	0,56

Пропускная способность неподтопленных водосливов прямоугольного профиля – они часто применяются для пропуска строительных расходов – также может рассчитываться по формуле (2.6). Их коэффициент расхода m при $H \le c_в \le 4H$, $0,6H \le \delta \le 2H$ и свободном доступе воздуха под струю рекомендуется определять по формуле:

$$m = 0,42\left(0,700 + 0,185\frac{H}{\delta}\right). \qquad (2.14)$$

В работе [99] приводятся также данные, необходимые для определения коэффициентов расхода безвакуумных водосливных стенок при наличии на гребне плоского горизонтального участка шириной $0,3 \le \delta / H_{прф} \le 2$, трапецеидальных стенок, стенок криволинейного профиля, полученного путем скругления углов профиля трапецеидального очертания и т. д.

На поверхности оголовков безвакуумного типа на большей части ширины пролетов вакуумы всегда отсутствуют, но при $H > H_{прф}$ такие оголовки уже не являются безвакуумными. Так, на водосливном оголовке с профилем Кригера–Офицерова [76] при H=1,25$H_{пр}$ пьезометрическая высота снижается по сравнению с соответствующей атмосферной на участке до гребня по течению на значение, равное 0,3$H_{прф}$. Ниже гребня по течению зона вакуумов простирается на длину, составляющую около 0,5$H_{прф}$.

При применении водосливных оголовков типа WES и $H = H_{\text{прф}}$ [136] вблизи быков перед гребнем по течению наблюдаются небольшие вакуумы, составляющие численно около $0{,}03H_{\text{прф}}$. На водосливном оголовке этого профиля в случае $H = 1{,}33H_{\text{прф}}$ пьезометрические напоры снижаются по сравнению с соответствующими атмосферному давлению по оси пролета примерно до $0{,}2H_{\text{прф}}$, а у быков до $0{,}5H_{\text{прф}}$. Зона вакуумов может в этом случае распространяться ниже гребня на длине, численно равной $1{,}5H_{\text{прф}}$.

При определении максимальных значений осредненных вакуумов на оголовках эллиптического профиля необходимо руководствоваться данными, приведенными в [92].

2.6 Криволинейные в плане водосливы

Пропускная способность криволинейных в плане оголовков водосливов, которые предусматриваются на гребне арочных или многоарочных контрфорсных плотин, устанавливается в зависимости от продольного очертания оголовка по формулам (2.1) или (2.6). Для этого коэффициент расхода криволинейного в плане водослива представляется как произведение

$$m_{\text{к}} = m\sigma_{\text{к}}, \tag{2.15}$$

где

m — коэффициент расхода прямого водослива;

$\sigma_{\text{к}}$ — поправочный коэффициент, который определяется в зависимости от величины центрального угла θ и отношения H/R [13, 93, 122];

R — радиус кривизны гребня.

В [93] рассмотрены также материалы для расчета коэффициента расхода криволинейных в плане водосливных стенок с наклонной гранью и гребнем, имеющим круговое поперечное сечение ($H / r = 1 \div 12$).

2.7 Расчет пропускной способности при частичном открытии затвора на гребне водослива

Плоские и сегментные затворы, установленные на гребне водосливов, наиболее часто используются для работы при частичных открытиях. Расчеты расхода при частичных открытиях плоских затворов на гребне водосливов выполняются по формуле:

$$Q = \varphi \varepsilon' a b \sqrt{2g\left(H_0 - æ\varepsilon' a - h_п\right)}\,. \qquad (2.16)$$

где

a — открытие затвора;

$\varphi = 0{,}99$ — коэффициент скорости;

ε' — коэффициент вертикального сжатия, определяемый по формуле [133]:

$$\varepsilon' = \frac{1}{1 + \sqrt{K\left(1 - \frac{a^2}{H^2}\right)}}, \qquad (2.17)$$

K – коэффициент, учитывающий условия обтекания низового контура затвора;

b – пролет затвора в свету,

$h_п$ – глубина подтопления затвора (разность между глубинами воды у низовой обшивки затвора и значением его открытий в свету),

æ – коэффициент, учитывающий отличие распределения давления в сжатом сечении от гидростатического.

При отсутствии подтопления со стороны нижнего бьефа $h_n = 0$. Если затвор со стороны нижнего бьефа подтоплен, то значения Q и h_n должны определяться с учетом уравнения (2.16) и уравнения, характеризующего условия сопряжения бьефов, а также с учетом перепада восстановления. Значения K определяются очертанием низового контура затвора. Ряд вариантов конструктивных схем плоских затворов с различным очертанием этого контура, приведены на рисунке 2.5

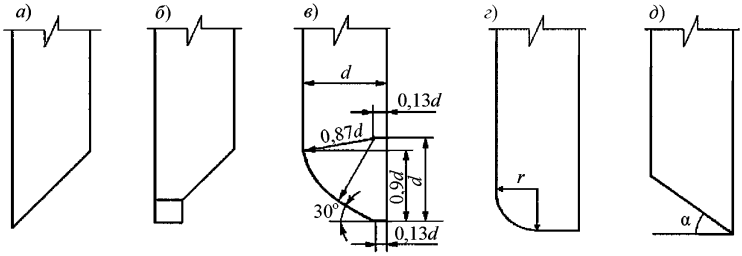


Рисунок 2.5 – Основные типы очертания низового контура плоских затворов: *а* – с острым нижним ребром; *б* – с острым нижним ребром и уплотняющим брусом; *в* – с обтекаемым очертанием низового контура; *г* – со скруглением низового контура со стороны верхнего бьефа; *д* – с прямолинейным скосом низового контура, обращенным в сторону верхнего бьефа

В случае наиболее часто употребляемых очертаний низового контура с отрывным обтеканием (рисунок 2,5 а, б) $K = 0,4$. При скруглении верхового угла нижнего контура затвора радиусом r

$$K = 0,4e^{-r/6a}. \qquad (2.18)$$

Эта зависимость получена опытным путем [133] в диапазоне $0 < r/a \leq 0,25$.

Значение $\varphi\varepsilon'$ может быть определено для частичных открытий плоских затворов при известных значениях коэффициента сопротивления ζ по формуле

$$\mu = \varphi\varepsilon' = \sqrt{\frac{1}{1+\zeta}}. \qquad (2.19)$$

Для затворов с низовыми контурами, изображенными на рисунке 2.5 *в* и *д*, таблицы со значениями ζ при различных открытиях даны соответственно в [130] и [138].

При определении пропускной способности частично открытых сегментных затворов по формулам (2.16) и (2.17) значение K устанавливается по зависимости [132].

$$K = 0,4\sin^3\alpha, \qquad (2.20)$$

где α – угол наклона к горизонту касательной к напорной обшивке у нижней кромки затвора.

При расположении плоского затвора на горизонтальном гребне с длиной от створа ножевого уплотнения до уступа, большей $4\varepsilon'$, в формуле (2.16) значение коэффициента æ=1,0. Если створы ножевого уплотнения затвора и уступа совпадают

или затвор расположен на гребне криволинейного в поперечном сечении водослива практического профиля, то следует принимать æ = 0,75. При длине горизонтальной полки за створом ножевого уплотнения меньше 4ε'a 0,75< æ ≤1,0 и значение æ можно рассчитывать как для глубинного водосброса с полкой [118, 138].

Установка затворов на гребне водосливов, профиль которых очерчен по координатам Кригера–Офицерова, приводит к появлению на их поверхности зон вакуума [1]:

1. При полностью открытых плоских затворах с пазами на гребне осредненный вакуум составляет около 0,04$H_{\text{прф}}$, а амплитуда его пульсаций достигает 0,7$H_{\text{прф}}$.

2. При частичных открытиях плоского затвора максимальные значения вакуума наблюдаются при относительных открытиях затвора 0,5–0,7. При этих открытиях затвора и пазах, расположенных на гребне, осредненный вакуум составляет 0,12$H_{\text{прф}}$, а со смещением пазов от гребня на расстояние по горизонтали 0,2$H_{\text{прф}}$ и 0,4$H_{\text{прф}}$ он уменьшается лишь до 0,09$H_{\text{прф}}$ и 0,08$H_{\text{прф}}$. В этих же створах происходит уменьшение относительной амплитуды пульсации давления с 0,6 до 0,3 и 0,2.

3. На водосливах с использованием для регулирования расхода сегментного затвора максимальный осредненный вакуум наблюдается при относительных открытиях около 0,4$H_{\text{прф}}$; при углах касательной к нижней кромке закрытого затвора к горизонту 30, 40 и 50° он составляет 0,3$H_{\text{прф}}$, 0,2$H_{\text{прф}}$ и 0,12$H_{\text{прф}}$. При смещении точки опирания сегментного затвора от гребня на 0,2$H_{\text{прф}}$ и 0,4$H_{\text{прф}}$ относительный вакуум снижается от 0,5; 0,4; 0,2 до соответственно 0,4; 0,2; 0,1.

4. Вакуумы на сливной грани водослива существенно уменьшаются, если увеличивать $H_{\text{прф}}$ по сравнению с максимальным напором на гребне водослива.

Условия течения на сливной грани водосливов

2.8 Общие положения

Для массивных бетонных плотин (гравитационных и арочно-гравитационных) уклон сливной грани определяется на основе расчетов прочности

плотины, а также с учетом ее конструкции и размеров. Сливная грань должна сопрягаться с криволинейным в поперечном сечении оголовком без переломов и перегибов. При необходимости на сливной грани должны быть предусмотрены быки.

При донном режиме течения за водосливом сливная грань должна сопрягаться с дном нижнего бьефа радиальным в поперечном сечении поворотом. Для низко- и средненапорных сооружений ориентировочные значения радиусов этих поворотов приведены в таблице 6.14 [122]. Для средне- и высоконапорных водосливов радиус сопряжения должен составлять не менее 6–8 глубин потока в начальном створе вертикального поворота и должен выбираться, исходя из значений дополнительных нагрузок на низовой клин плотины, недопущения существенных деформаций потока и значительных вакуумов на примыкающем к водосливу участку дна в нижнем бьефе. Поворот в вертикальной плоскости средне- и высоконапорных водосливов следует заканчивать уступом при их сопряжении с дном в нижнем бьефе. В зону под струями за уступом высотой несколько метров необходимо обеспечить подачу воздуха, что должно способствовать устранению опасности кавитационных воздействий на участке, где наблюдаются значительные вакуумы.

В случае поверхностного режима сопряжения бьефов криволинейный участок сливной грани при сопряжении с дном нижнего бьефа заканчивается уступом. Его высота определяется условиями обеспечения по проекту соответствующих поверхностных режимов течения. Отметки на сходе с этого уступа равны или несколько превышают уровни нижнего бьефа.

При сопряжении бьефов отбросом струй в конце сливной грани устраивают носок-трамплин. Этот носок-трамплин отбрасывает поток на требуемое расстояние вплоть до максимально возможного. В ряде случаев носки-трамплины выполняют таким образом, чтобы они обеспечивали распределение потока по площади и смещение его в нужном направлении.

2.9 Глубины потока и давления на различных участках водосливной поверхности

Для неподтопленного прямоугольного водослива с тонкой стенкой с верховой гранью, близкой к вертикальной, и со свободным подводом воздуха под струю при определении координат верхней и нижней поверхностей переливающейся струи следует использовать данные [13]. Для определения таких координат для водосливов с боковым сжатием необходимо проведение гидравлических экспериментальных исследований или расчетов с помощью численных программ трехмерного моделирования.

Свободная поверхность на участках водосливов с широким порогом (рисунок 2.2) строится по глубинам воды перед входом водослива H и в начале горизонтального порога h_1, рассчитываемой по формуле (2.3). Практически по всей длине порога глубина порога остается постоянной и равной h_1. Используя формулу (2.3) для неподтопленного водослива с широким порогом, значение φ необходимо принимать по формуле (2.4). Для подтопленного водослива с широким порогом значение φ устанавливается по формуле (2.5), а при заданных расходе Q и глубине нижнего бьефа h_n определяется перепад восстановления $z_{вс}$, а затем $h_1 = h_n - z_{вс}$. Данные для выполнения этих операций приведены в [13, 92]. Пьезометрические высоты на пороге этих водосливов можно принимать равными глубинам потока.

Вопрос о приближенном определении глубин потока и о значениях пьезометрических высот на криволинейной в поперечном сечении поверхности оголовков безвакуумных водосливов практического профиля был рассмотрен в п. 2.5. Значения глубин на криволинейных поверхностях водосливов при отсутствии аэрации потока можно определять также по средней скорости потока в i-том сечении [13]

$$V_i = \sqrt{2g(H + \Delta z_i - i_f l_i)}, \qquad (2.21)$$

из уравнения неразрывности, записанного в виде

$$Q = bh_iV_i, \qquad (2.22)$$

где Δz_i – разность отметок гребня оголовка и центра тяжести сечения i; l_i – расстояние по криволинейной поверхности от гребня до центра тяжести i сечения

потока; $i_f = \overline{V}^2_{\text{ср}} / \left(C^2_{\text{ср}} R_{\text{ср}}\right)$ – среднее значение уклона трения в пределах рассматриваемого участка.

В формуле (2.21) при $q > 30$ м^2/с можно принимать $i_f = 0$.

На участке сливной грани, расположенном ниже по течению криволинейного в продольном профиле оголовка водослива и имеющего постоянный уклон дна, глубины можно рассчитывать на основе численного интегрирования одномерного дифференциального уравнения неравномерного плавно изменяющегося движения воды, которое приводится во многих справочных и учебных пособиях по гидравлике. В качестве граничных условий при интегрировании этого уравнения необходимо принимать значение глубины или средней скорости в сечении, где криволинейный практического профиля оголовок водослива сопрягается с участком сливной грани, имеющим постоянный уклон.

При отсутствии аэрации для построения свободной поверхности потока на участке сливной грани с постоянным уклоном дна i может также использоваться непосредственно уравнение Бернулли, параметры которого определяются для ряда последовательно распложенных отрезков длиной Δl, записанное как:

$$h_{i+1} \cos \alpha_{\text{н}} + \frac{V^2_{i+1}}{2g} - h_i \cos \alpha_{\text{н}} - \frac{V^2_i}{2g} = \left(i - i_f\right) \Delta l, \qquad (2.23)$$

где индексами i и $i + 1$ обозначены соответствующие величины в двух сечениях, находящихся на расстоянии Δl друг от друга; $i_f = V^2_{\text{ср}} / (C^2_{\text{ср}} R_{\text{ср}})$ – среднее значение уклона трения в пределах рассматриваемого участка потока; $V_{\text{ср}} = 0,5(V_i + V_{i+1})$; $R_{\text{ср}}$ и $C_{\text{ср}} = \frac{1}{n} R^{1/6}_{\text{ср}}$ соответственно средние значения скорости, гидравлического радиуса и коэффициента Шези, подсчитанные по $h_{\text{ср}}$; n –коэффициент шероховатости обтекаемой поверхности; $\alpha_{\text{н}}$ – угол наклона участка сливной грани с постоянным уклоном к горизонту.

Давление на участке сливной грани с постоянным уклоном дна определяется по формуле

$$p_i = \gamma h_i \cos \alpha_{\text{н}}. \qquad (2.24)$$

Распределение осредненной составляющей давления на верховую грань водосливов всех типов подчиняется гидростатическому закону; значение этого давления лишь несколько ниже на участке вблизи гребня водослива. Пульсационную составляющую давления на эту грань можно принимать равной нулю.

Расчет сужающихся и расширяющихся участков водосбросов и участков поворотов производится по зависимостям гидравлики бурных потоков [11, 13, 14, 118].

2.10 Параметры потока в пределах радиального участка сопряжения в конце сливной грани

Построение кривой свободной поверхности и расчет давлений на радиальном в поперечном сечении участке сопряжений

- без уступа и с уступом с донным режимом течения в нижнем бьефе,
- с уступом и с поверхностными режимами ниже его по течению и
- в виде носка-трамплина для отброса струй

рекомендуется выполнять по данным работ [11, 13, 14, 75]. Глубины потока и средней скорости течения на указанном участке в первом приближении определяются с использованием уравнения Бернулли, составленного для последовательно расположенных участков

$$\Delta z_{i,i+1} + h_i \cos\alpha_{\text{н}i} + \frac{V_i^2}{2g} + \frac{p_{\text{ц}}}{\gamma} = h_{i+1}\cos\alpha_{\text{н},i+1} + \frac{V_{i+1}^2}{2g} + \frac{p_{\text{ц},i+1}}{\gamma} + \frac{V_{\text{ср}i}^2 \Delta l_{i,i+1}}{C_{\text{ср}i} R_{\text{ср}i}}. \quad (2.25)$$

Здесь $\Delta z_{i,i+1}$ – разность отметок дна с учетом знака для створов i и $i + 1$, ограничивающих отрезки поворота длиной по дуге Δl; $h_{\text{ср}i}$, $V_{\text{ср}i}$, $R_{\text{ср}i}$, $C_{\text{ср}i}$ – соответственно средние значения глубины, скорости, гидравлического радиуса и коэффициента Шези на этом участке; $\alpha_{\text{н}}$ – угол наклона поверхности дна к горизонту; $\frac{p_{\text{ц}}}{\gamma}$ – удельное центробежное давление на обтекаемую поверхность на каждом отрезке, определяемое при $\frac{R}{h_{\text{ср}i}} \geq 6 \div 8$ по зависимости

$$\frac{p_{\text{ц}}}{\gamma} = \frac{h_{\text{ср}i} V_{\text{ср}i}^2}{gR}, \quad (2.26)$$

где γ – удельный вес воды; R – радиус поворота.

При использовании зависимости (2.26) для концевого створа участка сопряжения, когда за уступ обеспечен свободный доступ воздуха, следует принимать $h_2 \cos\alpha_{н2} + \frac{p_ц}{\gamma} = 0$, т. е. считать, что давление на дно поворота в данном створе равно атмосферному. Параметры потока в пределах трамплинов, отличающихся от цилиндрического, следует определять по рекомендациям в указанных выше работах.

Для низких и средних по высоте плотин скорость $V_к$ и глубина потока $h_к$ в конце участка сопряжения водосливов (на сходе с уступа, в начале водобоя при сопряжении без уступа) определяются по известным зависимостям:

$$V_к = \varphi\sqrt{2g\,(T_0 - h_к)}, \tag{2.27}$$

$$h_к = q / V_к = \frac{m\sqrt{2g}\,H^{3/2}}{V_к}, \tag{2.28}$$

при этом коэффициент скорости φ принимается в пределах, соответственно, для низких и средних по высоте плотин, равным 0,98–0,95.

Кавитация на элементах водосбросов и защита их от кавитационных разрушений*

2.11 Понятия и определения

Кавитация — гидродинамический процесс возникновения в зонах низких давлений потока парогазовых полостей (пузырьков или их скоплений – каверн), нарушающих сплошность водной среды.

Условие возникновения кавитации записывается в виде [13, 100, 102]:

$$p_i = p_a + p = p_a + \overline{p} - p' \le p_v, \tag{2.29}$$

где p_i – абсолютное давление в рассматриваемой точке потока; p_a – атмосферное давление над потоком; p; $\overline{p}$; p' – мгновенное, осредненное и пульсационное

*В данном подразделе затрагиваются также некоторые вопросы, связанные с кавитацией в напорных водосбросах, вследствие их общности с аналогичными вопросами для поверхностных водосбросов.

гидродинамическое давление; p_v – давление парообразования жидкости при заданной ее температуре.

Таким образом, согласно (2.29), возникновение кавитации происходит при понижении абсолютного давления в потоке до давления парообразования**. В качестве основной кавитационной характеристики потока используется параметр кавитации, характеризующий гидродинамическое состояние потока по соотношению между давлением и скоростью в рассматриваемой точке (фактический параметр кавитации), равный

$$K_i = \frac{p_{хар} - p_v}{\rho \frac{V_{хар}^2}{2}}, \qquad (2.30)$$

где $p_{хар}$ – характерное давление, принимаемое в качестве расчетного для заданной точки потока; $V_{хар}$ – характерная скорость потока, принимаемая в качестве расчетной для заданной точки; ρ – плотность жидкости.

Параметр кавитации, соответствующий возникновению кавитации в потоке, называется критическим и обозначается $K_{кр}$.

Необходимое условие возникновения кавитации в потоке может быть выражено с помощью параметров кавитации в виде:

$$K_i \le K_{кр}. \qquad (2.31)$$

Характеристикой кавитационного процесса является коэффициент степени развития кавитации, определяемый соотношением между фактическим и критическим параметрами кавитации:

$$\beta = \frac{K_i}{K_{кр}}. \qquad (2.32)$$

С точки зрения интенсивности процесса кавитации и гидродинамического воздействия потока на сооружения различают три основные стадии развития кавитации:

начальную при $0,7 < \beta < 1,0$;

** В действительности возникновение кавитации в реальных потоках происходит при некоторых критических давлениях, несколько превышающих давление парообразования, что обусловлено наличием в воде твердых примесей [102].

развитую при $0,3 \le \beta \le 0,7$;

суперкавитацию при $0 < \beta < 0,3$.

Начальная стадия характеризуется сравнительно слабой интенсивностью процесса и незначительным воздействием на обтекаемые поверхности сооружения.

Развитая стадия характеризуется высокой интенсивностью процесса и является наиболее опасной для сооружения.

Суперкавитация характеризуется высокой интенсивностью процесса, но, как правило, слабым воздействием на сооружения в связи с тем, что парогазовые полости, образующие кавитационный факел, обычно отрываются от обтекаемых элементов и схлопываются внутри потока, не касаясь поверхности сооружений.

2.12 Методы прогнозирования бескавитационных условий работы водосбросов

Существуют три основных метода прогнозирования условий бескавитационной работы водосбросов:

- расчетный;
- экспериментальный;
- комбинированный.

Расчетный метод основан на вычислении абсолютных давлений в различных точках потока и сопоставлении полученных значений с давлением парообразования на основании (2.29), а также фактических параметров кавитации и сопоставлении их с критическими, исходя из неравенства (2.31).

Для обеспечения бескавитационной работы водосбросов должны быть соблюдены условия:

$$p_i > p_v \quad \text{и} \quad K_i > K_{кр}. \tag{2.33}$$

Вычисление абсолютных давлений и параметров кавитации для потока волы производится на основе гидравлических расчетов, приведенных в соответствующих параграфах настоящего Руководства. Значения атмосферного давления следует принимать по таблице 2.6, в которой учитывается высотное положение местности.

Таблица 2.6

Отметка местности, м	0	200	500	1000	1500	2000
Атмосферное давление p_a, МПа	1,05	1,02	0,99	0,94	0,88	0,83

Значения давления парообразования при различной температуре воды приведены в табл. 2.7.

Экспериментальный метод прогнозирования бескавитационных условий работы водосбросов основан на использовании результатов лабораторных кавитационных исследований рассматриваемых сооружений. При проведении таких исследований выявляются элементы водосбросного тракта, на которых возможно возникновение кавитации при различных гидравлических режимах работы сооружения, и устанавливаются необходимые условия бескавитационной его работы. Наиболее надежные результаты могут быть получены на основе натурных наблюдений и при испытании моделей водосбросов в специальных вакуумных и кавитационных стендах.

Таблица 2.7

Температура воды	в град. Цельсия °С	10	15	20	25	30
	в град. Кельвина °К	283,16	288,16	293,16	298,16	303,16
Давление парообразования p_v, МПа		0,013	0,017	0,024	0,033	0,045

Комбинированный метод прогнозирования бескавитационной работы водосбросов основан на использовании расчетного и экспериментального методов, взаимно дополняющих друг друга. Этот метод является наиболее надежным, так как позволяет всесторонне оценить условия работы водосброса.

2.13 Источники возникновения кавитации в водосбросных сооружениях

Гидравлические условия работы водосбросов, при которых возможно существенное снижение давления в потоке и возникновение кавитации, в

значительной степени зависят от очертания обтекаемой поверхности. Элементы сооружения, обтекание которых сопровождается возникновением кавитации, называются источниками кавитации. Последние можно подразделить на две группы:

- зависящие от конструкции элементов сооружения;

- обусловленные технологией возведения сооружений (называемые в дальнейшем местными).

Первая группа включает такие элементы водосбросного тракта, как входные оголовки, раздельные бычки камер затворов, затворы и их пазы, участки поворота или расширения потока, гасители энергии, уступы и т. д., т. е. элементы, геометрические характеристики которых устанавливаются при проектировании сооружений. При обтекании потоком этих элементов водосбросов возможно существенное понижение давления на их поверхности.

Вторая группа источников кавитации включает относительно равномерную и однородную шероховатость поверхности, обтекаемой потоком, и местные неровности этой поверхности. К ним относятся:

- поперечные к направлению течения неровности, образующиеся на месте стыков элементов опалубки бетона и листов металлической облицовки;

- продольные неровности того же происхождения; местные неровности над сравнительно ровной поверхностью (крупные камни в бетоне, недостаточно срезанные выпуски арматуры, болты и гайки, отвердевшие капли сварки, местные наплывы бетона и т.п.);

- плавная волнистость поверхности, возникшая при изготовлении и деформации опалубки, вследствие сварочных деформаций металлических поверхностей, неравномерности нанесения набрызг-бетона и т.д.

При прогнозировании бескавитационной работы водосбросов геометрические характеристики возможных источников кавитации первой группы являются обычно известными. Размеры же и форма источников кавитации второй группы, которые образуются в ходе строительных и монтажных работ, а в ряде случаев при повреждении обтекаемой поверхности сооружения в процессе его эксплуатации или ремонте, заблаговременно неизвестны. Они обнаруживаются при

обследовании сооружения в ходе строительства, перед вводом сооружения в эксплуатацию и после ее ряда этапов. Поэтому предварительно при проектировании они назначаются ориентировочно, на основании имеющихся натурных данных. В ряде случаев эти размеры и форма задаются в качестве предельных при выполнении строительных работ [100].

2.14 Прогноз бескавитационных условий обтекания технологических неровностей на поверхностях водосбросов и способы устранения кавитации

Выполнение требований бескавитационного обтекания неровностей выполняется в случае, если значение фактического параметра кавитации превышает его критическое значение, т. е. $K > K_{кр}$. Значение $K_{кр}$ для характерных видов неровностей, наблюдающихся на плоских поверхностях водосбросов, приведены в таблице 2.8 [13]. При использовании данных этой таблицы необходимо иметь в виду следующее:

1. Высота неровностей $z_н$ отсчитывается от гребня выступов естественной равномерной шероховатости поверхности Δ. Для всех видов шероховатости в таблице 2.8, кроме приведенной в п.1, значения $K_{кр}$ могут рассчитываться лишь при $z_н > 2\Delta$.

2. Среднее значение выступа равномерной естественной шероховатости Δ должно приниматься по таблице 2.9. [100].

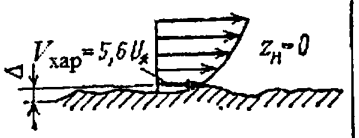
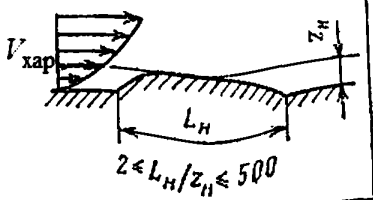
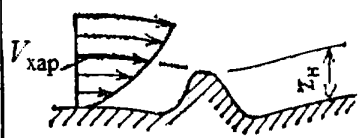
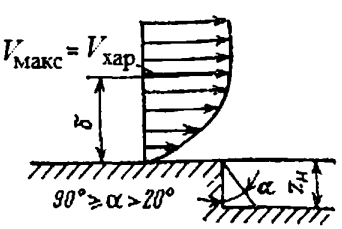
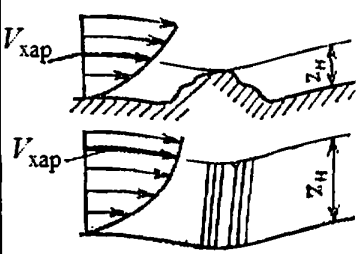
3. В таблице 2.8, п. 2 критический коэффициент кавитации, в отличие от [13], рекомендуется устанавливать по формуле, полученной по данным натурных исследований [72].

4. В таблице 2.8, п.2 приведен критический коэффициент кавитации для выступов, имеющих поперек потока значительную длину. В случае пространственных выступов над плоской поверхностью (с промежутками между соседними ограниченными по ширине выступами) значения критического параметра кавитации в зависимости от наклона их передней грани необходимо определять по формуле

$$K_{кр} = 2 \sin \alpha \,. \qquad (2.34)$$

Для неровностей, расположенных на криволинейной поверхности в первом приближении следует принимать значения $K_{кр}$, приведенные для условий обтекания неровностей на плоских поверхностях, с учетом поправочных коэффициентов, характеризующих влияние кривизны поверхности и воздействия центробежных сил потока. Эти силы определяются условиями обтекания криволинейной поверхности, при которых согласно [36] центробежные силы могут или уменьшать избыточное давление по сравнению с гидростатическим давлением (на выпуклых криволинейных стенках) или увеличивать его (на вогнутых криволинейных стенках). В первом случае значения $K_{кр}$ следует увеличивать, вводя поправочный коэффициент для выпуклой стенки, во втором случае – снижать, вводя коэффициент для вогнутой стенки.

Таблица 2.8

№ п/п	Вид неровности	Схема неровности	$K_{кр}$	№ п/п	Вид неровности	Схема неровности	$K_{кр}$
1	Равномерная естественная шероховатость поверхности со средней высотой выступов Δ		1	4	Плавный выступ на ровной поверхности (сварной шов, наплыв бетона и т. п.)		$2{,}24\,(L_н/z_н)^{-0{,}5}$
2	Выступ навстречу потоку (стык облицовок, выступ бетона из-за смещения опалубки и т. п.)		$0{,}435\,\mathrm{tg}^{0{,}7}\alpha$	5	Одиночный выступ с острой верхней кромкой (плохо зачищенный след от стыка опалубки)		2
3	Уступ по потоку (происхождение такое же, как и в п. 2)		1 при $z_н \geqslant \delta$; $\left(\frac{z_н}{\delta}\right)^{3/4}$ при $z_н < \delta$	6	Отдельные выступающие местные неровности (крупные камни, брызги сварки, стержни арматуры и т. д.)		2 — для округленных очертаний; 3,5 — для резких очертаний

Значения средних выступов равномерной естественной шероховатости принимаются по таблице 2.9, в которой приведены характеристики наиболее распространенных в строительстве обтекаемых поверхностей.

Таблица 2.9

Характер поверхности	Δ, мм
Стальная облицовка со слабыми следами коррозии	0,05–0,1
Стальная облицовка, поврежденная коррозией	0,1–1,5
Бетонная поверхность с тщательной затиркой и железнением	0,3–0,5
Торкретированная бетонная поверхность	0,5–1,0
Бетонная поверхность, выполненная в металлической опалубке	0,5–1,0
Бетонная поверхность, выполненная в деревянной опалубке	1,0–4,0*
То же, что п. 5 и 6 после нескольких лет эксплуатации	1,5–6,0*

*В зависимости от состава бетона, технологии укладки, а также от фильтрации агрессивных вод через бетон

Значения фактических параметров кавитации при выполнении требований бескавитационного обтекания определяются по характерным давлениям и скоростям, вычисленным для невозмущенного потока в створах предполагаемого местоположения неровностей. В качестве характерного давления принимается среднее значение давления на обтекаемой поверхности в створе расположения у основания неровности. Для криволинейных обтекаемых поверхностей характерное давление определяется с учетом центробежной составляющей, вычисляемой по формуле (2.26) и принимаемой со знаком минус на выпуклых стенках и со знаком плюс на вогнутых [36].

На плоских обтекаемых поверхностях в качестве характерной скорости для неровностей типа равномерной естественной шероховатости и выступов (таблица 2.8, п.п. 1, 2 и 4–6) принимается скорость на уровне гребня неровности (т. е. на расстоянии от дна $y = \Delta + z$). Ее называют скоростью набегания. Для неровностей типа «уступ» (таблица 2.8, п. 3) в качестве характерной принимается максимальная скорость в живом сечении потока в створе уступа. Характерная скорость набегания $V_{\text{хар}}$ определяется в общем случае с учетом развития пограничного слоя.

В пределах водосбросного тракта при длине его более $50h$ (где h – глубина

потока) можно выделить три характерных участка по условиям развития пограничного слоя (рисунок 2.6) [100]. Первый участок, входной, характеризуется прямоугольной эпюрой скоростей и практически отсутствием пограничного слоя. На втором участке происходит развитие пограничного слоя в потоке. В пределах третьего участка пограничный слой достигает полного развития, его толщина в напорных водосбросах (рисунок 2.6, а) равна половине высоты сечения или диаметра трубы, а в безнапорных водосбросах (рисунок 2.6, б) – глубине потока.

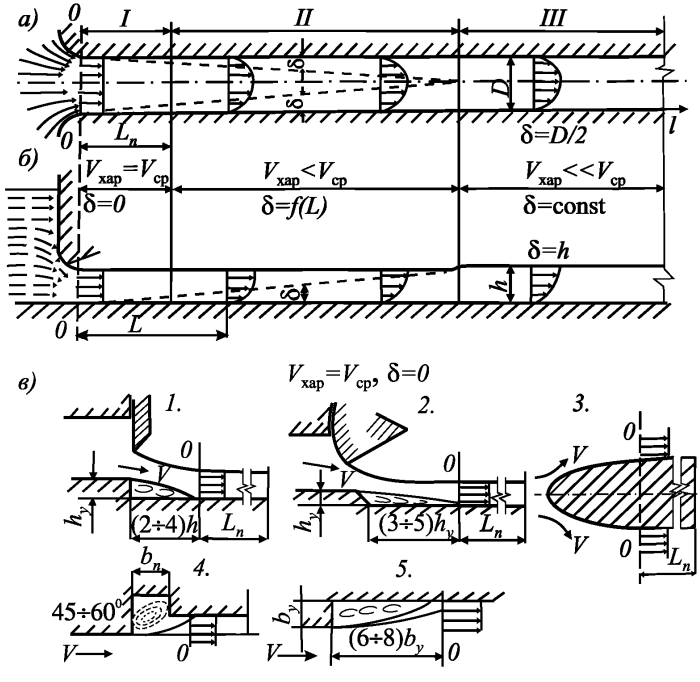


Рисунок 2.6 – Характерные участки течения в водосбросных сооружениях: *а* – схема изменения эпюры скоростей по длине напорного водосброса; *б* – то же, безнапорного водосброса; I – участок L_n с прямолинейной эпюрой скоростей; *II* – участок с развивающимся пограничным слоем; *III* — участок с развитым пограничным слоем; *в* – некоторые типовые элементы водосброса, за которым формируется условно прямоугольная эпюра скоростей: 1 – отводящий участок с вертикальным уступом за плоским затвором; *2* – то же за сегментным затвором; *3* – за оголовком раздельного быка в камере затворов; *4* – за пазом плоского затвора; *5* – у полупаза сегментного затвора (внезапное расширение потока)

Толщина пограничного слоя δ и общая длина полного его развития определяются в зависимости от высоты выступов шероховатости обтекаемой поверхности по графику $\delta / \Delta = f(L / \Delta)$ (рисунок 2.7).

При определении скорости набегания в пределах первого участка толщина пограничного слоя $\delta = 0$, а $V_{хар} \approx V_{ср}$. В первом приближении можно принимать длину первого участка [100], отсчитываемую от створа 0–0 (рисунок 2.6), равной поперечному размеру напорного потока или двум его глубинам при истечении из-под затвора. В пределах второго и третьего участков скорость набегания определяется по приближенной формуле

$$V_{хар} = V_y = \varphi_v^{-1} V_{ср} \sqrt{\xi_1 \xi_2}\,, \qquad (2.35)$$

где ξ_1 и ξ_2 – коэффициенты, учитывающие влияние шероховатости поверхности и толщины пограничного слоя, определяются на основании рисунка 2.7; φ_v – коэффициент, учитывающий влияние толщины пограничного слоя и формы живого сечения, определяется по формулам, приведенным в [100], и для предварительных расчетов может быть принят равным 0,97–1,0; эти значения отвечают наиболее часто встречающимся условиям работы водосбросов.

Ориентировочные значения поправочных коэффициентов для параметров кавитации $K_{кр}$ криволинейных поверхностей водосбросов приведены в таблице 2.10. Они зависят от отношения радиуса R рассматриваемого криволинейного участка водосброса к глубине потока в радиальном направлении h.

Таблица 2.10

Относительный радиус R/h	20	10	6	3	1
Поправочный коэффициент для выпуклой стенки	1,0	1,2	1,3	1,5	2,0
Поправочный коэффициент для вогнутой стенки	1,0	0,9	0,8	0,7	0,5

Данные таблицы 2.10 для вогнутой стенки могут быть распространены на криволинейные участки с углом поворота не более 60°.

Для определения скорости набегания на неровности криволинейных участков поверхностных водосбросов можно приближенно использовать рекомендации [34]

или следующую зависимость [36], полученную для напорного потока в водоводе постоянной высоты:

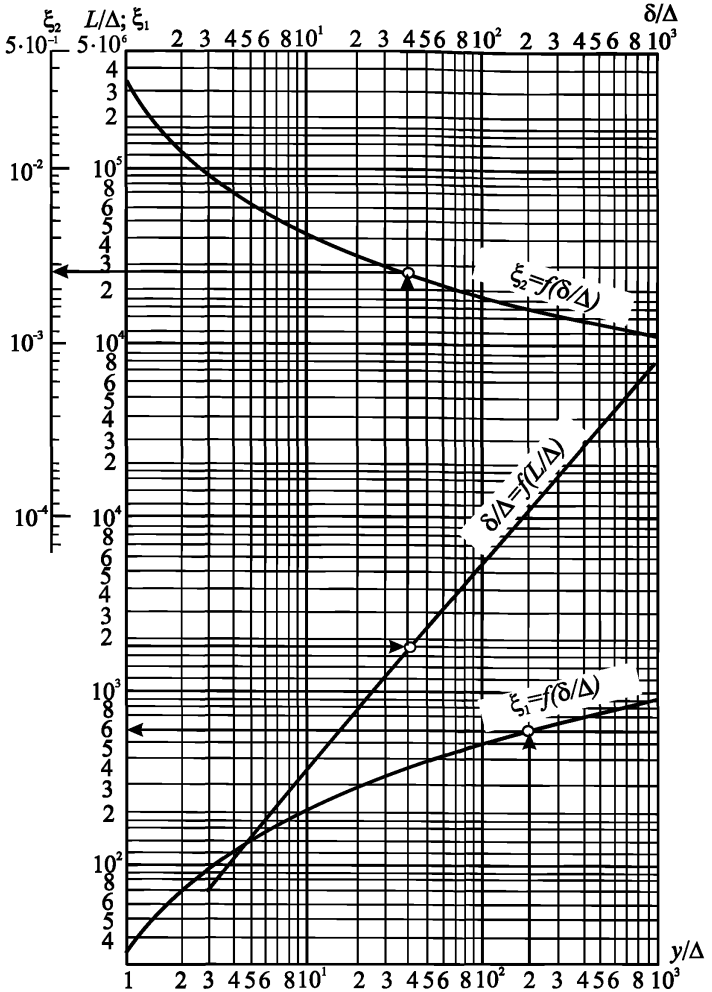


Рисунок 2.7 – График по определению толщины пограничного слоя и характерной скорости набегания:

Δ – высота выступов шероховатости; $y = \Delta + z$ – расстояние от стенки до гребня z; L – расстояние от нулевого до рассматриваемого створа; δ – толщина пограничного слоя в рассматриваемом створе; ξ_1 и ξ_2 – расчетные коэффициенты

$$V_i = \overline{V_i}\left(\frac{R_{0i}}{R_i}\right)^n, \qquad (2.36)$$

где

V_i — осредненная скорость в i-м сечении потока на уровне гребня неровности;

$\overline{V_i}$ — средняя скорость в i-м сечении;

$R_{0i}=R_i + h_i / 2$ и R_i – радиусы в i-х створах, проведенные до середины глубины потока и до уровня гребня неровности (по существу проектный радиус поворота);

n — показатель степени, определяемый по зависимости:

$$n = \sin\left[R_0^{'}\varphi_i\left(1 - 0{,}16\frac{R_0^{'}\varphi_i}{180^\circ}\right)\right], \qquad (2.37)$$

где

$R_{0i}^{'} = R_{0i} / h_i$;

h_i – глубина потока;

φ_i – центральный угол между начальным и рассматриваемым сечением на повороте (в градусах).

При проектировании водосбросов прогнозирование бескавитационных условий работы их обтекаемой поверхности выполняется следующим образом.

Тракт водосброса по длине разделяется расчетными створами на ряд участков. Для каждого створа определяются давления на обтекаемую поверхность и характерные скорости на разных расстояниях в пределах возможных высот неровностей. По полученным данным по формуле (2.30) рассчитывают фактические параметры кавитации K_i. Для определенных видов неровностей по данным таблицы 2.8 устанавливаются значения критических параметров кавитации. Если для каких-то размеров неровностей $K_i > K_{кр}$, то при таких их размерах кавитация не возникает, и они допустимы. Если же $K_i \leq K_{кр}$, то необходимо проведение конструктивных или режимных мероприятий по предотвращению кавитации. К такого рода мероприятиям относятся:

изменение очертания обтекаемой поверхности водослива, например, увеличение его профилирующего напора;

- увеличение относительного радиуса поворота сливной поверхности в вертикальной плоскости;

- смещение створа опирания регулирующего затвора при необходимости его работы при частичных открытиях ниже гребня водослива по течению;

- обеспечение работы водосброса только при полностью открытых затворах или ограничение диапазона кавитационно опасных частичных открытий затворов;

- устройство металлических и бетонных кавитационно стойких облицовок и обделок на участках, где только начинается развитие пограничного слоя;

- облагораживание обтекаемой поверхности водосбросов после проведения разопалубливания: зачистка недопустимых бетонных и металлических неровностей, заделка раковин, уменьшение угла наклона лобовой поверхности выступов;

- снабжение зон существенного понижения давления и пристенного слоя высокоскоростного потока воздухом. Такое воздухонасыщение потока осуществляется с помощью специальных отклонителей потока от стен, диафрагм, трамплинов и пазов-аэраторов, специальных уступов и других конструкций, которые располагают выше по течению зон возможных кавитационных воздействий.

2.15 Прогнозирование кавитационной эрозии и ее интенсивности в водосбросах

Основными характеристиками кавитационной эрозии водосбросов являются объем (потеря массы), площадь и глубина разрушаемого материала и интенсивность кавитационной эрозии, которая отражает изменение ее характеристик во времени или среднюю скорость разрушения материала. В ряде случаев при эксплуатации водосбросов происходили значительные кавитационные разрушения их элементов; поэтому кавитацию, как причину такой эрозии, стремятся не допускать. При этом предъявляются более высокие требования к конструкции сооружений, которые обеспечивают снижение скорости течения, выполнение их с более плавными профилями, сглаживание неровностей, возникших при производстве строительных работ. Чтобы предотвратить появление неровностей на обтекаемых высокоскоростным потоком поверхностях сооружений, существенно повышаются

требования к жесткости опалубок и облицовок, предотвращающих их недопустимые прогибы, а также к точности их установки.

Объемы кавитационных разрушений зависят от ряда факторов, основными из которых являются: скорость потока, стадия развития кавитации, продолжительность кавитационных воздействий (время работы сооружения в кавитационном режиме), физические свойства материала. Влияние физических свойств материала особенно существенно в начальный кратковременный период возникновения кавитационной эрозии.

Характеристикой условий работы поверхности водосбросов, подвергающихся при обтекании потоком воздействию кавитационной эрозии, на которую оказывают влияние физические свойства материала, является продолжительность инкубационного периода $T_{инк}$. Величина $T_{инк}$ представляет собой интервал времени, в течение которого для определенного материала, при данных форме и стадии обтекания, скорости потока, воздухосодержании у жесткой поверхности, очертании обтекаемого тела, разновидности вакуумной зоны и пр., еще не происходит структурных изменений материала и начальных повреждений.

Для обычных бетонов (класса В25) при воздействии неаэрированного потока на возбудитель кавитации в виде цилиндра, для стадии максимального развития кавитации $\beta = \beta_0$, с ростом скоростей течения с 22 до 30 м/с $T_{инк}$ уменьшается с 5 до 0,1 часа. Применение бетона В40 для тех же условий приводит к увеличению значения $T_{инк}$ в 50–60 раз [13]. Насыщение потока у обтекаемой поверхности водосброса воздухом с ростом его концентрации с 0 до 6% также способствует увеличению значения $T_{инк}$ не менее, чем в 10 раз.

Ряд данных о значениях $T_{инк}$, полученных на основе лабораторных исследований, приведен в литературе [10, 13, 100]. В [10] на основе обобщения материалов натурных наблюдений указывается, что при определении инкубационного периода за неровностью типа «выступ» для цементных, полимерцементных и полимербетонов можно использовать зависимость (в сутках)

$$T_{инк} = 5 \cdot 10^{-3} zb / (i \cdot \beta^3), \qquad (2.38)$$

где z – высота выступа, м; b – длина выступа поперек направления течения, м; i –

интенсивность кавитационной эрозии по объему, $м^3$/сут; β – коэффициент развития кавитации.

Основной характеристикой, которая используется в расчетах является интенсивность кавитационной эрозии, максимальное значение которой определяется как средняя скорость разрушения материала поверхности сооружения, обтекаемой потоком со скоростью 30 м/с при стадии развития кавитации β_0. Это значение отвечает максимальному развитию кавитационной эрозии и обозначается как $i_{макс}$. Интенсивность кавитационной эрозии устанавливается как по глубине $i_г$, см/час, так и по объему $i_о$, $м^3$/с. В большинстве случаев без существенной погрешности принимается, что в пределах начальной стадии кавитации $i/i_{макс}$ по глубине и по объему примерно одинаковы [13].

Максимальная интенсивность кавитационной эрозии для гидротехнических бетонов класса В25 на гравии крупностью до 40 мм i_{25}=0,13 см/час и класса В30 с повышенной кавитационной стойкостью i_{30}=0,08 см/час. Для бетонов иного состава можно считать, что

$$I = i_{25}/N, \qquad (2.39)$$

где N – коэффициент относительной кавитационной стойкости, принятый для бетона класса В25, равным 1. Значение N для бетонов других составов приведены в [13].

Данные о влиянии на кавитационную эрозию (размер повреждений, их глубины и объема) формы и размеров возбудителя кавитации, свободного воздуха, свойств материала приведены в [10, 13]. Оценки для определения интенсивности кавитационных повреждений обтекаемых поверхностей из стали В.Ст.3 даны в [100].

Вопрос же о приемлемости той или иной конструкции сооружения или о допустимости того или иного источника кавитации должен решаться с учетом допустимости ожидаемых размеров эрозии (ее глубины, протяженности, объема), возможности и стоимости выполнения ремонтных работ по устранению кавитационных разрушений. Если по этим показателям размеры эрозии неприемлемы, то следует искать новое конструктивное или технологическое решение с целью полного устранения или ослабления кавитационной эрозии путем применения, например, суперкавитирующих конструкций [13, 80, 100] или

применения более кавитационностойких материалов [10, 13].

Общепризнанных рекомендаций, учитывающих при оценке возможных размеров кавитационной эрозии на обтекаемых потоком элементах водосбросных сооружений свойства и качество бетона, условия производства работ, характер неровностей и другие обстоятельства, не существует. Это делает необходимым принятие окончательных решений по конструкциям и форме элементов сооружений, а также по оценке возможных размеров эрозии и ее интенсивности для ответственных сооружений по результатам лабораторных исследований или на основе рассмотрения аналогов.

2.16 Гидравлическое обоснование работы водосбросов с допущением ограниченного объема кавитационных повреждений

Наиболее жесткие требования из условия недопущения кавитационных воздействий предъявляются в большинстве случаев к обтекаемой поверхности водосбросов при пропуске расходов, близких к расчетным. В этом случае за счет самоаэрации потока при полностью открытых затворах водосброса воздух достигает дна, лишь если удельные расходы не превышают 20–40 $м^2/с$. Специальный же подвод воздуха в пристенные слои потока предусматривают обычно при скоростях течения около 30 м/с. Даже для таких скоростей течения сглаживание неровностей может вызвать технологические трудности; так по данным [73] в этом случае пришлось бы сглаживать неровности типа «выступ» под углом менее 90° высотой 2–4 мм. Работы по сглаживанию неровностей плохо поддаются механизации и поэтому являются дорогостоящими и, кроме того, требуют больших затрат времени. В то же время пропуск основных, а тем более поверочных расходов происходит достаточно редко. Поэтому рациональным является рассмотрение условий работы водосбросов с учетом кавитационного ресурса и реальной продолжительности пропуска паводков. В этом случае на сооружении допускается заранее заданный ограниченный объем кавитационных повреждений за неровностями обтекаемой поверхности водосброса. Такой подход возможен только для водосбросов, пропускающих паводковые расходы в течение короткого сезона, на которых в

межсезонный период может быть проведен ремонт поверхности.

При реализации такого подхода в случае пропуска различных расходов через сооружение, необходимо на основании гидравлических расчетов или исследований предварительно установить средние скорости течения и осредненные давления по длине водосброса.

Определение взаимосвязи между объемом кавитационных повреждений бетона за локальной неровностью на его поверхности, характеристиками потока и свойствами бетона производится по формуле, составленной Г. А. Воробьевым [13]:

$$T_0 = \frac{\left[1 + 0,75 \ln \frac{|W|}{M}\right] \cdot 10^{-4} \exp\left[a\left(\beta - \beta_0\right)^2\right]}{\Phi \alpha i_{ст} \left(\frac{V_{хар}}{30}\right)^{6,5}}, \qquad (2.40)$$

где

T_0 – ресурс кавитационных повреждений, являющийся временем, за которое повреждения бетона за выступом на его поверхности достигнут заданного объема $|W|$;

M – масштабный коэффициент, связанный с геометрическими размерами возбудителя кавитации, который для выступа равен $l \cdot z_н^2$ (значения l и $z_н$ имеют размерность в метрах);

l – ширина выступа в направлении перпендикулярном направлению течения;

$z_н$ – высота выступа;

a – эмпирический коэффициент, равный 20 в случае кавитационной эрозии за выступом;

$\beta = K / K_{кр}$ – параметр, характеризующий стадию кавитации;

K – фактический параметр кавитации, устанавливаемый по формуле (2.30);

$K_{кр}$ – критический параметр кавитации, который для прямоугольного в поперечном сечении выступа равен 2,3 (см. таблицу 2.8) [72];

$\beta_0 = 0,55$ – значение параметра, характеризующего стадию кавитации с наибольшей интенсивностью эрозии за прямоугольным выступом;

Ф – эмпирический коэффициент, учитывающий форму кавитирующего элемента, для прямоугольных выступов Ф = 1;

α – коэффициент, учитывающий влияние на кавитационную эрозию степени аэрации пристенных слоев потока (при отсутствии аэрации α = 1; при $10\% \geq \beta \geq 1$ $\alpha = 0,11\text{-}0,01\beta$, где $\beta = (Q_a / Q_w)100\%$);

$V_{хар}$ – скорость течения на уровне гребня выступа, которую следует определять по данным пункта 2.14.

Для проведения расчетов по формуле (2.40) выбрана неровность типа «выступ», за которой эрозионные повреждения, как правило, наибольшие. При этом отсутствует необходимость останавливаться на рассмотрении неровностей, которые приведены в таблице 2.8, пп. 5 и 6; неровности этих типов должны быть удалены при подготовке сооружений к эксплуатации, а участок, где они располагались, необходимо зачистить. Отметим, что и исследования для обоснования расчетов по формуле (2.40) проводились в основном для неровностей типа «выступ».

Значение интенсивности эрозии $i_{ст}$ различного типа бетонов и растворов для облицовок даны в [13]. Значения $i_{ст}$ приведены к стандартным условиям (характерная скорость 30 м/с, возбудитель кавитации в виде выступа высотой z_n = 0,01 м и протяженностью поперек потока l = 1 м при стадии кавитации $\beta_0 = 0,235$). Даже при стандартных условиях интенсивность $i_{ст}$ зависит от соотношения ξ между массами песка и всего заполнителя в бетонном растворе и водоцементного отношения В/Ц. Для условий отличных от стандартных, в том числе для торкретбетона и латексного бетона, значения интенсивности эрозии учитываются с помощью поправочных коэффициентов. На интенсивность развития эрозии влияет также степень развития кавитации β.

Для расчета T_0 следует задавать допустимые объемы кавитационной эрозии $|W|$ таким образом, чтобы повреждения обтекаемой поверхности водосброса не распространились на толщину, превышающую слои бетона повышенного качества или защитный слой несущей арматуры (обозначим их толщину t). В то же время размеры этих повреждений не должны нарушать предельный уровень напряженного состояния водосброса. Соотношение между значениями $|W|$ и t, имеющими размерность, соответственно, м^3 и м, следует определять по формуле [10]

$$|W| = 6t^{4/3}. \qquad (2.41)$$

В расчетах T_0 следует задавать ряд значений $z_{\text{в}}$ и t для разных участков водосброса.

Оценка T_0 дает возможность установить время, за которое должен произойти заданный объем повреждений за выступом определенной высоты для фиксированных условий работы водосброса: сбросного расхода или отметки УВБ и открытия затвора.

В зависимости от притока воды в водохранилище и его емкости эксплуатационным водосбросом гидроузла осуществляется пропуск различных расходов воды каждым из его пролетов при различных открытиях затвора. Оценка объема кавитационной эрозии бетонной поверхности в каждом из пролетов за выступом определенной высоты, сравнимая с ее заданным объемом в любой фиксированной точке при указанных режимах пропуска расходов, может быть выполнена на основе определения наработки кавитационного ресурса на заданный объем кавитационной эрозии, исходя из соотношения [73]

$$H_{ink} = \sum_{k=1}^{k=m} \frac{t_{0k}}{T_{0ink}}, \qquad (2.42)$$

где t_{0k} и T_{0ink} – время работы сооружения при каждом *k*-м режиме работы пролета водосброса (для каждого расхода Q_k или напора H_k и открытия затвора a_k) и кавитационный ресурс бетонной поверхности за выступом определенной высоты в фиксированной точке пространства *n* при том же *k*-м режиме работы пролета водосброса. При $H_{ink} < 1$ кавитационный ресурс бетонной поверхности не выработан, и объем повреждений бетонной поверхности ожидается меньше заданного, а при $H_{ink} > 1$ кавитационный ресурс исчерпан, и повреждения прогнозируются превышающими заданные.

Информация, приведенная в этом разделе о различных параметрах, влияющих на размеры кавитационной эрозии бетонной поверхности за выступами, обтекаемыми высокоскоростным потоком, свидетельствует о том, что в какой-то мере обоснованные их значения имеются для прямоугольных в поперечном сечении

выступов. Даже в этом случае некоторые параметры следует принимать с запасом таким образом, чтобы повреждения бетона не стали опасными для сооружения.

Значения ряда параметров, необходимые для определения ресурса кавитационной эрозии для сглаженных выступов на бетонной поверхности (прежде всего это касается β_0 и частично Ф) нуждается в дальнейшей экспериментальной отработке. Поэтому на настоящем этапе изученности этой проблемы для разработки требований к допускаемой высоте выступов и их сглаживанию на обтекаемой высокоскоростным потоком поверхности бетона применим следующий паллиативный подход:

- предельная высота прямоугольных выступов принимается из условия, чго наработка кавитационных разрушений не должна превышать заданную;

- выступы с высотой больше предельной должны сглаживаться по условию предотвращения кавитации.

Требуемый угол сглаживания выступа для снижения значения критического параметра кавитации определяется по формуле для $K_{кр}$ в табл. 2.8, п. 2. Сглаживание выступов приводит также к изменению коэффициента, входящего в формулу (2.40), которое учитывается следующим образом [10]:

$$\Phi = \left(\alpha / 90^0\right)^{1.5}, \qquad (2.43)$$

где α – угол наклона торцевой плоскости уступа к поверхности водосброса, град.

При формулировании требований к неровностям бетонной поверхности типа равномерной естественной шероховатости, уступов по потоку и плавных выступов следует исходить из условия предотвращения кавитации. Значения критических параметров кавитации установлены для таких неровностей данными таблицы 2.8.

Прогноз продолжительности пропуска различных расходов, результаты которого приводятся в числителе формулы (2.42), должен быть выполнен с использованием всех данных гидрологических наблюдений для створа гидроузла. На этой основе выполняются расчеты возможного времени работы водосброса при различных открытиях основных рабочих затворов за все время наблюдений по прогнозным гидрографам в различные по водности периоды.

Рассматриваемый здесь подход содержит элементы риска, связанные с недостаточной разработкой проблемы и неопределенностью значений некоторых

исходных параметров, которые определяют кавитационную эрозию. Поэтому необходимы дальнейшие разработки на основе натурных наблюдений и исследований в кавитационных установках. Применение такого подхода при проектировании должно осуществляться с использованием некоторых запасов.

В работе [73] приведен пример использования рассматриваемого в этом пункте метода гидравлического расчета для водосброса конкретного гидроузла.

2.17 Самоаэрация потока на тракте водосливных плотин

При высоких скоростях течения воды в пределах тракта безнапорных водосбросов происходит нарушение сплошности свободной поверхности потока воды, она становится рыхлой и воздух захватывается в воду. Такое явление называют самоаэрацией. Она сопровождается увеличением глубины по сравнению с однофазным потоком, при проникновении пузырьков воздуха в воду образуется нижняя зона – зона течения водовоздушной смеси. Над этой зоной потока возникает верхняя зона течения. Она состоит из вылетевших снизу капель воды и воздуха, который вовлечен в движение этими каплями и направление движение которого идентично с направлением течения всей массы потока воды. Капли воды над основным потоком воды могут подниматься на высоту, существенно превышающую высоту нижней зоны потока. Пузырьки воздуха в нижней зоне потока в определенных условиях могут достигать обтекаемой поверхности дна водосброса, что должно способствовать возможности смягчения или вообще устранения опасности кавитационной эрозии. При этом, однако, должно учитываться, что даже при относительно небольшой концентрации водяных капель в верхней зоне потока и при недостаточном запасе высоты боковых стен поверхностного водосброса при неблагоприятных условиях (боковом ветре, затоплении выходного сечения водосброса, изменении его ширины) могут появиться существенные затруднения в эксплуатации сооружений гидроузла, примыкающих к водосбросу (воздействие капель воды на распредустройства и линии электропередач; подтопление примыкающих к водосбросам сооружений и их обмерзание, которые могут

особенно проявиться при изменении уклона дна водосброса и его подтоплении со стороны нижнего бьефа).

Расчет самоаэрации потока на тракте водосливных плотин может производиться по методу В. П. Троицкого, обоснованного данными ряда натурных исследований и экспериментальных работ, проведенных на лабораторных установках [128, 129]. В дальнейшем этот метод был несколько уточнен для учебного пособия [118]. Необходимо иметь в виду, что зависимости Троицкого могут использоваться в случае плавно изменяющегося движения, в том числе на участках с выпуклым профилем дна, но при отсутствии на этих участках значительного вакуума [13].

Перед использованием указанного метода расчета самоаэрации необходимо определить пропускную способность водосливной плотины (п. 2.5), и одним из широко известных способов установить глубины «чистой» воды по длине водосбросного тракта (п. 2.9). Кроме того, вместе с расчетом глубин неаэрированного потока необходимо установить створ, в котором воздух начинает вовлекаться в поток воды (начало аэрации). В этом створе средняя скорость потока V должна быть равна критической скорости $V_{кр}$, определяемой по формуле [118]

$$V_{кр} = \sqrt{(0,38R\cos\alpha_{н})\lambda_R}\,, \qquad (2.44)$$

где R – гидравлический радиус; $\alpha_{н}$ – угол наклона сливной грани водосброса; λ_R – коэффициент гидравлического трения его поверхности.

Применение самого метода расчета самоаэрации предполагает, что распределение концентрации (содержания) воздуха по высоте водовоздушной зоны аэрированного потока описывается зависимостью

$$s_a = s_{п}\exp\left[-k\left(1-\frac{y}{h_{п}}\right)\right] \qquad (2.45)$$

и по высоте воздушноводной зоны, исходя из положения, что частота пересечения капель различных уровней y^* выше зоны водовоздушной смеси подчиняется нормальному закону распределения, зависимостью

$$\frac{1-s_a}{2\left(1-s_{\text{п}}\right)}=\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\int_{y^*}^{\infty}\exp\left[-0,5\left(y^*/\sigma\right)\right]dy^*, \qquad (2.46)$$

где

s_a – отношение объема воздуха к объему смеси воды и воздуха в элементарном объеме;

$s_{\text{п}}$ и $h_{\text{п}}$ – концентрация воздуха на границе между зонами потока водовоздушной и воздушноводной смеси и высота нижней зоны (от поверхности дна до указанной границы);

y и $y^* = y - h_{\text{п}}$ – расстояние по нормали, соответственно, от дна до любой точки потока и от границы между нижней и верхней зонами потока и той же точки в воздушноводной зоне;

k – коэффициент пропорциональности;

σ – среднеквадратическое отклонение расстояния, на которое вылетают капли воды над поверхностью разделами между двумя зонами потока.

Для наглядности ряд параметров аэрированного потока в его поперечном сечении показаны на рисунке 2.8.

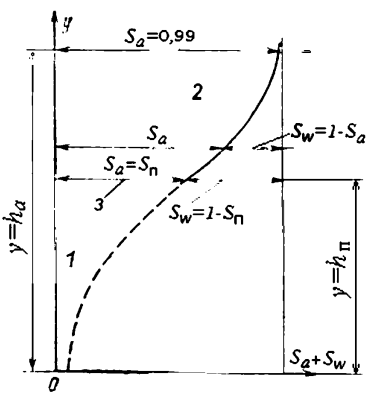


Рисунок 2.8 – Параметры поперечного сечения аэрированного потока:
1 – концентрация воздуха в нижней зоне; 2 – концентрация воздуха в верхней зоне;
3 – граница между этими зонами

Расчет неизвестных параметров, входящих в зависимости (2.45) и (2.46), для ряда створов по длине водосливной плотины необходимо начинать со створа, определенного по формуле (2.44). Этот расчет должен выполняться по данным табл. 2.11 с помощью одного из следующих комплексов:

$$\Pi = \left(R / h\right)^{1,2} \left(\delta / R\right)^{0,25} \mathrm{Fr}; \tag{2.47}$$

$$\overline{\Pi} = \left(\overline{R} / \overline{h}\right)^{1,2} \left(\overline{\delta} / \overline{R}\right)^{0,25} \overline{\mathrm{Fr}}, \tag{2.48}$$

где

$\mathrm{Fr} = V^2 / gR\cos\alpha_{\text{н}}$ – параметр, аналогичный по структуре числу Фруда,

R и h – гидравлический радиус и глубина без учета аэрации потока («чистой воды»),

$\delta = \dfrac{3{,}3\nu}{u_*} + \Delta$ – характеристика шероховатости стен и дна водосброса;

Δ – абсолютная эквивалентная шероховатость (см. например, [13, 99]);

ν – кинематический коэффициент вязкости воды; $u_* = \sqrt{gRi}$ – динамическая скорость; i – уклон сливной грани.

Таблица 2.11

$\overline{\Pi} = \Pi \le 40$; $\overline{h} = h$	$40 < \overline{\Pi} < 71$	$71 \le \overline{\Pi} < 280$	$\overline{\Pi} > 280$
$\overline{s}_{a\text{п}} = 0{,}00219\Pi^{1,2}$	$\overline{s}_{a\text{п}} = 0{,}00219\overline{\Pi}^{1,2}$	$\overline{s}_{a\text{п}} = 0{,}0922\overline{\Pi}^{0,333}$	$\overline{s}_{a\text{п}} = 0{,}347\overline{\Pi}^{0,1}$
$\overline{s}_a = \overline{s}_{\text{п}}^{0,5}$	$\overline{s}_a = \overline{s}_{\text{п}}^{0,5}$	$\overline{s}_a = 0{,}295\overline{\Pi}^{0,167}$	$\overline{s}_a = 0{,}562\Pi^{0,05}$
$R/\overline{R}_{\text{п}} \approx 1$	$R/\overline{R}_{\text{п}} = 0{,}507\overline{\Pi}^{0,2}$	$R/\overline{R}_{\text{п}} = 0{,}507\overline{\Pi}^{0,2}$	$R/\overline{R}_{\text{п}} = 0{,}891\overline{\Pi}^{0,1}$
$s_{\text{п}} = 0{,}5$	$s_{\text{п}} = 1 - 1{,}62\overline{\Pi}^{-0,333}$	$s_{\text{п}} = 1 - 1{,}62\overline{\Pi}^{-0,333}$	$s_{\text{п}} = 1 - 1{,}01\overline{\Pi}^{-0,25}$
$k = 390\Pi^{-1,333}$	$k = 390\overline{\Pi}^{-1,333}$	$k = 10{,}35\overline{\Pi}^{-0,5}$	$k = 4{,}03\overline{\Pi}^{-0,333}$
$\sigma/h = 0{,}00875\,\Pi$	$\sigma/\overline{h} = 0{,}0631\overline{\Pi}^{0,45}$	$\sigma/\overline{h} = 0{,}0631\overline{\Pi}^{0,45}$	$\sigma/\overline{h} = 0{,}147\,\overline{\Pi}^{0,3}$

В таблице 2.11 $\overline{s}_{a\text{п}}$ и $\overline{s}_a$ – средние по живому сечению концентрации в его нижней водовоздушной области и в пределах всего сечения с глубиной h_a.

Черта над значениями $\overline{\Pi}$, $\overline{R}$, $\overline{\delta}$, $\overline{Fr}$ означает, что они определяются для потока фиктивной глубины, называемой приведенной глубиной $\overline{h} = \xi h_{кр}$ водовоздушной области, которая установилась бы при удалении из нее воздуха. Глубина $h_{кр} = \sqrt[3]{q^2 / g}$ является критической для неаэрированного потока. Коэффициент ξ вычисляется первоначально по формуле

$$0,45\left(1 + 2\frac{h}{b}\right)^{-1} \frac{h^3}{\delta^{0,125} h_{кр}^{2,875}} = \xi^{1,375}\left(1 + 2\frac{h_{кр}}{b}\xi\right)^{-0,975}. \qquad (2.49)$$

После определения из уравнения (2.49) ξ и $\overline{h} = \xi h_{кр}$ в случае $\overline{h} \geq h_{кр}$ (с отклонениями до 3%) по формуле (2.47) находится Π по исходным данным для неаэрированного потока. При $\overline{h} < h$ значение $\overline{\Pi}$ рассчитывается по формуле (2.48) с введением в расчет $\overline{h}$. Если окажется, что $\overline{\Pi} > 280$, то ξ, а затем и $\overline{h}$ уточняются по формуле

$$4,03\left(1 + 2\frac{h}{b}\right)^{-1,5} \frac{h^{4,5}}{\delta^{0,125} h_{кр}^{4,375}} = \xi^{2,875}\left(1 + 2\frac{h_{кр}}{b}\xi\right)^{-1,475}. \qquad (2.50)$$

После определения ξ и, соответственно, $\overline{h}$ должны быть установлены Π или $\overline{\Pi}$ по формулам (2.47) и (2.48). Далее в зависимости от их значений расчет параметров аэрированного потока необходимо проводить по формулам одного из столбцов табл.2.11. В этой таблице $\overline{s}_{an}$ – средняя концентрация воздуха в нижней водовоздушной зоне, $\overline{s}_a$ – средняя концентрация воздуха в пределах всего живого сечения при h_a, которая соответствует $s_a = 0,99$, $\overline{R}_п$ – приведенный гидравлический радиус нижней зоны потока.

Далее по соответствующему значению приведенного гидравлического радиуса $\overline{R}_п$ устанавливается

$$\overline{h}_п = \frac{b\overline{R}_п}{b - 2\overline{R}_п}, \qquad (2.51)$$

а затем высота водовоздушной зоны потока

$$h_{\text{п}} = \frac{\bar{h}_{\text{п}}}{1 - \bar{s}_{a\text{п}}}. \qquad (2.52)$$

С учетом полученных значений параметров водовоздушной зоны потока: концентрации воздуха на границе двух его зон $s_{\text{п}}$, значения k и высоты этой зоны $h_{\text{п}}$ – по формуле (2.45) устанавливается распределение концентрации воздуха по высоте водовоздушной зоны. При необходимости прогноза кавитационной эрозии обтекаемой поверхности для получения значения s_a на дне достаточно определить лишь параметры $\bar{s}_{\text{п}}$ и k, так как в формуле (2.45) в этом случае $y = 0$.

Для определения концентрации воздуха по высоте воздушноводной массы формула (2.46) приводится к виду

$$s_a = 1 - 2\left(1 - s_{\text{п}}\right)\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\int_{y^*}^{\infty}\exp\left[-0,5\left(y^*/\sigma\right)^2\right]dy^* =$$

$$= 1 - 2\left(1 - s_{\text{п}}\right)\left[0,5 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{0}^{y^*=\sigma t}\exp\left(-0,5t^2\right)dt\right], \qquad (2.53)$$

где $t = y^*/\sigma$.

При расчете по формуле (2.53) необходимо иметь в виду, что $\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{0}^{y^*=\sigma t}\exp\left(-0,5t^2\right)dt$ является интегралом вероятности, таблицы которого приводятся в руководствах и справочниках по теории вероятности и математической статистике (например, [68, 113]).

Задаваясь в формуле (2.53) глубиной h_a, соответствующей определенной концентрации воздуха на верхней границе потока, например s_a = 0,99, ее можно также определить с помощью формулы (2.52), так как $h_a = h_{\text{п}} + y^*_{s=0,99}$.

Применение рассмотренного метода для расчета аэрации потока в пределах водосбросов гидроузла показано в учебном пособии [118] на примерах. Результаты таких расчетов для конкретного водосброса даны также в работе [42].

В заключение рассмотрения самоаэрации потока на безнапорных водосбросах бетонных плотин необходимо отметить, что проникновение воздуха до

их дна происходит лишь при относительно небольших удельных расходах воды, обычно не превышающих 20–40 $м^2/с$.

2.18 Искусственная аэрация обтекаемых поверхностей безнапорных водосбросов

На тракте безнапорных водосбросов бетонных плотин в случае удельных расходов более 20–40 $м^2/с$ пузырьки воздуха за счет самоаэрации потока не проникают до дна, а при скоростях течения более 25–30 м/с по технологическим ограничениям не удается выполнить сформулированные в п. 2.14 требования к размерам и очертаниям неровностей на обтекаемых поверхностях, благодаря которым предотвращаются кавитационные воздействия. Для обеспечения защиты обтекаемых поверхностей рассматриваемых водосбросов при превышении указанных параметров потока наиболее эффективным мероприятием является искусственная аэрация пристенных слоев высокоскоростного потока. Она осуществляется с помощью аэраторов различных конструкции. Наиболее распространенные конструкции аэраторов, приведенные В. М. Семенковым [8], показаны на рисунке 2.9. Главными элементами таких аэраторов являются конструкции, обеспечивающие отрыв потока от обтекаемых поверхностей, и устройства, которые подводят воздух из пространства над потоком воды. Отрывная зона создается с помощью трамплина (рис. 2.9, схема *А*), уступа (рис. 2.9, схема *Б*) или их комбинации (рис. 2.9, схема *В*), а возникающий в этой зоне вакуум способствует поступлению в нее воздуха из зоны большего давления над водным потоком.

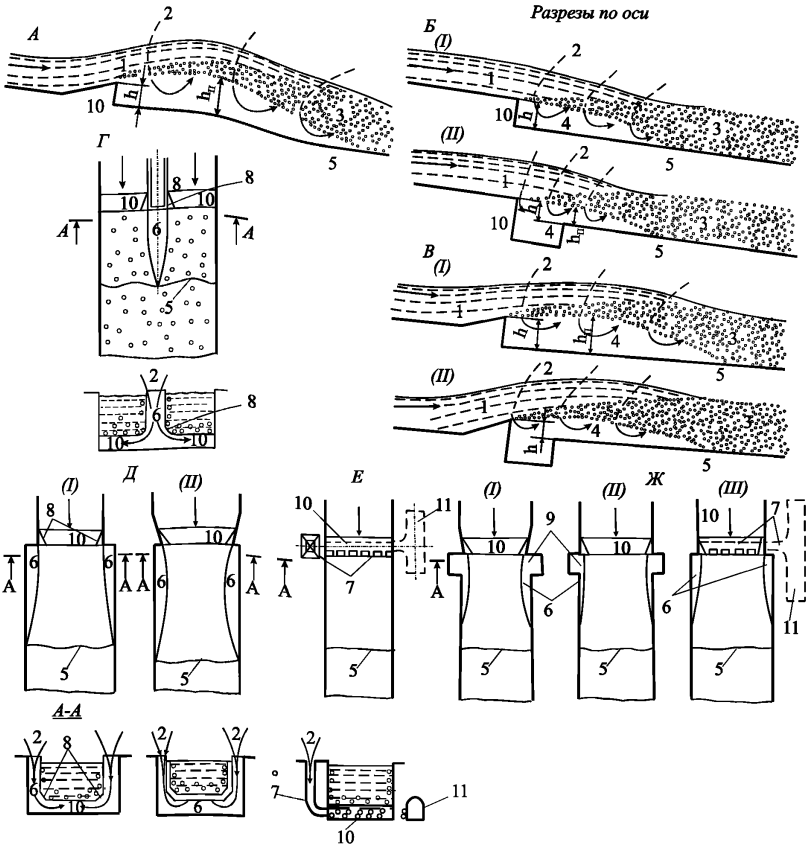


Рисунок 2.9 – Схемы аэраторов и устройств для подвода воздуха;

типы аэраторов: *А* – трамплинный; *Б* – ступенчатый; *В* – комбинированный;
схемы подвода воздуха: *Г* – полостная за бычком; *Д* – полостная за ступенчатым (*I*) или трамплинным (*II*) отклонителем; *Е* – канальная; *Ж* – комбинированные;
1 – неаэрированный поток; 2 – подвод воздуха; 3 – водовоздушная смесь;
4 – подструйная полость; 5 – граница в конце подструйной полости;
6 – воздухоподводящая полость; 7 – воздуховод; 8 – вут; 9 – воздухоподводящий паз; 10 – воздухораспределитель; 11 – воздухоподводящая галерея

Вакуумная зона за аэраторами снабжается воздухом через полости за зонами отрыва на вертикальных поверхностей (рисунок 2.9, схемы *Г* и *Д*), через пазы сооружений (рисунок 2.9, схемы *ЖI* и Ж*II*) или специальные аэрационные водоводы (каналы, воздуховоды), приведенные на рисунке 2.9 (схемы *Е* и *Ж III*). Вовлечение

воздуха за такими аэраторами происходит в нижнюю зону оторвавшегося от поверхности сооружения потока (рисунок 2.9, схемы *Б* и *В*). Этим воздухом насыщаются пристенные слои потока ниже по течению контакта оторвавшихся струй с жестким границами водосброса.

При рассмотрении типов аэраторов следует иметь в виду как положительные, так и отрицательные особенности их конструкции и гидравлических условий работы.

Трамплинные аэраторы при равной высоте со ступенчатыми аэраторами (в виде уступа) создают зону отрыва существенно большей длины и вовлекают в поток большое количество воздуха. Их можно установить на уже построенных сооружениях. Вместе с тем устройство трамплинных аэраторов приводит к значительной деформации потока, увеличивает его глубину и приводит к образованию гребней над основным потоком, особенно при устройстве трамплинов на боковых поверхностях водосбросных трактов. К трамплинным аэраторам сложнее организовать подвод воздуха.

Ступенчатые аэраторы в меньшей степени деформируют поток, что позволяет уменьшить высоту боковых стен, и способствуют уменьшению брызгообразования. Ступенчатые аэраторы проще по конструкции и они, в отдельных случаях, дают лучшее компоновочное решение. В то же время, для устройства ступенчатых аэраторов необходимы дополнительные объемы бетона, которые должны быть предусмотрены над низовым откосом бетонной плотины, уклон которого определяется статическими условиями ее работы, выше уступа аэратора по течению.

Высота трамплинов-аэраторов и угол наклона их верхней плоскости к водосливной поверхности устанавливается на основе экспериментальных исследований или по аналогам. Чаще всего используют трамплины-аэраторы высотой 0,1–0,4 м с углом верхней плоскости к поверхности водослива 7–12°. Высота таких трамплинов в некоторых случаях может достигать 0,8 м [8]. Ступенчатые аэраторы предусматривают преимущественно высотой 1–2 м, но иногда их высота может достигать 5–7 м. Очертание верхней поверхности ступенчатого аэратора является частью водосливного профиля.

Комбинированная система аэраторов позволяет в значительной степени компенсировать недостатки и использовать преимущества обоих их типов.

На рисунке 2.9 также приведены системы подвода воздуха в полости за аэраторами: полостная за бычком или непосредственно за вертикальным уступом ниже аэратора по течению, в виде каналов или пазов, посредством аэрационных водоводов. Для более равномерного распределения воздуха по ширине полости за аэратором по площади торцевой стены донного канала могут предусматриваться отверстия (воздухораспределитель). Выбор системы подвода воздуха производится, исходя из конструктивных особенностей сооружения. Особое внимание при этом необходимо обращать на предупреждение скапливания на тракте этой системы воды и снега и образования наледей.

Большое количество возможных вариантов конструкции аэраторов и систем подвода к ним воздуха, а также невозможность воспроизведения захвата воздуха потоком воды в пределах таких конструкций на обычных гидравлических лабораторных установках в существенной мере осложняет разработку общих методов их гидравлического расчета. Несмотря на значительное число исследований условий работы аэраторов на моделях и в натуре, в них рассмотрены лишь отдельные их конструкции и ряд частных вопросов гидравлического расчета, а полученные в результате различными исследователями расчетные формулы во многих случаях несопоставимы между собой. Поэтому приведенные ниже зависимости должны рассматриваться как оценочные для расчета аэраторов водосбросов, совмещенных с бетонными плотинами, которые предназначены для использования лишь на начальной стадии проектирования. Окончательное решение по конструкции и гидравлическим условиям работы аэраторов должно быть обосновано результатами исследований на гидравлических моделях, в том числе, на фрагментарных моделях масштаба не менее 1:8 – 1:15.

При гидравлическом расчете аэраторов необходимо устанавливать:

- его местоположение на тракте водосброса, ниже которого по течению предотвращение кавитации и кавитационной эрозии без подвода воздуха в пристенный слой потока практически невозможно;

- высоту и угол наклона верхней его поверхности, исходя из необходимой протяженности подструйной области L, длины участка, защищаемого захватываемым в пристенный слой потока воздухом;

- расход воздуха, захватываемый потоком из подструйной полости, и размеры системы для подвода в нее воздуха;

- протяженность участка, защищаемого от воздействия кавитации воздухом в пристенном слое потока, который расположен ниже створа контакта струи за аэратором со сливной гранью;

- уровенный режим потока на участке аэратора и ниже его по течению.

При определении местоположения аэратора на поверхности водосброса в основном следует исходить из условия недопущения кавитации на неровностях выше аэратора по течению. Для выполнения этого требования с учетом конструкции обтекаемой поверхности водосброса и метода ее возведения (тип опалубки, возможное качество обтекаемой поверхности, допускаемые размеры и очертание неровностей) устанавливают или задают техническими условиями на возведение водосброса возможные размеры этих неровностей и необходимые мероприятия по сглаживанию их граней. К таким неровностям относятся выступы и уступы; неровности других типов (см. таблицу 2.8) должны быть зачищены заподлицо с обтекаемой поверхностью.

При рассмотрении возможности сглаживания выступов неровностей в условиях конкретных водосбросов следует по возможности не допускать значительного удорожания сооружений в связи с приведением его в кавитационно-безопасное состояние. Вместе с тем необходимо учитывать, что до сих пор реально не удавалось выполнять сглаживание граней неровностей высотой 5–20 мм с уклоном равным или более 1:12, а высотой 20–40 мм – больше 1:20. Более подробно данные о пределах сглаживания граней неровностей обтекаемых поверхностей различных типов и высоты приведены в работе [43].

Местоположение аэратора должно быть установлено расчетом фактических значений параметра кавитации по формуле (2.30) для неровностей соответствующей высоты и формы для ряда створов на поверхности водосброса от его входного

сечения вниз по течению. Аэратор необходимо располагать в том створе водосбросного тракта, в котором фактическое значение параметра кавитации снизится до его критического значения, определяемого в соответствии с данными табл. 2.8.

Длина воздушной полости L (рис. 2.10) при расчете подбором высоты аэратора d и угла наклона его верхней грани φ по отношению к поверхности расположенного выше по течению участка сливной поверхности водосброса может быть установлена на основе уравнения свободного падения частиц воды из точки A под углом к горизонту $(\alpha+\varphi)$ до точки C на отводящем участке BE. Начальная скорость V_0 в точке A может быть принята равной средней скорости $\overline{u}$ в сечении потока через эту точку. При таком способе определения расстояние L между точками A и C будет несколько преувеличенным, так как скорости в пристенном слое потока у точки A должны быть несколько ниже средних скоростей, а вакуум в подструйной области, который в этом способе определения L не учитывается, также способствует уменьшению его значения.

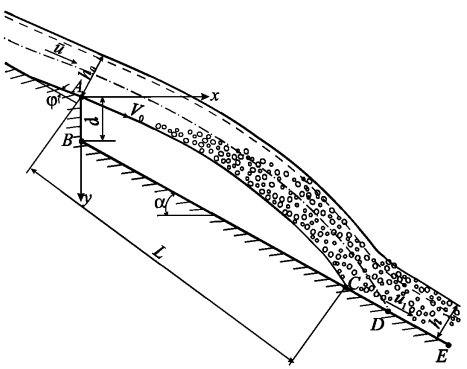


Рисунок 2.10 – Режим течения на участке аэратора пристенных слоев потока на сливной грани водосброса

Влияние на значение L вакуума в воздушной полости за аэратором может быть уточнено на основании метода расчета, приведенного в [20, 118].

Определение расхода воздуха, захватываемого в полости, которая образуется под потоком за аэраторами, можно выполнять в первом приближении на основании формулы, которая приводится в работах ряда исследователей (Гамильтон, Пинто и Нейдерт, Брусчин) [162].

$$Q_a = q_a b = K \bar{u} b L , \qquad (2.54)$$

где

q_a – удельный расход воздуха, захватываемый в поток за аэратором;

b – ширина пролета водосброса ниже аэратора по течению.

Коэффициент K в указанных исследованиях, проведенных в натуре и на моделях, изменялся в диапазоне $0{,}01 \le K \le 0{,}04$. На основании анализа данных натурных наблюдений [171] представляется целесообразным принимать при двухстороннем подводе воздуха в полость под струями за аэратором $K = 0{,}025 \pm 0{,}005$.

Расчет подвода воздуха в полость за аэратор с помощью специальных воздуховодов замкнутого поперечного сечения аналогичен расчету воздуховодов закрытых водосбросов, который рассмотрен в п. 3.10. Определение расчетной площади их поперечного сечения на предварительной стадии проектирования, учитывая приближенность определения расхода захватываемого воздуха, следует проводить, принимая значение предельной скорости воздуха на тракте, равной 60 м/с. Лишь после уточнения этого расхода на основе экспериментальных исследований или аналогов эти скорости можно увеличить до 100 м/с.

Если выход из воздуховода в полость аэратора под струями воды предусмотрен распределенным по длине (через ряд отверстий, как это показано на рисунке 2.9, схемы *Е* и *ЖIII*), то условия течения этого типа могут быть описаны уравнением движения с переменным расходом. В этом случае расчетная площадь воздуховода может быть определена численным путем или на основе исследований на модели. Предварительно можно лишь указать, что площадь отверстий

воздухораспределителя должна быть равна или несколько меньше площади подводящих воздуховодов.

Для проектирования подвода воздуха в пространство под струями за аэраторами через полости за бычками (рисунок 2.9, схема *Г*), за зонами отрыва потока от боковых стен пролетов водосбросов с помощью плановых уступов или (и) трамплинов (рис. 2.9, схема *Д*) либо через пазы боковых стен пролетов (рис. 2.9, схемы *Ж I* и *Ж II*) можно дать общие указания:

- ширина бычков, создающих воздушную полость, должна составлять не менее 1/12 от пролета между ними;

- плановые уступы и трамплины на боковых стенах необходимо предусматривать шириной не менее 100 мм;

- низовая по периметру грань пазов должны быть на 25–50 мм короче верховой; если ширина пролета остается по длине постоянной, то эта грань должна сопрягаться с боковыми стенами пролета плоскостями с уклоном в плане 1:20 – 1:12.

При проектировании воздухоподводящих устройств аэраторов их входные участки следует предусматривать плавно обтекаемыми, что позволяет избежать возникновения сильного шума. Также должны быть выполнены ограждения этих участков, чтобы обеспечить безопасность обслуживающего персонала гидроузла.

Ниже сечения потока, проходящего через точку *С* (рис. 2.10) располагается участок сливной грани водосброса, который защищается от кавитационных воздействий за счет вовлечения воздуха в пристенные слои водного потока. Определение длины такого участка сливной грани производится с учетом параметров, характеризующих свойства потока и материала, из которого выполнены обтекаемые поверхности сооружений:

- начальной концентрации воздуха у дна водосброса в створе, проходящем через точку *С*;

- потерь воздухосодержания на единице длины непосредственно у обтекаемой поверхности водосливной грани водосбросов;

- значения минимального воздухосодержания, которое обеспечивает защиту поверхности материала (для водосбросов – это бетон) от кавитационной эрозии.

При оценке начальной концентрации воздуха в потоке $\beta = Q_a / Q_w$ для створа ниже по течению воздушной полости за аэратором, где он контактирует с водосливной поверхностью (точка C), можно исходить из того, что средняя концентрация по глубине $\bar{\beta}$ составляет здесь не менее 45% [43]. Тогда в этом же створе у дна можно принять с запасом воздухосодержание $\beta_{0b} = 0,45$ (на самом деле оно больше).

Ниже створа, проходящего через точку C, происходит снижение воздухосодержания потока как среднего по глубине $\bar{\beta}$, так и у дна β_b. Его уменьшение на единице длины водосливной поверхности называют снижением воздухосодержания среднего $\Delta\bar{\beta}$ и придонного $\Delta\beta_b$. Так по данным [111] уменьшение $\Delta\bar{\beta}$ на участке водосброса с постоянным уклоном дна составляет при работе одного трамплина 0,5–0,8%. По мере снижения значения $\Delta\bar{\beta}$ наблюдается уменьшение снижения воздухосодержания у дна $\Delta\beta'_b$. Снижение воздухосодержания у дна происходит быстрее, чем в остальном пристенном потоке, в 1,5–2 раза.

В результате исследований, проведенных позднее [162]: Prucza (1983), Minor (2000), Vernet (1988) – значения $\Delta\bar{\beta}$ и $\Delta\beta_b$ получены в 1,5–2 раза меньшими. Поэтому использование данных [111] может привести к некоторому завышению указанных значений, что оправдано на предварительной стадии проектирования.

Дезаэрация потока происходит в пределах радиального носка-трамплина более интенсивно, чем на прямолинейном участке; в придонном слое носка-трамплина снижение $\Delta\beta''_b$ составляет 1,2–1,5%.

При проектировании водосбросов бетонных плотин высотой до 100 м в большинстве случаев для устранения кавитационной эрозии достаточна установка одного аэратора в каждом пролете. Если второй аэратор устанавливается перед вогнутым участком (носком-трамплином), то необходимо, чтобы воздушная полость за аэратором замыкалась выше входного сечения носка-трамплина. Только в этом случае аэратор не будет оказывать влияния на дальность отброса потока от сооружения в нижний бьеф.

В случае необходимости установки на тракте водосливной плотины второго аэратора должно быть учтено воздухосодержание потока до второго по течению аэратора. Такого рода задача рассматривалась в экспериментальных исследованиях [150, 161].

Уклон водосливной грани поверхностных водосбросов, совмещенных с бетонными плотинами, как правило, определяется их статическим профилем. Наименьший уклон низовой грани бетонных плотин характерен для плотин гравитационного типа, но и у этих плотин уклон низовой грани значительный, он составляет 1:7–1:8. При таком уклоне сливной грани подтопление воздушной полости за аэратором практически маловероятно.

Опытами Расмуссена и Петерки было показано, что аэрация потока существенно уменьшает кавитационную эрозию, а при достаточной концентрации воздуха в потоке кавитационные повреждения вообще не возникают. Такое содержание воздуха зависит от прочности бетона на сжатие σ_c. Так по данным [44, 111], граничные значения концентрации воздуха $\beta_г$, при которой не возникают кавитационные повреждения, уменьшаются при повышении прочности бетона на сжатие (таблица 2.12).

Таблица 2.12

σ_c, МПа	10	15	20	25	30	35	40
$\beta_г$, %	9,7	8,0	6,8	5,7	4,7	4,0	3,0

На основании изложенного в этом пункте, условие предотвращения кавитационной эрозии на поверхностях водосброса ниже аэраторов по течению, обтекаемых со значительными скоростями потока, можно записать как

$$\beta_{0b} - \Delta\beta'_b l' - \Delta\beta''_b l'' \geq \beta_г , \qquad (2.55)$$

где

l' – длина участка ниже створа контакта потока за аэратором со сливной гранью (точка C на рис. 2.9) с постоянным уклоном дна;

l'' – длина ниже расположенного участка, очерченного в продольном направлении по радиусу.

Устройство аэраторов на сливной грани водосбросов может привести к заметному повышению уровней воды и увеличению брызгообразования у боковых стен пролетов, как показано на примере Братского гидроузла [43]. Максимальные уровни воды над дном на участке за аэратором можно, в первом приближении, установить на основе кривой свободного падения материальной частицы, которая должна быть построена из верхней точки потока в сечении на сходе с трамплина аэратора (рисунок 2.10). Расчет этой кривой следует выполнять, принимая скорость воды в исходной точке равной средней по этому поперечному сечению, а угол наклона этой скорости к горизонту таким же, как у верхней поверхности аэратора.

Ступенчатые водосливные плотины

2.19 Конструкции и назначение

Широкое распространение ступенчатых водосливных плотин связано с развитием технологии возведения плотин из укатанного малоцементного бетона. Такие плотины возводят слоями толщиной 0,25–0,5 м, которые уплотняют с помощью виброкатков. Высота ступеней на водосливной грани обычно предусматривается равной 2 или 3 слоям укатанного бетона. С наибольшей высотой выполнены ступени на водосливах гидроузлов Вел (Испания) и Богучанском (РФ); она, соответственно равна 1,2 и 1,5 м. Ширина ступеней при фиксированной их высоте определяется уклоном низовой грани водосливной плотины. Ступенчатая сливная грань таких водосбросов выполняется либо из вибрированного бетона, который укладывается на месте, либо из специально изготовленных блоков.

При рассмотрении конструкции, назначения и гидравлических условий работы водосливные ступенчатые плотины можно разделить на три типа:

- обеспечивающие гашение значительной части избыточной кинетической энергии потока, которое возможно при относительно небольших удельных сбросных расходах (до 20–45 $м^2/с$). Водосбросы этого типа для краткости будем называть традиционными;

- рассчитанные на пропуск сбросных удельных расходов, достигающих 100–200 $м^2/с$. Применение таких конструкций водосливных ступенчатых плотин в значительной степени устраняет опасность существенных кавитационных воздействий. На их сливных гранях существенного увеличения потерь избыточной кинетической энергии не происходит. Поэтому для достижения приемлемых условий течения за такими водосбросами необходимо возведение в нижнем бьефе специальных сопрягающих устройств значительных размеров и стоимости;

- устраняющие в пределах сужающейся вниз по течению сливной грани водосброса возникновение гребней значительной высоты.

Подробные гидравлические исследования для широкого диапазона изменяющихся параметров конструкции и потока проводились только для ступенчатых водосбросов традиционного типа. Для таких водосбросов разработаны приближенные методы гидравлического расчета. Ниже приводятся некоторые упрощенные подходы определения основных гидравлических параметров потока на тракте водосливных ступенчатых плотин, в пределах которого обеспечивается существенное гашение избыточной кинетической энергии. Также приведем ссылки на некоторые публикации, которые могут быть полезны для оценки других характеристик потока на их тракте.

Ступенчатые водосбросы второго типа возводились только в КНР [163]. Каждый из проектов этих ступенчатых водосбросов был выполнен на основе специальных гидравлических исследований, привязанных к конкретным местным условиям. Ступенчатый водосброс третьего типа выполнен лишь на одном гидроузле [101]. Поэтому для сооружений второго и третьего типов приводится лишь ряд общих сведений об их конструкции и о гидравлических условиях работы.

Рассмотрение характерных особенностей построенных водосливных ступенчатых плотин, предназначенных для гашения избыточной кинетической энергии*, свидетельствует о следующем [140]:

---

* Далее, до рассмотрения ступенчатых водосливных плотин второго и третьего типов, для краткости используется термин "ступенчатые водосливы".

- на сливной грани таких водосливов удается погасить до 50–70% избыточной кинетической энергии сбросного потока, что в конечном итоге позволяет существенно уменьшить размеры водобойных устройств в нижнем бьефе;

- для пропуска паводковых расходов воды до сих пор использовались ступенчатые водосливы высотой от 10 до 90 м;

- с увеличением высоты ступенчатых водосливов наблюдается рост значений расходов, при которых они обеспечивают эффективное гашение избыточной кинетической энергии; удельные расходы свыше 30 $м^2/с$ допускались для плотин высотой более 30м;

- водосливные оголовки плотин (рисунок 2.11), высота которых превышает 25м, выполняют скругленными и, как правило, безвакуумного профиля с гладкой водосливной поверхностью;

- на большей части длины тракта ступенчатых водосливов со скругленными оголовками предусмотрен крутой уклон низовой грани, который определяется статическими условиями работы плотины. Обычно этот уклон составляет 0,7–0,8, иногда его уменьшают до 0,6;

- ниже по течению гладкого оголовка ступенчатого водослива при сопряжении его со сливной гранью с постоянным уклоном устраивают переходный участок со ступенями меньшей высоты, что позволяет снизить существенное разбрызгивание потока на этом участке. Высоту ступеней на переходном участке выполняют пропорциональной толщине одного или двух слоев укатываемого бетона;

- кромки ступеней переходного участка водослива должны следовать очертанию этого криволинейного участка, а на участке со ступенями постоянной высоты эти кромки должны касаться плоскости низовой грани водослива, уклон которой определен статическими условиями работы водосливной плотины;

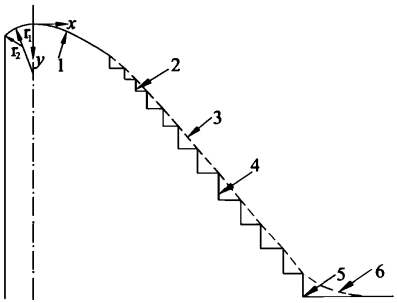


Рисунок 2.11 – Схема ступенчатого водослива со скругленным водосливным оголовком:
1 – водосливной оголовок безвакуумного профиля; 2 – переходный участок со ступенями уменьшенной высоты; 3 – псевдодно; 4 – участок со ступенями постоянной высоты; 5 и 6 – варианты сопряжения профиля водослива с дном нижнего бьефа, соответственно, непосредственно ступенями и радиальным профилем

- ступенчатые водосливы трапецеидального профиля в большинстве случаев выполняют высотой до 20 м [166]. Они обеспечивают заметное гашение избыточной кинетической энергии при относительно небольших удельных расходах и пологих уклонах сливной грани [142]. Уклон этой грани должен быть все более пологим с увеличением удельного сбросного потока;

- ступенчатые водосливы, обеспечивающие гашение значительной части кинетической энергии, как правило, выполняют нерегулируемыми.

2.20 Гидравлические условия работы водосливов с гашением значительной части энергии на ступенчатой сливной грани

При свободном переливе воды через гребень ступенчатых водосливов сначала на тракте возникает режим течения, при котором под потоком ниже псевдодна (условная линия, проведенная через кромки ступеней) наблюдаются полости, заполненные воздухом (рисунок 2.12, а). Такой режим течения на тракте ступенчатых водосливов называют «перепадным». С увеличением удельных

расходов сбросного потока воздух сначала выносится из полостей верхних ступеней, далее этот процесс распространяется вниз по течению. При этом в полостях ниже псевдодна образуются замкнутые водоворотные области, заполненные водой. Этот режим течения на ступенчатых водосливах имеет название «скользящий» (рис. 2.12б). В случае уменьшения удельных расходов смена указанных режимов течения происходит в обратном направлении, начиная с нижних ступеней водослива. Проникновение воздуха в замкнутые водоворотные области на ступенях происходит за счет аэрации с поверхности потока. В случае скользящего режима течения, пока не возникает аэрации потока, его свободная поверхность выглядит совершенно гладкой. Для перепадного режима течения характерным является существенное разбрызгивание потока.

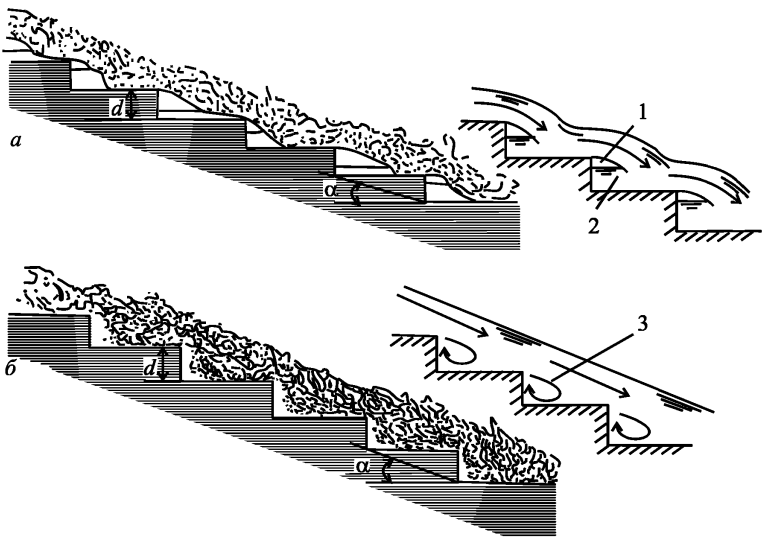


Рисунок 2.12 – Схемы режимов на тракте ступенчатых водосливов:
а – перепадный; *б* – скользящий;
1 – воздушная полость под струей на ступени; 2 – часть полости под струей, заполненная водой; 3 – водоворотная область под транзитным потоком на ступени

Границы указанной смены режимов течения на тракте ступенчатых водосливов, установленные экспериментально рядом исследователей, зависят от

уклона сливной грани α, удельных расходов воды q (или критической глубины $h_{кр}$) и высоты ступеней d. Границы существования и смены режимов течения на ступенчатых водосливах можно устанавливать по данным опытов Ясуда и Отсу [181] и обобщенных ими результатов исследований других авторов (рис. 2.13). Необходимо отметить, что при больших уклонах псевдодна ($tg\alpha > 1{,}4$) перепадный режим течения практически не проявляется, а при некотором уменьшении уклона он наблюдается лишь на нижних ступенях.

В виде расчетных формул зависимости для определения смены перепадного и скользящего режимов представлены в работах Ченсона, а затем Ясуды. Учитывая сложность гидравлических условий работы ступенчатых водосливов на основе сопоставления, приведенного в [71], соответствие между этими зависимостями следует считать приемлемыми.

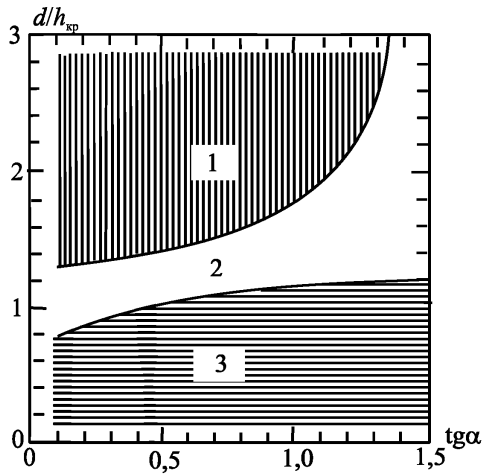


Рисунок 2.13 – Области существования и границы режимов течения на тракте ступенчатых водосливов:
1 – перепадный; 2 – переходный; 3 – скользящий

На тракте ступенчатых водосливов начало аэрации также связано с выклиниванием пограничного слоя на свободную поверхность, оно в основном зависит от удельного расхода, абсолютной высоты шероховатости и в меньшей

степени от угла наклона сливной грани к горизонту (псевдодна). Детальное деление области воздухововлечения включает четыре зоны [147].

1. Пузыри воздуха отсутствуют.

2. Воздухововлечение развивается у боковых стен.

3. Поток аэрируется на поверхности по всей ширине.

4. Воздух распространяется по всему поперечному сечению.

В результате обобщения данных ряда исследований Санчец-Джуни [147] составлена зависимость, позволяющая приближенно определять границы между этими зонами:

$$L_{i+1,i} / \Delta = æ \, \mathrm{Fr}_*^{0,7}, \qquad (2.55)$$

где $\mathrm{Fr}_* = \dfrac{q}{\sqrt{g \Delta^3 \sin \alpha}}$, æ – коэффициент пропорциональности, значения которого для границ между зонами 1 и 2, 2 и 3; 3 и 4, соответственно, равны 5,9; 7,9 и 10,2.

Распределение воздухосодержания по глубине потока выше псевдодна измерялось многими исследователями. Ченсон [151, 180] предложил полуэмпирический метод определения распределения воздуха по глубине выше псевдодна как для квазироавномерного течения, так и для участка выше по течению, где эта эпюра еще не сформировалась по длине. По данным совместной публикации исследователей из университетов Лиссабона, Нихона и Брисбена [167] для случая неплавно изменяющегося движения данные экспериментов по распределению воздухосодержания отличаются от расчетной кривой Ченсона. Похожее по очертанию распределение воздуха по глубине аэрированного потока было получено при проведении гидравлических исследований вспомогательного ступенчатого водосброса Богучанского гидроузла [125], хотя его конструкция существенно отличается от конструкций ступенчатых водосбросов, которые рассматривались выше.

Существенное значение для оценки возможности возникновения кавитации на поверхности ступеней водосливов является наличие воздуха при скользящем режиме течения в вихревой полости ниже транзитного потока (ниже псевдодна). В таком потоке воздухосодержание между кромками ступеней возрастает по

сравнению с наблюдающимся в створе непосредственно у этих кромок [125, 167]. В полости ниже псевдодна, как показали измерения японских исследователей, воздухосодержание может быть более высоким, чем у псевдодна между кромками ступеней.

Аппроксимация эпюры скоростей течения над псевдодном водосливной грани ступенчатых водосливов обычно производится с помощью показательного закона

$$V = V_{90\%}\left(\frac{h}{h_{90\%}}\right)^{1/n}. \qquad (2.56)$$

В формуле (2.56) $V_{90\%}$ – скорость течения на расстоянии на расстоянии от псевдодна, соответствующем 90 процентному содержанию воздуха в потоке воды. Расстояние от псевдодна до точки потока, в котором концентрация воздуха достигает 90%, по формуле, полученной в результате экспериментов Воусом и Хагером и приведенной в работе [125] составляет

$$h_{90\%} / d = 0,3F_*^{0,59}. \qquad (2.57)$$

При построении кривых свободной поверхности однофазного потока над псевдодном ступенчатой сливной грани при угле ее наклона к горизонту $\alpha>20^0$ значение коэффициента гидравлического трения может приближенно приниматься равным $\lambda_D = 0,2$ [152].

При увеличении среднего воздухосодержания потока s на сливной грани ступенчатых водосливов происходит уменьшение коэффициента гидравлического трения λ_D. Его значение в диапазоне $0,28<s<0,6$ можно установить по формуле, полученной в результате обработки данных исследований ряда авторов [149]:

$$\lambda_D = 0,276 - 0,288\bar{s}. \qquad (2.58)$$

Необходимо иметь ввиду, что значение λ_D для аэрированного потока определялось по модифицированной с учетом аэрации формулы Дарси, записанной в следующем виде:

$$\lambda_D = \frac{8g\bar{h}^3}{q^2}\sin\alpha\,, \qquad (2.59)$$

где α – угол наклона псевдодна к горизонту (рисунок 2.12).

В формулах (2.58) и (2.59) приняты следующие обозначения: $\bar{s}$ – средняя концентрация воздуха по глубине над псевдодном, которая вводится как

$$\bar{s} = \frac{1}{h_{99\%}}\int_0^{h_{99\%}} s\,dh\,; \qquad (2.60)$$

глубина «чистой» воды

$$\bar{h} = \int_0^{h_{99\%}} (1-s)\,dh\,, \qquad (2.61)$$

Наиболее простая интегральная оценка потерь напора на тракте ступенчатых водосливов в первом приближении может быть выполнена с использованием коэффициента скорости, определяемого по зависимости $\varphi = f(q, d, p)$ (p – высота водосливной стенки над отметкой поверхности дна нижнего бьефа), которая предложена китайскими исследователями [179]. На рисунке 2.14 эта зависимость в полулогарифмических координатах имеет вид прямых линий [175]. Верхняя их этих кривых получена на основе данных китайских исследователей, на установке которых сопряжение ступенчатой сливной грани с дном нижнего бьефа осуществлялось гладким поворотом в вертикальной плоскости (без ступеней). Эти варианты сопряжения показаны на рисунке 2.11. Нижняя кривая получена в опытах [175], в которых ступени выполнялись вплоть до отметок дна нижнего бьефа. Во втором случае местные потери напора на повороте потока в вертикальной плоскости были существенно большими и меньшим оказалось значение φ. Вблизи нижней кривой расположились обработанные и приведенные в [175] данные опытов Тоцци (1994 г.), Мирзоева (2005 г.), а также данные опытов Даиц–Каскона и др. (1991 г.), Аль-Али Абдельразака (2000 г.) для бóльших значений высоты ступеней d. Ниже второй кривой оказались данные опытов при меньших значениях высоты ступеней в двух последних из перечисленных исследований, а также данные опытов Соренсена (1985 г.). Перечисленные эксперименты проведены при воспроизведении

ступенчатых водосливов с оголовками безвакуумного профиля с уклонами сливной грани $0,7 \le \operatorname{tg}\alpha \le 0,833$, при размерах ступеней в пределах 0,5–7,3 см и высоте моделей водосливов от 0,5 до 3,8 м.

Значение коэффициента скорости практически во всех рассмотренных исследованиях устанавливалось с использованием зависимости

$$\varphi = \frac{q}{h_1\sqrt{2g\left(T_0 - h_1\right)}}, \qquad (2.62)$$

где

h_1 – глубина в сжатом сечении у подножья водослива,

T_0 – полная удельная энергия потока относительно плоскости сравнения, совпадающей с дном нижнего бьефа.

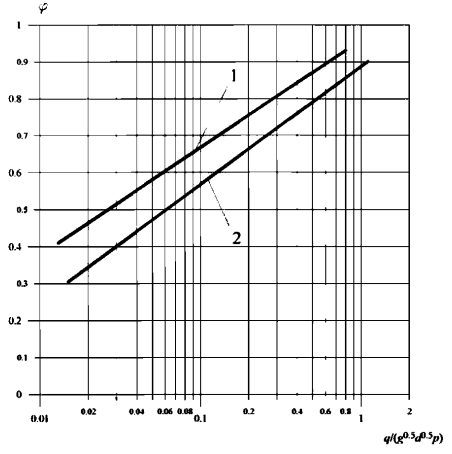


Рисунок 2.14 – Зависимость коэффициента скорости φ для потока на ступенчатом водосливе от удельного расхода q, высоты ступеней d и высоты водосливной стенки над отметкой поверхности дна нижнего бьефа p:
1 – для плавного сопряжения с дном нижнего бьефа; 2 – при выполнении ступеней вплоть до дна нижнего бьефа

Данные рисунка 2.14 можно использовать для определения коэффициента скорости при переливе через бетонные сооружения трапецеидального в поперечном сечении профиля, возведенные из укатанного бетона со ступенчатой низовой гранью (например, переливные бетонные перемычки) В верхней части низового откоса таких водосливов наблюдается зона, в которой транзитный поток отрывается

от поверхности бетона. Длина этой зоны зависит от скорости течения при сходе с гребня (напора на гребне водослива), угла наклона псевдодна и в меньшей степени от длины площадки на гребне сооружения. При длине отрывной зоны, равной 0,1 от длины низовой грани сооружения, значения коэффициента скорости потока практически не должны отличаться от потерь на плотине той же высоты с обтекаемым оголовком, и их можно определять по данным рисунка 2.14 [142]. При указанной длине зоны отрыва от низового откоса, имеющего разные углы наклона псевдодна, значения допускаемых сбросных удельных расходов для сооружений трапецеидального профиля различной высоты и с горизонтальной площадкой на гребней могут быть установлены на основании данных рисунка 2.15.

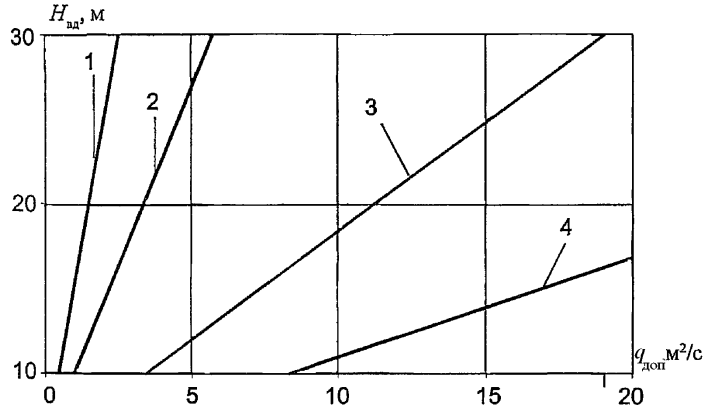


Рисунок 2.15 – Максимально допустимые значения удельных расходов $q_{доп}$ в зависимости от высоты плотины трапецеидального профиля $H_{вд}$ и уклоне ее низовой грани:
1–4 – для уклонов низовой грани, соответственно 1:0,75, 1:1, 1:1,5; 1:2

Исследования распределения давлений при скользящем режиме на тракте традиционных ступенчатых водосливов со скругленными оголовками показывают следующие особенности.

1. Наибольшее значение избыточного по сравнению с атмосферным давления наблюдается вблизи створа, где начинается аэрация. Ниже по течению через несколько ступеней оно снижается в средней части горизонтальной площадки

ступеней до давления, которое несколько больше атмосферного. Ближе к краю горизонтального участка ступеней оно повышается за счет обтекания их кромки [125]. Еще ниже по течению осредненное давление остается на горизонтальных площадках ступеней практически постоянным, увеличиваясь только в конце сливной грани [147, 153, 158].

2. Аналогичным образом изменяются по длине ступени интенсивности пульсаций давления.

3. На вертикальных участках ступеней вакуумы фиксировались при проведении гидравлических исследований ступенчатых водосливов гидроузлов Пуэбло де Казалла и Вел, они отсутствовали при рассмотрении гидроузла Апперстилуотер. По данным лабораторных исследований, рассмотренных в [142, 153], понижение осредненного пьезометрического напора на вертикальных площадках ступеней, по сравнению с соответствующим атмосферному давлению, не превышают 0,3 высоты ступени. Практически таким оказалось значение максимального осредненного вакуума $h_{\text{вак}} / \gamma d$ по результатам лабораторных и натурных исследований, проведенных для гидравлического обоснования ступенчатого водослива Богучанского гидроузла [125].

4. Максимальные значения стандартов пульсации давления на горизонтальных площадках ступеней зафиксированы в узкой зоне по длине там, где начинается аэрация. Здесь на участке псевдодна длиной $(2\text{-}3)k_s$ значения интенсивности пульсации пьезометрической высоты могут достигать 0,15-0,20 [147], где k_s – высота выступа шероховатости, а интенсивность пульсации пьезометрической высоты – отношение ее стандарта пульсации к скоростному напору по средней скорости «чистой» воды.

При этом указанная интенсивность вводится как отношение стандарта пульсаций пьезометрических высот к скоростному напору, рассчитанному по средней скорости «чистой» воды с использованием формулы (2.61). Ниже по течению интенсивность пульсации пьезометрических высот снижается на длине около $25k_s$ до 0,08–0,06, а еще ниже по течению составляет около 0,05. На вертикальных площадках ступеней интенсивности пульсаций пьезометрических

высот в основном составляют около 0,03, увеличиваясь у псевдодна до 0,06. С учетом положительной асимметрии пульсаций рассматриваемого параметра на этих площадках ступеней их отрицательные выбросы обеспеченностью 0,01% по данным [125] пропорциональны $(2–2,5)\sigma_p$.

5. С учетом указанных наибольших значений осредненной и пульсационной составляющих давления возможность возникновения кавитационных явлений целесообразнее оценивать по формуле (2.18). Допустимо также использование формулы (2.19), но принятие в качестве характерной скорости у псевдодна может привести к существенным погрешностям.

Следует отметить, что до сих пор каких-либо серьезных кавитационных повреждений ступенчатых водосливов традиционного типа в литературе не отмечалось.

2.21 Ступенчатые водосливы, рассчитанные на пропуск больших удельных расходов воды

Водосливные ступенчатые плотины применяют для пропуска и значительных удельных расходов, составляющих 100–200 $м^2/с$ и даже более, в составе гидроузлов с высокими бетонными плотинами [155, 157, 163]. На тракте таких ступенчатых водосливов потери избыточной кинетической энергии существенно меньшей, чем на традиционных. Вместе с тем применение укладки малоцементного укатанного бетона при возведении таких плотин позволяет существенно упростить возведение сооружения, в выполнение тракта водослива ступенчатым позволяет снизить требования по защите сливной грани от кавитации и кавитационной эрозии.

Такие конструкции водосливных ступенчатых плотин были разработаны и использованы при возведении гидроузлов в КНР. К числу особенностей конструкции и условий работы такого рода водосливных ступенчатых плотин относятся следующие (рисунок 2.16).

1. Водосливной оголовок с гладкой сливной гранью предусмотрен достаточно протяженным.

2. На всей длине водосливного оголовка предусмотрены быки; их концевой участок выполняется плавно расширяющимся и благодаря этому поток к концевому сечению быков сужается в плане.

3. Гладкий водосливной оголовок сопрягается с нижерасположенной ступенчатой сливной гранью с помощью вертикального уступа высотой несколько метров.

4. Сопряжение бьефов на этих гидроузлах осуществляется с помощью донного гидравлического прыжка или расположенного в нижнем бьефе короткого бетонного крепления с трамплином для отброса потока.

5. Здание гидроэлектростанции рассматриваемых гидроузлов было расположено на значительном удалении от ступенчатого водослива.

Такая конструкция сопряжения водосливного оголовка со сливной гранью обеспечивает существенную аэрацию потока на ступенях. Эта аэрация происходит за счет того, что между струями, которые поступают с соседних пролетов водосливного оголовка, на ступенчатой сливной грани имеются существенные промежутки, позволяющие воздуху поступать к потоку за уступом снизу. Одновременно струя аэрируется с боков. Таким образом поток аэрируется по всему периметру. Эта конструкция работает достаточно эффективно.

На начальном периоде эксплуатации водосбросов, рассчитанных на пропуск значительных удельных расходов, были проведены натурные гидравлические исследования, которые включали визуальную оценку гидравлических условий работы, измерения скорости течения, содержания в потоке воздуха, осредненных и пульсационных составляющих давления на ступенях. Эти исследования в значительной мере подтвердили надежность конструкций водосливных ступенчатых плотин, применяемых в КНР для пропуска сбросных расходов со значительными удельными расходами.

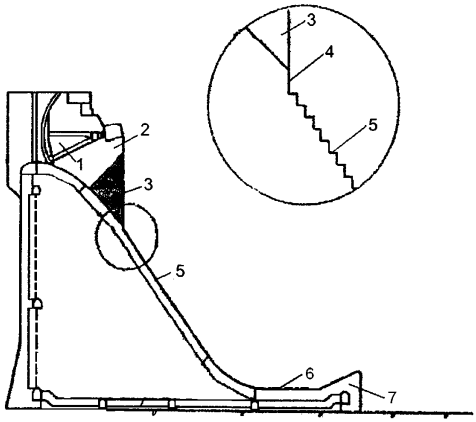


Рисунок 2.16 – Продольный разрез по ступенчатой водосливной плотине и концевому устройству, которые рассчитаны на пропуск значительных удельных расходов:
1 – затвор; 2 – быки; 3 – расширяющийся в плане участок быков (сужение водосливного оголовка в плане); 4 – уступ за быками перед входом на ступенчатую сливную грань; 5 – ступенчатая сливная грань; 6 – бетонное крепление; 7 – трамплин для отброса потока в нижний бьеф

Об особенностях гидравлических условий работы ступенчатых водосливов рассматриваемого типа с параметрами потока, которые имеют место на Бурейском гидроузле, можно получить представление на основе результатов лабораторных исследований, приведенных в [141].

2.22 Сужающиеся ступенчатые водосливы

Устройство ступенчатой водосливной поверхности является эффективным мероприятием предотвращения на поверхности сужающегося водосброса косых волн и гребней значительной высоты. Такие волны и гребни должны привести к увеличению высоты боковых стен водослива и понизить степень управляемости потока носком-трамплином. По условиям пропускной способности водосброса на гребне арочной плотины был больше, чем ширина носка-трамплина, который отбрасывал поток в узкое ущелье [101]. Таким образом, с помощью повышенной

шероховатости, созданной ступенями, были предотвращены неблагоприятные явления на тракте водосброса изображенного на рисунке 2.17.

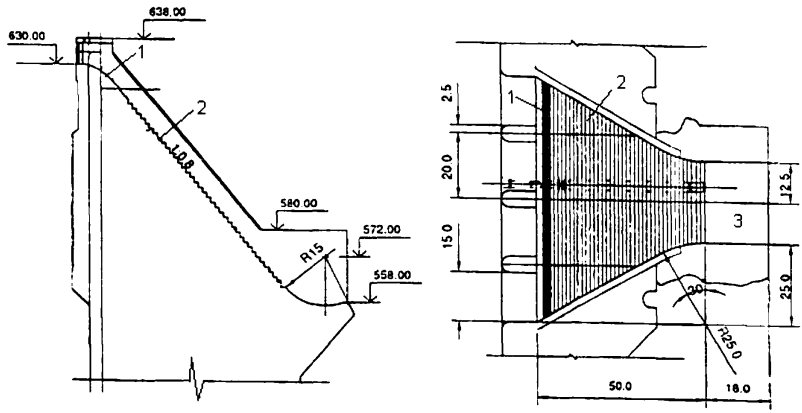


Рисунок 2.17 – Сужающийся в плане ступенчатый водосброс на гребне арочной плотины:
1 – гладкий водосливной оголовок; 2 – сужающаяся ступенчатая сливная грань;
3 – гладкий носок-трамплин

Глава 3. Трубчатые водосбросы и водоспуски

3.1 Основные конструктивные элементы глубинных (трубчатых) водосбросов

Для глубинных водосбросов и водоспусков (в дальнейшем для краткости называемых «трубчатые водосбросы») принимается деление на участки, приведенное на рисунке 3.1 [15]. На отдельных конкретных сооружениях некоторые из них могут отсутствовать либо совмещаться.

Кромки входного отверстия оголовка глубинных водосбросов должны иметь скругленное очертание, устанавливаемое на основании расчетов [15, 134]. Такое очертание кромок входа позволяет увеличить пропускную способность водосброса и избежать существенного понижения давления в зоне отрыва потока от стен на входе. Площадь поперечного сечения напорных водосбросов на выходном участке или в пределах верхового участка камеры основного затвора, как правило, уменьшается в целях обеспечения бескавитационных условий работы вышележащего участка водосброса (например, водосбросы Красноярского и Саяно-Шушенского гидроузлов)

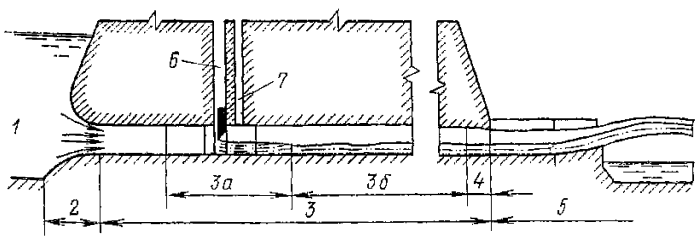


Рисунок 3.1 – Схема трубчатого водосброса
1 – участок подхода; 2 – участок входа (входной оголовок); 3–тракт водосброса; 3*а* – камера затворов; 3*б* – отводящий участок; 4 – выходной участок тракта; 5 – участок перехода к естественному руслу; 6 – затворные шахты с затворами; 7 – аэрационная шахта

При криволинейном очертании глубинного водосброса наличие центробежных сил приводит к существенному переформированию распределения скоростей и давлений по сравнению с распределением их в прямолинейном

водосбросе. Это переформирование может способствовать развитию кавитационных явлений особенно на выпуклой поверхности водосброса. Криволинейное очертание водосброса способствует образованию зон отрыва и гидравлических прыжков, захватывающих значительное количество воздуха при смене режимов течения. Указанные явления могут быть источником существенной пульсации давления в потоке [32, 138] . Методика расчета этих процессов разработана недостаточно, поэтому в каждом отдельном случае необходима постановка специальных исследований.

Особыми участками водосбросов являются затворные камеры [95]. Затворные камеры предназначаются для размещения основного (эксплуатационного) затвора, а также ремонтного и аварийного затворов. В пределах затворной камеры форма и площадь поперечного сечения водосброса обычно изменяются.

Основные, ремонтные и аварийные затворы могут размещаться в одной общей или в раздельных затворных камерах. Местоположение затворных камер в пределах водосброса устанавливается с учетом условий сопряжения бьефов, конструктивно-компоновочных условий, напряженного состояния плотины и ее элементов, климатических условий и пр. При этом при любых условиях расположение одного из затворов (как правило, ремонтного) необходимо обеспечить на входе в водосброс. Если выходное сечение водосброса затапливается со стороны нижнего бьефа, обязателен ремонтный затвор и на выходе из водосброса.

Затворная камера основного затвора включает, в общем случае, следующие участки:

- верховой по отношению к основному затвору участок, в пределах которого всегда имеет место напорный режим течения. Он выполняется, как правило, с сужением поперечного сечения с целью повышения избыточного давления на расположенном выше участке и исключения кавитации на элементах камеры (на пазах затворов, в проемах потолка, на неровностях обтекаемых поверхностей). Схемы таких конструкций приведены на рисунке 3.2, кроме того, они рассмотрены в [95];

- низовой по отношению к основному затвору участок с безнапорным или

напорным режимами течения. Этот участок в зависимости от гидравлических условий может быть выполнен расширяющимся, постоянного сечения или сужающимся.

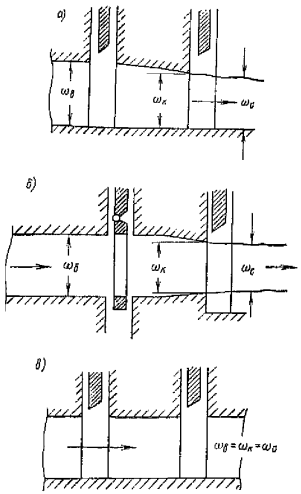


Рисунок 3.2 – Варианты верхового участка затворной камеры:
а – плавный пирамидальный конфузор; *б* – плавный конический конфузор (аварийный затвор обычный или с замещающим кольцом);
в – затворная камера без конфузора

В качестве основных затворов обычно применяются плоские и сегментные затворы, а в особых случаях – конусные и игольчатые затворы. Расстояние между основным и аварийным затворами назначается конструктивно. Оптимальным по гидравлическим условиям является расстояние, равное 1,5–3 высотам водовода. В межзатворном пространстве и перед аварийным затвором на расстоянии, равном высоте сечения, следует предусматривать стальную облицовку дна, стен и потолка. На рисунке 3.3 представлен ряд типовых схем компоновок механического оборудования в глубинных водосбросах бетонных плотин с основными затворами в начале, середине и на выходе из водосбросов.

3.2 Задачи гидравлического расчета трубчатых водосбросов

Основные задачи гидравлического расчета трубчатых водосбросов сводятся к определению их размеров и конфигурации, обеспечивающих при пропуске заданных расходов допустимые гидродинамические нагрузки, отсутствие опасных кавитационных воздействий на отдельные элементы тракта и опасных размывов русла. Водосброс, удовлетворяющий этим требованиям, выбирается в результате рассмотрения ряда его вариантов, для каждого из которых выполняются следующие гидравлические расчеты:

1. Определение пропускной способности (расхода) водосброса.

2. Определение режимов потока в водосбросе при различных расходах и уровнях бьефов, а также различных открытиях регулирующего затвора.

3. Расчет аэрационных шахт, проектируемых для устранения опасных кавитационных явлений и смены режимов течения (от безнапорного к напорному и, наоборот, от напорного к безнапорному).

4. Прогнозирование зон значительного понижения давления по сравнению с атмосферным и сопутствующих ему явлений кавитации и кавитационной эрозии, а также возможности возникновения кавитации за счет появления зон отрыва за выступами выступами шероховатости, швами бетонирования, пазами и в связи с появлением вихревых шнуров.

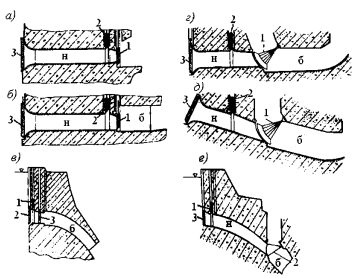


Рисунок 3.3 – Типовые схемы компоновки механического оборудования в глубинных водосбросах бетонных плотин с расположением основного затвора: *а, б* – на выходе из водосброса; *в, е* – в начале водосброса; *г, д* – в средней части водосброса; *1* – основной затвор; *2*– аварийный затвор; *3* – ремонтный затвор; *н, б* – напорный и безнапорный участки водосброса

5. Определение гидродинамических нагрузок на элементы тракта трубчатого водосброса при различных режимах потока.

6. Расчет концевых участков, определение условий сопряжения потока на участке перехода к естественному руслу, определение деформаций дна, в том числе разрушений скальных пород на участке русла, примыкающем к сооружению.

В этой главе освещаются вопросы, сформулированные в 3.2, пп. 1–4. Вопросы определения режимов потока и переформирования русла в нижнем бьефе за сооружением, изложены в гл. 4 и 5 настоящего Руководства.

Пропускная способность трубчатых водосбросов

3.3 Пропускная способность безнапорных трубчатых водосбросов с незатопленным входом

Безнапорные трубчатые водосбросы, в которых поток не касается верхней кромки входного оголовка, что имеет место при напоре на входе

$$H \leq (1,2 \div 1,25)h, \tag{3.1}$$

рассчитываются по схеме истечения через водослив.

В трубчатых водосбросах безнапорный режим течения с незатопленным входом используется в основном при их работе по временной схеме: в строительный период или иногда в период временной эксплуатации гидроузла.

В зависимости от формы входного порога и очертания продольного профиля тракта могут иметь место два случая работы безнапорного трубчатого водосброса: истечение через водослив с широким порогом и истечение через водослив практического профиля (рисунок 3.4).

При конструктивном оформлении трубчатого водосброса, как показано на рис. 3.4, *а*, при незначительном уклоне дна $i \leq 0{,}025$ или горизонтальном дне и отсутствии подтопления со стороны нижнего бьефа можно считать, что он работает, как неподтопленный водослив с широким порогом при соблюдении условия [103, 123].

$$(2 \div 3)H \leq L \leq (64 - 163)mH \tag{3.2}$$

или более приближенного условия

$$(2 \div 3)H \le L \le (6 \div 10)H \qquad (3.2')$$

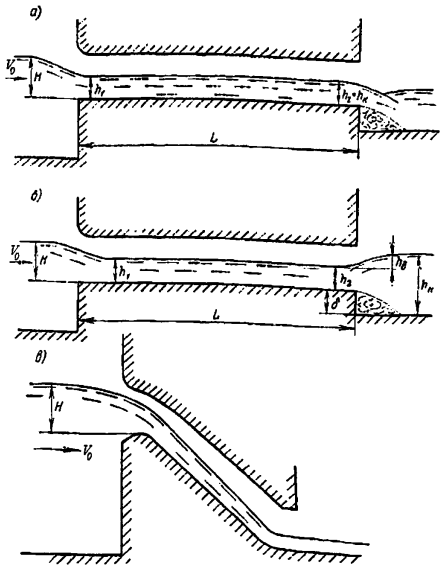


Рисунок 3.4 – Истечение через трубчатый водосброс по схеме водослива:

а – неподтопленный водослив с широким порогом; *б* – подтопленный водослив с широким порогом; *в* — неподтопленный водослив практического профиля

При уклоне дна трубчатого водосброса i, приближающемся к критическому уклону $i_к$, но меньше его, значение верхнего предела в (3.2) следует увеличивать на 30%. В формулах (3.2) и (3.2') L – длина собственно трубчатого водосброса (участки *2 – 3* на рисуноке 3.1); m – коэффициент расхода входного оголовка.

Расчет пропускной способности в первом случае (рисунок 3.4, а) надлежит выполнять по зависимости (2.2) при $\sigma_п = 1$. Для приближенных расчетов формула (2.2) может также использоваться еще в двух случаях:

1. Уклон дна водосброса меньше критического, а его длина удовлетворяет условию (3.2).

2. Уклон дна водосброса больше критического.

Значения коэффициентов расхода для водосбросов с уклоном дна, определенные по данным [103], следует увеличивать для водосбросов прямоугольного поперечного сечения в соответствии с графиками рисунка 2.4, а водосбросов круглого поперечного сечения – на 1 % на каждую 0,01 уклона дна.

Расчет пропускной способности трубчатых водосбросов круглого поперечного сечения, работающих по схеме неподтопленного водослива с широким порогом, можно производить по формуле [78]

$$Q = m_к D \sqrt{2g} H^{3/2}, \tag{3.3}$$

где D — диаметр водосброса.

Значение коэффициента расхода такого водосброса может быть определено по эмпирической формуле

$$m_к = \frac{H}{0,9D + \frac{0,275 + 3,40r/D}{0,096 + 1,52r/D} H}, \tag{3.4}$$

в которой r — радиус скругления кромок входного оголовка.

Если уклон дна безнапорного трубчатого водосброса меньше критического и длина его больше, чем (64–163)mH, или сжатое сечение во входном оголовке подтапливается нижним бьефом, то водосброс работает как затопленный водослив с широким порогом и рассчитывается по формуле (2.2). Глубина h_1 во входном оголовке определяется путем построения кривой свободной поверхности в водосбросе.

Пропускная способность безнапорных трубчатых водосбросов, работающих как неподтопленный водослив практического профиля, определяется по формуле (2.2) с использованием соответствующих выражений для ε и m (гл. 2 настоящего Руководства и [92]).

3.4 Пропускная способность безнапорных трубчатых водосбросов с затопленным входом

Затопление входа безнапорных трубчатых водосбросов наблюдается при напоре на входном пороге

$$H > (1,2 \div 1,25)h. \tag{3.5}$$

Пропускная способность таких водосбросов определяется по формуле

$$Q = \mu\omega\sqrt{2g(H - \varepsilon h)}, \qquad (3.6)$$

где $\mu = \varphi_c\varepsilon$ – коэффициент расхода, отнесенный к площади поперечного сечения водосброса в конце входного оголовка ω; h – высота поперечного сечения водосброса в том же сечении; ε – коэффициент сжатия потока; φ_c – коэффициент скорости, отнесенный к сжатому сечению. Значение φ_c принимается равным 0,97 при отсутствии пазов перед входным отверстием и равным 0,94 при наличии пазов.

Значение ε для отверстий со скругленной кромкой можно определять по формуле [134]:

$$\varepsilon = \frac{1}{\varphi_c\sqrt{C_{pм}}}, \qquad (3.7)$$

где $C_{pм}$ – коэффициент максимального понижения давления, принимаемый в зависимости от конструкции входного оголовка и величины H по графикам рис. 3.14–3.16.

Для отверстий с острой кромкой значения ε следует принимать по данным таблицы 3.1.

Таблица 3.1

h/H	0,10	0,20	0,25	0,3	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
ε	0,617	0,620	0,622	0,625	0,628	0,633	0,638	0,645	0,650	0,660

3.5 Зависимости для определения пропускной способности напорных трубчатых водосбросов

Пропускная способность напорных трубчатых водосбросов определяется по формуле:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH_д}, \qquad (3.8)$$

где μ – коэффициент расхода водосброса, отнесенный к площади расчетного поперечного сечения ω; $H_д$ – действующий напор, определяемый по формуле (3.17).

В качестве расчетной площади поперечного сечения можно принимать площадь любого поперечного сечения водосброса, но удобнее всего принимать

площадь выходного сечения $\omega_{вых}$. Коэффициент расхода напорного глубинного водосброса рассчитывается по следующим зависимостям:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\left(\omega / \omega_{вых}\right)^2 + \zeta_c}}, \tag{3.9}$$

$$\zeta_c = \Sigma \zeta_{ті} \left(\omega/\omega_i\right)^2 + \Sigma \zeta_{мj} \left(\omega/\omega_j\right)^2, \tag{3.10}$$

где ζ_c – коэффициент гидравлических потерь водосброса; ω_i – площади характерных сечений водосброса, к которым отнесены значения соответствующих коэффициентов гидравлических потерь на трение по длине, $\zeta_{ті}$ – коэффициенты потерь напора на трение по длине *i*-го участка водосброса; $\zeta_{мj}$ – коэффициент местных гидравлических потерь напора; ω_j – площади поперечных сечений, для которых определены коэффициенты местных потерь напора.

Расчет коэффициентов гидравлических потерь на трение производится по формуле;

$$\zeta_{ті} = \lambda_{ті} \frac{L_i}{D_i} = \frac{8gL_i}{C_i^2 D_i}, \tag{3.11}$$

где

$\lambda_{ті}$ – коэффициент гидравлического трения *i*-го участка водосброса, отнесенный к его гидравлическому диаметру $D_i = 4R_i$;

$R_i = \omega_i / \chi_i$; C_i; L_i; χ_i – гидравлический радиус, коэффициент Шези, длина и смоченный периметр *i*-го участка водосброса.

Значение коэффициента гидравлического трения можно также определить по формуле Альтшуля [12, 99]:

$$\lambda_т = 0{,}11 \left(\frac{68}{\mathrm{Re}_D} + \frac{k}{D} \right)^{0{,}25}, \tag{3.12}$$

где

k — абсолютная эквивалентная шероховатость обтекаемой поверхности водосброса,

$\mathrm{Re} = VD / \nu$ – число Рейнольдса напорного потока;

V – средняя скорость течения,

ν – кинематический коэффициент вязкости.

Первый член в скобках уравнения (3.12) необходимо учитывать в относительно небольших сооружениях при $V < 5$ м/с. Подробные данные о значениях k имеются, например, в [12, 13, 39, 99].

3.6 Коэффициенты местных потерь напора в напорных водосбросах

В напорных водосбросах необходимо учитывать следующие виды местных гидравлических потерь напора:

- на входе;
- в пазах и проемах затворов;
- на участке сужения и деформации потока на входе в камеру затворов;
- на участке расширения и деформации потока на выходе из камеры затворов;
- на выходном участке водосброса, если там имеется поджатие или расширение потока, например, установлены дефлекторы, а также при истечении под уровень нижнего бьефа;
- на поворотных участках тракта.

В редких случаях перед глубинными водосбросами устанавливаются решетки, предотвращающие поступление на их тракт крупных плавающих тел (льда, топляков). Для определения их коэффициентов местных сопротивлений следует использовать данные [13, 117].

Указанные выше местные гидравлические потери напора учитывают при расчете пропускной способности водосброса с полностью открытыми плоскими или сегментными затворами*; при частичном открытии затвора следует учитывать и потери напора на затворе.

Коэффициенты потерь на вход [134] для наиболее распространенных оголовков, кромки которых по всему периметру или по части его очерчены дугами окружностей длиной $\pi r/2$, можно определить по графику рис. 3.5. Коэффициенты потерь на вход отнесены к площади в конце входного оголовка. Для оголовков с

* Коэффициент местных потерь напора при полном открытии для других типов затворов может быть не равен 0.

профилем эллиптического очертания (полуось эллипса, направление которой совпадает с направлением течения, равна высоте поперечного сечения в конце входного оголовка h, а полуось, перпендикулярная ей, равна $h/3$) коэффициент потерь на вход составляет 0,03 – 0,04.

При определении потерь в пазах затворов, которые в большинстве случаев невелики, можно руководствоваться рекомендациями [13, 15, 138], для проема в потолке — рекомендациями, содержащимися в [117, 138]:

$$\zeta_{\text{пр}} = 0,05\frac{l_{\text{пр}}}{h_{\text{пр}}}, \qquad (3.13)$$

где $l_{\text{пр}}$ и $h_{\text{пр}}$ – длина проема в направлении течения и его высота по оси в створе паза. Коэффициент сопротивления в формуле (3.13) отнесен к поперечному сечению, в котором расположен проем.

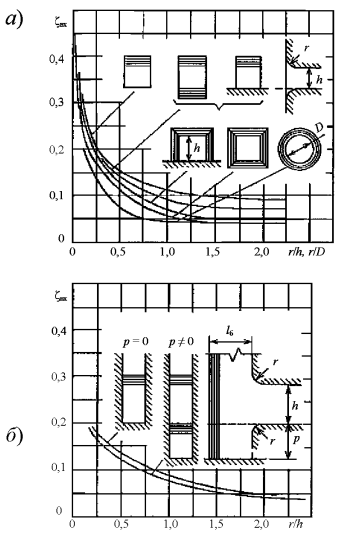


Рисунок 3.5 – Значения коэффициентов потерь напора на вход оголовков напорных водосбросов, выполненных в вертикальной стене и очерченных по дуге окружности, в зависимости r/h (r/D):
а – при значительных размерах поперечного сечения верхнего бьефа на подходе к оголовку; *б* – при устройстве перед оголовком быков с пролетом, равным ширине во входном сечении водосброса

Расчет коэффициента потерь на входе и на выходе из камеры затворов и на выходном участке водосброса при напорном режиме течения следует производить по данным, приведенным, например, в [15, 39, 138]. Ориентировочно можно считать, что коэффициенты сопротивления конфузоров при углах сужения в диапазоне от 3 до 15° составляют 0,10–0,15, а коэффициенты сопротивления диффузоров при углах расширения от 4 до 12° равны 0,15–0,35. Все эти значения коэффициентов сопротивления отнесены к значению скоростного напора в меньшем из поперечных сечений переходного участка камеры затворов.

Коэффициенты местных потерь напора поворотных участков тракта напорных водосбросов могут быть определены в соответствии с данными [39] по формуле

$$\zeta_{\text{пов}} = ABC\,. \tag{3.14}$$

Значение A в этой формуле зависит от угла поворота δ° (рисунок 3.6) и определяется по таблице 3.2.

Значение B зависит от относительного радиуса поворота $R_0/D_{\text{г}}$ (см. рисунок 3.6) (где R_0 – радиус оси поворота; $D_{\text{г}}$ – гидравлический диаметр поперечного сечения) и устанавливается по данным таблицы 3.3.

Значение C зависит от отношения a/b (см. рисунок 3.6), то есть от формы поперечного сечения водосброса (в случае квадратного и круглого поперечного сечения C = 1). Размер b располагается в плоскости поворота, а размер a перпендикулярен b. Значение сомножителя C приведены в таблице 3.4.

Таблица 3.2 – Зависимость A от угла поворота δ°

δ°	0	20	30	45	60	70	90
A	0	0,31	0,45	0,60	0,78	0,90	1,00

Таблица 3.3 – Зависимость B от относительного радиуса поворота $R_0/D_{\text{г}}$

$R_0/D_{\text{г}}$	1,0	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0	15,0	20,0
B	0,21	0,15	0,11	0,09	0,07	0,07	0,06	0,05

Таблица 3.4 – Зависимость C от формы поперечного сечения

a/b	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
C	1,80	1,45	1,2	1,00	0,68	0,45	0,40	0,43

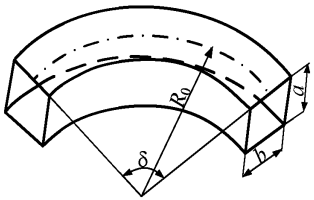


Рисунок 3.6 – Схема поворотного участка тракта напорного глубинного водосброса

Дефлекторы, отклоняющие поток от обтекаемых поверхностей за пазами затворов, вошли в практику проектирования сравнительно недавно. Установка дефлекторов несколько снижает пропускную способность глубинного водосброса и может сделать необходимым некоторое увеличение площади поперечного сечения напорного участка водосброса, расположенного выше дефлектора по течению. Вместе с тем, дефлекторы способствуют повышению осредненного давления на этом участке и снижают для него требования по противокавитационным мероприятиям. Они способствуют смягчению или даже устранению кавитационных воздействий на участке ниже затворов по течению. За дефлектором создается отрывная зона, в которой при напорном движении за затвором кавитационный факел смещается от поверхности водосброса вглубь потока. При безнапорном режиме течения за дефлектором возможность кавитационных воздействий снижается за счет подвода воздуха в отрывную зону и ниже ее по течению.

Значение коэффициента потерь напора дефлектора можно установить, используя коэффициент пространственного сжатия потока, по формуле

$$\zeta_{\text{пов}} = \frac{1}{\varphi_{\text{д}} \varepsilon_{\text{д}}} - 1 , \qquad (3.15)$$

где $\varphi_{\text{д}}$ – коэффициент скорости, составляющий для этого случая 0,97–0,98.

Значение $\varepsilon_{\text{д}}$ в створе пазов плоского затвора можно определить, как для

диафрагмы [2], по формуле Альтшуля

$$\varepsilon_д = 0,57 + \frac{0,047}{1,1 - n_д}, \qquad (3.16)$$

в которой $n_д = \omega_д/\omega$; $\omega_д$ и ω – площади дефлектора в свету и водосброса в створе до дефлектора.

Некоторые данные о значениях $\varepsilon_д$ для сложных конструкций камер плоских и сегментных водосбросов приведены в [95, 138]

3.7 Сбросной расход напорных глубинных водосбросов и коэффициенты потерь напора при частичных открытиях затворов

При определении расхода напорного глубинного водосброса при частичных открытиях затвора необходимо использовать формулы (3.8) и (3.9), как для случая полного открытия затвора, но во вторую из них вводить коэффициент потерь напора при соответствующем открытии затвора, приведенный к расчетной площади поперечного сечения.

Плоские затворы. Гидравлические условия работы плоских затворов при частичных открытиях в существенной мере определяются формой и очертанием низового контура затвора, а также уклоном участка, на котором расположен затвор. По форме низового контура в практике встречаются типы плоских затворов, изображенные на рисунке 2.5.

Кроме того, по очертанию нижней кромки различаются два типа затворов:

- с горизонтальной прямолинейной кромкой;

- с вырезом нижней части затвора в виде трапеции или сегмента окружности.

Коэффициенты потерь напора для одинаковых частичных открытий меньше у плоских затворов с обтекаемым низовым контуром и со скосом, обращенным в сторону верхнего бьефа. Для затворов с обтекаемым низовым контуром невозможно обеспечить безотрывное обтекание низового контура во всем диапазоне изменений параметров потока, а для затворов, имеющих скос низового контура, обращенный в сторону верхнего бьефа, это обтекание является практически всегда отрывным. На поверхности низового контура затвора в этих случаях могут возникнуть

неустойчивые вихревые зоны и зоны пониженного давления. В свою очередь это может привести к непостоянству сил, действующих на затвор, его вибрации и дополнительным нагрузкам на подъемные механизмы. Эти явления в минимальной степени проявляются при частичных открытиях затворов с острым низовым ребром.

Затворы с вырезом внизу применяют на сооружениях со значительными напорами. При малых открытиях поток за затворами сильно расширяется в плане, а при безнапорном режиме течения ниже затвора по течению сильно разбрызгивается. Удаление потока от боковых стен в случае устройства выреза в нижней части затвора способствует уменьшению кавитационных воздействий на поверхности водосброса за затвором.

Определение коэффициента потерь напора при частичных открытиях плоских затворов, работающих с отрывом потока от острой кромки, должно выполняться по формуле (3.15). При этом можно применять те же значения коэффициента скорости, что при расчете дефлекторов, обозначив их как $\varphi_{зп}$, а значение $\varepsilon_{зп}$ можно рассчитывать по формуле (3.16), но в этом случае $n_{зп} = \omega_{зп}$, где $\omega_{зп}$ – площадь отверстия в свету частично открытого затвора; ω – площадь напорного водосброса перед затвором.

Отметим, что за плоскими затворами водосбросов значение коэффициента сжатия практически не зависит от того, какой режим за затвором: напорный или безнапорный.

Коэффициенты потерь напора при различных частичных открытиях плоских затворов, работающих с отрывом от острой кромки и расположенных на участке с существенным уклоном дна $\varsigma_{зп}$ (рисунок 3.7), приведенные к площади перекрываемого отверстия в свету, даны в таблице 3.5 [95, 135].

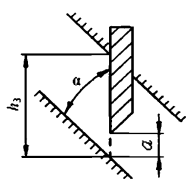


Рисунок 3.7 – Схема плоского затвора на наклонном участке водосброса

Для плоских затворов в горизонтальном напорном водоводе, имеющих низовой контур со скруглением (см. рисунок 2.5, г), для определения коэффициента ε, по которому рассчитывалось $\varsigma_{зл}$ [133], рекомендуется использовать зависимость (2.17). Значение коэффициента K в этом случае должно быть установлено по формуле (2.18), которая получена для диапазона $0 \leq r/a \leq 0{,}25$.

Таблица 3.5

α^o	Значения коэффициента ς при $n_{зл} = a / h_з$								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
45	102	32,6	13,0	6,17	3,0	1,5	0,76	0,34	0,11
60	177	43,2	16,6	7,54	3,6	1,8	0,89	0,40	0,13
90	229	53,8	19,2	8,10	4,6	2,4	1,20	0,54	0,17
135	307	65,4	24,5	11,2	5,7	2,97	1,52	0,99	0,20

Систематических исследований коэффициентов потерь напора при различных открытиях плоских затворов, на низовом контуре которых предусмотрены вырезы в виде трапеции или сегмента окружности не проводилось. Отдельные данные об их значениях приведены в [95, 138].

Перед затворами напорных водосбросов во многих случаях предусматривается участок с уменьшением поперечного сечения (обжатие потока). При частичных открытиях плоских затворов $n \geq 0{,}3$ устройство такого конфузора приводит к существенному повышению значения ε и, соответственно, коэффициента потерь напора ζ [31, 138]. Это повышение становится бóльшим с увеличением угла конусности.

Сегментные затворы. Низовой контур таких затворов выполняют практически только с острой кромкой, а степень плавности входа потока в отверстие под затвором в водоводе с нулевым уклоном дна определяется еще углом α, образуемым между касательной к наружной поверхности обшивки затвора у нижней ее кромки и горизонтальной линией, проходящей через эту точку. Для определения коэффициента сжатия потока за частично открытыми сегментными затворами в горизонтальном водоводе необходимо использовать формулу (2.17). При этом значение K в формуле (2.17) рекомендуется устанавливать по зависимости (2.20).

Разброс экспериментальных данных от расчетной зависимости (2.20) является весьма существенным, а погрешность определения ε с учетом этого разброса может достигать 10–15%. Поэтому для определения ε и, соответственно, ζ формулы (2.17) и (2.20) могут использоваться лишь в первом приближении.

3.8 Действующий напор напорных глубинных водосбросов

Формулу для определения действующего напора глубинных водосбросов записывают в следующем виде

$$H_д = T_0 - П, \tag{3.17}$$

где T_0 – полная удельная энергия потока, определенная относительно плоскости сравнения, которая проведена через низшую точку выходного сечения напорного участка водосброса; П – средняя удельная потенциальная энергия потока в выходном сечении напорного участка, определенная относительно указанной плоскости сравнения.

Определение значения T_0 иллюстрируется рисунокм 3.8. В общем случае средняя удельная потенциальная энергия в выходном сечении напорного водосброса устанавливается по формуле

$$П = \frac{1}{\omega}\int_{\omega}\left(z + \frac{p}{\gamma}\right) d\omega \tag{3.18}$$

или для случая прямоугольного поперечного сечения

$$П = \frac{1}{h}\int_{0}^{h}\left(z + \frac{p}{\gamma}\right) dz, \tag{3.19"}$$

где ω и h – площадь и высота выходного поперечного сечения глубинного водосброса; z – отметка рассматриваемой точки выходного сечения водосброса относительно плоскости сравнения, проведенной через его наинизшую точку; p – давление; γ – удельный вес.

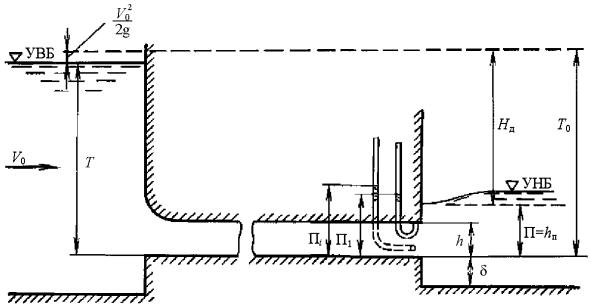


Рисунок 3.8 – Расчетная схема для определения действующего напора глубинного водосброса, работающего всем поперечным сечением

Значение П в выходном сечении напорного участка глубинного водосброса зависит от схемы его сопряжения с участком, расположенным ниже этого сечения по течению. Для этих участков являются характерными следующие основные расчетные схемы сопряжения:

1. По соотношению ширины выходного сечения водосброса и ширины участка сопряжения

- *плоская задача* (рисунок 3.9, а);

- *пространственная задача* (рисунок 3.9, б).

Пространственные условия могут не учитываться, когда $b/B > 0{,}7$ (b – суммарная ширина в выходных сечениях водосбросов; B – ширина нижнего бьефа) и открыты все водосбросы. Если в нижнем бьефе предусмотрены быки длиной более $\delta+h$ (δ – высота уступа за выходным сечением), то можно считать, что схема сопряжения бьефов отвечает условиям плоской задачи [117].

2. По высотному положению дна выходного сечения относительно дна в начальном сечении отводящего участка водосброса:

- они находятся на одних и тех же отметках (рисунок 3.9, а, б);

- дно выходного сечения напорного участка глубинного водосброса сопрягается с дном отводящего участка вертикальным уступом (рисунок 3.9, в).

Определение значения П для напорного участка глубинного водосброса в случае плоской задачи и гладкого (без уступа) сопряжения с отводящим участком зависит от условий подтопления выходного сечения напорного участка глубинного водосброса:

- при незатопленном выходном сечении (рисунок 3.10, а)

$$П = h, \tag{3.19}$$

если $t < h_2$. Здесь t – глубина потока на участке сопряжения, h_2 – глубина гидравлического прыжка, сопряженная с глубиной в сжатом сечении, равной высоте h на выходе из напорного участка глубинного водосброса;

- при затопленном выходном сечении $t > h_2$ (рисунок 3.10, б)

$$П = h_п. \tag{3.20}$$

Значение глубины воды за выходным сечением глубинного водосброса (рисунок 3.10, б) устанавливается для условий плоской задачи при нулевом уклоне дна на участке сопряжения по зависимости вида:

$$h_п = \sqrt{t^2 - \frac{2q^2}{g}\frac{(t-h)}{th}}, \tag{3.21}$$

где q – удельный расход.

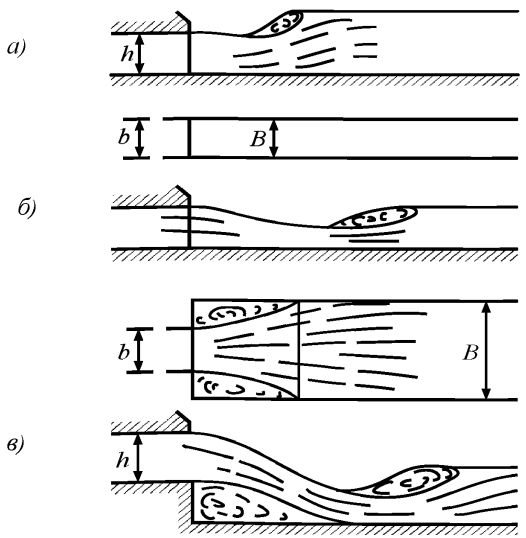


Рисунок 3.9 – Конструктивные схемы сопряжения напорного водосброса с нижним бьефом:
а – ширина участка сопряжения равна ширине концевого участка (без уступа); *б* – ширина участка сопряжения больше ширины концевого участка; *в* – то же, что и «б», но с уступом

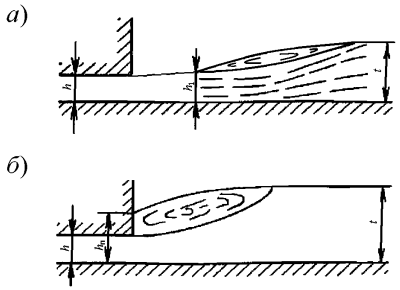


Рисунок 3.10 – Схемы сопряжения глубинного водосброса с нижним бьефом без уступа: *а* – незатопленное истечение; *б* – затопленное истечение

В случае истечения жидкости из напорного участка, сопрягающегося с дном нижнего бьефа уступом, возможно существенное искривление струи у выходного сечения глубинного водосброса в вертикальной плоскости, которое зависит от уровня нижнего бьефа и нарушает условие плавной изменяемости потока. Распределение осредненных давлений в выходном сечении глубинного водосброса с уступом зависит и от конструктивного оформления его концевого участка: его выполняют горизонтальным и наклонным, с выступающей в нижний бьеф полкой, которая также может быть устроена с уклоном.

Для всех вариантов конструктивного оформления концевого участка глубинного водосброса с уступом при определении П необходимо располагать значением пьезометрической высоты под струей в выходном сечении напорного участка h_0. Оно устанавливается на основе расчета условий сопряжения бьефов на отводящем участке глубинного водосброса, которые рассмотрены ниже. Необходимо учитывать, что заметным становится влияние на пропускную способность напорных водосбросов отличие распределения давления в их выходном сечении от гидростатического лишь при их относительно малой длине и $T_0 < (4–5)h$ (h – высота выходного поперечного сечения).

Средняя удельная потенциальная энергия потока П в выходном сечении напорных участков глубинных водосбросов, сопрягающихся с отводящим трактом уступом (плоская задача), устанавливается в зависимости от условия сопряжения бьефов на отводящем участке [15] для трех расчетных случаев:

- выходное сечение не затоплено при наличии донного гидравлического прыжка на участке сопряжения;

- выходное сечение не затоплено при образовании на участке сопряжения одной из форм поверхностного режима сопряжения с незатопленной струей;

- выходное сечение затоплено при наличии на участке сопряжения одной из форм затопленного поверхностного или восстановленного донного гидравлического прыжка.

Наиболее простой и приемлемый лишь для первых приближений способ определения значения П связан с принятием допущения о линейном распределении осредненного давления в выходном поперечном сечении незатопленного со стороны нижнего бьефа глубинного водосброса с уступом [15, 116]: в верхней половине поперечного сечения оно подчиняется гидростатическому закону, то есть изменяется от 0 до $h/2$, а в нижней его половине – от $h/2$ до h_0. Тогда

$$П = 0,25(3h + h_0). \tag{3.22}$$

Распределение осредненного давления в выходном сечении глубинного водосброса отличается от гидростатического, но удовлетворяет линейному закону в случаях:

- когда выходное сечение не затоплено при наличии на участке сопряжения одной из форм поверхностного режима с незатопленной струей

$$П = 0,5(h + h_0), \tag{3.23}$$

- когда выходное сечение затоплено, и на участке сопряжения наблюдается одна из форм затопленного поверхностного либо донного гидравлических прыжков

$$П = 0,5(h + h_0 + h_з). \tag{3.24}$$

В формулах (3.22) – (3.24) приняты следующие обозначения: h_0 – избыточная пьезометрическая высота под струей (если под струи обеспечен подвод воздуха, то h_0=0); h_3 – пьезометрическая высота над потолком выходного сечения водосбросов. Значения h_0 и h_3 принимаются на основе расчета сопряжения бьефов на выходе из напорного водосброса.

Если за выходным сечением напорного водосброса с уступом над дном отводящего участка предусмотрена полка, то его пропускная способность

увеличивается еще меньше, чем в случае без полки. При длине такой полки больше примерно четырех высот выходного сечения водосброса h можно считать. что $П = h$.

Более подробные данные об уточнении действующего напора и, соответственно, пропускной способности напорных водосбросов, сопрягающимся с отводящим участком уступом с полкой или без нее, приведены в [13, 15, 118, 138], а также в публикациях, обширный список которых приведен в этих работах.

При определении для напорных водосбросов значений П и $H_д$ и, в конечном итоге, пропускной способности с использованием формул (3.8), (3.9) и (3.17) необходимо учитывать некоторые частные особенности их гидравлических условий работы.

1. В условиях плоской задачи схема сопряжения бьефов без подачи воздуха за уступ может оказаться во многих случаях неприемлемой ввиду значительного вакуума под струей и связанной с этим неустойчивостью течения. При неограниченном подводе воздуха под струю на уступе осредненное давление можно считать, как уже приводилось выше, соответствующим атмосферному, то есть $h_0 \approx 0$. Решение вопроса об определении давления под струей при ограниченной подаче воздуха связано с учетом процесса его захвата потоком воды, который до сих пор мало исследован.

2. При расчете пропускной способности напорных водосбросов, выполненных со значительным уклоном дна, средняя удельная потенциальная энергия потока в выходном сечении определяется как

$$П = h\cos\alpha, \tag{3.25}$$

где h – высота выходного сечения α – угол наклона дна выходного напорного участка водосброса к горизонту.

3. При определении пропускной способности напорного водосброса, концевой участок которого выполнен радиальным в вертикальной плоскости, необходимо учитывать изменение П за счет центробежной составляющей давления в выходном сечении. Кроме того, на концевом участке глубинного водосброса осредненное давление близко к атмосферному, и такое его очертание может привести к значительным вакуумам вблизи выходного сечения напорного

глубинного водосброса.

При пространственных условиях сопряжения потоков за выходными сечениями напорных водосбросов они могут отличаться большим разнообразием форм. Эти формы определяются:

- схемами сопряжения бьефов при различных условиях работы водосбросов,

- диапазоном предусмотренных проектом действующих напоров,

- соотношением ширины водосбросов и русла в нижнем бьефе,

- количеством работающих пролетов водосброса и схемой расположения этих водосбросов по фронту сооружения,

- количеством пролетов, сбрасывающих расходы при частичных открытиях затворов, и значениями этих открытий и еще многими другими факторами.

Для некоторых схематизированных условий истечения из напорных водосбросов приближенные методы решения задачи учета распределения давлений в их выходных сечениях даны в [15]. Необходимость учета отличия распределения давлений в выходном сечении напорных водосбросов от гидростатического закона появляется при значениях T_0, по крайней мере меньших $4h$. При затоплении напорных водосбросов со стороны нижнего бьефа необходимо обращать внимание на возможность появления перепада восстановления [15, 103, 138].

В общем случае рассматриваемой задачи решение возможно на основании экспериментальных исследований, либо с помощью расчетов, учитывающих трехмерные условия течения.

Определение режимов потока в трубчатых водосбросах и расчет подачи и транспорта в них воздуха

3.9 Общие положения при рассмотрении гидравлических режимов течения в трубчатых водосбросах

При рассмотрении гидравлического обоснования трубчатых водосбросов бетонных и железобетонных плотин необходимо учитывать следующие особенности их конструкций и ее элементов:

- относительно небольшая длина тракта, которая, как правило, не превышает

20–25 высот;

- большое разнообразие формы и очертаний водосбросного тракта, на котором могут быть предусмотрены:

- повороты в вертикальной, а иногда и в горизонтальной плоскостях;

- изменение поперечного сечения в камерах затворов;

- изменения поперечного сечения по длине, которые могут быть плавными и резкими.

Такое разнообразие конструкций и элементов трубчатых водосбросов в существенной мере затрудняет разработку методов их гидравлического расчета. Поэтому их приближенные разработки выполнены большей частью для наиболее простых случаев безнапорных и напорных трубчатых водосбросов.

Во многих случаях сложности гидравлических методов расчета трубчатых водосбросов усугубляются из-за необходимости учета подающегося на их тракт воздуха. Такая подача воздуха необходима для смягчения или даже предотвращения опасности кавитационных воздействий на элементы тракта, повышения устойчивости безнапорного режима течения.

Смена безнапорного и напорного режимов течения в трубчатых водосбросах может быть связана с воздействием существенных гидродинамических нагрузок (см., например, [32, 138]), методы определения которых мало исследованы.

Поэтому проектирование сложных по конструкции трубчатых водосбросов должно сопровождаться специальными гидравлическими обоснованиями или учетом работы аналогов. При этом для напорных водосбросов такие обоснования могут проводиться на основе гидравлических исследований на моделях или расчетом по 3D-программам. В случаях ответственных сооружений трубчатые водосбросы с безнапорными режимами течения или, если на их тракте допускается смена безнапорного и напорного режимов потока, гидравлическое обоснование должно выполняться на основе исследований на крупномасштабных моделях. Допускать на тракте трубчатых водосбросов смену режимов следует лишь при получении существенного технико-экономического эффекта.

3.10 Расчеты трубчатых водосбросов при безнапорном режиме течения

Наиболее важными характеристиками условий работы трубчатых водосбросов при безнапорном режиме течения является наполнение поперечного сечения и устойчивость безнапорного режима течения. Определение наполнения трубчатых водосбросов при работе с незатопленным входом производится, как для водослива или канала, на основании построения кривой свободной поверхности. В случае работы трубчатого водосброса с затопленным начальным сечением ($H \geq 1{,}2$–$1{,}3h$, где H – напор на входном пороге, h – высота в концевом сечении входного оголовка водосброса на входе) должна быть предусмотрена забральная стенка или такая его работа должна обеспечиваться частичным открытием основного затвора.

Определение глубины наполнения в безнапорном трубчатом водосбросе с затопленным входом также выполняется на основе построения кривой свободной поверхности. Граничным условием при таком расчете наполнения трубчатого водосброса является глубина, равная высоте отверстия под забральной стенкой, или сжатая глубина за частично открытым затвором. В безнапорном потоке в трубчатых водосбросах, если значение параметра $\mathrm{Fr}_R = \dfrac{V^2}{gR} > 40$, необходимо учитывать насыщение потока воздухом, которое в первом приближении можно устанавливать по формуле Исаченко [41], которая применяется для определения самоаэрации открытого потока

$$\beta = Q_{\text{аэ}} / Q_w = 0{,}04\sqrt{\mathrm{Fr}_{R_w} - 40}\,, \tag{3.26}$$

где $Q_{\text{аэ}}$ и Q_w – расходы воздуха, вовлеченного в поток воды, и воды.

Возможность применения этой формулы для определения в первом приближении расхода воздуха на самоаэрацию в закрытых водосбросах была подтверждена результатами экспериментальных исследований [3].

Повышению устойчивости безнапорного режима течения в глубинных трубчатых водосбросах способствует ряд мероприятий, которые направлены на увеличение расстояния между потоком воды и потолком водосброса. К такого рода мероприятиям можно отнести:

- организацию фиксированной точки отрыва потока устройством входного оголовка без скругления или посредством забральной стенки с подводом воздуха непосредственно за точку отрыва (при $\mathrm{Fr}_R < 5$ подвод воздуха не обязателен, необходимость в подводе воздуха может отсутствовать при малой длине такого глубинного водосброса);

- увеличение площади поперечного сечения безнапорного участка;

- увеличение уклона дна.

Для регулируемых глубинных водосбросов последнее мероприятие из-за существенного увеличения скоростей течения может оказаться неэффективным. Выполнение указанных мероприятий по повышению устойчивости безнапорного потока на тракте глубинных водосбросов возможно лишь, если отсутствует затопление выходного сечения со стороны нижнего бьефа. При затоплении выходного сечения безнапорный режим течения на всей длине можно обеспечить лишь повышением отметок потолка водосброса с одновременным выполнением указанных мероприятий, если это необходимо.

В трубчатых водосбросах постоянного поперечного сечения с небольшим уклоном дна при значениях параметра $\mathrm{Fr}_R = \dfrac{V^2}{gR} \le 5$ безнапорный режим течения сохраняется до тех пор, пока свободная поверхность воды не достигает потолка водовода.

Подвод воздуха в глубинные трубчатые водосбросы эффективен для повышения устойчивости безнапорного режима течения только при $\mathrm{Fr}_R = \dfrac{V^2}{gR} > 5$. Установить в таких водосбросах устойчивость безнапорного потока, близкого к равномерному, можно по приведенным в [19] графикам, которые в дальнейшем были уточнены в работах [15, 118] (рисунок 3.10). На этом рисунке приняты следующие обозначения: h_p и h_a – глубина воды и высота воздушного пространства в водосбросе над потоком воды; b_y – ширина водного потока на свободной поверхности; μ_a – коэффициент расхода аэрационной шахты, приведенный в ее расчетной площади поперечного сечения Ω; b и l – ширина и длина безнапорного

участка трубчатого водосброса за затвором.

Каждая из кривых, приведенных на этих графиках, разделяет координатную область на две части. Для каждого открытия затвора устанавливаются параметры, характеризующие режим течения. Если на графиках рисунка 3.11 точка, отложенная в соответствии со значениями этих параметров, расположена ниже соответствующей кривой, то в этом случае при $\mathrm{Fr}_R < \mathrm{Fr}_{R\text{пр}}$ сохраняется устойчивый безнапорный режим течения.

Во многих случаях форма поперечного сечения глубинного водосброса отличается от прямоугольной; в этом случае для выполнения расчетов ее необходимо привести к прямоугольной, считая высоту воздушного потока

$$h_a = (\omega - \omega_в) / b_y, \tag{3.27}$$

где $\omega_в$ – площадь поперечного сечения потока воды.

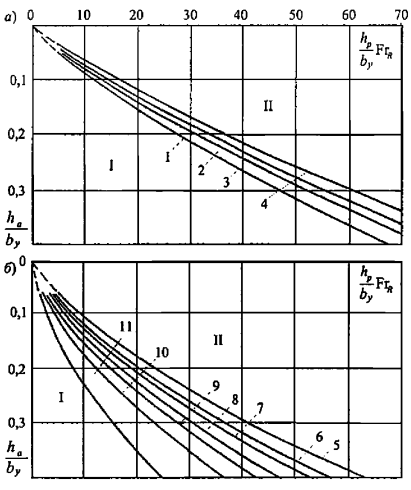


Рисунок 3.11 – Зависимости предельного числа Фруда для безнапорного потока воды от относительной высоты воздушного пространства над потоком воды h_a/b_y: *а* – для $0{,}02 < \mu_a\Omega/b^2 < 0{,}06$; *б* – для $\mu_a\Omega/b^2 = 0$; I и II – зоны, соответственно, устойчивого и неустойчивого безнапорного режимов течения; *1 – 4* – для $\mu_a\Omega/b^2$, равных 0,02, 0,03, 0,04 и 0,06; *5–11* – для *l*/*b*, равных, соответственно, 10, 20, 30, 50, 100, 200 и 500

Расчетная высота водосброса в этом случае

$$h_p = h_w + h_a < h, \tag{3.28}$$

где h – фактическая высота трубчатого водосброса; h_w – глубина водного потока.

Если на безнапорном участке тракта глубинного водосброса наблюдается неравномерное плавно изменяющееся течение, то для оценки устойчивости безнапорного режима водного потока со значением $\mathrm{Fr}_{R\text{пр}}$ необходимо сравнивать число Fr_R для потока воды в сечении, имеющем максимальное наполнение.

При определении значения $\mu_a\Omega$ для аэрационной шахты следует иметь в виду, что, как правило, за затворами ГВ не допускается вакуум h_V более 10–20 кПа (примерно 1–2 м вод. ст.). Максимальные значения скоростей течения воздуха на тракте аэрационных шахт обычно не должны при расходах основного расчетного случая превышать 60 м/с. Лишь при пропуске через сооружения гидроузла поверочных расходов воды на их тракте скорости воздуха могут составлять до 100 м/с. Исходя из предельных значений вакуума в трубчатом водосбросе на выходе из аэрационной шахты или предельной скорости потока на ее тракте, расчетная площадь этой шахты может быть рассчитана по формуле

$$Q_a = \mu_a \Omega \sqrt{2g \frac{\rho_w}{\rho_a} h_V}, \tag{3.29}$$

где μ_a – коэффициент расхода аэрационной шахты, приведенный к расчетной площади поперечного сечения Ω этой шахты и определяемый как для обычных напорных водоводов по формулам (3.8 – 3.10); ρ_w и ρ_a – плотности воды и воздуха, при этом определении ρ_a необходимо учитывать положение сооружения над уровнем моря.

Рассматриваемые методы расчета устойчивости безнапорного потока в трубчатых водосбросах приемлемы лишь при отсутствии в них резкого изменения живого сечения потока (например, в камере затворов) и при отсутствии на тракте водосброса гидравлического прыжка.

В большинстве случаев глубинные трубчатые водосбросы бетонных плотин, предназначенные для работы при безнапорном режиме течения, имеют небольшую длину и сложную форму тракта. Поэтому их конструкция, форма и очертание

должны отрабатываться, по крайней мере, для ответственных сооружений, на крупномасштабных гидравлических моделях. Если такие водосбросы имеют длину более 10 высот водовода, призматическую форму и относительно небольшой уклон дна, то для определения их заполнения, расчета подачи воздуха и его транспорта и аэрации на тракте следует использовать методы расчета, разработанные М. Я. Гильденблатом. Они рассмотрены в ряде работ [13, 15, 118, 138].

3.11 Приближенные оценки условий работы и подвода воздуха в глубинных трубчатых водосбросах

В коротких глубинных трубчатых водосбросах при подводе воздуха наличие локальных источников возмущений потока на участке затворов – низовой кромки затвора, его пазов, дефлекторов и уступов на дне и в плане, переломов на боковых стенах при сопряжении сужения камеры затворов с расположенным ниже по течению трактом и т.п. – приводят к тому, что на тракте возникают специфические условия течения. Эти условия отличаются от тех, которые возникают в длинных закрытых водосбросах при полном открытии затворов и смене безнапорного и напорного режимов течения, схемы которых приведены в СП 290.132.580.2016.

По классификации, данной Х. Р. Шарма [174], за частично открытыми затворами рассматриваемых трубчатых водосбросов сложной конструкции наблюдаются следующие режимы течения водовоздушной смеси (рис. 3.12):

- в виде облака брызг и большого количества маленьких капель, возникающих обычно при открытиях затвора менее 0,1 от полного (рис. 3.12, *а*); при этом происходит захват значительного, по сравнению с расходом воды, количества воздуха;

- в виде безнапорного потока, который может иметь изменяющиеся во времени параметры, волны на поверхности, а также существенное насыщение по глубине воздухом (рис. 3.12, *б*);

- в виде пены, заполняющей все поперечное сечение с почти равномерным распределением по нему воздуха при давлении в этом потоке, близком к атмосферному (рис. 3.12, *в*);

- с гидравлическим прыжком на тракте, ниже которого наблюдается безнапорный режим течения (рис. 3.12, *г*);

- с гидравлическим прыжком на тракте, ниже которого по течению в водосбросе зафиксирован напорный режим потока (рис. 3.12, *д*);

- поток «чистой» воды (подтопленный или затопленный гидравлический прыжок), который изображен на рисунке 3.12, *е*.

Проектирование устройств для подачи воздуха может быть выполнено, если известен его расход, который захватывается и уносится потоком воды в глубинных трубчатых водосбросах. Для большой части гидравлических режимов с захватом воздуха в трубчатых водосбросах до сих пор не удалось составить расчетных схем, и они не воспроизводятся на лабораторных гидравлических моделях. Поэтому в инженерной практике обратились к выявлению максимальной потребности в воздухе для таких водосбросов на основе построения кривых, огибающих значения расходов воздуха, поступающих через аэрационные устройства по данным натурных исследований, а также на основе исследований на крупномасштабных установках в лабораториях.

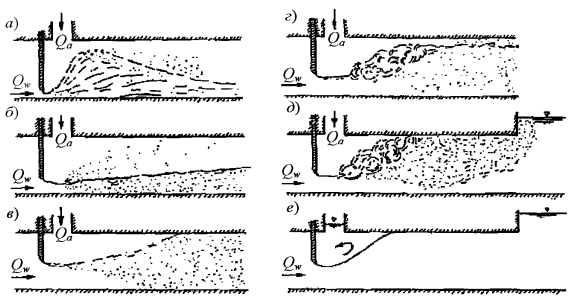


Рисунок 3.12 – Классификация режимов течения за частично открытым затвором на тракте глубинного водосброса (здесь Q_w и Q_a – расходы воды и воздуха)

На основании измерений расхода воздуха, поступающего через аэрационные шахты за затворы глубинных водосбросов на ряде гидроузлов США [148], Италии [156], Японии [168], Норвегии [174], данных Виснера [178] и опытов Шарма [174] на крупномасштабной гидравлической установке были получены огибающие кривые

для определения максимального расхода воздуха в диапазоне измерений Fr_c от 150 до 100, имеющие следующий вид:

- для безнапорного потока при относительных открытиях затворов больше 0,1 – 0,2

$$\beta = Q_a / Q_w = 0,09\sqrt{Fr_c}; \tag{3.30}$$

- для потока с образованием значительного количества брызг и мелких капель воды при открытиях затворов меньше 0,1 – 0,2

$$\beta = Q_a / Q_w = 0,2\sqrt{Fr_c}, \tag{3.31}$$

где Q_w – расход воды глубинного водосброса; $Fr_c = f\left(V_c^2 / g h_c\right)$ – число Фруда для сжатого сечения за затвором; V_c и h_c – средняя скорость и глубина воды в этом же сечении.

Зависимости (3.30) и (3.31), на основе которых можно получить с запасом значение расхода воздуха, поступающего за затвор глубинного трубчатого водосброса при сложных режимах водовоздушного потока (рисунок 3.12), подтверждены результатами натурных измерений в водосбросе гидроузла Карнера (Швейцария) [164], в строительных водосбросах Красноярского и Зейского гидроузлов [138]. Значение β на гидравлической установке в университета Юта (США) [169] получены существенно меньшими, чем по формулам (3.30) – (3.31).

Расчет устройств для подачи воздуха в глубинный трубчатый водосброс для фиксированного значения отм. УВБ можно производить в следующей последовательности:

- по данным п. 3.5 – 3.7 для различных открытий регулирующего затвора e_i устанавливаются значения расходов воды Q_{wi};

- на основании формул (3.30) – (3.31) для всех значений e_i и Q_{wi}; определяются необходимые расходы воздуха Q_{ai}; которые должна пропускать аэрационная шахта;

- по данным п. 3.6 рассчитываются значения коэффициентов потерь напора ξ_c и μ_a, приведенные к расчетной площади шахты;

- по заданным значениям предельных скоростей течения воздуха на тракте аэрационной шахты или вакуума на выходе из нее в водосбросе определяются по

наибольшему значению Q_{a1} по формуле (3.29) расчетная площадь поперечного сечения аэрационной шахты Ω;

- расчетная площадь аэрационной шахты Ω, во-первых, проверяется, а если необходимо, то корректируется с учетом второго из заданных предельных значений, и, во-вторых, если напор на затворе относительно небольшой, то пропускная способность водосброса, и, в конечном итоге, значения Ω уточняются с учетом вакуума воздушном пространстве за затвором.

3.12 Определение местоположения гидравлического прыжка при частично напорном режиме течения в трубчатом водосбросе

Гидравлический прыжок может появиться на тракте трубчатого водосброса, расположенного у основания бетонных плотин (такие глубинные водосбросы называют донными), если безнапорный поток поступает на тракт из-под забральной стенки или частично открытого затвора и подтоплен нижним бьефом. Если при таком подтоплении вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка меньше высоты поперечного сечения донного водосброса, то условия работы такого водосброса практически не отличаются от условий, имеющих место в открытом русле. Поэтому представляет интерес лишь случай, когда ниже гидравлического прыжка по течению тракт донного водосброса работает всем сечением.

В проектной практике обычно стараются избежать режимов течения в донных водосбросах с возникновением гидравлического прыжка, за которым на тракте все поперечное сечение заполнено потоком. Это связано, прежде всего, с существенным уровнем пульсации давления в таком гидравлическом прыжке и, что может быть особенно неблагоприятно, со значительным воздействием этих пульсаций (при расположении гидравлического прыжка непосредственно за затворами) на элементы затвора. Для определения условий работы донных водосбросов, на участке которого за затворами возможно сопряжение потоков гидравлическим прыжком, необходимо устанавливать положение прыжка по длине этого участка.

Одним из способов предотвратить появление на тракте донного трубчатого

водосброса гидравлического прыжка, ниже которого по течению заполнено все поперечное сечение, является введение ограничений при постоянной отм. УВБ и открытии затвора допустимого уровня подтопления выходного сечения. Решение этой задачи производится в следующей последовательности:

- при заданных отметках УВБ (или напоре) перед затвором на входе и значении частичного открытия основного затвора водосброса, работающего с безнапорным режимом течения на тракте, по данным главы 2 устанавливается расход воды Q_{wi} и глубина в сжатом сечении за затвором h_{ci};

- от сжатого сечения до выходного сечения водосброса на основе уравнения неравномерного плавно изменяющегося движения рассчитывается кривая свободной поверхности. Расчет этой кривой можно выполнять любыми широко распространенными методами: Бахметева, Чарномского или непосредственно численным интегрированием дифференциального уравнения неравномерного плавно изменяющегося движения;

- приближенно из уравнения гидравлического прыжка в условиях плоской задачи по значению глубины потока в выходном сечении водосброса определяется вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка. Если эта глубина окажется больше глубины нижнего бьефа относительно дна выходного сечения водосброса, то он работает на всей длине до регулирующего затвора в безнапорном режиме течения.

Если же ширина нижнего бьеф больше ширины водосброса, то за счет бокового натекания подтопление выходного сечения произойдет при глубине несколько меньшей второй сопряженной глубины для условий плоской задачи, но при этом гидравлический прыжок не может сколько-нибудь заметно сместиться внутрь водосброса. Определенную таким образом вторую сопряженную глубину можно считать предельной глубиной нижнего бьефа, при которой водосброс на участке до затвора работает в безнапорном режиме течения.

Таким же образом можно последовательно установить предельные глубины нижнего бьефа при той же отм. УВБ и других открытиях регулирующего затвора, а затем при других отм. УВБ и соответствующих открытиях затвора. Выполнение

таких расчетов позволяет установить область применимости зависимости между напором на затворе, его открытием и уровнями нижнего бьефа, при которых выходной участок водосброса подтоплен и работает всем сечением.

Если на тракте донного трубчатого водосброса с уклоном дна меньше 0,05 допускается появление гидравлического прыжка, на участке ниже которого по течению поток заполняет все поперечное сечение, для расчета параметров прыжка и его положения на тракте, следует использовать уравнение количества движения, записанное для отсека жидкости в цилиндрическом водоводе между сечениями 1-1 и 2-2 (рисунок 3.13), в следующем виде:

$$\frac{Q_w^2}{g\omega_1} + \omega_1 y_1 = \frac{Q_w (Q_w + Q_a)}{g\omega} + (a_2 + y_2 + h_V)\omega, \qquad (3.32)$$

где Q_w и Q_a – расходы воды и воздуха; ω_1 и ω – площади поперечного сечения потока перед гидравлическим прыжком (сечение 1-1) и в напорной части водосброса за прыжком (сечение 2-2); y_1 – пьезометрическая высота в центре тяжести потока в сечении 1-1; y_2 – расстояние от верхней точки потолка до центра тяжести в сечении 2-2; a_2 – пьезометрическая высота над потолком в сечении 2-2; h_V – вакуум в воздушной полости перед гидравлическим прыжком.

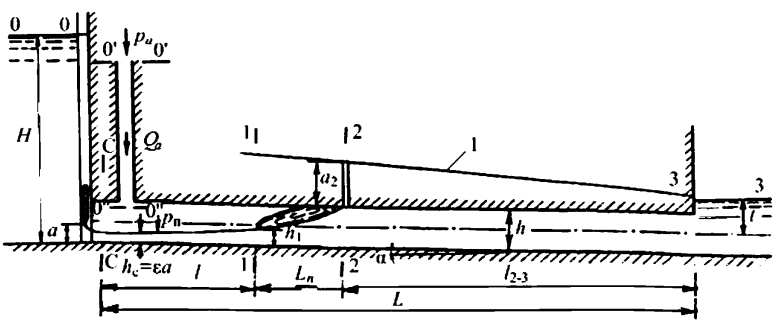


Рисунок 3.13– Расчетная схема для определения положения гидравлического прыжка в доннном водосбросе за частично открытым затвором при подаче на тракт воздуха (*l* – пьезометрическая линия)

При выполнении расчета местоположения гидравлического прыжка необходимо учитывать следующее:

- при заданном значении T_0 и открытии затвора a расход воды и глубина в сжатом сечении c-c за затвором определяются по данным п. 2.7 с учетом заданного вакуума h_V в воздушной полости перед гидравлическим прыжком (на выходе из аэрационной шахты на тракт водосброса);

- глубина h_1 перед прыжком устанавливается расчетом кривой свободной поверхности потока по зависимостям для неравномерного движения, приводимым в пособиях по гидравлике;

Расход воздуха, захватываемый гидравлическим прыжком, следует определять по эмпирической зависимости Калинске и Робертсона [160], неоднократно проверенной другими исследователями [138]:

$$s = Q_{an} / Q_w = 0,0066\left(\sqrt{Fr_1} - 1\right)^{1,4}. \qquad (3.33)$$

При $\mathrm{Fr}_R \geq 40$ для потока на участке до гидравлического прыжка расход воздуха Q_{ac} может учитываться по формуле (3.26), в которой Fr_R принимается для сечения 1-1. Тогда расход воздуха, транспортируемого водой на участке за гидравлическим прыжком, определяется как

$$Q_a = Q_{an} + Q_{ac}. \qquad (3.34)$$

Значение пьезометрической высоты a_2 в сечении 2-2 над потолком водосброса составляет

$$a_2 = t - y_1 + h_w - il_{2-3} - \frac{(Q_w + Q_a)}{2g\omega^2}; \qquad (3.35)$$

где h_w – суммарные потери напора на выход потока из водосброса и на трение по длине (рис. 3.12), которое устанавливается в соответствии с рекомендациями [12, 13, 99]. Определение потерь напора на трение на участке за гидравлическим прыжком должно выполняться по средней скорости смеси воды и воздуха.

Размеры шахты для подвода воздуха следует рассчитывать по формуле (3.29) с учетом приведенных к условиям ее работы ограничений по предельным скоростям воздуха или значению вакуума.

С помощью уравнений (3.29), (3.32–3.35) положение гидравлического прыжка на тракте трубчатого водосброса, схема которого дана на рисунке 3.12, определяется подбором. Более точный метод расчета дан в [138].

Определение гидродинамического давления и прогноз кавитации на элементах напорных водосбросов

3.13 Общие сведения о гидродинамических давлениях. Конструктивные мероприятия по снижению вакуумов

Расчет гидродинамического давления в напорных трубчатых водосбросах производится с целью определения нагрузок на их элементы и для приближенного прогнозирования появления вакуума, который может привести к возникновению кавитации и соответствующей ей кавитационной эрозии элементов водосброса, а также к срыву напорного движения вследствие засасывания воздуха через затворные шахты и другие проемы.

Определение гидродинамического давления и прогноз кавитации выполняются для следующих характерных участков и элементов водосбросов: входного оголовка, камер затворов и их пазов, оголовков раздельных бычков и участков поворотов. Помимо этого в большинстве случаев необходимо рассчитывать пьезометрические линии по длине водосброса (методы их построения приводятся в курсах гидравлики).

При представлении мгновенного гидродинамического давления в виде (2.29), можно считать, что его пульсационная составляющая (амплитуда) пропорциональна его среднеквадратическому отклонению (стандарту) σ_p

$$p' = \gamma k_в \sigma_p, \tag{3.36}$$

где $k_в$ – коэффициент, зависящий от заданной обеспеченности амплитуды.

Если пульсации давления подчиняются нормальному закону распределения, а число появления их редких выбросов можно рассчитывать в соответствии с законом распределения Пуассона, значение $k_в$ можно определять по формуле [109]:

$$k_{в} = \left[2 \ln \left(- \frac{T}{2 \tau_0 \ln F_0} \right) \right]^{0,5}; \qquad (3.37)$$

где

T – продолжительность работы водосброса при рассматриваемом режиме потока;

τ_0 – средний интервал между нулями пульсаций;

F_0 – задаваемая вероятность экстремального значения амплитуды пульсаций.

Ориентировочное значение τ_0 можно получить по распределению функции спектральной плотности пульсации давления, либо непосредственно на основе осциллограммы (реализации) пульсации давления.

В ряде случаев, особенно при отсутствии значений τ_0 приходится определять ориентировочные экспериментальные значения амплитуды пульсаций, исходя из нормального закона распределения при малых обеспеченностях. Для нормального закона распределения пульсаций значения $k_в$ приведены в таблице 3.6. Значения $k_в$ должны приниматься в зависимости от класса гидроузла по рекомендациям СП 290-132.5800.2016.

Таблица 3.6

Обеспеченность, %	3,0	2,0	1,0	0,5	0,2	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005	0,001
$k_в$	1,88	2,05	2,33	2,58	2,88	3,09	3,29	3,48	3,72	3,83	4,26

Прогноз кавитации на элементах трубчатых водосбросов производится либо на основе сравнения гидродинамического давления, определяемого по формуле (2.29) с давлением парообразования в данных условиях, либо путем сравнения параметра кавитации в его критическим значением для рассматриваемого элемента (см. пп. 2.11–2.14)

Недопустимые вакуумы на тракте напорных трубчатых водосбросов необходимо уменьшать с помощью конструктивных мероприятий. При этом снижение вакуума во входном оголовке будет способствовать устойчивой работе

водосброса в напорном режиме течения и устранению возможности поступления воздуха в водосброс со стороны верхнего бьефа. К таким мероприятиям относятся:

- устройство более плавно обтекаемого входного оголовка;

- увеличение площади поперечного сечения напорного участка глубинного водосброса, а иногда только входного участка с уменьшением площади его выходного сечения за счет устройства конфузора;

- достаточное заглубление глубинного водосброса под уровень нижнего бьефа.

В глубинных водосбросах с регулирующим затвором основным мероприятием, гарантирующим напорный режим течения, является заглубление камеры затворов под уровень нижнего бьефа.

3.14 Входные оголовки

Осредненное давление в любой точке i входного оголовка устанавливается по формуле [134] (рис.3.14)

$$\frac{p_i}{\gamma} = T_i - C_{pi}\frac{V_к^2}{2g}, \qquad (3.38)$$

где

T_i – удельная потенциальная энергия верхнего бьефа относительно точки i;

$V_к$ – средняя скорость в концевом сечении входного оголовка.

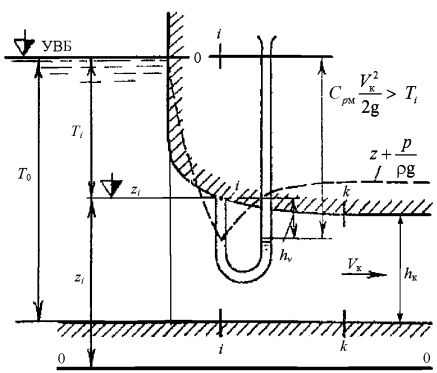


Рисунок 3.14 – Схема, иллюстрирующая определение $C_{p\text{м}}$

Значение C_{pi}, как правило, изменяется по поверхности входного оголовка. В то же время оголовок каждого очертания характеризуется постоянным значением $C_{p\text{м}}$, которое отвечает некоторой точке его поверхности, в которой зафиксировано локальное максимальное падение осредненного давления. Необходимо отметить, что это значение $C_{p\text{м}}$ [134, 138] может несколько увеличиться при $T_0/h_{\text{к}}<4$ ($h_{\text{к}}$ – высота водовода в конце оголовка), а при $T_0/h_{\text{к}}< 3C_{p\text{м}}$ может принимать различные значения в случаях подъема и снижения уровня воды в верхнем бьефе. Снижение мгновенного давления во входном оголовке имеет место и за счет его пульсации.

Приближенный прогноз появления кавитации во входном оголовке с учетом достижения абсолютным давлением p давления насыщенных паров воды $p_{\text{нас}}$ может быть произведен на основании следующей формулы, по которой определяется отсутствие кавитационных явлений:

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{p_a}{\gamma} + T_{\text{м}} - C_{p\text{м}} \frac{V_{\text{к}}^2}{2g} - k_{\text{в}} \delta \frac{V_{\text{к}}^2}{2g} > \frac{p_{\text{к}}}{\gamma}, \qquad (3.39)$$

где

p_a – атмосферное давление с учетом высотного расположения глубинного водосброса над уровнем моря (см., например, [100]);

$T_{\text{м}}$ – значение T_i в точке, где $C_{pi} = C_{p\text{м}}$;

$k_{\text{в}}$ – коэффициент пропорциональности между амплитудой и стандартом пульсации давления , определяемый принятой обеспеченностью максимальных значений пульсаций давления (см. табл. 3.6);

δ – значение отношения стандарта пульсаций к скоростному напору в концевом сечении входного оголовка. Давление насыщенных паров воды $p_{\text{к}}$ в реальном диапазоне ее температур в глубинном водосбросе, отнесенное к γ, составляет 0,1–0,25 м [100, 118].

Более точный прогноз возникновения кавитации во входном оголовке может быть выполнен с учетом сравнения коэффициентов кавитации неровностей на поверхности входного оголовка с их критическими значениями

Для глубинных трубчатых водосбросов наиболее распространенными являются входные оголовки, продольные профили которых очерчены дугами эллипсов (окружность – частный случай эллипса). Продольные профили таких оголовков характеризуются двумя параметрами: соотношениями между полуосями эллипсов $\kappa_э = a/b$ (a – направление по течению, b – перпендикулярно a) и определяющим конфузорность оголовка $\kappa_к = h_{вх}/h_к$ (см. рисунок 3.15). На рисунке 3.15 для условий плоской задачи приведены кривые зависимости $C_{рм} = f(\kappa_э, \kappa_к)$, полученные в опытах Е. И Дубинчика [30] и дающие наибольшие значения $C_{рм}$ при постоянных $\kappa_э$ и $\kappa_к$, по сравнению с опытами других авторов [118, 138]. Соотношения между этими параметрами определялись неоднократно рядом исследователей, но опытные данные дают значительный разброс. На рисунке 3.15 показаны зоны отрывного и безотрывного течения в оголовках, выполненных с параллельными стенами перед входом. Эти опыты свидетельствуют, что зона понижения рассматриваемого параметра наблюдается и в случае безотрывного обтекания поверхности оголовка, но эта зона характеризуется меньшими значениями $C_{рм}$, чем при отрывном обтекании.

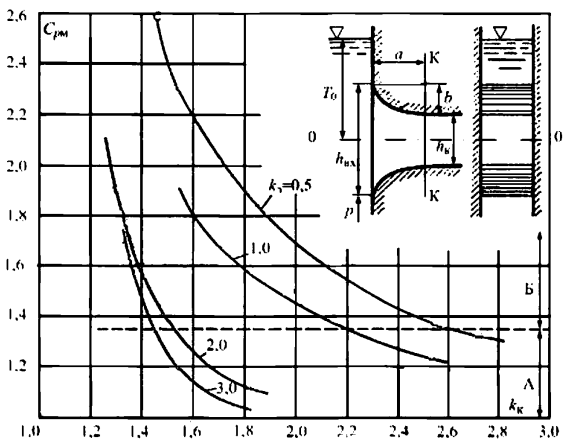


Рисунок 3.15 – Зависимости $C_{рм}=f(k_к, k_э)$ для входных оголовков с параллельными стенами в верхнем бьефе и схема входного оголовка: А – зона безотрывного обтекания; Б – зона отрывного обтекания

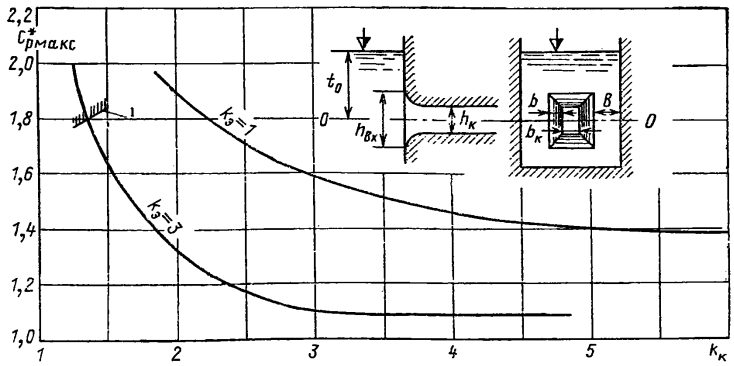


Рисунок 3.16 – Зависимость $C_{рм}=f(k_к, k_э)$ для эллиптических профилей входных оголовков глубинных трубчатых водосбросов прямоугольного поперечного сечения при ширине верхнего бьефа, превышающей ширину оголовка во входном сечении, по данным Б.М. Чиквашвили и Е.И. Дубинчика.
1 – граница отрывного и безотрывного обтекания

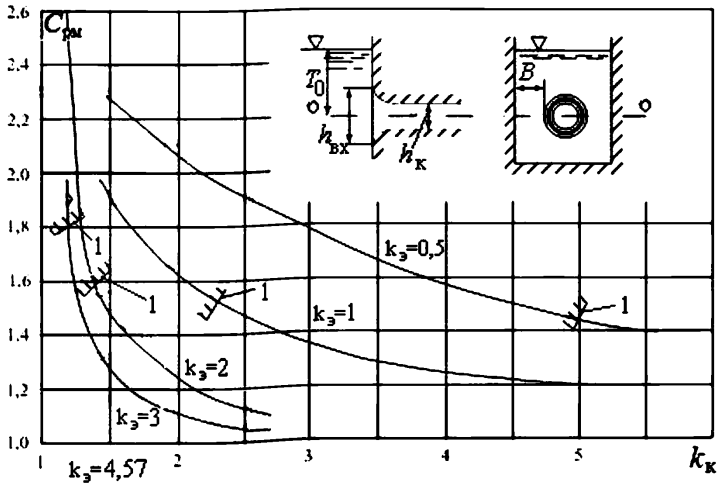


Рисунок 3.17 – Зависимость $C_{рм}=f(k_к, k_э)$ для эллиптических профилей входных оголовков глубинных трубчатых водосбросов круглого поперечного сечения при

ширине верхнего бьефа, превышающей ширину оголовка во входном сечении по данным Б.М. Чиквашвили и Е.И. Дубинчика.
1 – границы отрывного и безотрывного обтекания

Максимальные значения $C_{рм}$ по оси входных оголовков глубинных трубчатых водосбросов прямоугольного и круглого поперечного сечения, профили которых очерчены дугами эллипсов и в пределах которых наблюдаются пространственные условия течения, даны на рисунках 3.16 и 3.17. Значение $C_{рм}$ в глубинных водосбросах прямоугольного поперечного сечения даже по оси оголовка в условиях пространственной задачи заметно выше, чем при наличии в верхнем бьефе параллельных стен с пролетом между ними, равным ширине входного сечения. Следует учитывать, что в углах таких входных оголовков значение $C_{рм}$ больше, чем по его оси и в какой-то мере оно зависит от отношения высоты к ширине в концевом сечении оголовка. Для увеличения осредненного давления в углах рекомендуется их скругление [104]. Достаточно простым мероприятием в конструктивном плане для снижения $C_{рм}$ в пространственных условиях на подходе к глубинным водосбросам является выполнение перед входным оголовком вынесенных в верхний бьеф быков, устройство которых делает условия работы оголовка характерными для плоской задачи [30, 138].

Рассмотрение уровня пульсаций давления во входных оголовках глубинных трубчатых водосбросов, как показывают экспериментальные исследования, рассмотренные в [134], свидетельствует о том, что он увеличивается с уменьшением плавности их очертания. Обычно этот уровень определяется относительным значением стандарта пульсаций давления δ_o, являющегося отношением стандарта σ_o к скоростному напору в концевом сечении входного оголовка. Максимальные значения $\delta_{ом} = \sigma_{ом} \Big/ \frac{V_к^2}{2g}$ ($V_к$ – средняя скорость потока в концевом сечении входного оголовка) для ряда схем очертания входных оголовков, профиль которых очерчен по дугам окружностей различного относительного радиуса r/h или r/D, приведены на рисунке 3.18. Для всех вариантов входных оголовков, изображенных на рисунке

3.18, максимальные значения $\delta_{ом}$ зафиксированы несколько ниже конца закругления входного оголовка.

Для входных оголовков, профили которых очерчены дугами эллипсов с большей полуосью $a = h$, расположенной параллельно направлению течения, и с меньшей полуосью $b = æh$, где $æ \le 0{,}5$ относительные значения максимальных среднеквадратических отклонений пульсаций давления приведены на рис. 3.19. Для таких оголовков наименьшее значение $\delta_{ом}$ имеет место при $æ \approx 0{,}35$.

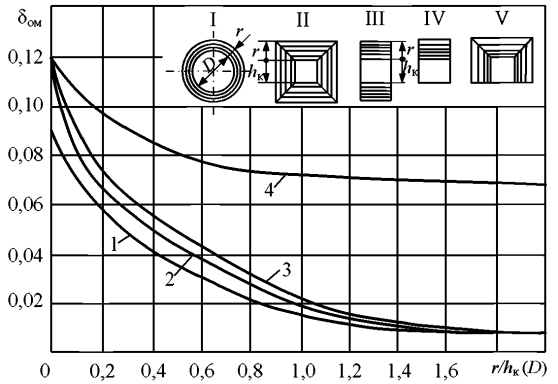


Рисунок 3.18 – Зависимость максимального значения относительного стандарта пульсации давления во входных оголовках глубинных водосбросов $\delta_{ом}$ от относительного радиуса профиля их поверхности $r/h_к$ (r/D):
1 – для очертания I; *2* – для криволинейных поверхностей очертаний II и V; *3* – для криволинейных поверхностей очертаний III и IV; *4* – для стен очертания III и IV и дна очертания IV

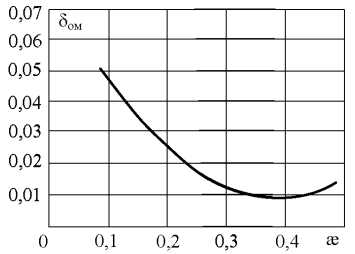


Рисунок 3.19 – Зависимость максимального значения относительного стандарта пульсации давления во входных оголовках глубинных водосбросов $\delta_{ом}$

При гидравлическом расчете входных оголовков глубинных трубчатых водосбросов максимальное значение скорости течения в точке с максимальным снижением давления должно составлять [118]:

$$U_{м} = V_{к}\sqrt{C_{рм}}\,. \tag{3.40}$$

Условие отсутствия кавитации во входных оголовках можно выразить так:

$$K_{кр} = C_{рм} + \kappa_{в}\delta_{ом}\,. \tag{3.41}$$

Для оценки допустимых размеров неровностей на поверхности входных оголовков из условий предотвращения кавитации следует использовать указания Рекомендаций [100].

3.15 Определение давления за плоскими и сегментными затворами напорных участков глубинных водосбросов

Зависимость для определения осредненного давления за затвором составлены для случая расположения плоского или сегментного затвора на призматическом участке напорных глубинных трубчатых водосбросов с горизонтальным дном. При этом протяженность водовода ниже затвора по течению должна превышать длину участка расширения струи, вытекающей из-под затвора (6–8 высот водовода). Эти зависимости справедливы для расчета осредненного давления с любой формой поперечного сечения и с любым пространственным расположением участков глубинных трубчатых водосбросов. С небольшой степенью приближения эти зависимости могут использоваться при малых уклонах участка за затвором, по крайней мере до $i < 0{,}01$.

С учетом указанных условий и ряда обычных гидравлических допущений пьезометрическую высоту над потолком водовода в сечении 1-1 (рисунок 3.20) следует рассчитывать по зависимостям [131]

$$h_{1} = \frac{H_{д}}{1-\varphi} + h_{п}\,, \tag{3.42}$$

где $$\varphi = \frac{1 + \zeta_{св}\eta^2}{2\eta - 2\eta^2 - \zeta'_{сн}\eta^2}. \qquad (3.43)$$

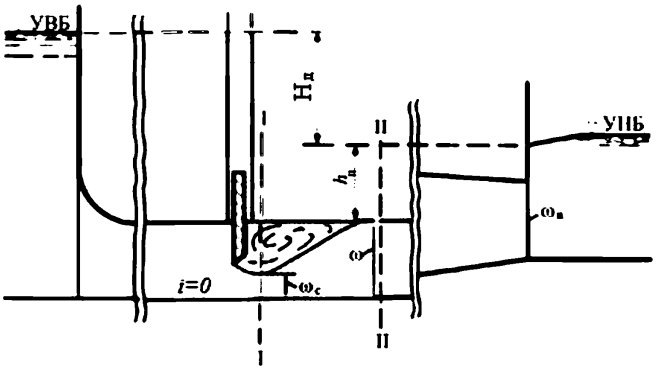


Рисунок 3.20 – Расчетная схема для определения осредненной пьезометрической высоты в напорном глубинном водосбросе за частично открытым затвором

В уравнениях (3.42) и (3.43) приняты следующие обозначения: $H_д$ – действующий напор водосброса, соотношение между которым и расходом воды (одно из этих значений должно быть задано) определяется с учетом перепада восстановления, по данным пп.3.5 – 3.7; $h_п$ – пьезометрическая высота в выходном сечении водосброса относительно потолка участка расположения затвора: $\zeta' = \zeta_{сн} + \left(\omega^2 / \omega_в^2\right) - 1$; $\zeta_{св}$ и $\zeta_{сн}$ – коэффициенты потерь напора на участках глубинного трубчатого водосброса, расположенных, соответственно, выше сжатого сечения и ниже створа II-II по течению (рисунок 3.20), отнесенные к средней скорости потока в сечении II-II, которые устанавливаются по данным п. 3.6; ω и $\omega_в$ – площади поперечного сечения в створах I-I и II-II и в выходном створе; $\eta = \omega_c/\omega = (\varepsilon n\omega)/\omega = \varepsilon n$; n – относительное открытие затвора; ε – коэффициент сжатия потока за затвором, который рассчитывается по формуле (2.17) при значении H в этой формуле, равном высоте водовода до затвора, для сегментных затворов значение K определятся по формуле (2.20).

Уравнение (3.42) является расчетной зависимостью для определения осредненного давления на потолке глубинных трубчатых водосбросов в сечении со сжатой глубиной при различных относительных сжатых площадях транзитной струи, заданных уровнях верхнего и нижнего бьефов, различных коэффициентах потерь напора системы до и после сжатого сечения $\zeta_{св}$ и $\zeta'_{сн}$ и различных степенях подтопления.

Формулы (3.42) и (3.43) составлены в предположении гидростатического распределения давления в створе сжатого сечения. Несмотря на некоторое отличие от такого распределения давления, опыты свидетельствуют [61], что погрешность в определении пьезометрической высоты в створе не превышает 5–7%.

Значение осредненной пьезометрической высоты за плоским затвором, обтекаемым с отрывом от острой кромки, $\bar{h}$ по длине потока x, можно также получить по экспериментальным данным Л.В. Смирнова [119], приведенным на рисунке 3.21, а. Значения h_c, зависящие от T_3/a (a – открытие затвора), устанавливаются на основании данных таблицы 3.1, в которой следует принимать $h/H=a/T_3$. Значение T_3 должно быть принято равным, если затвор установлен на входе глубинного трубчатого водосброса, глубине верхнего бьефа над его порогом, а если затвор размещен в средней части тракта, то высоте поперечного сечения перед затвором h. График для определения значения длины зоны отрыва за плоским затвором L, с помощью которой нормируется расстояние от этого затвора, также изображен на рисунке 3.21, б. На графиках рисунка 3.21 приняты обозначения: h_2 – пьезометрическая высота над потолком в конце зоны отрыва на потолке (створ II-II на рисунке 3.20); V_1 – средняя скорость потока, рассчитанная по площади отверстия под низовой кромкой затвора ($\omega = ab$).

Среднеквадратические значения пульсации давления σ_p в зоне отрыва за частично открытым затвором на потолке и дне глубинного трубчатого водосброса можно оценить по данным [119], приведенным на рисунке 3.22. Интенсивности пульсаций давления $\sigma_p / \frac{V_1}{2g}$ определены для нескольких относительных открытий плоского затвора, камера которого расположена в средней части тракта водосброса,

в зависимости от расстояния x, нормированного длиной зоны отрыва L. Скорость течения V_1 рассчитывается как Q/ab.

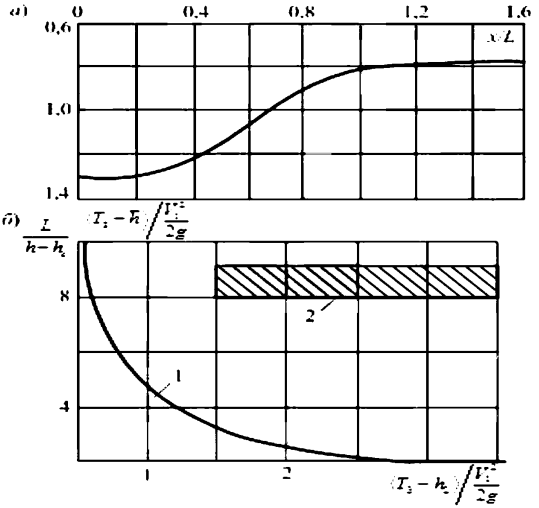


Рисунок 3.21 – Графики для определения осредненной пьезометрической высоты по длине потолка $\bar{h}$ (*а*) и длины зоны отрыва L (*б*) в напорном глубинном водосбросе за плоским затвором: 1 – $aT_3 > 0{,}75$; 2 – $a/T_3 < 0{,}5$

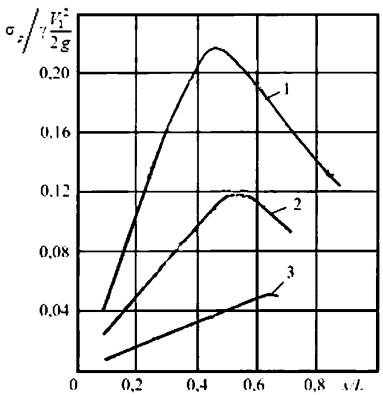


Рисунок 3.22 – Интенсивности пульсаций давления по длине зоны отрыва за плоским затвором на потолке и дне глубинного водосброса по данным экспериментов и расчетов: *1 – 3* – для *a/h*, равных, соответственно, 0,2; 0,5 и 0,8

При определении интенсивностей пульсаций давления в зоне отрыва за плоскими затворами, установленными на входе в глубинный трубчатый водосброс, можно использовать данные, приведенные на рисунке 3.23, которые получены для водосбросов прямоугольного и круглого поперечного сечения [134, 135].

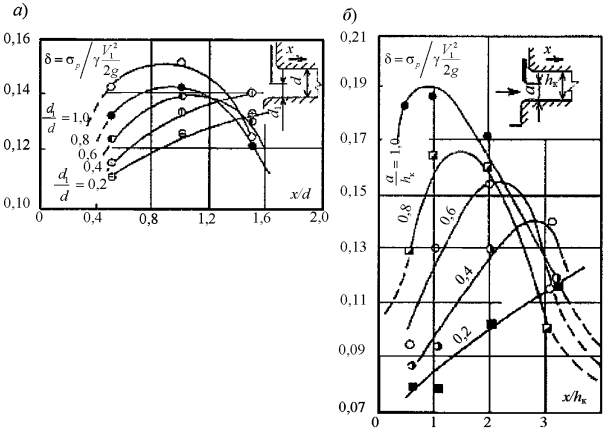


Рисунок 3.23 – Зависимости интенсивной пульсации давления $\delta = \sigma_p \Big/ \gamma \frac{V_1^2}{2g}$ в зоне отрыва от относительного расстояния за частично открытым плоским затвором: *а* – для глубинных трубчатых водосбросов круглого поперечного сечения; *б* – для глубинных трубчатых водосбросов прямоугольного поперечного сечения

Распределение пульсаций давления на потолке и дне напорных глубинных трубчатых водосбросов в зоне отрыва за затворами подчиняется нормальному закону. Поэтому можно использовать коэффициенты пропорциональности $\kappa_в$, характерные для этого распределения, для определения максимальных значений пульсаций давления различной обеспеченности (таблица 3.6).

Некоторые данные о статистических характеристиках пульсации давления (коэффициенты корреляции и функции спектральной плотности), необходимые для

определения пульсационных составляющих нагрузок на элементы тракта напорных водосбросов при расчетах их прочности, приведены в работах [13, 15, 59, 138].

При проектировании глубинных трубчатых водосбросов с регулирующими затворами необходимо учитывать [95], что кавитация при напорном режиме течения на тракте может возникнуть даже при напоре 10–12 м, а при напорах 15–20 м и более кавитационная эрозия обычно становится недопустимо интенсивной. Поэтому в таких водосбросах необходимо предусматривать специальные конструктивные мероприятия на участке затворов, позволяющие отклонить кавитационные полости от твердых поверхностей, и подачу в зону кавитационных воздействий воздуха [13, 100].

3.16 Составляющие гидродинамического давления на поворотах тракта напорных глубинных трубчатых водосбросов. Оценки возможности кавитации

Изменение направления тракта глубинных водосбросов вызывает существенное переформирование распределения давлений и скоростей по сравнению со случаем прямолинейного движения. Повороты напорных глубинных водосбросов выполняют, как правило, плавными, очерченными дугами окружностей. Для выпуклой поверхности такого поворота характерно снижение осредненного давления по сравнению с распределенным по гидростатическому закону, у вогнутой его поверхности осредненное давление повышается. Определение давления на участках таких поворотов необходимо для прогноза возможности кавитации и сопутствующей ей кавитационной эрозии, а также в ряде случаев для учета дополнительной нагрузки на стенки поворота. Мгновенное давление на поворотном участке напорных трубчатых глубинных водосбросов можно представить в виде

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{\left(\overline{p} \pm p^{*} \pm A\right)}{\gamma}, \qquad (3.44)$$

где

$\overline{p}$ – осредненное давление по оси в плоскости поворота;

p^* – центробежная составляющая гидродинамического давления;

A – пульсационная составляющая (амплитуда) пульсации давления.

При оценке экстремального значения мгновенного давления на вогнутой поверхности тракта напорного водосброса второе и третье слагаемые формулы (3.44) должны приниматься со знаком плюс, а на выпуклой поверхности со знаком минус (рис. 3.24). Значение $\overline{p}$ на оси в плоскости поворота устанавливается путем построения напорной и пьезометрической линий по длине тракта напорного водосброса.

Составление зависимостей для определения центробежной составляющей давления на повороте напорного глубинного водосброса выполняется чаще всего, используя ряд допущений, в большинстве случаев движение на повороте считается потенциальным. Полученные формулы для расчета в основном дают максимальное значение p^*. Они не учитывают распределение скоростей течения перед поворотом, угол поворота, трение по его длине и т.п. Их сопоставление с экспериментальными данными свидетельствуют о том, что с их помощью этих формул абсолютные значения p^* получаются не всегда с запасом.

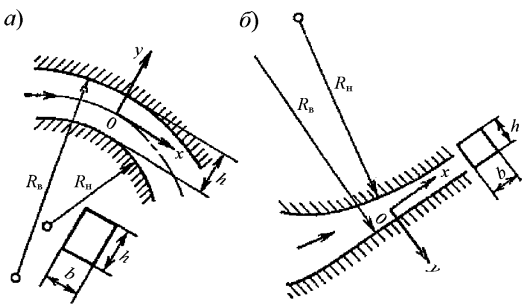


Рисунок 3.24 – Схема поворотных участков тракта напорных глубинных трубчатых водосбросов с неконцентрическими поверхностями:
а – с обоими радиусами кривизны конечных размеров; *б* – с одним радиусом кривизны, имеющим бесконечное значение

Определить центробежную составляющую давления в напорных водосбросах с неконцентрическими поверхностями (рисунок 3.24) и, даже если одна из

поверхностей является прямолинейной, а противоположная ей – выпуклой, можно по формулам, приведенным в [118].

Рядом авторов (см., например, [6]) приводится еще более простая формула для определения центробежной составляющей гидродинамического давления на поверхности поворота напорного водосброса с постоянной площадью поперечного сечения, которая записывается в виде

$$\frac{p^*}{\gamma} = \frac{h}{R_0}\frac{V^2}{2g}. \qquad (3.45)$$

Указанные выше формулы для определения центробежной составляющей давления позволяют учесть его изменение в плоском сечении в зависимости от высоты (или ширины) поворота и радиусов криволинейных поверхностей.

Эти формулы дают возможность получить центробежную составляющую осредненного давления на повороте напорного водосброса лишь в первом приближении. Для ответственных сооружений такие данные должны быть получены на основе экспериментальных исследований или расчетом с использованием 3*D*-программ.

Центробежная составляющая давления на радиальных поворотах напорных водосбросов постоянного поперечного сечения более надежно определяется, используя результаты экспериментальных исследований [13, 35], в которых она представлена в виде

$$\frac{p^*}{\gamma} = \pm æ k_ц \frac{V^2}{2g}, \qquad (3.46)$$

где

$æ = f(\alpha=\varphi/360^o)$;

φ – угол между начальным сечением поворота и сечением, для которого определяется значение p^*;

$k_ц = f(R_o/h)$;

V – средняя скорость потока.

Знак минус принимается для выпуклой поверхности поворота, знак плюс – для вогнутой.

Полученные экспериментальные значения æ и $k_ц$ приведены на рисунке 3.25.

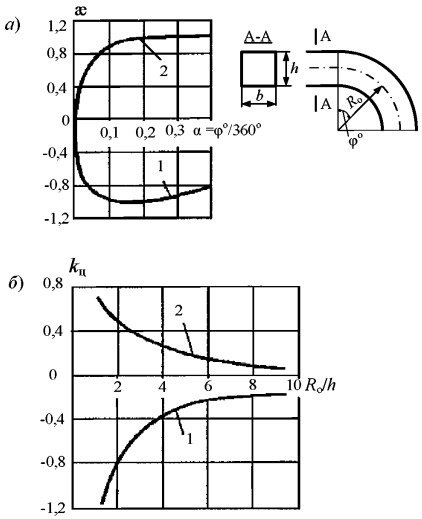


Рисунок 3.25 – Зависимости для определения коэффициентов æ (*а*) и $k_ц$ (*б*), входящих в формулу (3.50) для расчета центробежной составляющей осредненного давления на повороте напорного водосброса:
1, 2 – на выпуклой и вогнутой поверхностях соответственно

При определении пульсационной составляющей мгновенного давления на радиальном повороте напорного водосброса необходимо учитывать, что

$$A=k_в\sigma_р \qquad (3.47)$$

где

$k_в$ – коэффициент пропорциональности, определяемый по таблице 3.6 в зависимости от обеспеченности выброса пульсационной составляющей давления;

$\sigma_р$ – стандарт пульсации давления на повороте напорного водосброса.

При расчете пульсационной составляющей давления на повороте напорного потока следует руководствоваться экспериментальными данными [134], приведенными на рис. 3.26 в виде зависимости

$$\delta_м = \sigma_м / \frac{V^2}{2g} = f\left(R_0 / h, \beta\right),$$

где

$\delta_м$ – максимальное значение стандарта пульсаций давления на напорном повороте;

R_0 – радиус поворота;

β – угол поворота, отсчитываемый от его начального сечения;

h – размер в плоскости поворота.

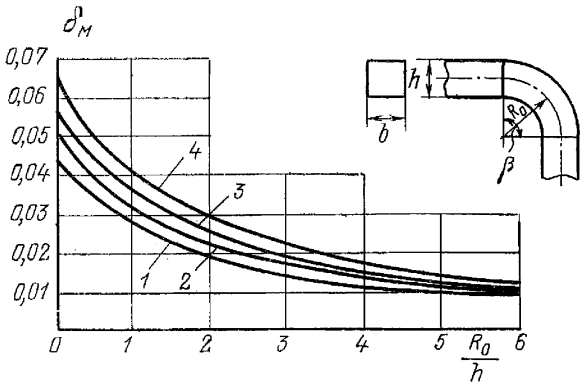


Рисунок 3.26 – Зависимость интенсивности пульсации гидродинамического давления на выпуклой поверхности тракта напорного водовода от относительного радиуса кривизны R_0/h и угла поворота φ:
1–4 – для β, соответственно, равных 30, 45, 60 и 90°

Возможность появления кавитации в пределах поворота напорного водосброса оценивается по величине $K_{кр}$. При этом значение фактического параметра кавитации K_i определяется по средней скорости и давлению на оси водовода перед поворотом в створе, отстоящем от его входного сечения на расстоянии $\Delta R \approx h$, а критические параметры кавитации определяются по кривой, приведенной на графике рисунка 3.27 [25]. Вопросы прогнозирования кавитации на неровностях криволинейных участков поверхностей поворотов напорных водосбросов должны решаться на основе неравенства (2.31). При этом значения $K_{кр}$ необходимо определять на основании таблицы 2.8 с учетом поправочных коэффициентов для криволинейных поверхностей, приведенных в таблице 2.10, принимая в ней h равным половине высоты водосброса в плоскости поворота.

Расчет фактических коэффициентов кавитации неровностей для различных створов по длине криволинейных поверхностей таких водосбросов должны производиться по формуле (2.30):

- по значениям давления на кавитационных поверхностях $p_{хар}$, которые устанавливаются по данным, приведенным выше в этом пункте;

- по значениям осредненной скорости набегания потока $V_{хар}$ на гребни неровностей этих поверхностей поворотов по формулам (2.36) и (2.37), но в этих формулах для каждого i –го створа необходимо принимать, чтобы R_i было равно радиусу оси криволинейного участка, а $R_{oi}= R_i \pm h/2$ – радиусам поворота до уровня гребня неровности, соответственно, наружной и внутренней поверхности поворота; h (или b) – размер водосброса в плоскости поворота.

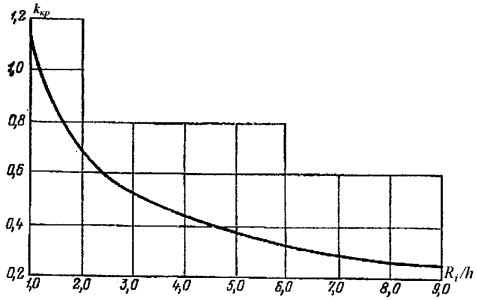


Рисунок 3.27 – Изменение критического числа кавитации от относительного радиуса поворота водовода

Если указанных данных оказывается недостаточно для оценки значения $P_{хар}$ и $V_{хар}$, то их – особенно для гидроузлов 1 и 2 классов, – следует определять экспериментально или по численным 3D-программам.

3.17 Прогнозы кавитации в затворных камерах

Кавитация в затворных камерах может возникать в результате отрыва потока от пазов затворов и от нижней кромки основного затвора. Проверка отсутствия кавитации осуществляется по зависимости (2.33). При определении входящего в эти зависимости критического параметра кавитации $K_{кр}$ для пазов плоских затворов

рассматривают два взаимосвязанных источника кавитации – верховая и низовая кромки паза [43, 100]. В расчет вводится большее из полученных значений $K_{кр}$.

Для вычисления критического параметра кавитации на верховой $K_{кр_1}$ и на низовой $K_{кр_2}$ кромках паза используется зависимость:

$$K_{кр_i} = K_{кр_1} \cdot K_{b_п} \cdot K_{d_п} \cdot K_{\delta_п}, \qquad (3.48)$$

где

$K_{кр_1}$ – критический параметр кавитации для верховой или низовой кромок «единичного» паза, имеющего одинаковую ширину и глубину, зависящий от относительной ширины водовода в створе паза $B / h_п$ (рисунок 3.28, б);

$K_{b_п}$ – коэффициент, учитывающий соотношение ширины $b_п$ и глубины $h_п$ паза (рис. 3.28, *в*);

$K_{d_п}$ – коэффициент, учитывающий влияние смещения $d_п$ низовой кромки паза относительно верховой (рисунок 3.28, г);

$K_{\delta_п}$ – коэффициент, учитывающий влияние относительно толщины пограничного слоя $\delta_п/h_п$ в створе перед пазом (рисунок 3.28, *д*), при определении $\delta_п$ следует использовать график рисунка 2.7.

Для снижения опасности кавитации пазов плоских затворов применяются также специальные плановые очертания низовых кромок пазов без увеличения на существенной длине ширины трубчатых водосбросов. Для таких пазов значения $K_{кр}$ приведены в [13, 100].

Для уступов (полупазов сегментных затворов) при полном открытии затворов и напорном или безнапорном режиме потока без специальной аэрации зон его отрыва значения $K_{кр}$ определяются как для обычного уступа (таблица 2.8, п. 3), в таких же условиях при частичных открытиях затворов $K_{кр} = 1,0$.

Критический параметр кавитации, соответствующий моменту отрыва потока от нижней кромки затвора, изменяется в зависимости от относительного открытия плоского затвора в пределах $1,6 < K_{кр} < 2,0$, а сегментного затвора $1,2 < K_{кр} < 1,5$. При

этом меньшее значение соответствует относительному открытию 0,1, а большее – 0,9.

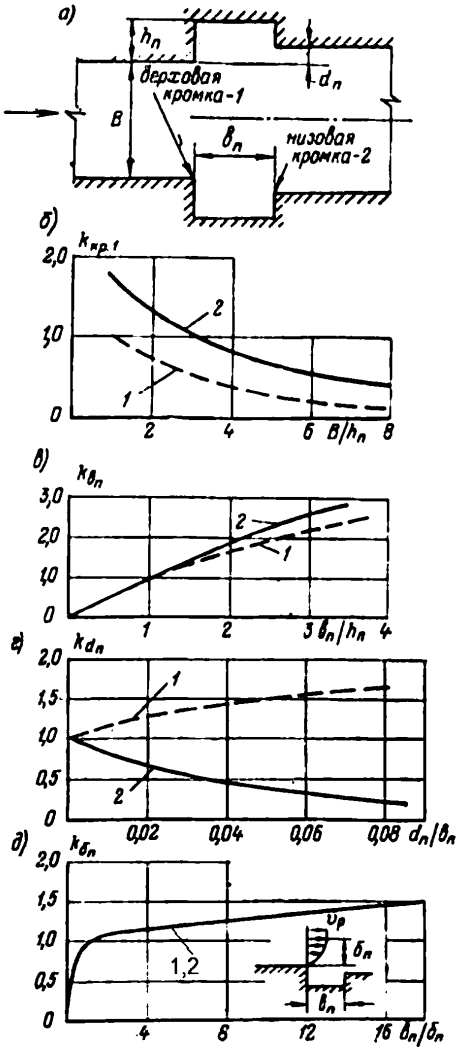


Рисунок 3.28 – Схема пазов плоских затворов со смещением задней кромки паза (*а*)и зависимости критических параметров кавитации кромок паза от его размеров и характеристик потока:
относительной ширины водосброса $B / h_п$ (*б*); соотношения размеров паза $b_п / h_п$ (*в*); относительного смещения кромки (*г*); относительной толщины погранслоя (*д*);
1 и 2 – верховая и низовая кромки паза и относящиеся к ним зависимости

Для условий водосброса с прямолинейной осью значение $p_{хар}$ в зависимости (2.30) при проверке кавитации на пазах затворов определяется в соответствии с формулой [100]:

$$p_{хар} = \rho g \left(h_{п} - 0,5h + h_{а} \right), \tag{3.49}$$

где $h_{п}$ – избыточный пьезометрический напор в расчетном сечении; h – высота водосброса в том же сечении; h_a – атмосферное давление в единицах водяного столба, определяемое по таблице 2.6.

Значение $h_{п}$ определяется по зависимости:

$$h_{п} = T_0 - \left[1 - \zeta_{с} \right] \frac{V^2}{2g}, \tag{3.50}$$

здесь

T_0 – полная удельная энергия потока, определенная относительно плоскости сравнения, которая проведена через низшую точку расчетного сечения затворной камеры (в плоскости верховых торцов паза);

V – средняя скорость потока в расчетном сечении затворной камеры;

$\zeta_{с}$ – коэффициент гидравлических потерь на участке водосброса от входа до расчетного сечения, определяемый по зависимости (3.10).

Если затворная камера расположена в пределах входного оголовка, то при полностью открытом основном затворе пьезометрический напор определяется с учетом рекомендаций п. 3.14. Значение характерной скорости потока $V_{хар}$ в зависимости (2.30) принимается равным средней скорости в расчетном створе. При проверке возможности развития кавитации за основным затвором на боковых стенках водосброса на участке вертикального расширения струи значения $p_{хар}$ и $V_{хар}$ определяются по следующим зависимостям:

а) при напорном режиме течения за затвором в соответствии с формулой (3.42):

$$p_{хар} = \rho g \left(h_1 + h_a \right); \tag{3.51}$$

б) при безнапорном режиме течения за затвором

$$p_{хар} = \rho g \left(h_a + h_V \right), \tag{3.52}$$

$$V_{\text{хар}} = 0,95\sqrt{2gH_{\text{р}}}\,; \tag{3.53}$$

значение $H_{\text{р}}$ в формуле (3.53) рассчитывается на основе уравнение Бернулли, составленного для сечения перед затвором и сжатого сечения за затвором:

- при напорном режиме течения за затвором

$$H_{\text{р}} = T_0 - \zeta_{\text{св}}\frac{V^2}{2g} - \frac{V^2}{2g\varepsilon'^2 n^2} - h_1 - h\,; \tag{3.54}$$

- при безнапорном режиме за затвором

$$H_{\text{р}} = T_0 - \zeta_{\text{св}}\frac{V^2}{2g} - \frac{V^2}{2g\varepsilon'^2 n^2} - \varepsilon' a + h_V\,. \tag{3.55}$$

В формулах (3.51) – (3.55) приняты следующие обозначения:

h_1 – пьезометрическая высота над потолком водосброса в створе сжатого сечения при напорном течении за затвором;

h_V – вакуумметрическая высота в воздушной полости при безнапорном режиме течения за затвором;

ε' – коэффициент вертикального сжатия струи при истечении из-под затвора;

$n = a/h$ – относительное открытие затвора;

a – открытие затвора;

h – высота водовода в створе затвора.

Значение ε' может рассчитываться по формуле (2.17), но для затворов глубинных трубчатых водосбросов отношение a/H должно быть заменено относительным открытием n. Значение K в этой формуле должно приниматься для плоских и сегментных затворов в соответствии с указаниями п. 2.7.

При проектировании затворных камер, если напорный трубчатый водосброс имеет несколько пролетов, необходима проверка возможности появления кавитации на оголовках промежуточных стен [13, 100]. За пазами и полупазами затворов как при напорном, так и при безнапорном движении скорости течения значительны, давления сравнительно невелики и наблюдается лишь начальный этап развития пограничного слоя. Поэтому в этой зоне необходима проверка возможности развития кавитации на равномерной естественной шероховатости. Значение $K_{\text{кр}}$ для этого случая приведено в таблице 2.8, п. 1, а средние значения выступов Δ для

различных материалов стен затворной камеры даны в таблице 2.9. Если оказывается, что за пределами закладных частей затвора на бетонной поверхности кавитация может возникнуть, то необходимо рассмотреть возможность предотвращения кавитации и защиты бетонной поверхности с помощью кавитационностойкой облицовки [95], в первую очередь металлической.

Если для каких-то элементов или участков затворной камеры условия предотвращения кавитации по критерию (2.31) не удается выполнить, то можно рекомендовать:

- повышение давления и снижение средней скорости течения с увеличением поперечных сечений на необходимом участке, что может быть достигнуто за счет увеличения конфузорности или при установке на выходе из напорного участка водосброса дефлектора;

- создание на участке за затвором отрывных зон с подводом в них воздуха;

- использование специальных конструкций водосбросов или затворов, обеспечивающих отклонение транзитного потока от поверхности водосброса при всех открытиях затвора или при их части (затворы с замещающим кольцом, с вырезом на низовом контуре, затвор-диафрагма) или повышенное давление на обтекаемой поверхности (водосброс с движением безнапорного потока по криволинейному потолку).

Ряд таких конструкций водосбросов и более полные рекомендации по их гидравлическому обоснованию и мероприятиям по борьбе с кавитацией в затворных камерах содержатся в [13, 32, 43, 95, 110].

Сифонные водосбросы

3.18 Общие положения

Сифонные водосбросы являются разновидностью трубчатых водосбросов и представляют собой изогнутую в вертикальной плоскости трубу прямоугольного или круглого поперечного сечения, располагаемую в теле бетонной плотины. На рисунке 3.29 приведена простейшая схема сифонного водосброса и показаны основные участки и элементы его водосбросного тракта

Сифон автоматически включается в работу при повышении уровня воды в верхнем бьефе до отметки верха воздухоподводящей трубы. До этого вода, поступающая в водосброс через входное отверстие, переливается через водослив (гребень сифона), располагаемый на расчетном уровне верхнего бьефа, как правило, на отметке НПУ. Поток, стекающий по водосливу, отклоняется уступом к верхней поверхности водосброса (капору), перекрывает поступление воздуха во внутреннее пространство *А* со стороны нижнего бьефа, и выносит оставшийся в нем воздух. При этом вода заполняет все внутреннее пространство водосброса, и в нем образуется вакуум. Зарядка сифона происходит при вакууме, превышающем высоту «горлового сечения» – сечения на гребне водослива. При понижении уровня воды в верхнем бьефе ниже отметки верха воздухоподводящей трубы во внутреннее пространство начинает поступать воздух, вакуум срывается и сифон выключается. Таким образом предотвращается понижение уровня верхнего бьефа ниже отметки НПУ.

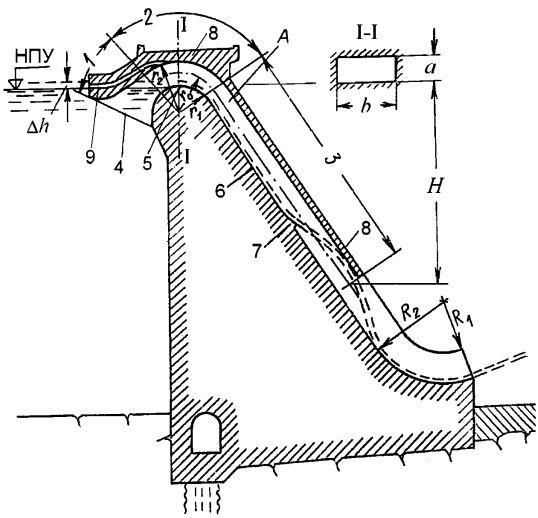


Рисунок 3.29 – Схема сифонного водосброса в теле бетонной плотины: 1 – входной участок; 2 – закругленный (горловой) участок (оголовок) водосброса; 3 – нисходящий водосливной участок; 4 –входное отверстие; 5 – гребень; 6 – водосливная поверхность (водослив); 7 – отклоняющий уступ; 8 – капор; 9 – воздухоподводящая труба; *А* – внутреннее пространство водосброса

Для перекрытия поступления воздуха со стороны нижнего бьефа помимо уступа 7 (рисунок 3.29) для образования «водяной пробки» применяются и другие устройства: дополнительные изгибы водосбросной трубы на нисходящем участке, водобойные колодцы и т.д. [112].

Сифон включается в работу полным сечением и пропускает расчетный расход, как правило, при повышении уровня верхнего бьефа на 20–30 см над гребнем водослива. Для обычных конструкций сифонных водосбросов удельный расход воды на 1 м ширины гребня составляет не более q = 20–25 м^2/с. При большем удельном расходе q, как показано [112], для получения в горловом сечении сифона вакуума, допустимого по условиям кавитации (не более 8 м) требуется существенное увеличение высоты трубы a и радиуса закругления оголовка r_1 (рисунок 3.29). Для пропуска такого же удельного расхода переливом через поверхностный водослив (пункты 2.3–2.5) требуется повысить уровень верхнего бьефа значительно выше.

Применение сифонных водосбросов целесообразно при сравнительно небольшой аккумулирующей емкости водохранилища и необходимости пропуска быстро наступающих дождевых паводков (чаще в высокогорных районах). При устройстве на гидроузле нескольких сифонов их гребни могут располагаться на разных отметках выше расчетного уровня (обычно НПУ), обеспечивая последовательное их включение по мере повышения уровня водохранилища при увеличении расхода притока воды. Такого же эффекта можно достигнуть, задавая разные отметки кромок капора во входном отверстии [118].

3.19 Пропускная способность сифонного водосброса

Расход воды, пропускаемый сифонным водосбросом, определяется по формуле (3.8). Коэффициент расхода сифона μ обычно относят к выходному отверстию. Он определяется по сумме коэффициентов потерь напора (см. п. 3.5) как для напорных трубчатых водосбросов. Коэффициент местных потерь напора принимается по рекомендациям п. 3.6; коэффициент потерь напора на вход определяется по графикам рисунка 3.5, а коэффициент потерь на выход принимается

равным $\zeta_{вых} = 0$ [118]. Коэффициент потерь на отклоняющем уступе

$$\zeta_у = \left(\frac{\omega_{вых}}{\omega_у} - 1 \right)^2, \tag{3.56}$$

где $\omega_у$ и $\omega_{вых}$ – площади поперечного сечения нисходящего участка трубы сифона на уровне уступа и за уступом. Потери напора на трение по поверхности уступа может не учитываться из-за его малой длины [118].

Коэффициент расхода сифона с плавным очертанием водосбросной трубы и развитым входным участком может достигать $\mu = 0{,}8–0{,}85$.

Входной участок сифонного водосброса (рис. 3.30) имеет вид прямолинейного или криволинейного конфузора с сечением на входе, превышающем в 2,5–3 раза площадь горлового сечения трубы над гребнем (СП 290.1325800). Заглубление капора δ_1 входного отверстия под расчетный уровень верхнего бьефа определяется из условия недопущения воронкообразования и засасывания воздуха внутрь сифона и местного понижения свободной поверхности при работе водосброса:

$$\delta_1 \geq \frac{\alpha V_{вх}^2}{2g}, \tag{3.57}$$

где $V_{вх}$ – средняя скорость во входном отверстии, $\alpha \approx 1{,}1$. Увеличивать площадь входного отверстия рекомендуется за счет его высоты, оставляя ширину водовода постоянной по всей его длине. Заглубление нижней поверхности трубы в створе входного отверстия определяется по формуле

$$\delta_2 = a_{вх} \left(1 - \frac{1}{r_1} \cdot \frac{\alpha V_{вх}^2}{2g} \right). \tag{3.58}$$

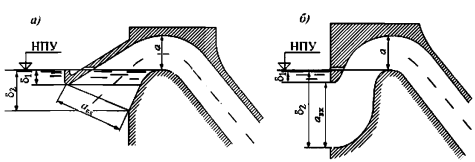


Рисунок 3.30 – Оформление входного участка сифонного водосброса
а – прямолинейный входной участок; б – криволинейный входной участок

Закругленному участку водосброса придают круговое очертание, описываемое радиусами $r_1 = 1{,}3a$ и $r_2 = 2{,}3a$, где a – высота сифона в горловом сечении (рисунок 3.29). Эти значения обоснованы [112], исходя из условия получения наибольшей пропускной способности при максимально допустимых значениях вакуума 8 м на гребне и на капоре горлового сечения. Ширина трубы сифона принимается, как правило, равной $b = (1{,}5 - 2{,}5)a$. При $b < a$ коэффициент расхода μ резко уменьшается, при $b \approx 3a$ он достигает наибольшего значения и при дальнейшем уширении не изменяется.

Действующий напор $H_д$ определяется по формуле

$$H_д = H + \Delta h, \tag{3.59}$$

где

H – высота гребня над центром выходного сечения трубы,

Δh – форсирование уровня верхнего бьефа над НПУ (рисунок 3.29).

3.20 Определение места расположения и угла наклона отклоняющего струю уступа

Место расположения и угол наклона поверхности уступа определяются исходя из того, что отброшенная уступом струя должна долететь до верхней поверхности трубы сифона выше его выходного сечения (рис. 3.31) и перекрыть поступление воздуха в полость водовода A со стороны нижнего бьефа: создать «водяную пробку».

Траектория отброса струи рассчитывается по уравнениям движения тела, брошенного со скоростью V под углом β к горизонту [112].

Скорость струи V, пренебрегая ввиду малости напором на гребне $h_{вкл}$, в месте схода с уступа определяется по формуле (см. рисунок 3.31)

$$V = \varphi\sqrt{2g(z - y)}, \tag{3.60}$$

где коэффициент скорости φ может быть принят равным 0,8.

Место соприкосновения струи с поверхностью капора соответствует значениям

$$x = l \sin \psi + a \cos \psi \,, \tag{3.61}$$

$$l = \frac{y}{\cos \psi} + a \operatorname{tg} \psi \,, \tag{3.62}$$

а для наклона поверхности уступа β к горизонту

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{1}{gx}\left(-V^2 + \sqrt{V^4 - g^2 x^2 + 2gV^2 y}\right). \tag{3.63}$$

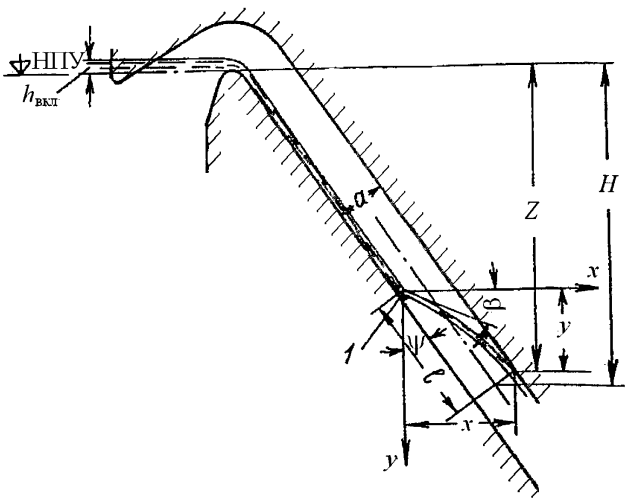


Рисунок 3.31 – Схема отброса струи и отклоняющего уступа

Согласно [112] плавный сход с уступа происходит при толщине струи при зарядке сифона, примерно в 2 раза меньшей высоты уступа $\delta_{уст}$. Поэтому для определения $\delta_{уст}$ можно пользоваться зависимостью

$$\delta_{уст} = \frac{2Q_{вкл}}{b\varphi\sqrt{2g\,(z - y + h_{вкл})}}, \tag{3.64}$$

где $Q_{вкл}$ – расход, соответствующий напору включения $h_{вкл}$, b – ширина трубы сифона. Остальные обозначения – см. рисунок 3.31.

Высота уступа должна приниматься с учетом того, что он создает

дополнительное местное сопротивление. Но следует учитывать, что при очень малой высоте $\delta_{уст}$ не может быть обеспечен плавный сход струи и необходимая плотность перекрытия струей сечения трубы. Поэтому во всех случаях рекомендуется назначать $\delta_{уст} \geq 0{,}1a$. При этом в формулы (3.61) и (3.62) необходимо вместо a подставить уточненное значение высоты трубы $a' = a - \delta_{уст}$.

Возможные модификации сифонных водосбросов и примеры их исполнения в теле бетонных плотин приводятся в [112].

Глава 4. Нижние бьефы водосбросов бетонных и железобетонных плотин среднего и низкого напора

4.1 Общие положения

Основной особенностью нижних бьефов водосбросов и гидроузлов в целом является то, что в них на некотором протяжении происходит преобразование потоков, пропускаемых различными сооружениями (водосбросами, гидростанциями и др.) в бытовой речной поток, причем на это преобразование влияют как характеристики поступающих в нижние бьефы потоков, так и характеристики русла. Многообразие характеристик определяет сложность и многообразие гидравлических условий в нижних бьефах, сложность гидравлических задач, решаемых в процессе проектирования водосбросных сооружений и сооружений, располагаемых в нижних бьефах гидроузлов, а также трудности, возникающие при разработке соответствующих методов гидравлических расчетов.

Эти методы разработаны лишь для некоторых упрощенных схем сооружений. Поэтому в большинстве случаев при проектировании гидроузлов I и II классов для принятия окончательных надежных решений по компоновке водосбросных сооружений гидроузлов и по конструкциям сооружений, связанных с нижним бьефом, необходимо проведение экспериментальных гидравлических и гидродинамических исследований (см. п. 8.23 СП 58.13330.2012). Однако в ряде случаев, когда нужно оценить обстановку в нижнем бьефе гидроузла и предварительно, до проведения исследований, наметить приемлемые формы сопряжения бьефов, мероприятия по гашению избыточной энергии потока и по защите сооружений и берегов от размыва и подмыва целесообразно использовать материал, приводимый в настоящей главе.

4.2 Состав сооружений нижнего бьефа. Задачи и последовательность их гидравлического расчета

В нижнем бьефе бетонных и железобетонных водосливных плотин (и гидроузлов в целом) размещается комплекс сооружений, конструкция и размеры

которых определяются, в основном, гидравлическими условиями. Главное назначение этих сооружений – обеспечить надежную работу гидроузла в заданных конкретных условиях, а также решение некоторых специальных задач: создание благоприятных условий для работы ГЭС, судоходства, лесосплава, пропуска рыбы и др.

В общем случае в состав сооружений нижнего бьефа входят:

1) устои, раздельные стены, открылки;

2) водобой, рисберма, переходное крепление;

3) отводящее русло (естественное или искусственное).

К устройствам нижнего бьефа следует также относить конструкцию концевого участка водосброса, от которой зависят формы сопряжения бьефов, хотя этот участок является элементом водослива. В СП 40.13330.2012 (п. 6.38) содержатся основные указания по конструкции концевого участка водосброса: «конструкцию концевых участков поверхностного и глубинного водосбросов следует выбирать в зависимости от удельного расхода воды на выходе, принимаемого с учетом характеристик грунтов в нижнем бьефе, а также требований, предъявляемых к основным гидравлическим режимам сопряжения бьефов».

Наиболее распространенными конструкциями концевого участка водосброса являются:

1) плавное сопряжение водосливной поверхности с водобойной плитой (без уступа или с небольшим уступом для подвода под струю воздуха или воды с целью предотвращения кавитационной эрозии водобоя на ближайшем к плотине участке его);

2) носок-уступ с горизонтальной или наклонной водосливной поверхностью на сходе для обеспечения поверхностного режима сопряжения струи с водной массой нижнего бьефа;

3) носок-трамплин, обеспечивающий отброс струй от водослива.

Существует также ряд других конструкций (трамплины-виражи, прорезные носки-трамплины в форме «ласточкиного хвоста» т. п.), целесообразность устройства которых должна быть обоснована экспериментальными гидравлическими исследованиями.

При указанных конструкциях концевых устройств основными

гидравлическими режимами сопряжения бьефов являются:

– поверхностный;

– донный;

– отбросом струи носком-трамплином.

Режим сопряжения бьефов надлежит принимать, руководствуясь положениями пунктов 8.25, 9.10, 10.10 – 10.12, 11.12 и 11.13 СП 40.13330.2012

Конструирование и расчеты сооружений нижнего бьефа должны выполняться во взаимной увязке. В целом же конструкции и размеры сооружений нижнего бьефа и их окончательный состав принимаются на основании технико-экономических расчетов, выполняемых для наиболее целесообразных в рассматриваемых конкретных условиях вариантов. В качестве исходных данных должны быть заданы: местоположение водослива, его тип, отметка гребня, конструкция концевого устройства, количество пролетов плотины, расчетные расходы основного и поверочного случаев и соответствующие им отметки верхнего и нижнего бьефов (по СП 58.13330), схема пропуска строительных расходов и их гидрографы, положение отводящего русла (канала) и первоначальная отметка его дна, геологические условия в нижнем бьефе, целесообразная форма сопряжения бьефов и желательный тип крепления русла.

Рекомендуется следующий порядок расчетов.

Для условий пропуска основного расчетного расхода определяются:

- оптимальная отметка поверхности дна водобоя, его длина и толщина, тип гасителей энергии, тип, длина и толщина плит рисбермы и переходного крепления, очертание устоев или устоя и раздельной стены;

- глубина и протяженность местного размыва за переходным креплением (см. пункты 5.8 – 5.13), длина участка расширения потока за ямой размыва (см. пункты 5.14 – 5.18);

- отметка уровня нижнего бьефа за плотиной (рисунок 4.1, в створе 1–1) с учетом понижения уровней воды при трансформации русла реки в нижнем бьефе (см. пункты 5.2 – 5.5).

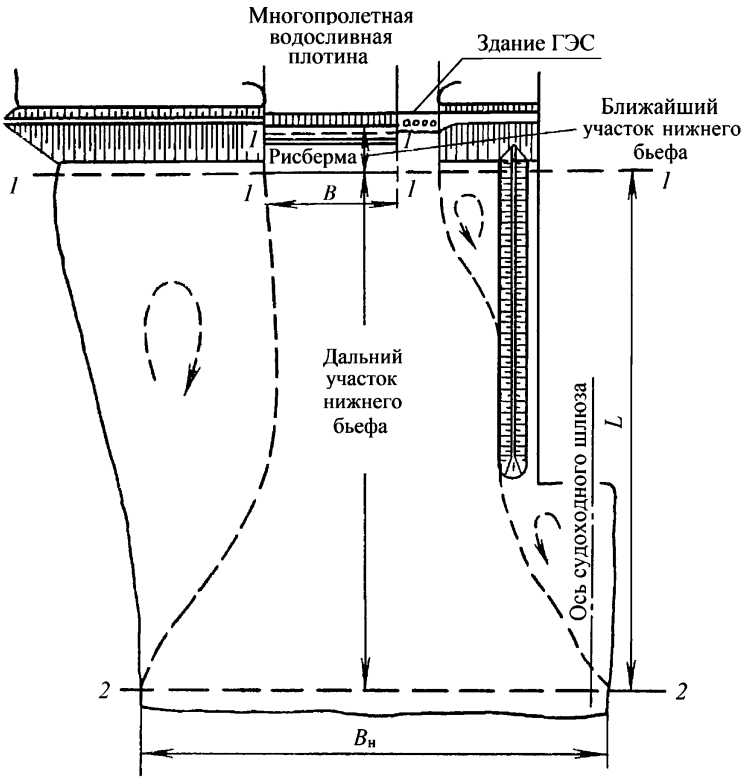


Рисунок 4.1 – Схематический план нижнего бьефа гидроузла

Затем выполняются уточняющие расчеты для первоначального варианта и других конкурирующих комплексов устройств в нижнем бьефе, и определяется стоимость каждого из вариантов. На этой стадии производятся также расчеты для поверочных случаев: пропуска расхода при форсированном уровне верхнего бьефа и для случаев внезапного полного открытия одного отверстия и пропуска строительных расходов.

Варианты, наиболее приемлемые по технико-экономическим показателям, принимаются в качестве основных, подлежащих уточнению и окончательному обоснованию на основании исследований на физических моделях (обязательных для сооружений первого и второго классов).

4.3 Установление конструкции и размеров устоев (низовых сопрягающих стен), раздельных стен, открылков

В нижнем бьефе стесненный поток переводится в естественное или искусственное русло, ширина которого, как правило, значительно больше ширины водосливного фронта, с одновременным гашением избыточной энергии потока и увеличением его глубины. При этом водосливная часть плотины может граничить либо с глухой плотиной (грунтовой или бетонной), либо с берегом или с гидроэлектростанцией. При сопряжении водосливной плотины с грунтовой часть устоя, расположенная в нижнем бьефе (низовая сопрягающая стенка), чаще всего выполняется в виде обратной стены (см. рисунок 1.2 в главе 1 для верхнего бьефа). Длина стены вдоль потока определяется: протяженностью низового откоса грунтовой плотины и длиной водобоя и рисбермы, так как стенку рекомендуется доводить до конца рисбермы. Принимается большее из этих двух значений. Однако, если длина устоя получится чрезмерно большой и неэкономичной, она может быть уменьшена, оставаясь при этом больше длины водобоя.

Лицевая грань стены обычно отклоняется от направления, нормального к оси плотины, на 6–12°, обеспечивая условия, способствующие расширению потока, втекающего в отводящее русло. Больший угол следует принимать при наличии на водобое гасителей энергии.

Длина открылка зависит от глубины ожидаемого размыва (в предположении, что боковой откос сформировавшейся ямы размыва будет иметь заложение, определяемое углом естественного откоса размываемого грунта). Для защиты открылка от подмыва переходное крепление за рисбермой должно быть выполнено по всей длине открылка и обеспечивать сохранность массива грунта, на котором расположен открылок. При близком расположении берега крепление подошвы открылка должно переходить в крепление берегового откоса. Длина участка с этим креплением определяется местными условиями, а толщина – волнообразованием в нижнем бьефе. Возможны и другие конструкции низовой сопрягающей стенки (например, [16, 28, 38, 46, 117, 127, 137]). Отметки верха стен назначаются с учетом поперечного профиля плотины и глубин аэрированного потока на участке водобоя и

рисбермы, с запасом 1,0 – 1,5 м [71, 91].

При высоких бетонных плотинах водослив и глухая часть бетонной плотины разделяются стеной, высота которой определяется по профилю свободной поверхности струи с учетом возможной аэрации, с запасом, как на быстротоках, примерно 0,3–0,5 м [91].

Раздельные стены в нижнем бьефе возводятся при наличии примыкающего к водосливной части плотины здания гидроэлектростанции руслового или приплотинного типов. Основное назначение раздельных стен – обеспечение благоприятных условий работы ГЭС в период пропуска расходов через водосброс. Поэтому вопрос об их длине и высоте должен решаться с учетом расположения и конструкции здания ГЭС [117].

Вместе с тем гидравлический режим за плотиной также должен быть известен и правильно выбран. Так, при гладком водобое и наличии на нем гидравлического прыжка длина раздельной стены $l_{ст}$ должна быть больше длины прыжка ($l_{ст}$ можно принимать равной ~ $1{,}5l_{п}$); при поверхностном режиме течения за плотиной с уступом стену следует доводить до точки перегиба второй волны [117].

При высокой плотине с носком-трамплином нельзя допускать за местом падения струи образования водоворотных зон с обратными течениями, направленными против потока, идущего от турбин ГЭС. В этом случае раздельная стена не всегда решает задачу защиты ГЭС от указанных течений, и может оказаться целесообразным перейти к сопряжению бьефов донным прыжком с наличием водобойной стенки или колодца (как, например, водобойный колодец Саяно-Шушенской ГЭС). При такой схеме длина раздельной стены будет равна длине колодца и участка ее за водобойной стенкой, включающего прыжок за стенкой длиной $l_{п}$ и часть послепрыжкового участка длиной $(0{,}5\div1{,}0)l_{п}$, т.е.:

$$l_{ст} \cong l_{к} + (1{,}5 \div 2{,}0)\, l_{п}. \qquad (4.1)$$

При этом раздельная стена может подвергаться значительным гидродинамическим нагрузкам за счет разности уровней за ГЭС и в колодце, а также за счет пульсационной нагрузки, действующей со стороны колодца. Численное значение пульсационной нагрузки устанавливается по данным экспериментальных исследований. Отметки поверхности раздельной стены назначаются с учетом

уровней воды и их колебаний [91].

К устройствам нижнего бьефа относится и отводящее русло, которое может быть либо искусственным (канал), либо естественным, с расчистками или без расчисток. Эти вопросы решаются применительно к конкретным условиям, и намеченные решения уточняются на физических моделях.

4.4 Общие указания к расчету нижнего бьефа в условиях пространственной задачи и по учету пропуска строительных расходов

Расчетные зависимости для выполнения гидравлических расчетов нижних бьефов гидроузлов даются в учебной, справочной и специальной литературе для двух основных случаев:

1) для так называемой «плоской задачи», когда условия течения по ширине потока практически не изменяются;

2) для «пространственной задачи», с существенным изменением условий течения по ширине.

Во втором случае задача установления ожидаемых форм сопряжения бьефов значительно сложнее, так как одним из важных факторов, определяющих эти формы и их характеристики, является заранее не известная глубина воды в нижнем бьефе в месте вступления в него сбросного потока.

Решая задачу по определению этой глубины, нужно в обоих случаях рассматривать весь нижний бьеф как единое целое от створа *1–1* (рисунки 4.1 и 4.2) поступления сбросного потока в нижний бьеф до створа *2–2*, в котором практически установилось бытовое течение. Понижение уровня воды в нижнем бьефе на участке общего размыва оценивается в первом приближении по рекомендациям пунктов 5.2–5.4, а на участке расширения потока – по данным пунктов 5.14–5.18. Отметка уровня воды в начале участка расширения может быть принята в качестве расчетной в конце рисбермы при установлении форм сопряжения бьефов на водобое для обоих рассматриваемых случаев.

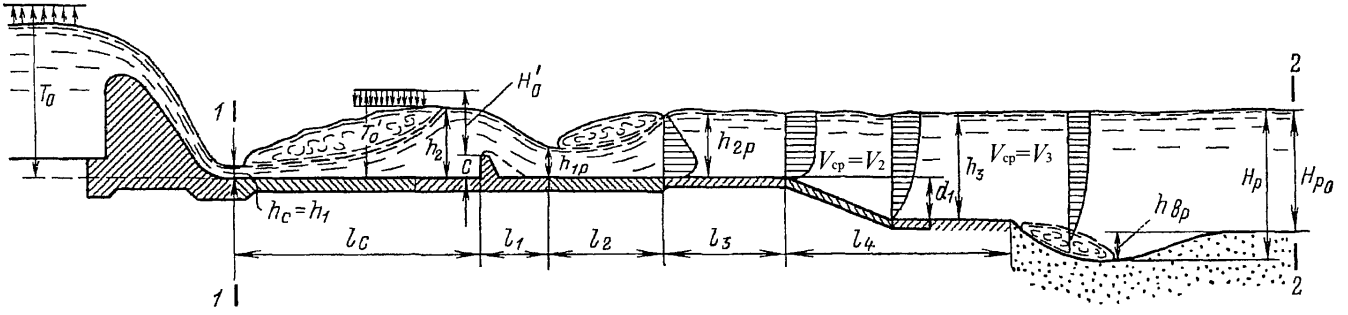


Рисунок 4.2 – Продольный профиль участка сопряжения бьефов при устройстве водобойной стенки и ковша

При слаборазмываемом русле глубину воды в створе *1–1* можно приближенно определять при помощи методики, представленной в [15, 26, 27] и относящейся к гидроузлам низкого и среднего напоров, для которых число Фруда $Fr_c = \frac{V_c^2}{gh_c}$ в сжатом сечении (на водобое или при сходе с уступа) не превышает 40, хотя возможные формы сопряжения бьефов и методика расчетов справедливы и при больших значениях Fr_c. При $Fr_c > 40$ ожидаемые формы сопряжения бьефов и их характеристики устанавливаются, как указывалось выше, только на основании экспериментальных гидравлических исследований. При выполнении предварительной оценки условий в нижних бьефах крупных гидроузлов с учетом возможных схем переформирования русла и, в частности, в строительный период, последовательность выполнения гидравлических расчетов в общем случае должна быть следующей:

1) установление схем пропуска расходов в период строительства гидроузла (по годам) и схематизированных гидрографов пропуска этих расходов;

2) установление возможных переформирований русла во время строительства гидроузла;

3) выполнение гидравлического расчета нижнего бьефа при пропуске расчетных паводков в начале эксплуатационного периода с учетом возможных переформирований русла в строительный период.

Задача эта весьма сложная, так как условия пропуска строительных расходов непрерывно изменяются и при этих переменных условиях необходимо определять:

а) пропускную способность сооружений, т.е. зависимость пропускаемого расхода от разности уровней бьефов, размеров и конструкции сооружений;

б) условия в нижнем бьефе (характер сопряжения бьефов, течения в нижних бьефах, размывы русла и отложения продуктов размыва).

Пропуск строительных расходов при возведении плотин осуществляется обычно в две–три очереди. Строительство сооружений первой очереди ведется либо по однокотлованной, либо по двухкотлованной, либо по комбинированной схеме (СП 290.1325800).

При однокотлованной схеме, чаще всего применяемой при возведении плотин из местных материалов, основными задачами расчета являются:

1) определение пропускной способности строительного туннеля (трубы или обводного канала);

2) определение характера течения в нижнем бьефе и возможного переформирования русла.

При двухкотлованной схеме возникает также задача определения глубины размыва аллювия в проране и установления характера отложений продуктов размыва в водоворотной зоне за перемычкой.

В период второй очереди при двухкотлованной схеме расходы пропускаются обычно через гребенку, а затем через донные или глубинные трубы или переливом через штрабленые блоки строящейся плотины. В этом случае размывы русла происходят за водосливной (или водосбросной) частью плотины и могут оказаться существенными. Поэтому необходим их расчет, а также прогноз возможных отложений продуктов размыва в нижнем бьефе.

Для состояния русла, предшествующего началу эксплуатации гидроузла, производится в общем случае расчет размыва и переформирований русла при пропуске расчетного эксплуатационного расхода, строятся графики зависимости $Q = f(H)$ для расчетных створов нижнего бьефа (включая и участок общего размыва), устанавливается схема маневрирования затворами, если водосливная плотина многопролетная.

4.5 Составление схем маневрирования затворами многопролетных плотин, оборудованных передвижными кранами

Маневрирование затворами многопролетных плотин является эксплуатационным мероприятием, к которому предъявляется ряд требований, связанных со специфическими условиями проектируемого гидроузла. Поэтому схема маневрирования затворами, как правило, составляется для сооружений I, II, а иногда и III класса на основании экспериментальных гидравлических исследований и окончательно корректируется после постройки гидроузла с учетом фактических

условий работы сооружений и пропуска расходов. При проектировании может оказаться необходимым установить высоту ступеней частичного открытия затворов (обычно эти ступени принимаются равными 0,5 и 1,0 м).

Основным требованием СП 40.13330 к схеме маневрирования затворами является обеспечение благоприятных условий в нижнем бьефе. На рисберме при пропуске расходов, которые меньше расчетных, должны быть обеспечены допустимые скорости течения, глубины размывов не должны превышать полученных при пропуске расчетного паводка. В таких условиях должна быть обеспечена допустимость дефицитов давления для плит водобоя и рисбермы, безударный пропуск льда и плавающих тел, благоприятные условия работы ГЭС (недопущение обратных течений, направленных к турбинам ГЭС) и минимальных уровней за ГЭС. Обычно полагают, что благоприятные условия в нижнем бьефе возникают при такой схеме открытия отверстий, при которой полностью устраняются сбойные течения, обеспечивается затопление струй при донном режиме течения и поверхностный режим в случае плотины с уступом. С учетом этих условий разработаны рекомендации для составления рациональных схем маневрирования затворами [56, 126, 137].

Однако более важным является условие обеспечения в нижнем бьефе скоростей течения, не превышающих расчетные, особенно при размываемых грунтах. Этот вопрос более подробно рассмотрен в специальной литературе [26, 27], а также в п. 4.7 Руководства.

Существенным для составления схемы маневрирования затворами является тип подъемных механизмов – стационарные или передвижные краны. Наилучшие условия создаются при наличии стационарных индивидуальных подъемников. Однако при большом количестве пролетов экономичнее передвижные краны (как это и осуществлено практически на всех многопролетных плотинах).

Подробные рекомендации для различных случаев составления схем маневрирования затворами приводятся в специальной литературе [26, 27, 46, 54, 56, 126, 137, 144, 145].

4.6 Сопряжение бьефов при помощи носка-уступа (поверхностный тип сопряжения)

При сопряжении бьефов поверхностным режимом с незатопленным поверхностным прыжком область наиболее интенсивного воздействия потока на дно нижнего бьефа находится в конце донного вальца, где при отсутствии крепления образуется воронка размыва. В пределах донного вальца пульсации скоростей и давлений у дна оказываются меньшими, чем при донном режиме с затопленным прыжком, что позволяет облегчить крепление нижнего бьефа, а при скальном русле – укоротить участок крепления или даже полностью отказаться от него. Кроме того при поверхностном режиме возможен пропуск льда и других плавающих тел без задержки в нижнем бьефе за водосливом и без ударов льда о крепление нижнего бьефа.

В соответствии с п. 6.39 СП 40.13330.2012 «при поверхностном режиме сопряжения бьефов в конце водосброса следует предусматривать носок-уступ с горизонтальной или наклонной поверхностью, создающий незатопленный поверхностный режим. При этом прыжок должен быть устойчивым; поток не должен вызывать опасного размыва русла и берегов реки на прилегающем к сооружению участке. Поверхностный режим сопряжения следует принимать с учетом пропуска льда и других плавающих тел».

Проектируя плотину с носком-уступом, следует иметь в виду, что за уступом возможно возникновение волн, воздействие которых на сооружения и берега может быть оценено лишь на физических моделях.

Сопряжение поверхностным режимом достигается путем устройства носка-уступа такой высоты, которая обеспечивает при повышении уровня воды в нижнем бьефе переход донного режима в поверхностный. Необходимая минимальная высота уступа при горизонтальном сходе струи с носка определяется по формуле ([117, 122]):

$$a_{\text{мин}} = 2,7\left(\sqrt[3]{\text{Fr}} - 1,6\right)h_1, \qquad (4.2)$$

где $Fr = \frac{q^2}{g h_1^3}$; q, h – удельный расход и глубина воды на носке.

При высоте уступа $a \geq a_{мин}$ по мере повышения уровня воды в нижнем бьефе происходит смена основных форм сопряжения бьефов (рисунок 4.3). Переход от одной формы сопряжения к другой происходит через критические режимы:

- *первый* критический режим, разграничивающий режимы донный (рисунок 4.3, б) и поверхностный с незатопленным поверхностным прыжком (рисунок 4.3, в);

- *второй* критический режим – между поверхностными режимами с незатопленной и затопленной струей (рисунок 4.3, в, г);

- *третий* критический режим, возникающий в определенных условиях при переходе от незатопленной струи к затопленной. В этом случае струя затапливается первоначально в пределах впадины свободной поверхности, образующейся ниже гребня волны, после чего транзитная поверхностная струя направляется ко дну (рисунок 4.3, д), что при незащищенном дне и размываемом русле приводит к образованию значительной воронки размыва. Защита дна в области падения струи требует крепления, аналогичного креплению водобоя при донном режиме сопряжения.

Глубины нижнего бьефа, отвечающие первому критическому режиму, зависят от направления процесса смены режимов; глубина $h'_{кр_1}$ нижнего бьефа при смене донного затопленного гидравлического прыжка поверхностным незатопленным прыжком оказывается большей, чем глубина $h''_{кр_1}$ при смене поверхностного незатопленного прыжка донным. Таким образом, различают верхнюю $h'_{кр_1}$ и нижнюю $h''_{кр_1}$, границы первого критического режима, причем $h'_{кр_1} > h''_{кр_1}$. При втором критическом режиме фазы смены режимов от направления процесса не зависят.

При расчете высоты уступа или при определении формы сопряжения бьефов при заданных высоте уступа и глубине воды в нижнем бьефе следует различать случаи плоской задачи (ширина водосливного пролета и нижнего бьефа одинаковы, $b = B$) и пространственной ($b<B$); вид формы зависит не только от значения $\beta = B/b$, но и от ширины пролета водослива b.

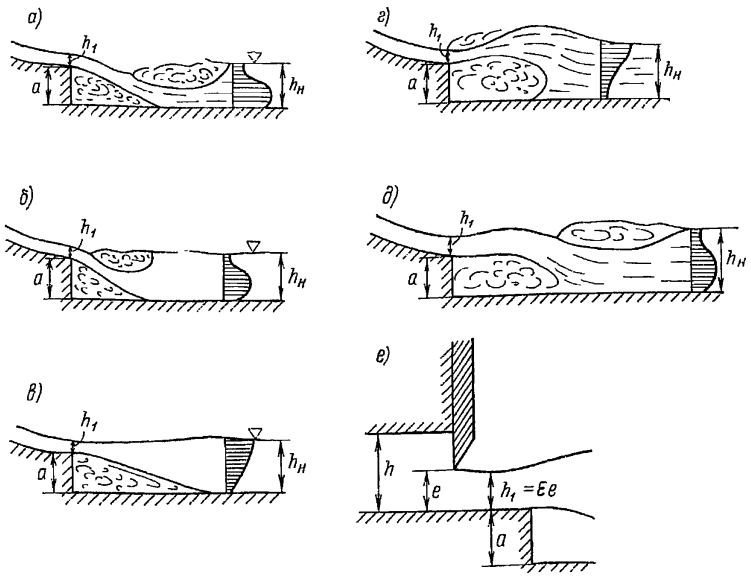


Рисунок 4.3 – Основные формы сопряжения бьефов за водосливной плотиной с уступом и горизонтальным носком (или за водосбросом с отверстием на уступе) в условиях плоской задачи:
а – донный режим сопряжения бьефов с отогнанным гидравлическим прыжком; *б* – то же, с затопленным гидравлическим прыжком; *в* – поверхностный режим с незатопленной струей; *г* – поверхностный режим с затопленной струей (затопленный поверхностный прыжок); *д* – поверхностно-донный режим; *е* – схема с истечением из-под затвора в конце напорного водосброса с уступом

Плоские условия, $b = B$.

В этом случае расчет следует вести по формулам [113, 114]:

$$h'_{кр_1} = a + 1,2h_{кр}, \qquad (4.3) \qquad h''_{кр_1} = 0,875a + 0,7h_{кр}, \qquad (4.4)$$

$$h_{кр_2} = a + 2h_{кр}, \qquad (4.5) \qquad h_{кр_3} = a + 1,7h_{кр}, \qquad (4.6)$$

где $h_{кр} = \sqrt[3]{q^2/g} = h_1\sqrt[3]{\mathrm{Fr}}$.

Зависимости (4.3–4.6) применимы при $a/h > 2$ и $\mathrm{Fr} = V^2/gh_1 < 40$. Здесь и в формулах ниже h_1 – глубина воды на уступе. Если истечение происходит из-под затвора на уступе (рис.4.3, *е*), то $h_1=\varepsilon e$, где e – высота открытия затвора; ε – коэффициент сжатия; по [117]:

$$\varepsilon = 0,57 + \frac{0,043}{1,1 - \eta}, \qquad (4.7)$$

где $\eta = \frac{h}{e}$ (при $0,1 < \eta \le 1$); h – высота сечения водосброса.

При скругленной со стороны трубы нижней кромке затвора можно пользоваться зависимостью (2.17) настоящего Руководства, понимая под H гидродинамический напор перед затвором.

Третий критический режим наблюдается при $h_{кр_3} < h_{кр_2}$. При $h_{кр_3} > h_{кр_2}$ поверхностно-донный режим не образуется.

Пространственные условия, $b<B$.

При первом критическом режиме средняя глубина нижнего бьефа $h_{кр_1} = \frac{h'_{кр_1} + h''_{кр_1}}{2}$; $h_{кр_1} = \theta_1 h_1$ определяется из уравнения изменения количества движения для отсека нижнего бьефа:

$$\frac{2\,Fr}{\theta_1 \beta^2} - \frac{2\,Fr}{\beta} = \frac{1}{\beta} + k_1^2 + \theta_1 k_1 - 0,75\theta_1^2; \qquad (4.8)$$

где $k_1 = 0,5(\psi - \theta_0) + 1$; $\theta_0 = \frac{1}{3}\left(1 + \sqrt{6\,Fr + 1}\right)$; $\psi = a/h_1$; $\beta = B/b$.

Относительная глубина θ_1 из уравнения (4.8) может быть найдена или подбором или по формуле Кардано [51]. Последовательность вычислений следующая:

$$\theta_1 = y - \frac{a_0}{3}; \quad y = 1,156\sqrt{M}\cos\left(60^\circ - \varphi/3\right); \quad \cos\varphi = 5,19\,NM^{-1,5};$$

$$M = \frac{a_0^2}{3} - b_0; \quad N = 0,5\left[2\left(\frac{a_0}{3}\right)^3 - \frac{a_0 b_0}{3} + c_0\right]; \quad a_0 = -\frac{4}{3}k_1;$$

$$b_0 = -\frac{4}{3}\left(\frac{1}{\beta} + k_1^2 + \frac{2\,Fr}{\beta}\right); \quad c_0 = \frac{8\,Fr}{3\beta^2}.$$

При $\beta > 2,0$ расчет глубины $h_{кр_1}$ по формуле (4.8) дает приемлемые результаты при $b > 4(\theta_0 - 1)h_1$. Точность расчета $h_{кр_1}$ при $\beta \le 1,4$ составляет ±6%; при $\beta > 1,4$ точность расчета ±10%.

Глубина нижнего бьефа, отвечающая верхней границе первого критического

режима, может быть принята равной $h'_{кр_1} = 1,05h_{кр_1}$, нижней границе – $h''_{кр_1} = 0,85h_{кр_1}$.

При втором критическом режиме глубина нижнего бьефа в случае $\beta \le 1,4$ определяется из уравнения:

$$\frac{2\mathrm{Fr}}{\theta_2\beta^2} - \frac{2\mathrm{Fr}}{\beta} = \psi^2 + k_2(2\psi + 1) - \theta_2^2, \tag{4.9}$$

где $k_2 = \frac{1}{\beta}(\theta_0 - 1) + 1$, $\theta_0 = \frac{1}{3}\left(1 + \sqrt{6\mathrm{Fr} + 1}\right)$.

Относительная глубина θ_2 находится подбором или по формуле Кардана. Последовательность вычислений следующая:

$$M = \psi^2 + k_2(2\psi + 1) + 2\mathrm{Fr}\frac{1}{\beta};\quad N = \mathrm{Fr}/\beta^2;\quad \cos\varphi = 5,19M^{-1,5}N;$$

$$\theta_2 = 1,156\sqrt{M}\cos(60^\circ - \varphi/3);\quad h_{кр_2} = \theta_2 h_1.$$

Точность расчета $h_{кр_2}$ при $\beta \le 1,4$ составляет ±5%, при $\beta > 2,0$ ±10%.

При $\beta > 2,0$ затопление струи в зависимости от ширины пролета (или суммарной ширины смежных пролетов) происходит или вследствие образования вальца над струей при обрушении гребня волны ($b > 4(\theta - 1)h_1$) или за счет поступления воды на струю из боковых водоворотных областей ($b < 4(\theta - 1)h_1$).

При $\beta > 2,0$, $b > 4(\theta_0 - 1)h_1$ расчет второй критической глубины $h_{кр_2}$ возможен с точностью ±10% по формуле [122]:

$$h_{кр_2} = a + h_1\theta_0. \tag{4.10}$$

Если водосливной пролет или отверстия водосброса ограничены быками, выступающими в нижний бьеф на расстояние $l_б \approx \theta_1 h_1$, то расчет по формуле (4.10) возможен при любых значениях $\beta > 2,0$.

Глубину нижнего бьефа, отвечающую третьему критическому режиму $h_{кр_3}$, при $\beta<1,4$ ориентировочно можно определить по формуле (4.6).

Уравнения (4.8) и (4.9) позволяют определить высоту уступа, которая обеспечивает заданную форму поверхностного режима сопряжения бьефов. Если задана глубина нижнего бьефа $h_н = h'_{кр_1}$, то высота уступа может быть найдена при $\beta > 1$ по формуле:

$$a_1 = 2\left[-k'_1 + \sqrt{\theta_1^2 - A - 1/\beta}\right]h_1, \tag{4.11}$$

где $k_1' = 1 + 0,5(\theta_1' - \theta_0)$; $\theta_1' = \frac{h_{кр_1}}{h_1}$; $\theta_0 = \frac{1}{3}\left(1 + \sqrt{6\,Fr + 1}\right)$; $A = \frac{2\,Fr}{\beta}\left(1 - \frac{1}{\beta\theta_1}\right)$.

В случае $\beta > 2,0$ эта формула действительна при выполнении условия: $b > 4(\theta_0 - 1)h_1$. При глубине нижнего бьефа $h_н = h'_{кр_1}$ и $\beta \leq 2,0$ высота уступа определяется по формуле:

$$a_2 = 2\left[-k_2 + \sqrt{k_2^2 + \theta_2^2 - A - k_2}\right]h_1, \qquad (4.12)$$

где $k_2 = 1/\beta(\theta_0 - 1) + 1$; $\theta_2 = \frac{h_{кр_2}}{h_1}$; $\theta_0 = \frac{1}{3}\left(1 + \sqrt{6\,Fr + 1}\right)$; $A = \frac{2\,Fr}{\beta}\left(1 - \frac{1}{\beta\theta_2}\right)$.

Форма с незатопленной поверхностной струей будет иметь место при высоте уступа $a_2 < a < a_1$; при $a > a_1$ будет иметь место форма с донным прыжком, при $a < a_2$ – форма с затопленной поверхностной струей.

Примечание: Более простой приближенный метод определения границ режимов (форм сопряжения бьефов для пространственных условий) дан в пунктах 4.19 и 4.20 Руководства.

Зависимости для расчета длины образующихся при различных формах сопряжения водоворотных зон в условиях плоской задачи приведены на рисунке 4.4 [115].

Определив длину водоворотных зон, необходимо правильно назначить длину и толщину крепления дна в нижнем бьефе, а также в случае многопролетной плотины запроектировать соответствующую схему маневрирования затворами. При этом следует иметь в виду, что кинематическая структура потока в нижнем бьефе с точки зрения обеспечения защиты плотины от подмыва будет благоприятной:

а) в условиях плоской задачи – при поверхностном режиме течения; при поверхностно-донном режиме за сооружением могут возникнуть значительные размывы, оценку которых и расчет размеров крепления можно выполнить, руководствуясь указаниями, содержащимися в [4];

б) в условиях пространственной задачи (многопролетная плотина) – при правильно составленной схеме маневрирования затворами, сводящей пространственные условия сопряжения в нижнем бьефе, в сущности, к условиям плоской задачи.

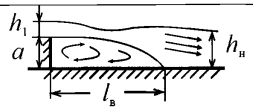
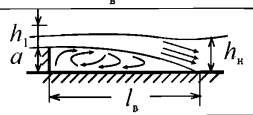
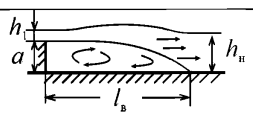
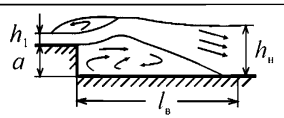
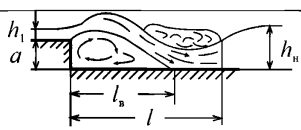
Схема	Число Фруда	Формула	
Поверхностный режим с незатопленной струей при давлении под струей меньшем гидростатического			
	1 – 10	$l_в = 0,28\left(h_н - h_1\left(33,2 - \mathrm{Fr}\right)\right)$	(4.13)
	> 10	$l_в = 0,015\left(h_н - h_1\left(420 + \mathrm{Fr}\right)\right)$	
Поверхностный режим с незатопленной струей при давлении под струей больше гидростатического			
	< 10	$l_в = 0,25\left(h_н - h_1\right)\left(33 - \mathrm{Fr}\right)$	(4.14)
	≥ 10	$l_в = 0,01\left(h_н - h_1\right)\left(565 + \mathrm{Fr}\right)$	
Поверхностный режим с затопленной струей			
	> 5	$l_в = \left(h_н - h_1\right) \times \times \left(6,6 + \frac{1}{\mathrm{Fr}} - 0,7\frac{h_н}{h_{кр.2}}\right)$	(4.15)
Поверхностно-донный режим с незатопленной струей			
	≥ 5	$l_в = 3,1\left(h_н - h_1\right)\left(1 + \frac{0,65}{\mathrm{Fr} - 2}\right)$	(4.16)
Общая длина водоворотных зон			
	≥ 5	$l_в = 4,4\left(h_н - h_1\right)\left(1 + 2,1\mathrm{Fr}\right)$	(4.17)
	≥ 25	$l = 4,5\left(h_н - h_1\right)$	

Рисунок 4.4 – Схемы поверхностных и поверхностно-донных режимов и зависимости для расчета длины водоворотных зон

4.7 Сопряжение бьефов донным гидравлическим прыжком (донный тип сопряжения)

В соответствии с указанием п. 6.40 СП 40.13330.2012 «при донном режиме

сопряжения бьефов следует предусматривать сопряжение водосливной поверхности с водобоем плавным или с небольшим уступом. Отметку поверхности водобоя и рисбермы, их длину и толщину следует назначать на основании гидравлических и гидродинамических исследований и технико-экономического сравнения вариантов с учетом всего комплекса мероприятий, влияющих на гидравлические условия в нижнем бьефе (гасители энергии, обеспечивающие образование затопленного прыжка на водобое и благоприятные условия для маневрирования затворами; переходные крепления от бетонной рисбермы к незакрепленному руслу, ковш за переходным креплением и др.). При необходимости следует предусматривать дополнительные мероприятия по пропуску воды и льда в период строительства плотины, а также мероприятия, исключающие повреждения элементов крепления твердыми материалами (камни и др.)».

Донный режим сопряжения бьефов может допускаться как при гладком водобое, т.е. без устройства гасителей энергии или распределителей потока (если глубина воды при расчетном расходе и расходах, меньших расчетного, обеспечивает образование гидравлического прыжка), так и при наличии гасителей энергии или распределителей потока (если глубина воды за сооружением меньше сопряженной со сжатой). Необходимы мероприятия для предотвращения недопустимых сбойных течений в нижнем бьефе.

При выполнении расчетов для случая водобоя без гасителей энергии прежде всего необходимо установить, в каких условиях происходит сопряжение бьефов при расчетном расходе: соответствующих условиям плоской задачи, когда ширина работающего водосливного фронта не менее 0,8 ширины так называемого «ближнего участка нижнего бьефа», или условиям пространственной задачей, когда ширина фронта меньше 0,8 ширины ближнего нижнего бьефа.

Примечание: Ближний участок нижнего бьефа включает водобой и жесткую рисберму, а дальний — участок русла от конца рисбермы до створа, в котором поток движется практически в бытовых условиях [26].

Вторая сопряженная глубина h_2, соответствующая образованию незатопленного прыжка на гладком водобое в условиях плоской задачи, и отметка поверхности водобоя при заданных удельном расходе на водобое и уровнях верхнего и нижнего бьефов, определяются по зависимостям:

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gh_1^3}}-1\right), \tag{4.18}$$

$$h_1 + \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_1^2} = T_0 = z_0 + h_2. \tag{4.19}$$

Для предварительных расчетов можно принимать $\varphi = 0{,}95$, длину прыжка рекомендуется принимать равной $l_п = 5{,}7(h_2 - h_1)$ в случае незатопленного прыжка и $l_п^0 = 5{,}7(h - h_1^0)$ в случае затопленного прыжка, где h_1^0 – глубина, соответствующая перепаду $z_0 = T_0 - h_{1з}$, а $h_{1з}$ - глубина воды в начале водобоя, определяемая по формуле

$$h_{1з} + \frac{2q}{g}\left[\varphi\sqrt{2g\left(T_0 - h_{1з}\right)} - V\right] - h_2 = 0.$$

Примечание: Вышеприведенные зависимости действительны при $Fr > 3$.

Для условий пространственной задачи расчет производится, как указывалось, по зависимостям, приводимым в [15, 26, 27, 52].

Сопряжение бьефов при гладком водобое (без гасителей энергии) можно допускать лишь при глубине воды в нижнем бьефе над дном водобоя, большей примерно на 10% второй сопряженной глубины прыжка. Длина водобоя и рисбермы должна назначаться по условиям обеспечения допустимого размыва после технико-экономического обоснования. Предварительную оценку необходимой длины водобоя и рисбермы для гидроузлов среднего напора можно производить по данным [123].

При необходимости устройства водобойной стенки и других гасителей избыточной энергии потока или распределителей расхода как мероприятий по борьбе со сбойными течениями (в частности, указанных в п. 9.11 СП 40.13330.2012), а также гасителей-распределителей, следует, как и при гладком водобое, различать условия плоской и пространственной задач.

Расчет сопряжения бьефов при наличии гасителей энергии. Гидравлический расчет гасителей энергии

4.8 Общие данные

В соответствии с требованием п. 9.11 СП 40.13330.2012 «при донном режиме сопряжения бьефов в качестве основных надлежит принимать следующие типы гасителей энергии:

- сплошная водобойная стенка;

- водобойный колодец;

- водобойная стенка с расположенными ниже нее неглубоким водобойным колодцем;

- прорезная водобойная стенка;

- гаситель в виде нескольких рядов шашек или пирсов;

- комбинированные из разных указанных и других типов гасителей при надлежащем экспериментальном обосновании.

Конструкция гасителя и его размещение на водобое наряду с гашением энергии должны обеспечивать устойчивость потока и исключать опасность возникновения сбойных течений. Кавитационная безопасность гасителей должна обеспечиваться использованием их безэрозионных форм и обоснованным исследованиями удалением от сжатого сечения».

Надежным и простым типом гасителя, как по исполнению, так и по ряду других показателей (гасящему и распределяющему действию, меньшей подверженности кавитации, разработанности методов расчета и т.п.), является водобойная стенка. Однако следует иметь в виду, что при наличии водобойной стенки дно водобоя перед стенкой может подвергнуться истиранию попавшими в колодец твердыми предметами (кусками бетона, обломками скалы и др.). Если такая опасность существует, может оказаться целесообразным устройство прорезной водобойной стенки или других гасителей, обеспечивающих вынос в нижний бьеф попавших в колодец предметов, или иных мероприятий, предотвращающих попадание этих предметов в колодец. Аналогичен по своему действию и

водобойный колодец, образованный за счет углубления дна; однако при устройстве глубокого колодца увеличивается высота плотины со стороны нижнего бьефа, ухудшаются условия ее статической работы, а также требуется выемка значительных объемов грунта; поэтому устройство водобойного колодца менее экономично, чем устройство водобойной стенки. Но в некоторых случаях, особенно при малых глубинах воды в нижнем бьефе, водобойный колодец необходим.

Может оказаться целесообразным устройство комбинированного гасителя водобойной стенки и неглубокого водобойного колодца за ней. Этот гаситель не требует заглубления основания сооружения (п. 4.10).

Окончательно вопрос об устройстве того или иного типа гасителя должен решаться на основании технико-экономических расчетов и оценки условий работы гасителей.

Расчет сопряжения бьефов при наличии водобойной стенки в условиях плоской задачи может выполняться на основании рекомендаций [90] и пп. 4.8–4.10 Руководства. При гидравлических параметрах сооружения, выходящих за пределы области применимости этих рекомендаций, – на основании экспериментальных гидравлических исследований. Гидравлический расчет всех этих гасителей тесно связан с их гидродинамическим расчетом.

Гидродинамический расчет, как правило, основан на данных экспериментальных исследований. В некоторых случаях предварительный расчет можно выполнить по зависимостям, приводимым в [59, 90, 96]. Это относится к гидравлическому и гидродинамическому расчетам водобойной стенки при работе ее в условиях пространственной задачи и к случаям применения других типов гасителей (в частности, прорезной водобойной стенки, гасителя-растекателя), при работе их в условиях плоской и пространственной задач.

В качестве основного вида гасителя в Руководстве рассматривается наиболее распространенная и исследованная его разновидность – сплошная водобойная стенка (рисунок 4.5, а). Некоторые данные для гидравлического расчета приводятся для водобойной стенки с расположенным за ней колодцем (рисунок 4.5, б) и по водобойному колодцу (рисунок 4.5, в). Проектирование и расчет остальных

перечисленных типов гасителей, применение которых при заданных гидравлических параметрах иногда необходимо, может вестись по данным [17, 26, 46, 53, 82, 86, 89, 96, 173].

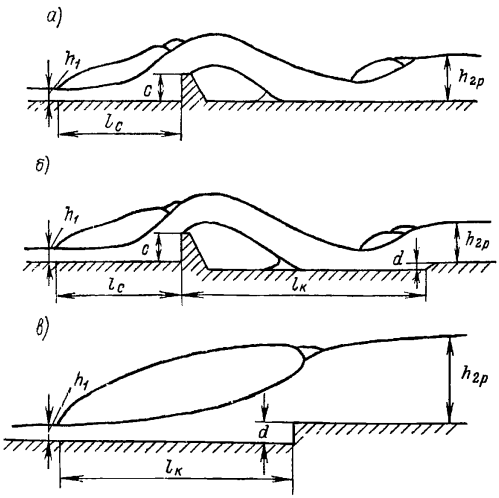


Рисунок 4.5 – Схемы гасителей энергии:
а – сплошная водобойная стенка; *б* – водобойная стенка с водобойным колодцем; *в* – водобойный колодец

4.9 Гидравлический расчет водобойной стенки

Сплошную водобойную стенку целесообразно устанавливать на расстоянии $l_c = 3h_2$ от начала водобоя [26]. Относительная высота водобойной стенки $\frac{c}{h_к}$ при $l_c = 3h_2$ и значениях $\xi_0 = \frac{T_0}{h_к}$ от 2 до 12 определяется по зависимости

$$\frac{c}{h_к} = 0,12\sqrt{8\xi_0 + 2}\,. \qquad (4.20)$$

Зависимость пригодна для расчета стенок, указанных в примечании 1 к данному пункту и значении коэффициента скорости для водослива перед стенкой,

равном 0,95. При коэффициенте φ, отличающемся от 0,95 на ±5%, расчетное значение ξ_0 допускается принимать с поправкой Δ, равной отнесенной к $h_к$ разности скоростных напоров в сжатом сечении, вычисленных для φ=0,95 и для действительного значения φ, т. е. принимать $\xi_0' = \xi_0 \pm \Delta\xi$; ξ_0 вычисляется по удельному расходу на водобое. В этом случае минимальная относительная глубина воды $\frac{h_{р_э}}{h_к}$ на рисберме (с той же отметкой поверхности, которую имеет и водобой), соответствующая образованию прыжка, как на рисберме, так и на водобое со степенью затопления $D = \frac{h_{р_э}}{h_{2р}} = 1,1$ и $\frac{h_{в_э}}{h_2} = 1,1$ (где $h_{р_э}$ и $h_{в_э}$ – фактические глубины воды на рисберме и на водобое при φ=0,95), определяются по следующим зависимостям:

- для значений $\xi_0 = \frac{T_0}{h_к}$ в пределах от 2 до 10

$$\frac{h_{р_э}}{h_к} = \frac{1,1h_{2р}}{h_к} = 0,0283\frac{z_0}{h_к} + 1,64; \qquad (4.21)$$

- для значений $\xi_0 > 10$ –

$$\frac{h_{р_э}}{h_к} = \frac{1,1h_{2р}}{h_к} = 1,90. \qquad (4.22)$$

Примечания:

1) Зависимости (4.21) и (4.22) используются для расчета стенок прямоугольного или трапецеидального поперечного сечения. В последнем случае ctg угла наклона верховой грани α, (коэффициент откоса), обозначаемый далее буквой m_1 не должен превосходить 1:4 (или 0,25) и низовой 1:1 (или 1). Ширина гребня стенки $\delta \cong (0,1 \div 0,2)(H' + c)$, где H'– напор над гребнем гасителя.

2) Критическая глубина $h_к$ определяется по удельному расходу на водобое.

За водосбросами, пропускающими расход при равномерном открытии всех затворов, а также за однопролетными водосбросами, работающими в условиях плоской задачи, водобойную стенку можно устанавливать в зависимости от конкретных условий и требований на расстоянии (1,5–6)a, где a – высота незатопленного донного прыжка на горизонтальном водобое. При этом наиболее

целесообразные значения l_c составляют (2–4,5)a. С точки зрения уменьшения размывающей способности потока ниже гасителя стенку целесообразно приближать к сжатому сечению до $l_c = (1,5 \div 2,0)a$ по соображениям кавитационной безопасности гасителя может потребоваться увеличение длины l_c до 4,5a [90].

При выборе высоты стенки c необходимо иметь в виду, что существует так называемая «критическая высота» водобойной стенки $c_к$, при которой обеспечивается критическое (или близкое к нему) устойчивое состояние поверхностного водоворота перед стенкой независимо от режима потока за ней, т. е. и при бурном режиме течения ниже стенки [90]. В этом случае, отвечающем максимуму реакции стенки, достигается максимальное снижение глубины в конце прыжка h_{2c} по сравнению с глубиной h_2 на гладком водобое, т. е. без гасителей энергии. Этот случай соответствует наиболее высокой отметке расположения водобойных устройств (рис.4.5). Значения h_{2c} и $c_к$ при известных Fr и h_1 (отнесенных к сжатому сечению) и при заданном l_c / a определяются по графикам на рисунках 4.6. и 4.7.

Наклон верховой грани стенки m задается по условиям кавитационной безопасности гасителя (см. п. 4.11). При наклоне верховой грани $m_1 = 0,5$ водобойная стенка имеет существенно лучшие кавитационные показатели, чем стенка с $m_1 = 0$, но для обеспечения гидравлически эквивалентных режимов при этой стенке требуется увеличение ее высоты.

Увеличение высоты стенки сверх $c_к$ (приблизительно на 20%) вызывает затопление поверхностного водоворота перед стенкой, но не влияет на режим и глубину потока ниже стенки, т.е. при этом не нужно изменять отметку заложения водобойных устройств, подобранных для стенки критической высоты.

В случае достаточно больших глубин нижнего бьефа $h_{2р} > h_{2c}$ или в случае необходимости понижения отметки водобойных устройств по геологическим условиям, условиям производства работ и т. п. высота стенки c назначается менее $c_к$ и определяется при $m_1 = 0$ по данным рис. 4.8, при $m_1 = 0,5$ – по данным рис. 4.9.

Примечания:

1) Для обеспечения 5%-ного запаса глубины $h_{2р}$ отметки поверхности водобоя и рисбермы следует понизить на $0,05h_{2р}$ по сравнению с установленными расчетом. При этом высота c, определенная ранее, сохраняется без внесения этого запаса.

2) При устройстве водобойной стенки с $m_1 = 0$ за многопролетной плотиной ее высоту, полученную по графикам на рисунках 4.7–4.9, следует принять больше расчетной на разность напоров ΔH, соответствующих удельным расходам на водосливе и водобое. В случае $m_1 = 0,5$ это увеличение должно составлять (1,25–1,4) ΔH, причем меньшее значение здесь отвечает $l_в > 3h_2$.

4.10 Гидравлический расчет водобойной стенки с расположенным ниже ее водобойным колодцем

При необходимости повышения отметки заложения водобоя и рисбермы по сравнению с наиболее высоким их заложением, определяемым по кривым *1*, *2* и *3*, рисунка 4.6, т. е. при малых бытовых глубинах в русле и нежелательности производства расчисток, водобойная стенка высотой $c_к$ может быть дополнена расположенным за ней неглубоким водобойным колодцем. Такой гаситель не требует заглубления основания водосбросного сооружения и обеспечивает приемлемое сопряжение бьефов при малых бытовых глубинах в русле $(1,2–1,4)h_к$; минимальная необходимая для этого глубина $h_{2ск}$ определяется по данным рис.4.6 (кривая 4) [90].

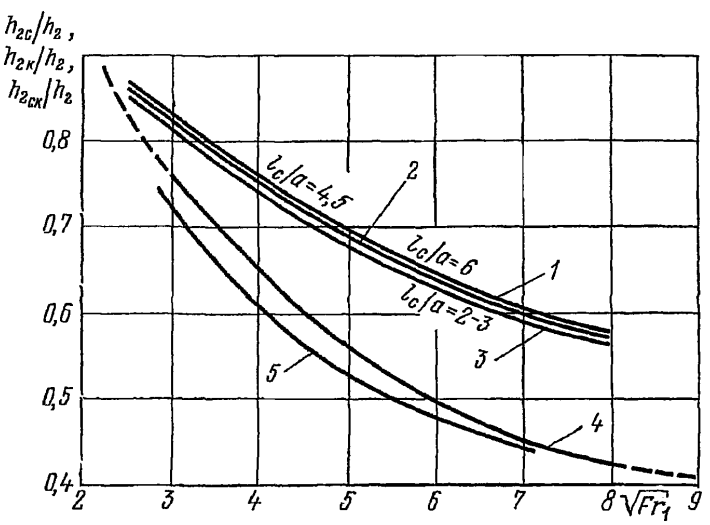


Рисунок 4.6 – График для определения минимальных глубин:
1, 2, 3 – за водобойной стенкой; *4* – за водобойной стенкой с водобойным колодцем; *5* – за водобойным колодцем

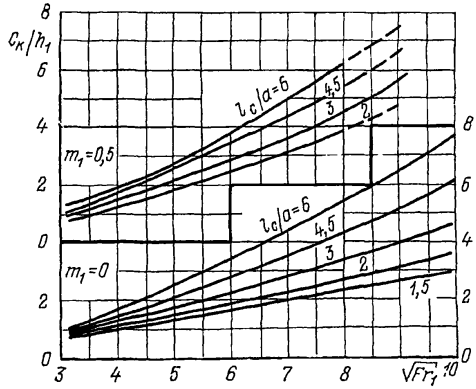


Рисунок 4.7 – График для определения критической высоты водобойной стенки $c_к$

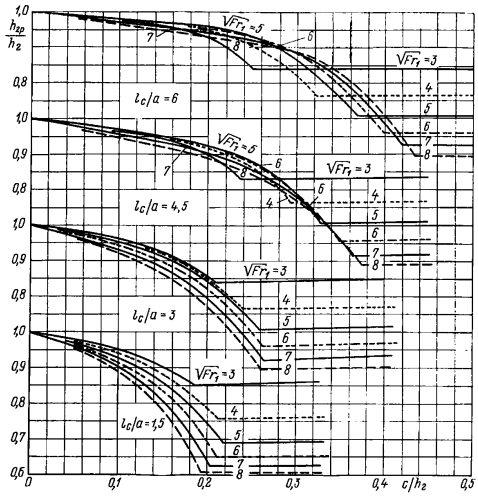


Рисунок 4.8 – График зависимости $h_{2p}/h_2 = f(c/h_2, \mathrm{Fr}_1, l_c/a)$ для водобойной стенки при m_1=0

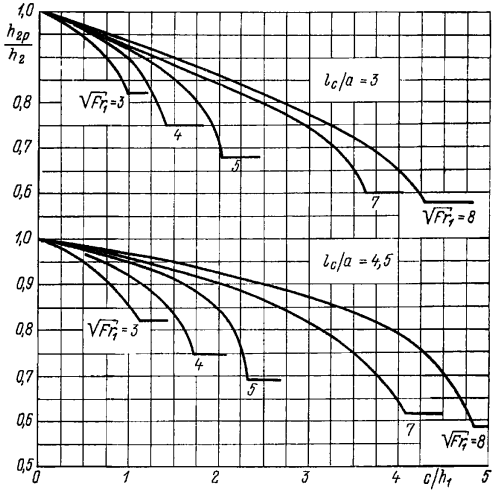


Рисунок 4.9 – График зависимости $h_{2p} / h_2 = f(c / h_1, \mathrm{Fr}_1, l_c / a)$ для водобойной стенки при $m_1 = 0{,}5$

При водобойной стенке с водобойным колодцем расстояние от сжатого сечения до стенки назначается в пределах (2–3)*a*. По кавитационным условиям значение l_c может быть увеличено до 4*a*.

Глубина колодца при вертикальном выходном пороге колодца *(m* = 0) назначается по данным рисунка 4.10. В случае $h_2 = h_{2ск}$ и наклонного порога (при $m = 2$) глубина колодца $d = 0{,}125h_2$. Длина колодца $l_к$ при заданном l_c/a определяется по графикам на рисунке 4.11.

4.11 Прогнозирование кавитации на водобойных стенках

Прогнозирование бескавитационного обтекания водобойных стенок осуществляется по условиям (2.30), (2.31). При этом в качестве характерного избыточного давления следует принимать [82]:

$$h_{изб} = h_{2p} - h_{2c}. \qquad (4.23)$$

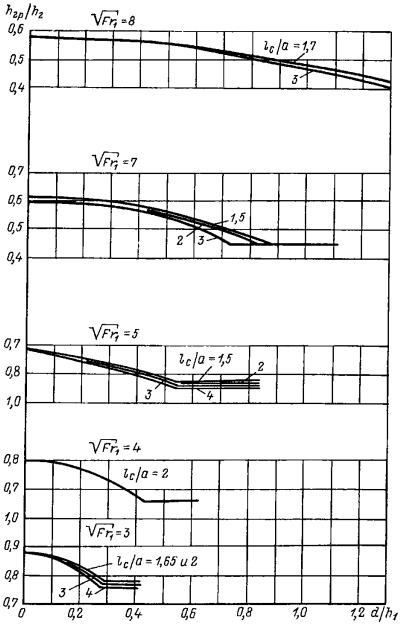


Рисунок 4.10 – График зависимости $h_{2p} / h_2 = f(\mathrm{Fr}_1, l_c / a, d / h_1,)$ для водобойной стенки с расположенным ниже ее водобойным колодцем

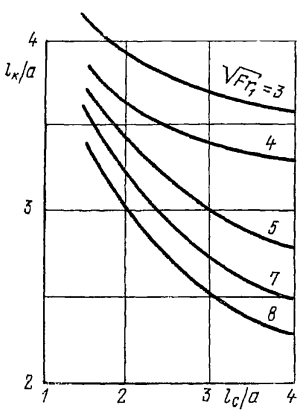


Рисунок 4.11 – График для определения длины водобойного колодца, расположенного за водобойной стенкой, при различных l_c/a и Fr_1

В качестве характерной скорости принимается скорость в сжатом сечении за водосливом. Значения критического параметра кавитации $K'_{кр_1}$ в случае $\frac{c}{c_к}=1$ и $D=\frac{h_{2р}}{h_{2с}}=1$ для трех характерных типов стенок (рисунок 4.12, а) определяются в зависимости от соотношения l_c/a по графикам на рисунке 4.12, б.

В случае $\frac{c}{c_к}\neq 1$ $\left(\frac{c}{c_к}=0,6\div 1,1\right)$ при D до 1,5÷1,7 значения $K_{кр}$ для стенок с $m_1=0$ определяются по зависимости:

$$K_{кр}=K'_{кр_1}-0,74(D-1)-0,4(1-c/c_к), \tag{4.24}$$

а для $m_1=0,5$ — по зависимости:

$$K_{кр}=K'_{кр_1}-0,45(D-1)-0,4(1-c/c_к). \tag{4.25}$$

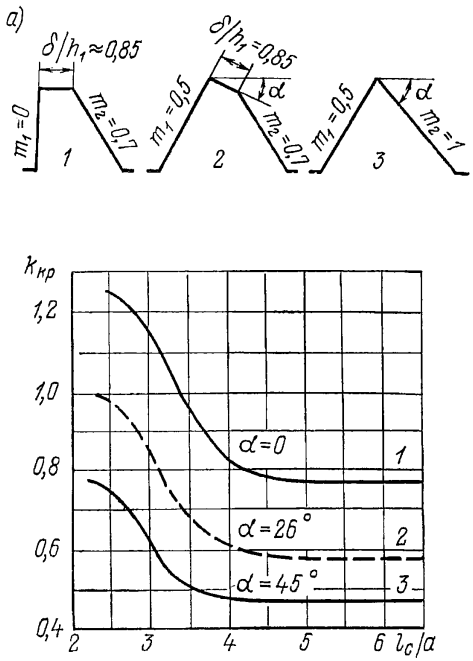


Рисунок 4.12 – График для определения критических параметров кавитации $K'_{кр.1}$ в случае $c/c_к=1$ и $D=1$ для водобойных стенок различных форм

Значение $K_{кр}$ для водобойной стенки высотой $c_к$ с водобойным колодцем ниже ее принимается по данным рисунка 4.12, б. В случае $K < K_{кр}$ даже для треугольной стенки с $m_1 = 0,5$ следует осуществлять внезапное симметричное расширение русла в створе верхового ребра стенки. Увеличение ширины русла в указанном створе должно составлять $(0,05 \div 0,1)V_c^2/2g$ с каждой стороны. При этом критические параметры кавитации $K_{кр.расш.}$ для треугольной стенки с $m_1 = 0,5$ и $m_2 = 1$ при $D = 1$ и $c/c_к = 1$ принимаются равными 0,40 и 0,35 для $l_c/a = 3$ и 4,5 соответственно.

При выборе формы стенки должна быть рассмотрена возможность ее работы с допущением кавитационной эрозии и оценены на основе данных о продолжительности пропуска паводка минимальные допустимые сроки такой работы без капитального или менее существенного ремонта, а также оценены стоимость и трудоемкость ремонта в рассматриваемых условиях.

4.12 Гидравлический расчет водобойного колодца

При малых бытовых глубинах воды в русле и необходимости пропуска значительных удельных расходов, когда число Фруда Fr_1 в сжатом сечении оказывается сравнительно малым (≈9÷16), или для повышения отметки поверхности рисбермы достаточно благоприятные условия сопряжения бьефов могут быть обеспечены путем устройства обычного водобойного колодца. Осуществление такого гасителя требует заглубления основания водосбросного сооружения по сравнению с водобойной стенкой или стенкой с водобойным колодцем ниже ее.

Минимальная глубина $h_{2к}$, при которой водобойный колодец обеспечивает удовлетворительные условия сопряжения бьефов, определяется по данным рис. 4.6 (кривая *5)*. Длина водобойного колодца $l_к$ выбирается в зависимости от конкретных условий в пределах (1,5–6)*a*. Наиболее целесообразные длины колодцев составляют (2—4,5)*a*. Глубина водобойного колодца d при известных значениях h_1, $h_{2р}$ и Fr_1 и заданном соотношении $l_к/d$ определяется по графикам на рисунке 4.13, а, при коэффициенте откоса $m = 2$ и рисунке 4.13, б, при $m = 0$. Более подробно вопрос о работе водобойных колодцев и водобойных стенок рассматривается в [81, 82, 86, 89 и 90].

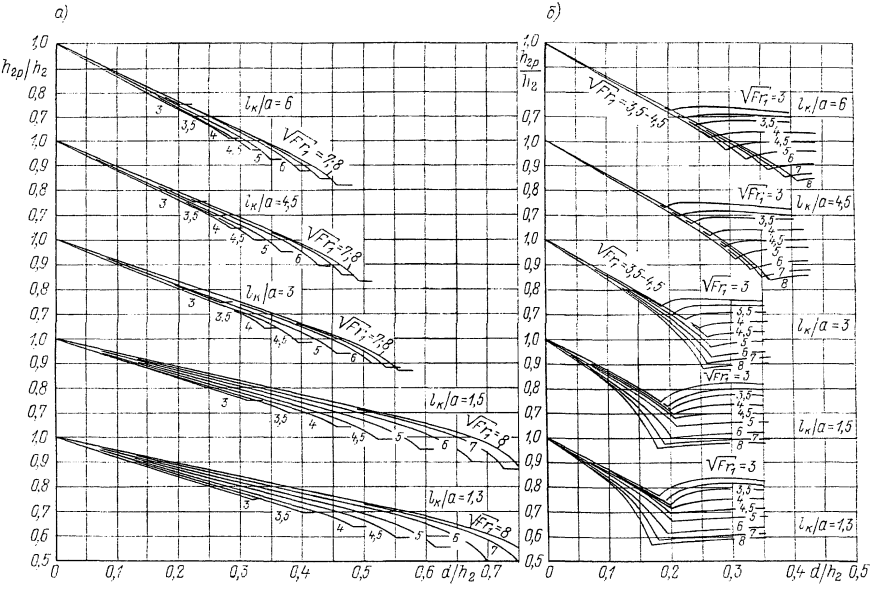


Рисунок 4.13 – График зависимости $h_{2p}/h_2 = f(d/h_2, l_к/a, Fr_1)$ для водобойных колодцев *а*) $m = 2$; *б*) $m = 0$

Примечание: В случае устройства водобойного колодца с $m = 0$ за многопролетной плотиной глубину колодца, определенную по графику на рис. 4.13, *б*, следует увеличить на величину ΔH, равную разности напоров на гребне водослива, соответствующих удельным расходам на водосливе и водобое. Если $m = 2$, запас в глубине колодца за многопролетной плотиной должен приниматься равным значению ΔH, умноженному на коэффициент, равный отношению глубин колодцев при $m = 2$ и $m = 0$ по графикам на рис. 4.13, *а* и 4.13, *б* при заданных значениях Fr_1, l_c/a и h_{2p}/h_2.

Расчет длины водобоя, рисбермы и переходного (деформируемого) крепления за рисбермой при нескальных грунтах

4.13 Общие указания

При проектировании крепления нижнего бьефа водосбросных сооружений на нескальных грунтах должны выполняться следующие требования СП 40.13330.2012:

«9.13 Длина и профиль рисбермы, конструкция переходного крепления от рисбермы к незакрепленному руслу должны определяться на основе технико-экономического сопоставления вариантов, с учетом обеспечения неразмывающих скоростей потока в начале незакрепленного русла.

9.14 Для плотин I, II и III классов рисберму следует проектировать, как правило, в виде плит из монолитного бетона или железобетона.

Для плотин IV класса рисберму допускается предусматривать в виде каменной наброски, габионных сеток, сборных бетонных или железобетонных плит, соединенных между собой арматурой, металлическими плитами.

9.15 Толщина плит водобоя и рисбермы определяется расчетом из условия обеспечения их прочности и устойчивости с учетом осредненных и пульсационных нагрузок. Необходимо предусматривать разрезку плит температурно-осадочными швами, дренирование подплитной области, устройство дренажных колодцев и др.

9.16 Тип и конструкцию дренажа подплитной области водобоя и рисбермы, размеры и размещение дренажных колодцев следует выбирать в зависимости от величины и распределения гидродинамического давления при различных сбросных расходах через плотину. При этом должны быть исключены возникновение высокого осредненного и пульсационного давления в подплитной области и

суффозионные явления в обратном фильтре и подстилающем грунте.

Допускается устраивать закрытые подплитные дренажи с выводом фильтрующейся воды в сопрягающих устоях, раздельных стенках, быках.

Выпуски дренажа должны размещаться в зонах пониженного давления, ниже минимального уровня нижнего бьефа.

В рисберме из сборных плит дренажные колодцы допускается не устраивать.

9.17 В конце бетонного крепления следует предусматривать устройства в виде вертикальной стены, предохранительного ковша, переходного деформируемого крепления или сочетания из этих конструкций.

9.18 Вертикальные стены в конце рисбермы или водобоя (в виде бетонной или железобетонной стены, шпунтовой стены плоской или ячеистой конструкции, ряжей, заполненных камнем и др.) следует проектировать на всю глубину возможного размыва грунта. Допускается устраивать вертикальную стену не на полную глубину размыва с участком переходного деформируемого крепления за ней.

9.19 Переходное деформируемое крепление надлежит проектировать:

в виде отдельных бетонных или железобетонных плит, шарнирно связанных между собой или соединенных компенсационными связями;

из гравийной или каменной наброски;

габионных, фашинных креплений или иной конструкции тюфяков с пригрузкой их камнем или гравием,

а также в виде сочетания этих типов креплений.

Тип крепления следует выбирать на основании сравнения технико-экономических показателей разработанных вариантов с учетом гидравлических условий, допустимой глубины размыва и других факторов, в частности, с учетом возможного криогенного пучения грунтов».

Из приведенных требований пунктов 9.13–9.19, а также п. 9.11 СП 40.13330.2012 следует, что во всех случаях для сооружений I и II класса крепление за плотинами на нескальных грунтах включает недеформируемые водобой и рисберму, за которыми выполняется переходное деформируемое крепление конструкций, указанных в п. 9.19.

При возведении крупных гидротехнических сооружений наиболее распространенными являются:

1) переходное крепление из каменной наброски с поверхностью примерно на той же отметке, что и поверхность жесткой рисбермы (или с небольшим понижением);

2) крепление из гибко связанных железобетонных плит, укладываемых на подготовку из каменной наброски или щебня;

3) крепление верхового откоса ковша за рисбермой и частично дна ковша железобетонными плитами, а концевого участка дна – каменной наброской.

В некоторых случаях, когда воронка размыва грунта ожидается не очень глубокой или под размываемым грунтом на сравнительно небольшой глубине залегает неразмываемый грунт, может оказаться целесообразным устройство в конце рисбермы достаточно заглубленной вертикальной стенки (бетонного зуба, шпунта) без крепления грунта за стенкой. Тогда рассматриваются только глубина ямы размыва и обнажение зуба в конце рисбермы, которые определяются по зависимостям, приведенным в пунктах 5.8 – 5.13 Руководства.

Ниже приводится методика расчета крепления из каменной наброски, непокрытой и покрытой бетонными плитами.

При проектировании крепления из каменной наброски необходимо обеспечить выполнение следующих основных требований:

- устойчивость камней в отношении вымыва;

- достаточность объема призмы для покрытия осыпающимся камнем примыкающего к жесткой рисберме откоса воронки размыва;

- достаточность толщины призмы наброски и подготовки под ней по условию предотвращения интенсивного выноса из-под них песка;

- удобство производства работ.

Размеры призмы из каменной наброски назначаются в зависимости от глубины и местоположения воронки размыва и характера этого размыва.

При крупнозернистом размываемом грунте (гравий, галька, крупнозернистый песок $d > 1$ мм), когда коэффициент заложения откоса ямы размыва примерно равен

3–3,5, при котором уже не происходит осыпания камней в воронку размыва, наброска, защищающая сооружение от подмыва, позволяет сократить длину более дорогого бетонного крепления. Сокращение длины рисбермы, а также назначение числа слоев камня в этом случае производят на основании конструктивных соображений и удобства производства работ (например, удобства укладки крупных камней, если таковые требуются по условиям устойчивости в отношении вымыва) с учетом экономических показателей.

Для обеспечения постепенного понижения концевого участка крепления из каменной наброски в процессе размыва русла, сложенного мелкозернистыми песками, наброску следует укладывать на легкопроницаемую щебеночную или гравийную подготовку, допускающую частичный вымыв песчинок основания через поры наброски. Концевой участок крепления целесообразно выполнять из одного слоя камня, затем, ближе к рисберме, переходить к двум слоям камня; суммарную длину этих двух участков в первом приближении можно принимать равной 3/4 общей длины участка крепления каменной наброской. Участок же наброски, примыкающий непосредственно к жесткой рисберме, рекомендуется выполнять из трех слоев камня, укладываемых на два слоя щебеночной или гравийной подготовки, так как здесь значительное понижение наброски недопустимо. При этом нижние слои камня могут назначаться несколько меньшей крупности, чем верхние, если это желательно по условиям производства работ. Полная длина переходного крепления из каменной наброски при мелкозернистом размываемом материале русла назначается в зависимости от глубины воронки местного размыва. При глубине, меньшей 20 м, рекомендуется:

а) последний участок наброски длиной, равной 1/4 полной длины крепления наброски, выполняемый из одного слоя камня, в расчетах не учитывать; этот участок назначается в запас расчета;

б) остальные 3/4 длины участка наброски принимать равными двум глубинам размыва $h_р$ ($h_р$ равно разности отметок дна до размыва и в наинизшей точке воронки размыва).

Соотношение между наибольшими и наименьшими поперечными размерами

камня должно быть примерно 2–4. При ожидаемой глубине размыва более 20 м длину участка наброски и его конструктивное оформление можно принимать такими же, как и при $h_р$ = 20 м. Однако для плотин I и II класса конструкция и размеры концевого крепления должны затем уточняться на основании физического моделирования. В зависимости от местных условий могут приниматься и другие решения.

Допустимость расчетной глубины размыва, крутизна его верхового откоса и допустимое приближение фокуса воронки размыва к водосбросу, к устоям и другим сооружениям проверяются по условиям устойчивости массивов грунта под указанными сооружениями при наличии расчетного размыва. Если условия устойчивости этих массивов не выполняются, необходимо запроектировать такие конструкции гасителей и креплений и назначить такую схему маневрирования затворами, при которых расчетный размыв не превосходил бы допустимого.

4.14 Определение длины жесткого крепления и крупности камня деформируемого крепления

При устройстве на водобое водобойной стенки и горизонтального переходного крепления на уровне поверхности рисбермы длина недеформируемого участка рисбермы l, обычно выполняемого из бетонных плит и заканчивающегося за пределами водоворотного участка прыжка $s_в$ [90], назначается с учетом устойчивости камня деформируемого крепления $d_н$ и условий производства работ по укладке этого камня. Таким образом, при расчете длины бетонного крепления заданными величинами являются длина $s_в$ и крупность камня $d_н$.

В случае водобойной стенки с $m_1 = 0$ при $c/c_к$=1 длина $s_в$ определяется по зависимости:

$$s_в / h_2 = 4,2 + 0,14\left(\frac{l_c}{a} - 1\right)^2. \qquad (4.26)$$

Если $c/c_к \leq 1$, значение $s_в$ находится по графикам рисунка 4.14. В случае затопленных режимов с $D>1$ увеличение длины $s_в$ по сравнению с длиной при $D = 1$ составляет (4÷5,5)Δh, где Δh – приращение глубины нижнего бьефа по сравнению

с D = 1. Зависимость (4.27) и графики рис. 4.14 отвечают случаю m_1 = 0. Если m_1 = 0,3–0,5, длина $s_в$ на 5% больше, чем при m_1 =0.

Для водобойной стенки с расположенным ниже ее водобойным колодцем протяженность $s_в$ определяется также по зависимости (4.26).

При выполнении предварительных расчетов по определению местоположения конца прыжка за прорезной стенкой при $l_c = 3h_2$ и за гасителем-растекателем допускается принимать расстояние от начала водобоя до конца прыжка таким же, как и для эквивалентной по гасящему эффекту сплошной стенки, устанавливаемой на расстоянии $3h_2$ от сжатого сечения.

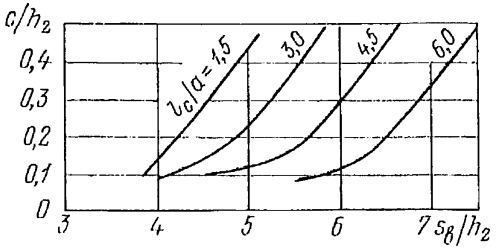


Рисунок – 4.14. График для определения длины водоворотного участка прыжка $s_в/h_2$ при наличии за водосбросом водобойной стенки

Крупность устойчивого по отношению к размывающему действию потока камня гибкой рисбермы, расположенной на том же уровне, что и гладкий (без гасителей) водобой, рекомендуется при предварительных расчетах определять по графикам рисунка 4.15. Для этой же схемы крепления крупность каменной наброски с учетом вероятности выброса камня и продолжительности действия паводка рекомендуется [33] определять по графику на рис.4.16 и зависимостям:

$$d_{0,1} = d^{*}_{0,1}\sqrt{\frac{Sh}{1,5\cdot 10^{5}}}, \qquad (4.27)$$

$$p(d) = 0,1\left|\frac{d_p}{d_{0,1}}\right|^{-16}. \qquad (4.28)$$

На рисунке 4.16 и в зависимостях (4.27) и (4.28) приняты следующие обозначения:

$h_н$, $h_к$, h_1, h_2 – глубина в конце жесткой рисбермы, критическая глубина и

сопряженные глубины, соответственно;

$D = \frac{h_н}{h_2}$ – степень затопления прыжка;

s – расстояние от сжатого сечения до расчетного участка крепления;

$l_п = 5{,}7(h_2 - h_1)$ – длина гидравлического прыжка;

$p(d)$ – вероятность (частота) выброса камня (отношение числа выброшенных камней к их общему количеству в поверхностном слое);

$\mathrm{Sh} = \frac{tV_н}{h_н}$ – число Струхаля;

$V_н$ – средняя скорость течения в конце жесткой рисбермы;

t – продолжительность действия расчетного паводка; $d_р$ – диаметр камня, вероятность выброса которого равна p;

$d_р^*$ – диаметр камня, вероятность выброса которого равна 0,1 при значении числа Струхаля, равном $15 \cdot 10^4$;

$d_{0,1}$ – диаметр камня, вероятность выброса которого равна 0,1 при любом значении числа Струхаля.

Вероятность выброса камня и продолжительность действия расчетного паводка следует назначать с учетом технико-экономических показателей. Чтобы определить диаметр камня, отвечающий заранее заданной вероятности его выброса, необходимо из графика рисунка 4.16 по заданным параметрам потока найти значение $d_{0,1}^*$, затем, используя уравнение (89), определить $d_{0,1}$ для заданного времени воздействия потока на крепление и из уравнения (86) найти диаметр камня, соответствующий заданной вероятности выброса $p(d)$.

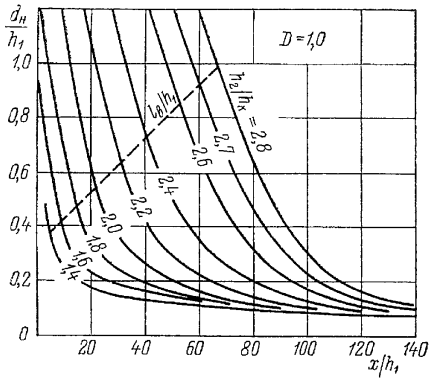
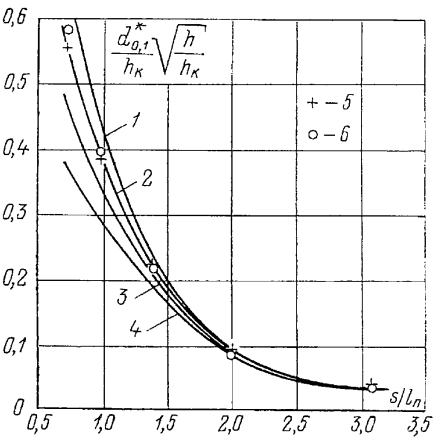


Рисунок 4.15 – График для определения крупности камня $d_н$ гибкой рисбермы, при отсутствии гасителей на водобое, $d_н / h_1 = f(x / h_1)$ при различных $h_2 / h_к$ и $D = 1{,}0$ (пунктиром показана относительная длина прыжка)



1) $\frac{h_2}{h_к} = 2{,}6$; 2) $\frac{h_2}{h_к} = 2{,}4$ } для $D = 1{,}0$;

3) $\frac{h_2}{h_к} = 2{,}2$; 3) $\frac{h_2}{h_к} = 2{,}0$ }

5) $\frac{h_2}{h_к} = 2{,}4$; для $D = 1{,}20$;

6) $\frac{h_2}{h_к} = 2{,}4$; для $D = 1{,}50$

Рисунок 4.16 – Зависимость $\frac{d^*_{0,1}}{h_к}\sqrt{\frac{h_н}{h_к}} = f\left(\frac{h_2}{h_к}, \frac{S}{l_п}\right)$

Графические зависимости (рисунок 4.16) справедливы в следующем диапазоне изменения параметров потока: $10 < Fr_1 < 60$, $0,7 < \frac{s}{l_п} < 3,0$, $D = 1,0$, плотности камня $\rho = 2,65$ г/см^3.

В случае затопленного гидравлического прыжка ($D > 1,0$) на графике рисунка 4.16 вместо отношения $\frac{s}{l_п}$ необходимо подставлять $\frac{s^0}{l^0_п}$ (расстояние s^0 отсчитывается от сечения $c^0 - c^0$ (рисунок 4.17), а $l^0_п$ определяется из выражения $l^0_п = 5,7(h_н - h^0_1)$, где h^0_1 – глубина потока в сечении $c^0 - c^0$).

Местоположение сечения $c^0 - c^0$ может быть определено по зависимости:

$$\frac{h_н - h_s}{h_2 - h_1} = 0,64 D^{-4,2} + 0,2 . \qquad (4.29)$$

Зная глубину h_s (рис. 4.17) и координаты водосливной грани плотины, можно найти местоположение сжатого сечения $c^0 - c^0$ и глубину h^0_1.

При степени затопления $D > 1,0$ вышеуказанные зависимости следует применять для случая перелива потока через водосливную плотину. При схеме истечения из-под щита они могут быть использованы только при $D = 1,0$, так как в этом случае местоположение сжатого сечения не зависит от степени затопления. В схеме перелива через водосливную плотину сжатое сечение смещается вверх по водосливной грани, что приводит к существенному различию в кинематических и динамических характеристиках потока в нижнем бьефе для этих схем.

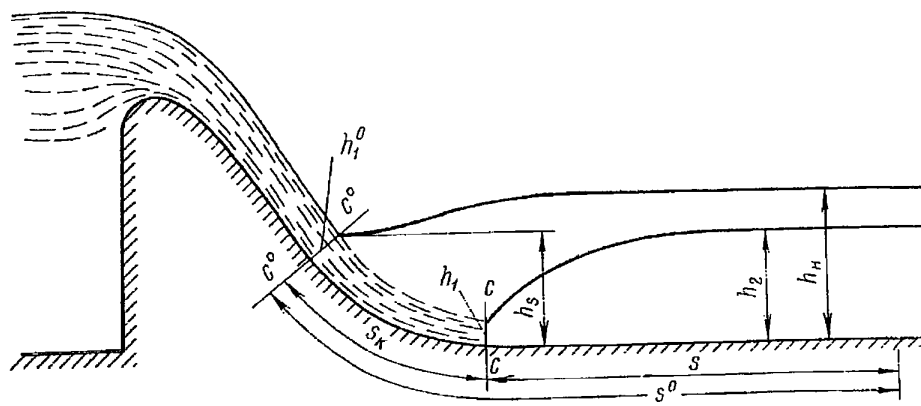


Рисунок 4.17 – Схема к определению местоположения сжатого сечения

При наличии на водобое сплошной водобойной стенки, установленной на расстоянии $l_c = 3h_2$ от сжатого сечения, крупность камня $d_н$ определяется по графикам на рисунке 4.18, а при $l_c / h_2 \neq 3$ и $c / h_1 = 0,675$ и 1,26 – используются графики рисунка 4.19. Значение $d_н / h_1$, полученное по графику рис. 4.19, необходимо умножить на коэффициент 1,3.

Если $l_c \neq 3$ и $m_1 = 0$, при $c / h_1 > 1,26$ для приближенной оценки $d_н$ можно использовать $d_н$, определенное по данным рисунка 4.18 и умноженное на коэффициент k_{s_c}, где k_{s_c} равно отношению значения $d_н / h_1$, найденного по рисунку 4.19 для $c / h_1 = 1,26$ при принятом l_c/a, к значению $d_н / h_1$ при $l_c = 3h_2$ и заданном значении Fr_1 или $h_2 / h_к$.

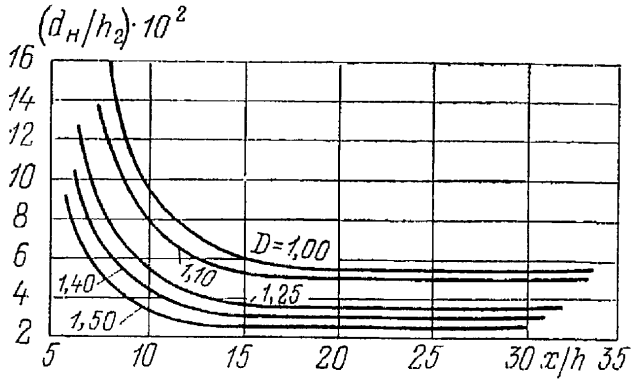


Рисунок 4.18 – График для определения $d_н$ при наличии водобойной стенки при $l_c = 3h_2$

В случае m_1 = 0,5, а также в случае стенки, дополненной расположенным ниже водобойным колодцем при любых m_1, для назначения $d_н$ при одних и тех же значениях Fr_1 и l_c/a можно пользоваться значением $d_н$, найденным по графикам рисунков 4.18 и 4.19, для гидравлически эквивалентной стенки с $m_1 = 0$.

Для определения длины жесткого участка рисбермы за водобойным колодцем и назначения крупности камня $d_н$ используются зависимости $d_н / h_1$ от l / h_1 при различных значениях Fr_1, $l_к / d$ и m = 0 и 2 (рис. 4.20). На рисунке4.20 для

различных значений l_c/a показаны стрелками относительные длины водоворотных участков $s_в / h_1$.

При наличии на водобое гасителя-растекателя крупность камня $d_н$ рекомендуется определять по графикам на рисунке 4.21. Размеры $d_н$, полученные по этим графикам, следует умножить на коэффициент запаса 1,3.

В случае необходимости устройства ковша за горизонтальным жестким креплением с целью уменьшения крупности укладываемого камня при выполнении предварительных расчетов допускается следующий порядок определения необходимого размера камня $d_н$.

1. Определение параметра турбулентности $M_р = u'_{макс} / V$ в конце горизонтального участка рисбермы по зависимостям:

а) если гасители энергии на водобое отсутствуют –

$$M_р = \frac{4,55}{\frac{x}{h_{2з}} - 1,69\sqrt{\eta - 4} + 0,195(\eta - 4)} - \text{при } \eta = \frac{h_{2з}}{h_{1з}} > 4 \qquad (4.30)$$

$$M_р = \frac{4,55}{\frac{x}{h_{2з}} - \left(8 - \frac{4,55}{0,185\eta - 0,17}\right)} \quad - \text{при значениях } \eta \text{ от 2 до 4.} \qquad (4.31)$$

Здесь η вычисляется по зависимости:

$$\eta = \frac{D}{2}\left(\sqrt{8Fr_1 + 1} - 1\right); \qquad (4.32)$$

x – расстояние от начала водобоя (сжатого сечения) до рассматриваемого сечения;

$$D = \frac{h_{2з}}{h_2}; \quad Fr_1 = \frac{V_1^2}{gh_1};$$

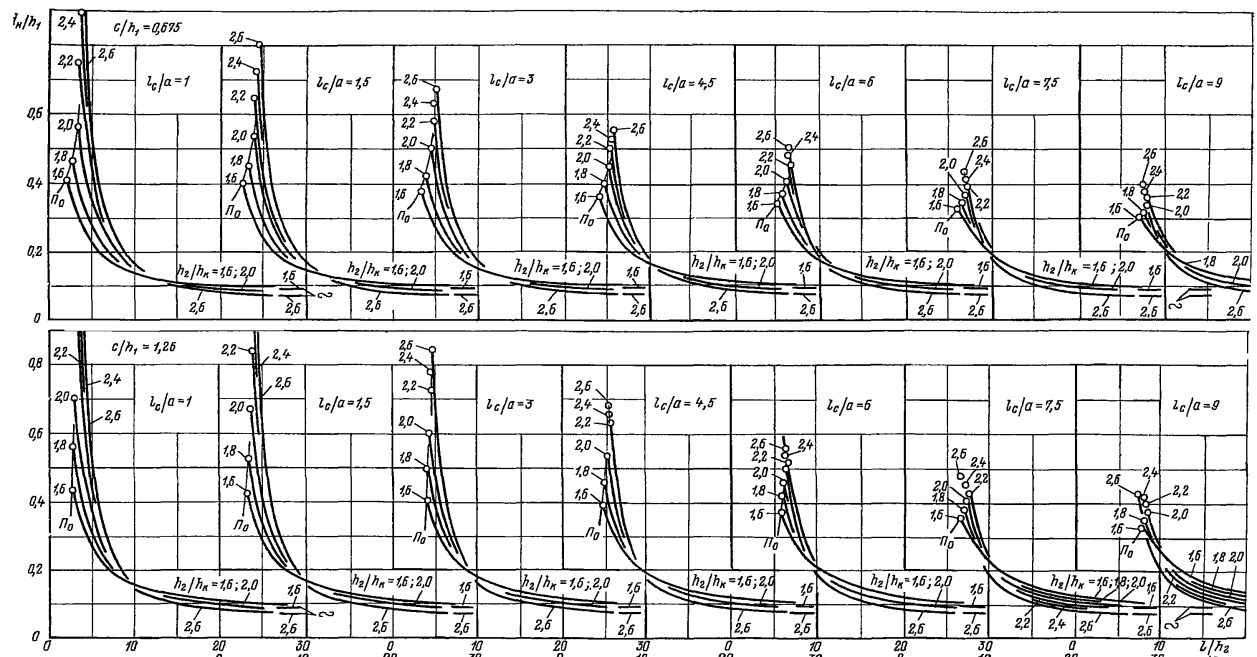


Рисунок 4.19 – График для определения $d_н$ за водобойными стенками при различных l_c/a

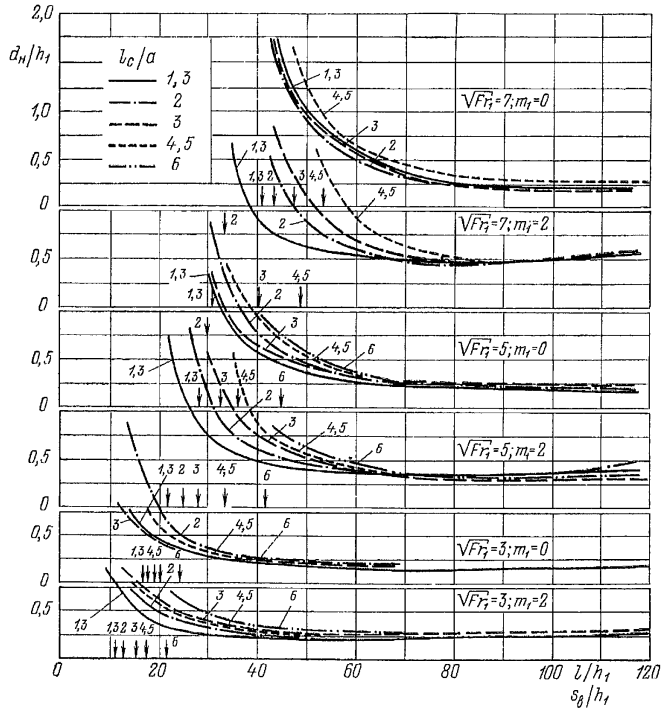


Рисунок 4.20 – График для определения $d_н$ за водобойным колодцем

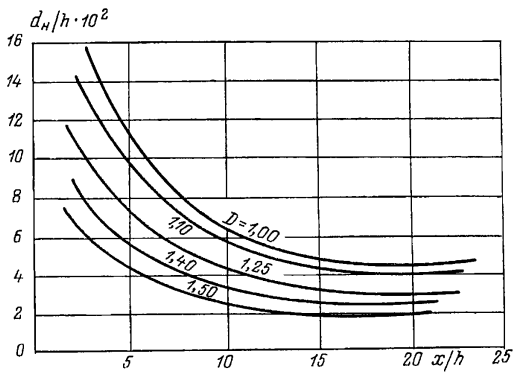


Рисунок 4.21 – График для определения $d_н$ при наличии на водобое гасителя-

растекателя – $\frac{d_н}{h}\cdot 10^2 = f\left(\frac{x}{h}\right)$ при различных D

б) если на водобое предполагается устройство сплошной водобойной стенки на расстоянии $3h_2$ от сжатого сечения, или гасителя – растекателя

$$M_р = \frac{4,55}{\frac{x}{h} - \left(8 - \frac{4,55}{0,235\eta - 0,37}\right)}, \quad \text{где } \eta = \frac{h_{2р}}{h_{1р}}. \tag{4.33}$$

Примечания:

1) Зависимости (4.30), (4.31), (4.33) действительны при $\frac{x}{h_{2р}} > 6$.

2) Зависимостью (4.33) допустимо пользоваться также при $l_c \gtrless 3h_2$.

3) Расстояние l_1 от стенки до сжатого сечения за ней составляет в случае $l_c / a > 3$ около (1,75÷2,0)h_2 и только при малых $l_c / a = 1,5 \div 2,0$ оно увеличивается до (2,25÷2,75)h_2.

2. Определение параметра турбулентности потока в ковше $M_к = u'_{макс} / V_3$ по зависимости:

$$M_к = \left(0,3 + \frac{0,7}{\eta_к}\right)M_р + \left(1 + \frac{1}{\eta_к}\right)0,02m^{1,5}M_р + 0,7\left(\eta_к - 1\right)\frac{1}{1 + 0,02m^2}, \tag{4.34}$$

где $\eta_к = \frac{h_3}{h_{2р}}$ (рис. 4.2).

При значении коэффициента откоса m<3 допускается не учитывать влияние m на $M_к$ и определять $M_к$, полагая m = 0, по зависимости:

$$M_к = \left(0,3 + \frac{0,7}{\eta_к}\right)M_р + 0,7\left(\eta_к - 1\right). \tag{4.35}$$

Обычно m принимается равным 5.

3. Определение коэффициента размывающей способности потока в ковше:

$$k_r = \frac{u_0}{V} = 0,87\left(1 + M_к\right). \tag{4.36}$$

и средней скорости течения u_0 потока с нормальной турбулентностью:

$$u_0 = k_r V, \tag{4.37}$$

где $V = \frac{q}{h_3}$ - средняя скорость течения в ковше.

4. Определение необходимой крупности камня, устойчивого по отношению к размыву, по графику на рис.4.22, где h дано в метрах.

Примечания:

1) Коэффициент k_r можно определять также по графику рис.4.23.

2) Зависимости (4.34) и (4.35) позволяют определить значение $M_к$ в створе, отстоящем на расстоянии $8(h_3 - h_{2р})$ от начала ковша.

3) Размер камня, полученный по графику рис.4.22, следует умножать на коэффициент запаса, равный 1,5÷2,0.

4) При установке на водобое рекомендуемой прорезной стенки с $m_1 = 0{,}25$; с = (0,7÷2,5)h_1; $h_{2р} = (0{,}65 \div 1{,}2)h_2$, $d_н$ можно определять по зависимости [57, 58]:

$$d_н = \frac{1{,}16 h_к^3 \sqrt[3]{\dfrac{T_0 - h_1}{h_к}}}{h_3^2 \sqrt{\dfrac{x}{h_к}}}. \qquad (4.38)$$

Если $m_1 \neq 0{,}25$ или $\dfrac{T_0 - h_1}{h_к} > 4$ и $\dfrac{h_{2р}}{h_2} > 1{,}2$, крупность камня $d_н$ рекомендуется определять по приведенным выше зависимостям, относящимся к случаю наличия на водобое сплошной стенки или гасителя-растекателя.

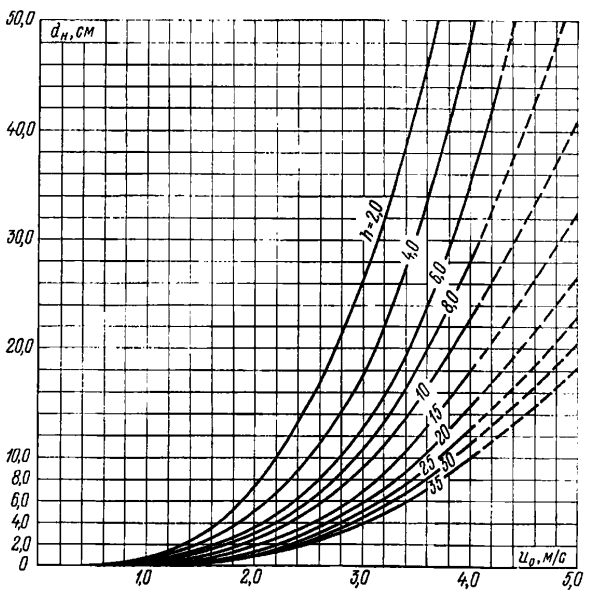


Рисунок 4.22 – График зависимости $d_н = f(u_0)$

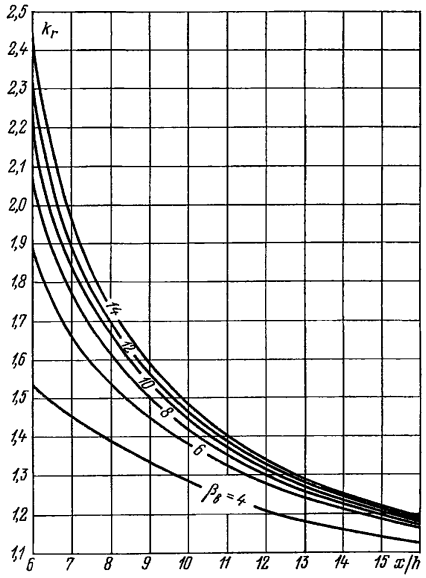


Рисунок 4.23 – График для определения коэффициента размывающей способности $k_r = f(x/h)$ при различных значениях $\beta_e = h/h_2$

4.15 Расчет крепления из каменной наброски, покрытой плитами с компенсаторными связями

В тех случаях, когда по данным расчета или экспериментальных гидравлических исследований камень заданной крупности оказывается неустойчивым на переходном участке (с учетом возможных сбойных течений), для покрытия камня или крупного щебня применяют связанные бетонные плиты. В качестве связей используются петли из круглого железа, соединяющие плиты в продольном и поперечном направлениях. Такое соединение, позволяющее плитам перемещаться в этих направлениях, называется компенсаторной связью. Схема устройства и работы крепления показана на рисунке 4.24 [74].

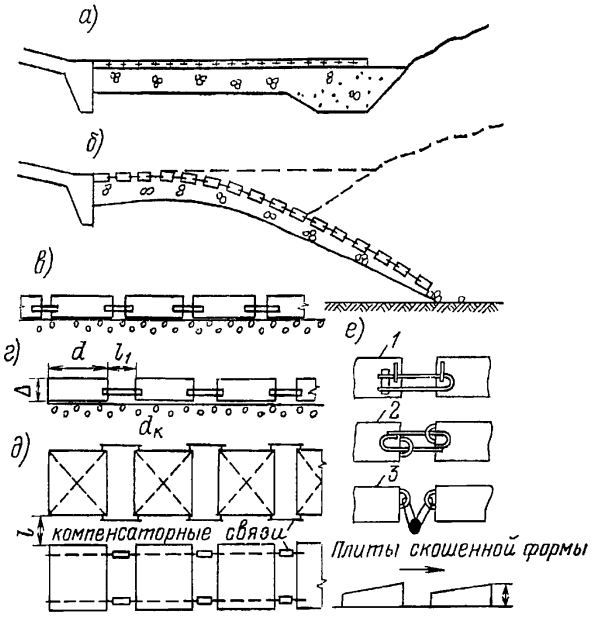


Рисунок 4.24 – Конструкция переходного крепления из каменной наброски, покрытой бетонными плитами с компенсационными связями:
а – продольный разрез до начала размыва; *б* – то же после размыва русла и деформации крепления; *в* – вид плит с компенсаторными связями до раздвижки; *г* – то же после раздвижки; *д* – план фрагментов с боковыми и торцевыми компенсаторными связями; *е* – варианты конструкций компенсаторных связей; 1 – по бокам плит; 2 – по верху плит; 3 – между плитами

Компенсаторные связи состоят из колец овальной формы (стальных или капроновых), которые пропускаются через петли, выходящие из плит. Стержни с петлями проходят через всю плиту, являясь, таким образом, арматурой плиты. В продольном направлении каждая плита соединяется с соседней двумя связями, а в поперечном – одной. При подмыве, обычно наблюдающемся в условиях плоской задачи, поперечные связи можно делать через одну – две плиты. Каждая из плит, примыкающих к зубу рисбермы, крепится к нему двумя связями.

Конфигурация каменной наброски под плитами несколько иная, чем при отсутствии плит. Так как при наличии плит зуб надежно защищен от подмыва, а камень, уложенный в конце рисбермы, должен скатываться в яму размыва и

создавать постель для плит, то основной «склад» этого камня целесообразно поместить у подмываемого конца рисбермы. Длина каменной постели должна быть несколько большей, чем длина покрытия из плит (на высоту «склада» камня) (рисунок 4.24, а).

Характерной особенностью переходного крепления является его высокая деформативность и «живучесть» при неравномерных размывах дна за креплением. При расчете следует учитывать наличие четырех стадий работы крепления:

1) полной устойчивости камня между плитами;

2) начала раскачивания этих камней;

3) перемещения отдельных камней в промежутках между плитами;

4) выноса камней из промежутков (по данным [74], происходит при скорости потока, в среднем в 1,4–1,5 раза выше скорости, соответствующей второй стадии).

Основной расчетной стадией должна быть стадия вторая, поверочной – четвертая. Расчетная скорость V_0 должна определяться по зависимости $V_0 = Vk_r$, где V – средняя скорость течения в рассматриваемом сечении; k_r – коэффициент размывающей способности потока. Для относительно коротких рисберм k_r можно в первом приближении принимать равным 1,7, а для длинных–1,3 [74].

Второй (расчетной) стадии отвечает график на рисунке 4.25, в, а четвертой (поверочной) – график на рисунке 4.25, г.

Размеры свободно лежащих устойчивых квадратных плит (длину стороны квадрата b и толщину плиты Δ) при известной скорости V_0 можно определять при помощи таблицы 4.1. В этой же таблице дана расчетная максимальная динамическая нагрузка на одну связь, при данном размере плиты и средней скорости потока V.

Диаметр стальных стержней $d_{ст}$ (сталь 3) для компенсаторных связей можно принимать по табл. 4.2 [74] в зависимости от усилия P, приходящегося на одну связь.

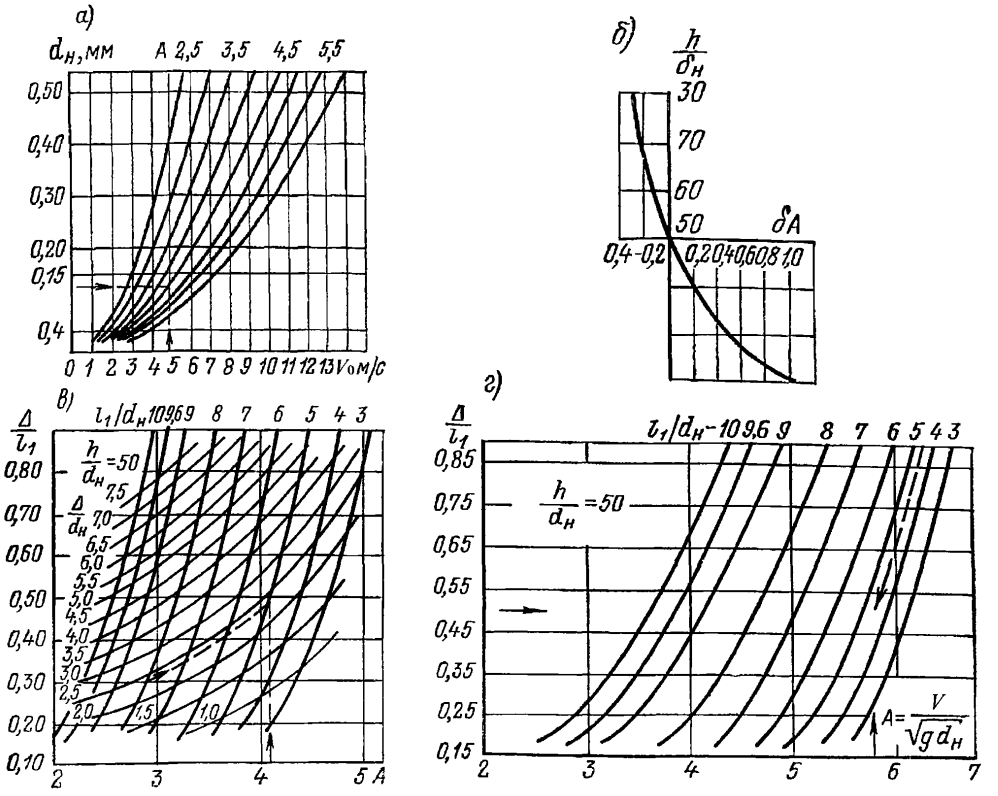


Рисунок 4.25 – Номограммы для определения толщины плит Δ, размера камня $d_к$ и промежутков между плитами вдоль течения l_1 и поперек течения $l_н$ при заданной средней скорости V и глубине потока h:

$а - d_н = f(V_0)$ при различных $A = V/\sqrt{g d_н}$; $б - h/d_н = f(\delta A)$;

$в - \Delta / l_1 = f(A)$ для стадии начала раскачивания камней при различных $l_1 / d_н$ и $\Delta / d_н$ и $h / d_н = 50$; $г - \Delta / l_1 = f(A)$ для стадии выноса камней при различных $l_1 / d_н$ и $h / d_н = 50$. Поправка δA учитывает влияние относительной глубины потока на параметр A

Таблица 4.1

Размеры плиты, м		Скорость потока, при которой свободно лежащие плиты устойчивы,	Максимальная динамическая нагрузка P, кН, на одну связь при заданном размере плиты и средней скорости течения V, м/с									
b	Δ	V_0, м/с	V	P	V	P	V	P	V	P	V	P
0,5	0,15	3,45	3,9	0,12	4,2	0,12	5,3	0,22	5,9	0,23	6,2	0,29
0,66	0,20	4,03	4,6	0,27	4,8	0,28	6,2	0,52	6,8	0,55	7,2	0,71
0,83	0,25	4,50	5,1	0,53	5,4	0,55	6,9	1,01	7,6	1,06	8,0	1,38
1,00	0,30	4,90	5,6	0,90	5,9	0,94	7,6	1,72	8,4	1,32	8,8	2,35
1,15	0,35	5,31	6,0	1,46	6,4	1,52	8,2	2,79	9,0	2,91		
1,32	0,40	5,70	6,5	2,16	6,8	2,25	8,8	4,12	9,7	4,31		
1,50	0,45	6,00	6,8	3,05	7,2	3,18	9,2	5,83	10,3	6,08		
1,65	0,50	6,35	7,2	4,18	7,6	4,35	9,8	7,98	10,8	8,36		
1,82	0,55	6,65	7,6	5,58	8,0	5,83	10,2	10,77	11,3	11,15		
2,00	0,60	6,95	7,9	7,21	8,4	7,55	10,7	13,80	11,8	14,45		
2,15	0,65	7,23	8,2	9,20	8,7	9,60	11,1	17,65	12,3	18,38		
2,30	0,70	7,50	8,5	11,50	9,0	12,24	11,5	22,00	12,8	23,10		
2,50	0,75	7,76	8,8	14,05	9,3	14,70	11,9	27,00	13,3	28,20		

Таблица 4.2

$d_{ст}$, мм	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
P, кН*	0,98	2,94	6,85	10,77	14,70	19,60	24,50	30,18	37,20	48,00	59,65	78,50

* При $P < 1$ кН диаметр стержней принимается равным 6 мм

Расстояние l_1 между плитами после раздвижки их по потоку определяет размеры компенсаторных связей. Вначале по номограмме (рисунок 4.25, а) при известных $d_н$ и V_0, соответствующих расчетному расходу, определяется параметр $A = \frac{V}{\sqrt{g d_н}}$, затем по графику на рисунке 4.25, б. определяются поправка δA для фактического отношения h к $d_н$ (так как остальные графики получены для отношения h к $d_н$, равного 50) и уточненное значение $A_у = A \pm \delta A$. По табл. 4.1* определяются размеры плит b и Δ, устойчивых при заданном значении V_0, и далее по графику на рис.4.25, *в* находится Δ/l_1 и затем l_1. По графику на рисунке 4.25, г, при известных Δ/l_1 и $l_1/d_н$ определяется значение A, соответствующее поверочному случаю

* Приведенные в табл. 4.1 данные получены для плит с соотношением $b/\Delta = 3 \div 8$

выноса камней. При известных значениях $d_н$, A (для $h/d_н = 50$), δA (при $h/d_н \neq 50$), $A_у = A \pm \delta A$, по графику на рисунке 4.25, а, определяется V_0 и окончательно решается вопрос о приемлемости назначенной крупности камня (в частности, на основании сравнения значения $V = \frac{V_0}{k_г}$ и значения $V = \frac{q_{пов}}{h_{пов}}$, отвечающего пропуску поверочного расхода).

Длина связей в поперечном направлении на первой трети крепления принимается равной $0{,}5l_1$ на второй трети – $0{,}7l_1$ и на последнем участке, в случае ожидаемых глубоких размывов, – $0{,}9l_1$. При этом две-три последние плиты поперечными связями не соединяются и имеют большую свободу для деформации по глубине.

Расстояния между плитами при наличии компенсаторных связей должны реализоваться после образования воронки размыва, которая в общем случае может быть переменной глубины в поперечном направлении. Поэтому первоначальная укладка плит на постели из каменной наброски должна выполняться с минимальными промежутками между ними $l_н$, обусловленными конструкцией компенсаторных связей и условиями производства работ. В этом случае первоначальная длина L крепления из n плит, будет равна $n(b + l_н)$ и количество рядов плит N при ширине рисбермы между устоями $B_р$ равно* $N = B_р/(b + l_н)$. После деформации крепления при глубине размыва $h_р$ плиты должны покрыть откос длиной примерно $L_р = \sqrt{h_р^2 + L^2}$. Отношение $L/B_Р = m_р$ ориентировочно можно принять равным 2 (при более пологом откосе скатывания камней в яму размыва и сползания по ним плит рисбермы происходить не будет). В этом случае

$$L_р = \sqrt{h_р^2 + m_р^2 h_р^2} = h_р\sqrt{1 + m_р^2} \cong 2{,}33h_р, \quad L = 2h_р, \tag{4.39}$$

Таким образом, значение l_1 должно быть не менее $(L_Р - L)/n$, что следует иметь в виду при назначении l_1 (с учетом графиков на рис.4.25). Объем наброски назначается в предположении залегания ее под плитами тремя слоями, т.е. $W_н \cong 3L_р d_н$. Конфигурация и объем «склада» наброски в конце крепления до его деформации назначаются конструктивно.

* Ширину промежутка $l_н$ рекомендуется принимать равной $0{,}5l_1$.

Гидродинамические нагрузки на плиты водобоев и рисберм и расчет их толщины

4.16 Общие положения

После решения вопросов о типе гасителей энергии и отметках поверхности крепления, обеспечивающих требуемую форму сопряжения бьефов, а также вопроса о рациональной длине крепления, следует установить размеры плит водобоя и рисбермы, толщины плит и необходимую степень их дренирования.

Толщина плит крепления, их армирование, а в случае скального основания – и анкерное крепление к нему должны назначаться из условий устойчивости и прочности в соответствии с СП 58.13330. Расчеты плит крепления на прочность должны выполняться по первой группе предельного состояния (по непригодности к эксплуатации в соответствии с СП 40.13330) исходя из условия:

$$\gamma_n \gamma_{1c} F \le \gamma_{cd} R \,, \tag{4.40}$$

где γ_n и γ_{1c} – соответственно коэффициенты надежности по ответственности (классу) сооружения и сочетаний нагрузок; γ_{cd} – коэффициент условий работы; F – расчетное значение обобщенного гидродинамического силового воздействия (взвешивающей силы, опрокидывающего момента или сдвигающей силы); R – расчетное значение обобщенной удерживающей силы.

В соответствии с СП 58.13330 и СП 40.13330 коэффициент γ_{1c} принимается для основного сочетания нагрузок равным 1, для особого сочетания нагрузок 0,9, для сочетания нагрузок в период строительства 0,95; коэффициент γ_{1c} принимается для сооружений I класса равным 1,25; для II класса – 1,2; для III класса –1,15; для IV класса – 1,1; коэффициент условий работы $\gamma_{cd} = 1{,}0$.

Для выполнения расчетов по определению устойчивости и прочности плит крепления обобщенное силовое (гидродинамическое) воздействие на них представляется, во-первых, в виде сосредоточенных сил, действующих на целые плиты или их фрагменты, и моментов относительно краев плиты; во-вторых, в виде эпюр мгновенного загружения.

Определение гидродинамического воздействия на плиты крепления заключает в себе две задачи:

- определение воздействия на поверхность, обтекаемую сбросным потоком;

- определение фильтрационных напоров под креплением, которые обусловливают наличие сил, взвешивающих плиты.

В общем случае (плоская и пространственная задачи) осредненная нагрузка на плиту недренированного крепления, как без гасителей энергии, так и при их наличии определяется полным дефицитом давления, подсчитанным для верхней плоскости плиты. Под полным дефицитом давления здесь подразумевается разность давлений на нижнюю и верхнюю поверхности плиты. При этом предполагается, что под креплением устанавливается давление, складывающееся из давления, соответствующего глубине воды в нижнем бьефе, и остаточного фильтрационного давления. Последнее вызвано фильтрацией воды под сооружением из верхнего бьефа.

Остаточное фильтрационное давление определяется путем фильтрационных расчетов. На стадии предварительных расчетов крепления эпюру этого давления можно принимать треугольной с давлением в начале крепления, равным 0,05 (T_0 – h), в конце крепления – равным нулю; в случае же устройства в плитах дренажных колодцев давление, равное нулю, следует отнести к их второму ряду, считая от начала крепления.

Расчетные зависимости, приводимые ниже для определения дефицита давления по длине крепления и гидродинамических нагрузок на его плиты, не учитывают остаточного фильтрационного давления.

Как правило, для креплений, устраиваемых на нескальных грунтах, под плитами укладывается обратный фильтр в один или несколько слоев. Швы между плитами делают водонепроницаемыми.

В практике строительства применяются крепления недренированные, т.е. без дренажных колодцев, и дренированные – с дренажными колодцами, располагаемыми на всем креплении или на отдельных его участках [4]. Устройство дренажных колодцев позволяет уменьшить дефицит давления, а соответственно и

взвешивающие силы, благодаря чему представляется возможным уменьшить толщину плит крепления.

Значение дефицита давления зависит от гидравлического режима в нижнем бьефе, конструкции подплитного дренажа, его пропускной способности, а также числа дренажных колодцев и их расположения по длине крепления.

Дренажные колодцы рекомендуется располагать на плитах в шахматном порядке равномерно по всей площади дренируемого участка с условием, чтобы отношение суммарной площади дренажных колодцев к площади дренируемого участка не было меньше 0,015. Путем рационального размещения дренажных колодцев дефицит давления можно свести к минимуму [4]. Однако при расчете сил, взвешивающих плиты, с некоторым запасом рекомендуется принимать, что за счет устройства дренажных колодцев на участках, где имеет место наибольший дефицит давления, его значение может быть уменьшено в 2 раза, а на рисберме – в 3 раза.

Не рекомендуется под всем креплением устраивать сплошной дренаж, так как это способствует образованию течения, направленного к началу крепления, в сторону первого ряда дренажных колодцев. Для его устранения между рядами дренажных колодцев должны устраиваться преграды.

В случае дренирования только рисбермы под плитами водобоя устанавливается пьезометрическое давление, соответствующее его значению над первым рядом колодцев.

Более точно эффект уменьшения дефицита давления с помощью устройства дренажных колодцев можно определять, пользуясь зависимостями, приведенными в [4].

Исследования частот собственных колебаний плит на упругом водонасыщенном грунте и гидродинамического воздействия на плиты крепления нижнего бьефа дают основание считать, что расчеты их перемещений, деформаций и напряжений должны проводиться при статическом приложении гидродинамического воздействия.

Толщина плит крепления в общем случае по данным [13] определяется по условиям недопущения следующих видов перемещений:

1) вертикального поступательного подъема плиты при:

$$G \geq P \frac{\gamma_n \gamma_{1c}}{\gamma_{cd}}, \tag{4.41}$$

где G – вес плиты; P – наибольшее значение вертикально направленной взвешиваюшей плиту гидродинамической нагрузки, обусловленной разностью давлений на верхнюю и нижнюю поверхности плиты;

2) поворота плиты относительно ее верховой или низовой грани при

$$0,5G \; l_{ш} \geq M \frac{\gamma_n \gamma_{1c}}{\gamma_{cd}}, \tag{4.42}$$

где M – наибольшее значение момента относительно нижнего ребра низовой грани плиты (для рассматриваемых схем гашения энергии момент относительно низовой грани плиты всегда больше момента относительно ее верховой грани); $l_{ш}$ – длина плиты;

3) горизонтального сдвига по поверхности подстилающего грунта при наличии на плите гасителей:

$$(G - P) f_{тр} > P_г \frac{\gamma_n \gamma_{1c}}{\gamma_{cd}}, \tag{4.43}$$

где $P_г$ – наибольшее значение горизонтальной нагрузки, которая обусловлена разностью давлений на верховую (по отношению к направлению потока) и низовую грани гасителя; $f_{тр}$ – коэффициент трения плиты о подстилающий грунт, значения которого для различных грунтов следующие:

- мокрые глины – 0,2;
- мокрые суглинки и супеси – 0,3;
- мокрый средний песок – 0,35;
- мокрые гравий и галька – 0,5;
- скала – 0,6 – 0,75.

В общем случае вертикальная и горизонтальная гидродинамические нагрузки определяются как:

$$\begin{aligned} P &= \overline{P} + P'; \\ P_г &= \overline{P}_г + P_г', \end{aligned} \tag{4.44}$$

где $\bar{P}$ и $\bar{P}_г$ – осредненные по времени составляющие соответственно вертикально и горизонтально направленных нагрузок; P' и $P_г'$ – наибольшие значения пульсационной составляющей вертикальных и горизонтальных нагрузок, которые могут быть определены двумя способами:

1) по данным о пульсации давления в «точках» (см. ниже пункт 4.17);

2) по эмпирическим зависимостям, позволяющим непосредственно определить наибольшее отклонение нагрузки от ее осредненного значения.

Наибольшие значения момента определяются как:

$$M = \bar{M} + M', \tag{4.45}$$

где M – осредненная по времени составляющая момента, а M' – наибольшее значение пульсационной составляющей.

При устройстве крепления для скального русла толщина плит делается меньшей, чем требуется по условию устойчивости свободно лежащей на грунте плиты. При этом плиты заанкеривают, т.е. скрепляют с основанием стальными анкерами.

В общем случае для расчета прочности плит водобоя необходимо рассматривать условия работы плит в строительный и эксплуатационный периоды.

При расчете прочности плит в эксплуатационный период учитываются нагрузки, обусловленные собственным весом плиты, гидродинамическим воздействием со стороны потока, фильтрационным противодавлением и реакцией грунта основания. Ниже в п. 4.18 Руководства рассмотрены водосливные плотины, имеющие безвакуумный профиль, очерченный по координатам Кригера–Офицерова, который плавно сопрягается с дном нижнего бьефа.

Для расчета плит крепления на прочность гидродинамическое воздействие на плиты представляется в виде эпюры мгновенного загружения. Мгновенное загружение может быть представлено в виде распределения давлений или нагрузок на элементы плиты согласно рекомендациям [96].

4.17 Расчет гидродинамической нагрузки на основе экспериментальных данных

По результатам экспериментальных гидравлических исследований определяются осредненные и пульсационные составляющие гидродинамической нагрузки. Максимальное значение удельной пульсационной составляющей гидродинамической нагрузки на плиту крепления определяется по данным о пульсациях давления в «точках» по следующей зависимости:

$$P' = \sigma k_{н} k_0, \tag{4.46}$$

где σ – стандарт (среднеквадратичное отклонение) пульсации давления в точке; $k_н$ – коэффициент осреднения, равный отношению стандарта пульсации давления в точках к стандарту удельной пульсационной нагрузки $\sigma_н$, распределенной по площади плиты; k_0 – коэффициент пропорциональности между амплитудой пульсации давления и ее стандартом.

Стандарты пульсации давления σ по данным экспериментальных исследований и расчетов, обобщенных в [13], представлены на рисунке 4.26.

Другим способом определения коэффициента является подсчет стандарта удельной пульсационной нагрузки $\sigma_н$, распределенной по площади рассматриваемого элемента следующим образом:

$$\sigma_{н} = \frac{1}{F^2}\left(\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{m}\sigma_i\sigma_j r_{ij}\Delta F_i \Delta F_j\right), \tag{4.47}$$

где F – площадь плиты водобоя, на которую рассчитывается удельная нагрузка (соответствует размеру плиты); ΔF_i и ΔF_j – элементарные площадки, в пределах которых осреднением пульсаций можно пренебречь; n, m – число площадок ΔF;

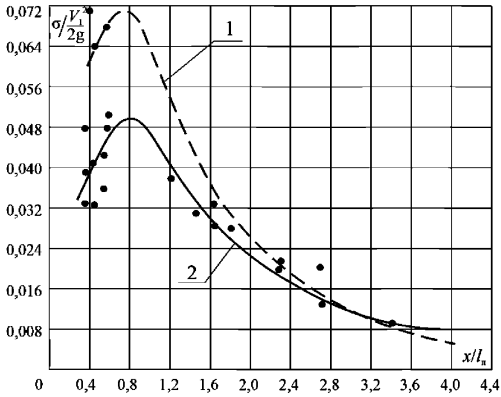


Рисунок 4.26 – Изменение стандартов пульсации давления по длине прыжка:

1 и 2 – кривые по данным расчетов для высокой и низкой интенсивности турбулентности, σ_i, σ_j – значения стандартов пульсации удельной нагрузки на площадки ΔF_i и ΔF_j; r_{ij} – коэффициенты корреляции между центрами элементов ΔF_i и ΔF_j

Коэффициент осреднения $k_н$ определяется в зависимости от разрезки водобоя на отдельные плиты по данным рисунка 4.27 [59].

Коэффициенты корреляции в продольном и поперечном направлении определяются по графикам 4.28 [13].

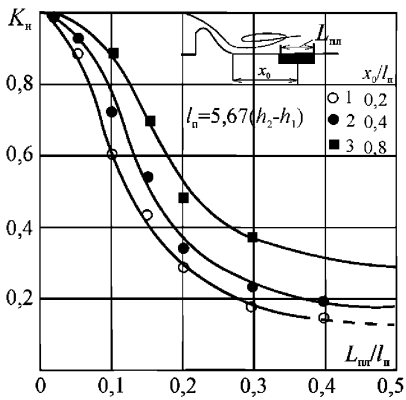


Рисунок 4.27 – Изменение стандартов пульсации давления по длине прыжка

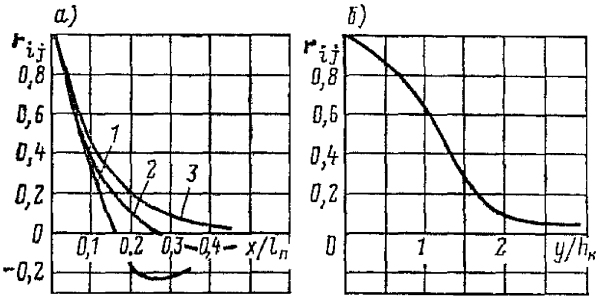


Рисунок 4.28 – Корреляции пульсаций давления
а – продольные, *б* – поперечные; 1 – начало прыжка, 2 – середина и конец прыжка, 3 – за прыжком

Коэффициент пропорциональности между амплитудой пульсации давления и ее стандартом k_0 по данным [118] принимается равным 4–5.

При определении максимального значения пульсационной составляющей момента следует учитывать, что коэффициент осреднения опрокидывающего момента $k_м$ не совпадает с коэффициентом осреднения пульсационной нагрузки $k_н$ [59], как показано на рисунке 4.29.

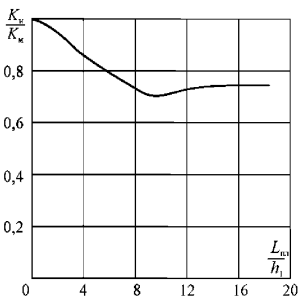


Рисунок 4.29 – Соотношение между коэффициентами осреднения взвешивающей нагрузки и опрокидывающего момента

4.18 Гидродинамические нагрузки на плиты водобоя и рисбермы и их расчет для условий плоской задачи

При работе многопролетной водосливной плотины всем фронтом (при отношении ширины бычков к ширине водосливного отверстия в свету в пределах 0,1–0,25) и при отсутствии в плитах крепления дренажных колодцев можно считать, что течение в нижнем бьефе происходит в условиях плоской задачи. Ординаты эпюры дефицита давления изменяются только по длине крепления и зависят от полной удельной энергии сбрасываемого потока, глубины нижнего бьефа и давления на подошву плиты.

Для этих условий эпюра дефицита давления в пределах гидравлического прыжка без учета фильтрационного давления со стороны верхнего бьефа водосливной плотины представляется в виде трапеции, большая сторона которой, располагаемая в сжатом сечении, определяется по формуле:

$$h_{д.макс} = \left[0,85\left(1 - 0,55\sqrt{\frac{h}{h_2} - 1}\right)\sqrt{\frac{T_0}{h_{кр}} - 2}\right] h_{кр}, \tag{4.48}$$

а меньшая сторона, располагаемая в створе конца прыжка, –

$$h_{д.мин} = 0,15 h_{кр}, \tag{4.49}$$

Дефицит давления можно считать равным нулю на расстоянии примерно $20h_{кр}$ от сжатого сечения. Приведенные зависимости справедливы при $2 \le T_0/h_{кр} \le 10$ и $1 \le h/h_2 \le 1,2$ [96].

При определении нагрузки на плиту $\bar{P}$ необходимо площадь эпюры дефицита давления над плитой умножить на γb, где b – ширина плиты; γ – удельный вес воды.

Распределение по длине крепления наибольших значений пульсационной составляющей давления p' в точках и удельной нагрузки P' (с учетом осреднения пульсаций по площади) на плиты, продольный размер которых находится в пределах $0,05l_{пр} \le l \le 0,4l_{пр}$, для диапазона значений $3 \le T_0/h_{кр} \le 9$ дано на графиках рисунка 4.30. Для плит с продольными размерами $0,5l_{пр} \le l \le 1,3l_{пр}$ нагрузка P' определяется по графику рисунка 4.31. Нагрузки P'', определяемые по этим графикам, справедливы для плит и их элементов с различным соотношением размеров в плане в пределах $0,2 \le b/l \le 1$.

Зависимости, представленные на рисунках 4.30 и 4.31, не учитывают влияния быков и затопления гидравлического прыжка.

Влияние быков и затопления гидравлического прыжка на пульсацию давления p' и удельную нагрузку P'^* учитывается соответствующими коэффициентами пропорциональности $K'_б$ и $K'_{зт}$.

При $h_2 \le h \le 1{,}1h_2$ для плит $0{,}4l_{пр} \le l \le 1{,}3l_{пр}$ $K'_б = 1{,}2$ и для плит размером $0{,}25l_{пр} \le l \le 0{,}4l_{пр}$ $K'_б = 1{,}5$; при $h/h_2 > 1{,}1$ значение $K'_б$ практически не изменяется н равно 1,2.

Значение $K'_{зт}$ линейно меняется в зависимости от затопления прыжка и для плит длиной $0{,}4l_{пр} \le l \le 1{,}3l_{пр}$ равно:

при определении P'^*:

$$K'_{зт} = \begin{cases} 1 \text{ при } h = h_2 \\ 0{,}88 \text{ при } h = 1{,}5h_2 \end{cases}, \tag{4.50}$$

и при определении p' в точках

$$K'_{зт} = \begin{cases} 1 \text{ при } h = h_2 \\ 0{,}5 \text{ при } h = 1{,}5h_2 \end{cases}, \tag{4.51}$$

Значения P'^* для элементов крепления $0 < l \le 0{,}4l_{пр}$, а также p' для отдельных точек на участке гидравлического прыжка при затоплениях $h_2 < h \le 1{,}5h_2$ могут быть определены по графикам рисунка 4.30, но при этом за продольную координату x принимается горизонтальная проекция расстояния от центра рассматриваемого элемента до начала поверхностного водоворота, надвинутого на водосливную грань плотины согласно рекомендациям п. 4.14 с учетом зависимости (4.29).

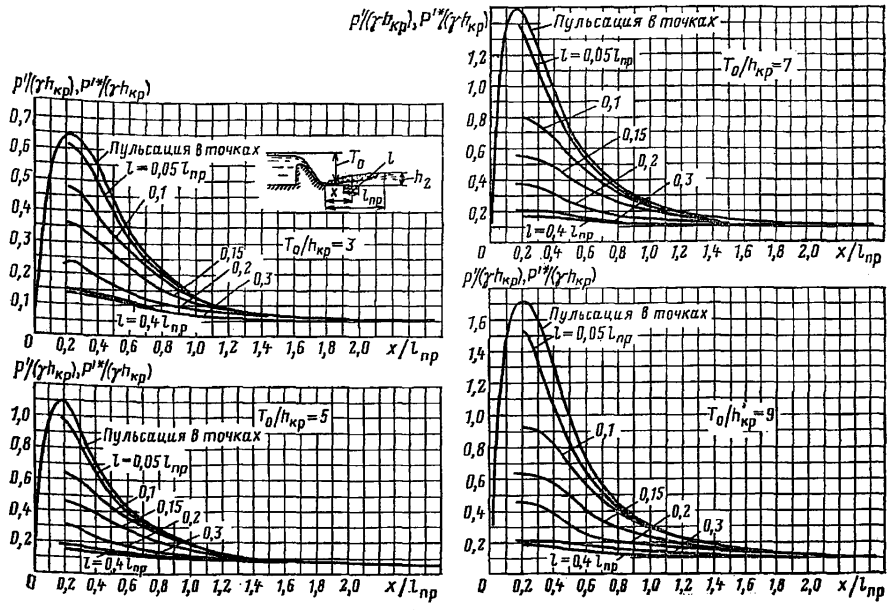


Рисунок 4.30 – Графики изменения вдоль потока относительных значений пульсаций давления $p'/(\gamma h_{кр})$ в точках и нагрузки $P'^{*}/(\gamma h_{кр})$ для плит $0{,}05 l_{пр} \le l \le 0{,}4 l_{пр}$ при $h = h_2$ и разных значениях $T_0/h_{кр}$

Для плит, расположенных за пределами прыжка, уменьшение пульсации учитывается коэффициентом $K'_{зт}$, значения которого зависят от степени затопления следующим образом:

h_1/h_2	1	1,05	1,1	1,3	1,5
$K'_{зт}$	1	0,95	0,9	0,8	0,75

Наибольшее мгновенное значение дефицита давления, действующего в каждой точке крепления, определяется суммированием осредненного во времени значения дефицита давления в данной точке и пульсационной составляющей давления в той же точке, определенной по графикам рисунка 4.30 (верхние кривые), как

$$p = \gamma h_д + p' . \qquad (4.52)$$

Наибольшее мгновенное значение равнодействующей нагрузки на плиты или площадки:

$$P = bl\left[\frac{\gamma}{2}\left(h_{дт} + h_{дк}\right) + P'^{*}\right], \tag{4.53}$$

где h_m и $h_{дк}$ – значения дефицита давления на краях плиты или площадки.

Построение эпюры мгновенного загружения плиты крепления осуществляется по данным о пульсации давления в точках на рис. 4.30 с учетом данных о продольных и поперечных коэффициентах корреляции (рисунок 4.28).

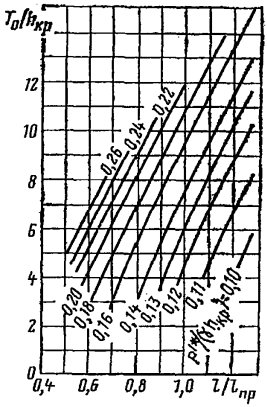


Рисунок 4.31 – Зависимости $P'^{*}/(\gamma h_{кр}) = f\left(T_0 / h_{кр}, l / l_{пр}\right)$ для гладкого водобоя при $h = h_2$

Значения максимального давления в точке i находится по формуле (4.52), а наиболее вероятное давление, которое при этом реализуется в других точках j, определяется по зависимости:

$$p_j = \overline{p}_j + r_{ij} p'_j . \tag{4.54}$$

где r_{ij} – коэффициент корреляции между пульсациями в точках i и j, а $\overline{p}_j = \gamma h_{дj}$.

Пример построения эпюры загружения приводится в [96].

Гидравлические расчеты для поверочных случаев работы водосливного фронта плотины

4.19 Пропуск расчетного максимального расхода воды при форсированном уровне верхнего бьефа

В соответствии с п. 8.27 СП 58.13330.2012 «Пропуск поверочного расчетного расхода воды должен осуществляться при наивысшем технически и экономически обоснованном ФПУ всеми водопропускными сооружениями гидроузла, включая эксплуатационные водосбросы, гидротурбины ГЭС, водозаборные сооружения оросительных систем и систем водоснабжения, судоходные шлюзы, рыбопропускные сооружения и резервные водосбросы. При этом, учитывая кратковременность прохождения пика паводка, допускается:

- уменьшение выработки электроэнергии ГЭС;

- нарушение нормальной работы водозаборных сооружений, не приводящее к созданию аварийных ситуаций на объектах - потребителях воды;

- повреждение резервных водосбросов, не снижающее надежности основных сооружений;

- пропуск воды через водоводы замкнутого поперечного сечения при переменных режимах, не приводящий к разрушению водоводов;

- размыв русла и береговых склонов в нижнем бьефе гидроузла, не угрожающий разрушением основных сооружений, селитебных территорий и территорий предприятий, при условии, что последствия размыва могут быть устранены после пропуска паводка.

Учет пропускной способности гидроагрегатов ГЭС в пропуске расхода поверочного расчетного случая осуществляют так же, как и в случае пропуска основного расчетного случая».

Нагрузки от давления воды на сооружения и основания и силовое воздействие фильтрующейся воды, соответствующие пропуску расхода воды поверочного расчетного случая, в соответствии с п. 8.12 СП 58.13330.2012 «должны определяться при форсированном подпорном уровне (ФПУ) воды в верхнем бьефе и учитываться в составе особого сочетания нагрузок и воздействий».

Пропуск расчетного максимального расхода производится при работе всех отверстий водосброса, всех гидроагрегатов, а также других водопропускных сооружений. Поэтому гидравлический расчет водосброса, включая расчет водобоя, рисбермы и местного размыва за креплением производится по зависимостям, полученным для условий плоской задачи, а расчет участка расширения и общего размыва русла – по рекомендациям пп. 5.14–5.18 Руководства. При этом, если возможные воздействия потока на сооружения или размывы русла могут оказаться опасными для устойчивости и надежной работы основных сооружений, то должны быть намечены мероприятия, исключающие эту опасность: усиление крепления, усиление эффекта гасителей энергии (например, понижение водобойной стенки для уменьшения подтопления водослива, если оно наблюдается, или повышение ее с целью затопления прыжка на водобое, устройство водобойного колодца за стенкой и др.). Если такие мероприятия необходимы, то должна быть проверена работа водосброса и при пропуске расчетного расхода при НПУ.

4.20. Внезапное полное открытие одного пролета плотины при нормальном подпорном уровне верхнего бьефа

Внезапное полное открытие одного пролета является одним из самых опасных, так как при этом уровень нижнего бьефа может быть низким, соответствующим расходу ГЭС при работе неполной мощностью, или (при отсутствии ГЭС в створе плотины) соответствующим пропуску расхода для хозяйственных нужд (санитарных, промышленного водоснабжения, орошения и др.). Гидравлический расчет этого случая является весьма сложным, так как явление сопряжения водосливной струи с уровнем нижнего бьефа происходит в условиях пространственной задачи. При этом:

1) формы сопряжения бьефов зависят от конструкции концевого участка водосброса, наличия или отсутствия гасителей энергии;

2) на формы сопряжения бьефов влияет число Фруда $\mathrm{Fr}_1 = \frac{V_1^2}{g h_1}$ в сечении 1–1 (рисунок 4.32), отношение ширины струи b к ее толщине h_1 ($N = \frac{b}{h_1}$) и уровень воды в нижнем бьефе.

Самые неблагоприятные условия в нижнем бьефе создаются при гладком водобое [27, 26, 54, 56]. В этом случае, в зависимости от глубины воды в створе 1–1 (рисунок 4.32), за водосливом справа $h_{\text{п}}$ и слева $h_{\text{л}}$ от струи (или в зависимости от средней глубины $h_{\text{ср}} = \frac{h_{\text{п}} + h_{\text{л}}}{2}$) могут наблюдаться следующие основные формы сопряжения бьефов:

а) при плотине без уступа

– первая форма – растекание струй на водобое при $h_1 > h_{\text{ср}}$;

– вторая форма – без растекания и натекания при $h_1 = h_{\text{ср}}$;

– третья форма – натекание на струю водных масс из боковых вальцов без затопления ее средней части при $h_1 < h_{\text{ср}}$;

– четвертая форма – то же, что и третья, но с затоплением струй в сечении 1–1 по всей ширине ее b;

б) при плотине с уступом (рисунок 4.33):

с донным режимом течения за уступом

– при растекании падающей с уступа струи на водобое, когда $h_{\text{ср}} \le a + h_1$;

– при затопленной на водобое струе также, когда $h_{\text{ср}} \le a + h_1$;

с поверхностным режимом течения за уступом

– первая форма – образование поверхностного режима (при $h_{\text{ср}} \le a + h_1$), когда на края струи за уступом в месте ее понижения может происходить небольшое натекание водных масс нижнего бьефа;

– вторая форма – поверхностный режим без бокового натекания при $h_{\text{ср}} = a + h_1$;

– третья, четвертая формы – начало образования поверхностного прыжка,

когда $h_{ср} > a + h_1$ и давление под струей в створе уступа больше гидростатического;

– пятая форма – начало затопления поверхностного прыжка – также при $h_{ср} > a + h_1$;

– шестая форма – затопленный поверхностный прыжок, когда $h_{ср} \geq a + h_1$.

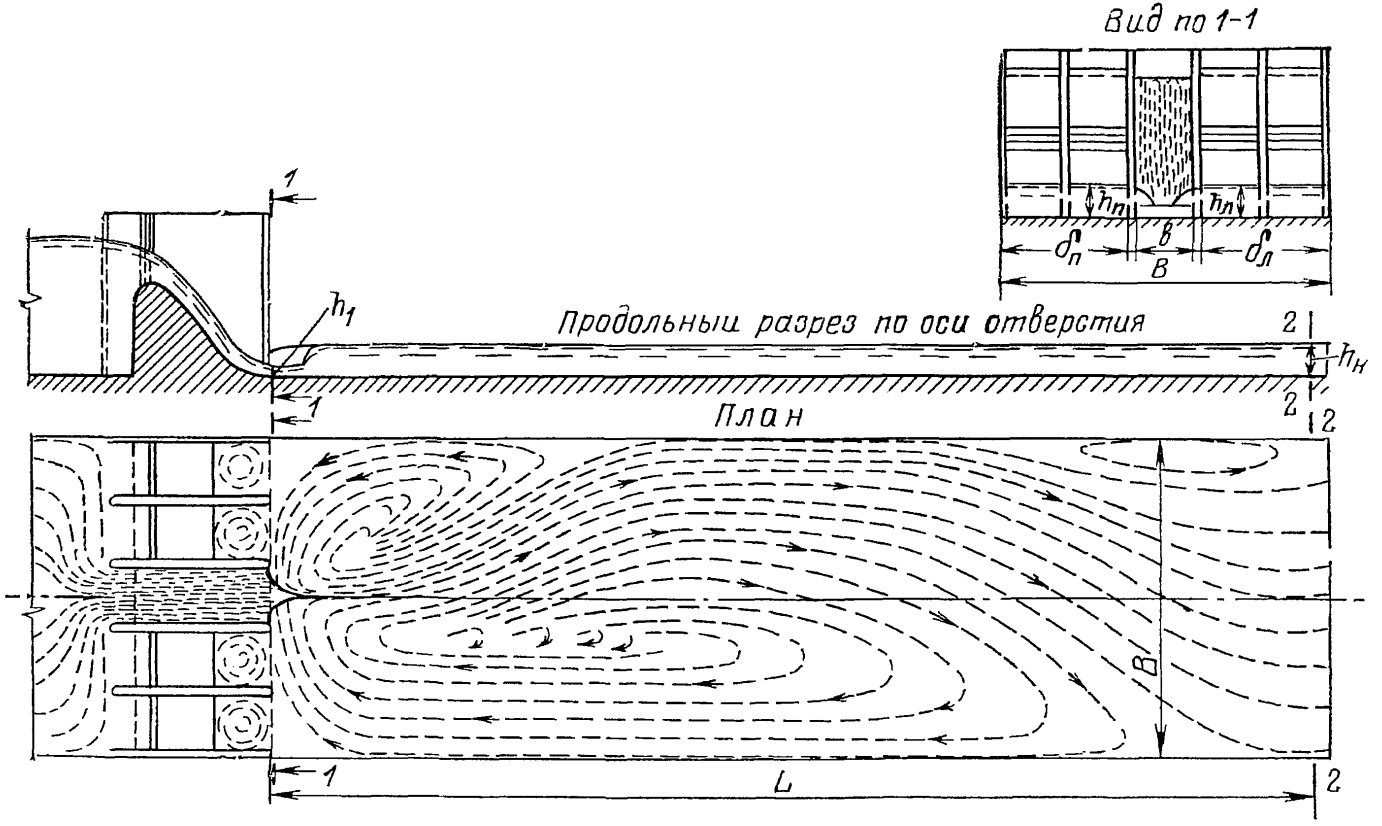


Рисунок 4.32 – Схема сопряжения бьефов при донной струе, вытекающей из одного симметрично расположенного отверстия, и гладком водобое

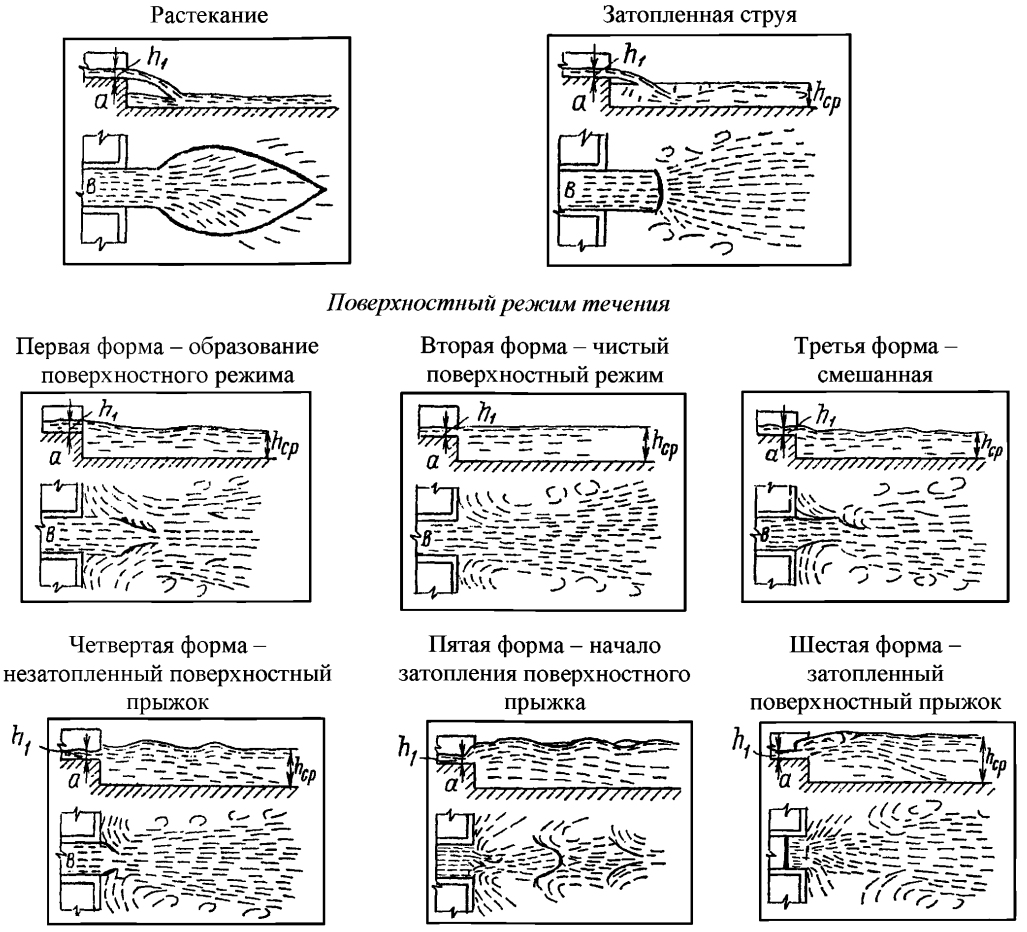


Рисунок 4.33 – Основные формы сопряжения сходящей с уступа струи с уровнем нижнего бьефа в пространственных условиях

Основные формы: вторая – третья, четвертая – пятая и шестая. Началу образования второй – третьей форм отвечает первый критический режим; четвертой – пятой – второй критический режим. Формы с растеканием, как равнозначные отогнанному прыжку в условиях плоской задачи, в нижнем бьефе недопустимы.

Остальные формы также характеризуются высокими скоростями и медленным затуханием их в транзитной струе на значительном протяжении нижнего бьефа. При этом наблюдается сбойность течения, устойчивая, когда струя все время отклоняется к одному из берегов, и неустойчивая, – когда струя отклоняется

попеременно то к одному, то к другому берегу, что может иметь место при расположении работающего отверстия в средней части водосливного фронта и отсутствии каких-либо дополнительных значительных попусков в нижний бьеф. Поэтому при нескальных размываемых грунтах гладкий водобой (без гасителей энергии или распределителей расхода) по условиям рассматриваемого поверочного случая, как правило, недопустим.

Гладкий водобой может оказаться в некоторых случаях приемлемым только при слаборазмываемых и скальных грунтах. Для оценки этой приемлемости необходимо установись, во-первых, форму сопряжения бьефов, для чего следует определить глубину, воды $h_{ср}$ в сечении 1–1 нижнего бьефа, и, во-вторых, определить скорости течения (или удельный расход) для участка переходного крепления или для неукрепленного русла с целью решения вопроса о допустимости этой скорости.

При решении первого вопроса вначале следует исходить из того, что глубина воды в нижнем бьефе соответствует условиям, имевшим место до внезапного открытия пролета. Тогда при известных глубинах $h_{ср}$ и h_1 можно определить, в первом приближении, какая форма сопряжения будет иметь место. При $h_{ср} \approx h_1$ и плотине без уступа можно считать, что скорость течения V на ближайшем к плотине участке будет примерно равна V_1.

Примечания:

1) При необходимости уточнения скорости V (например, при длинном водобое) ее можно определить, с помощью обычного уравнения неравномерного движения, принимая условно, что боковые поверхности водоворотных зон, между которыми протекает транзитная струя, имеют тот же коэффициент шероховатости, что и поверхность водобоя.

2) Вследствие подъема уровня нижнего бьефа после внезапного открытия одного пролета глубина воды на водобое будет изменяться, причем она может как увеличиваться, что наиболее вероятно (при $\beta = \frac{B}{b} > 3 \div 5$), так и уменьшаться (при $\beta < 3 \div 5$). Глубину на водобое можно приближенно определить, пользуясь методами и данными, приведенными в специальной литературе [27, 56]. Однако такие уточняющие расчеты могут потребоваться в редких случаях (например, когда необходимо принять окончательное решение в отношении длины и толщины водобойной плиты без проведения экспериментальных гидравлических исследований).

При $h_{ср} > h_1$ в нижнем бьефе плотины без уступа будут иметь место, как указывалось ранее, формы с натеканием на струю водных масс из боковых вальцов.

Наличие натекания или полного затопления струи в начальном сечении

(рис.4.34) можно установить при помощи графиков зависимости $\mu = f\left(\frac{h_{ср} - h_1}{V_1^2 / 2g}\right)$,

представленных на рис. 4.35. Здесь $\mu = \frac{h_{ср} - h_1}{b'}$. Определив по графикам μ, можно найти b' – ширину затопления края струи натекающими массами. При $b = 2b'$ натекающие с обеих сторон на струю массы встретятся, и струя будет затоплена.

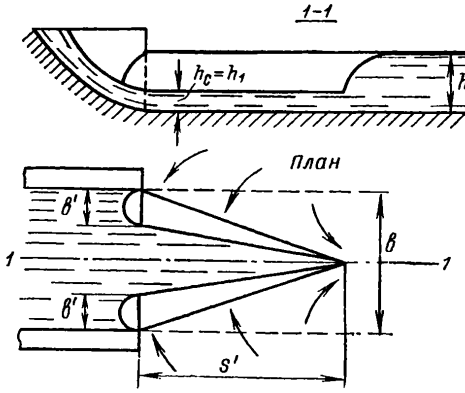


Рисунок 4.34 – Схема бокового натекания на водосливную струю

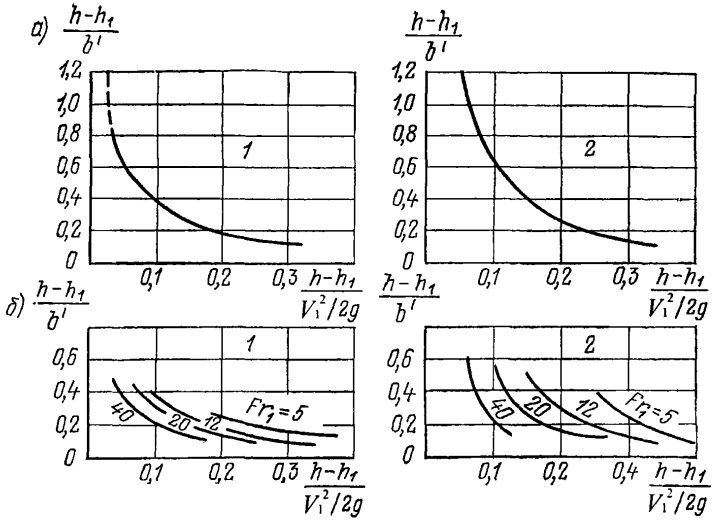


Рисунок 4.35 – График зависимости $\mu = f\left(\frac{h_{ср} - h_1}{V_1^2 / 2g}\right)$ для определения:

а – ширины затопления струи b'; *б* – затопляющих глубин; 1 – при донном отверстии;
2 – при водосливе с длинными бычками, доходящими до начала водобоя

Однако при этом середина струи в сечении 1–1 только начнет затапливаться. При дальнейшем возрастании $h_{ср}$ ширину затопления средней части h_1' можно определить также при помощи графиков на рис. 4.35, условно принимая натекание на струю односторонним. Тогда:

$$h_1' = \left(1 - \frac{b}{2b'}\right)\left(h_{ср} - h\right). \qquad (4.55)$$

Примечание: Пользуясь схемой, показанной на рисунке 4.34, можно определить дефицит давления, действующего на водобой за открытым пролетом. Этот дефицит вычисляется как объем тела, имеющего форму пирамиды с основанием в виде трапеции, площадью $F = (b - b')(h_{ср} - h_1)$. Высоту пирамиды s', являющуюся расстоянием от начального сечения струи водобоя до места встречи натекающих боковых масс, можно определить при помощи экспериментальных графиков зависимости $\frac{2s'}{b} = f(k)$ при различных Fr_1, N и β, представленных на рисунке 4.36. Здесь $k = \frac{h_{ср}}{h_1}$. Глубина воды в нижнем бьефе принимается соответствующей условиям до момента внезапного открытия одного пролета.

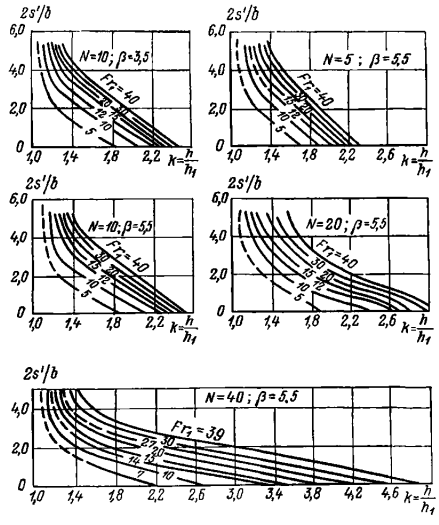


Рисунок 4.36 – График зависимости $2s'/b = f(k)$ при различных Fr_1, N и β и длинных бычках

При известных формах сопряжения бьефов значения осредненных максимальных придонных скоростей течения $V_{прид.макс}$ для плотины без уступа можно установить, пользуясь зависимостями [27].

Если $k = \frac{h_{ср}}{h_1} > 3,5$, струя узкая $N = \frac{b}{h_1} \le 5$ и расположена в средней части

водосливного фронта, то:

$$\frac{V_{\text{прид.макс}}}{V_1} = \frac{10h_1}{x}, \tag{4.56}$$

если N<2,5 при струе, вытекающей из крайнего пролета:

$$\frac{V_{\text{прид.макс}}}{V_1} = 2,7\sqrt{\frac{h_1}{x}}, \tag{4.57}$$

где x – расстояние от начала водобоя до рассматриваемого сечения.

Зависимости пригодны для $\frac{x}{h_1} < 60$, $k = 2 \div 5$, $N \le 10$ и $Fr < 40$. Значения $V_{\text{прид.макс}}$ на участке длиной $x \cong 100h_1$ для плотины с уступом можно определить по графикам рис. 4.37 и 4.38. На этих графиках $V'_{2\text{макс}}$, равное V'_2, – максимальная в нижнем бьефе придонная скорость за уступом, определяемая по графикам рис.4.39 для рассматриваемых форм сопряжения бьефов за уступом.

Примечание: Графики $V_{\text{прид.макс}}$ для плотины с уступом при четвертой и пятой формах сопряжения построены для так называемого фиктивного уступа, при котором толщина струи на уступе $h_{1\phi}$ отвечает второй форме при заданной глубине воды в нижнем бьефе $h_{\text{ср}}$. При этом $a_\phi = h_{\text{ср}} - h_{1\phi}$.

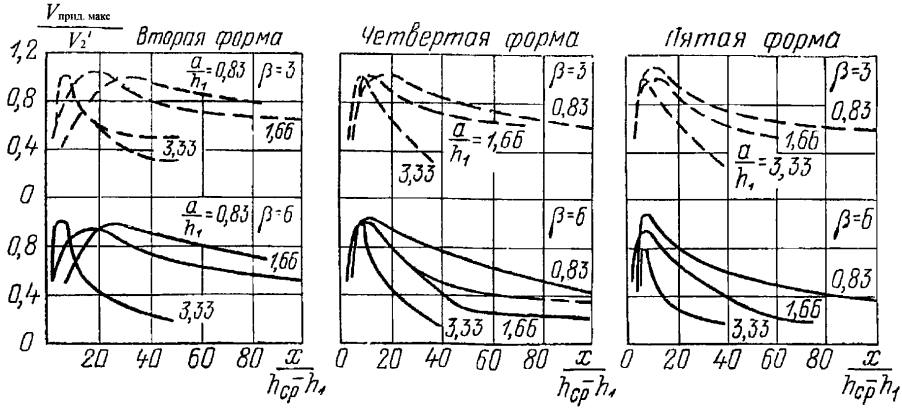


Рисунок 4.37 – Совмещенные графики влияния отношений a/h_1 и $\beta = B/b$, а также формы сопряжения бьефов на зависимость $\frac{V_{\text{пр.макс}}}{V'_{2\text{макс}}} = f\left(\frac{x}{h_{\text{ср}} - h}\right)$ для водосбросов с уступом (N = 10)

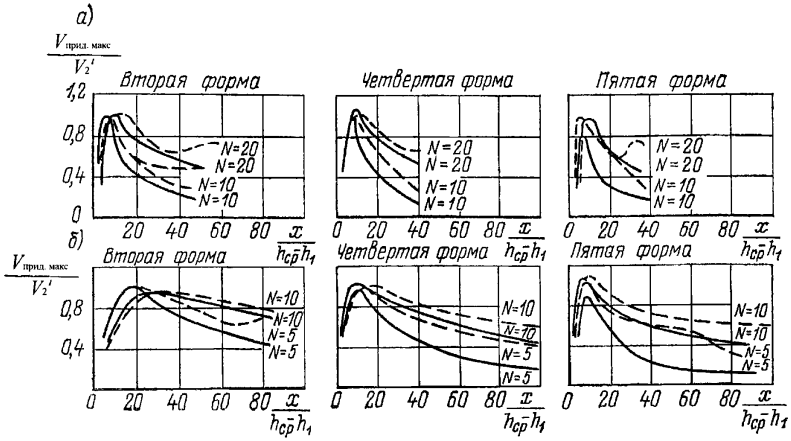


Рисунок 4.38 – Совмещенные графики влияния отношений $N = b / h_1$ и $\beta = B/b$, а также формы сопряжения бьефов на зависимость $\frac{V_{пр.макс}}{V'_{2макс}} = f\left(\frac{x}{h_{ср} - h}\right)$ для водосбросов с уступом: *а* – при $a/h_1 = 3{,}33$; $\beta = 3$; *б* – при $a/h_1 = 0{,}83$; $\beta = 6$

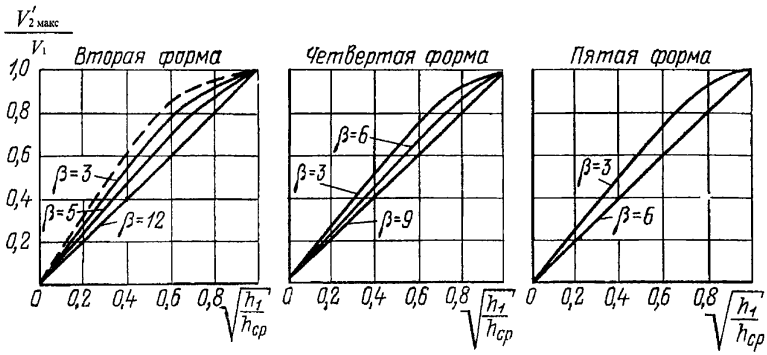


Рисунок 4.39 – Расчетные графики зависимости $\frac{V'_{2макс}}{V_1} = f\left(\sqrt{\frac{h_1}{h_{ср}}}\right)$ для второй, четвертой и пятой форм поверхностного режима течения при различных, *N*, β и Fr_1

Максимальный удельный расход в сечении, расположенном на расстоянии *x*

от начального, можно определить при помощи графиков на рисунке 4.40, полученных для затопленной донной струи при $\beta > 6$.

Максимальный удельный расход, как при затопленной донной, так и при поверхностной струе можно определить по приближенной зависимости:

$$\frac{q_{x_{макс}}}{q_1} = 1,2\sqrt{k}\,. \qquad (4.58)$$

Ориентировочное расстояние от начала водобоя до сечения с расходом $q_{x_{макс}}$ можно принять равным $8,4a$, а возрастание удельного расхода считать происходящим по линейному закону. Более подробно этот вопрос рассмотрен в специальной литературе [27, 56].

При размываемых грунтах за водосбросом, как правило, необходима установка гасителей энергии. Ниже приводятся расчетные зависимости для случая установки сплошной водобойной стенки на расстоянии $3h_2$ от начала водобоя, а также некоторые зависимости для прорезной стенки, гасителя-растекателя и водобойного колодца.

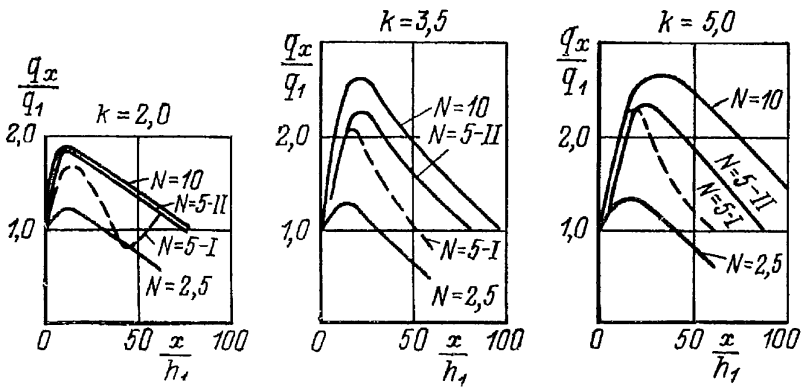


Рисунок 4.40 – Графики зависимости $\frac{q_x}{q_1} = f\left(\frac{x}{h_1}\right)$ для различных N и k при расположении открытого отверстия в средней части водосбросного фронта (N = 5–1) и у боковой стенки (N=2,5; 5–11, 10)

Гидравлический расчет нижнего бьефа должен вестись в следующем порядке.

Подтопленность или неподтопленность переливающейся через стенку струи устанавливается по уровню воды в нижнем бьефе, установившемуся до открытия пролета. При выполнении расчетов следует различать узкие и широкие бьефы. Узкими называются бьефы, в которых ширина струи B' в месте ее падения на рисберму (непосредственно за стенкой) получается равной или большей B, т. е. $B' \geq B$. В широких бьефах $B' < B$. Ширина B находится по графику на рис. 4.41 по значению параметра $A = \frac{B' - b}{B}$. Если $B > B'$, стенку можно считать затопленной со стороны нижнего бьефа, когда его уровень выше верха стенки, и полагать, что глубина воды в боковых вальцах перед стенкой $h_{ср}$ и в нижнем бьефе $h_н$ одинакова. В этом случае форма сопряжения струи с уровнем на водобое (перед стенкой) определяется так же, как и при гладком водобое, причем желательна форма с затопленной в начальном сечении струей.

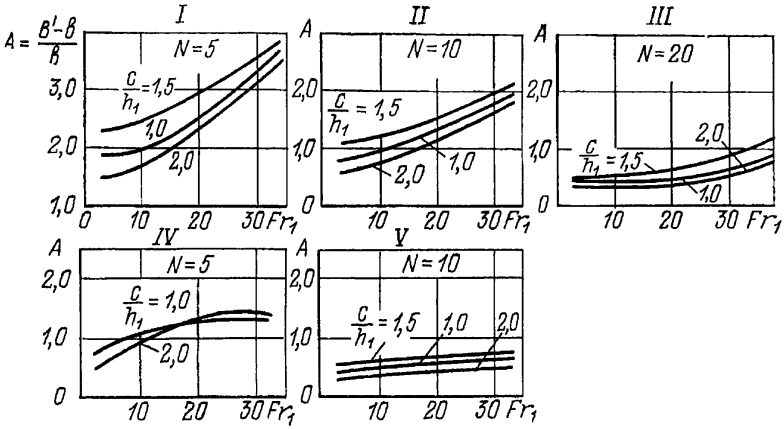


Рисунок 4.41 – Графики изменения критерия A для разделения бьефов на узкие и широкие при различных $\frac{c}{h_1}$ и N

I–III – при симметричном расположении открытого отверстия; IV и V – при расположении отверстия у боковой стенки

В случае узких бьефов допустимо принимать $h_{ср} = h_п$ при следующих значениях основных параметров:

Fr_1=5, $\frac{c}{h_1} > 0,8 \div 1,0$;

Fr_1=12, $\frac{c}{h_1} > 1,0$ и k >3÷4 при $N \leq 5$;

Fr_1=20, $\frac{c}{h_1} > 1,5$ и k >4÷5 при N<5.

При незатопленной стенке и широком бьефе глубину $h_{ср}$ можно принимать равной ≈1,1c, а при узком бьефе $h_{ср}$ = 1,36c в случае $Fr_1 \leq 22$ и $h_{ср}$ = 1,60c при Fr_1> 33; при 22 < Fr_1< 33 рекомендуется линейная интерполяция. Глубина воды, затопляющая прыжок за стенкой при узком бьефе может быть принята равной глубине, определяемой по зависимости для плоской задачи, но для удельного расхода на водобое $q = \frac{B}{Q}$, где Q – расход, сбрасываемый через открытый пролет.

Зная формы сопряжения струи с уровнем воды в колодце, можно при необходимости определить дефицит давления на плиту водобоя так же, как и в случае отсутствия гасителей.

При прорезной стенке разделение бьефов на узкие и широкие можно в первом приближении производить также по графикам рисунка 4.41. В случае широких бьефов можно принимать $h_{ср} = h_н$ как для затопленной, так и для незатопленной стенки. При узких бьефах для установления затопляющей прыжок глубины воды за прорезной стенкой можно использовать тот же прием, что и для сплошной стенки.

Расчет потока за сплошной стенкой производится с помощью ряда графиков:

1. $\frac{h_н}{c} = f(Fr_1)$ и $\frac{V_{прид.макс}}{V_{2пл}} = f'(Fr_1)$ – при наличии прыжка за стенкой, придвинутого к сжатому сечению (рисунок 4.42). Здесь $V_{прид.макс}$ – максимальная осредненная придонная скорость за стенкой (обычно в сжатом сечении); $V_{2пл}$ – средняя скорость течения за обычным прыжком, соответствующим данному Fr_1 (остальные параметры даны на рисунке);

2. $\frac{h_н}{c} = f(Fr_1)$ для $V_{прид.макс}$=1,4$V_{2пл}$ (рисунок 4.43);

3. $\frac{h_н}{c} = f(\mathrm{Fr}_1)$ для $V_{\text{прид.макс}} = V_{2\text{пл}}$ (рисунок 4.44) – графики для прыжка с различной степенью затопления, соответствующей указанным значениям $V_{\text{прид.макс}}$.

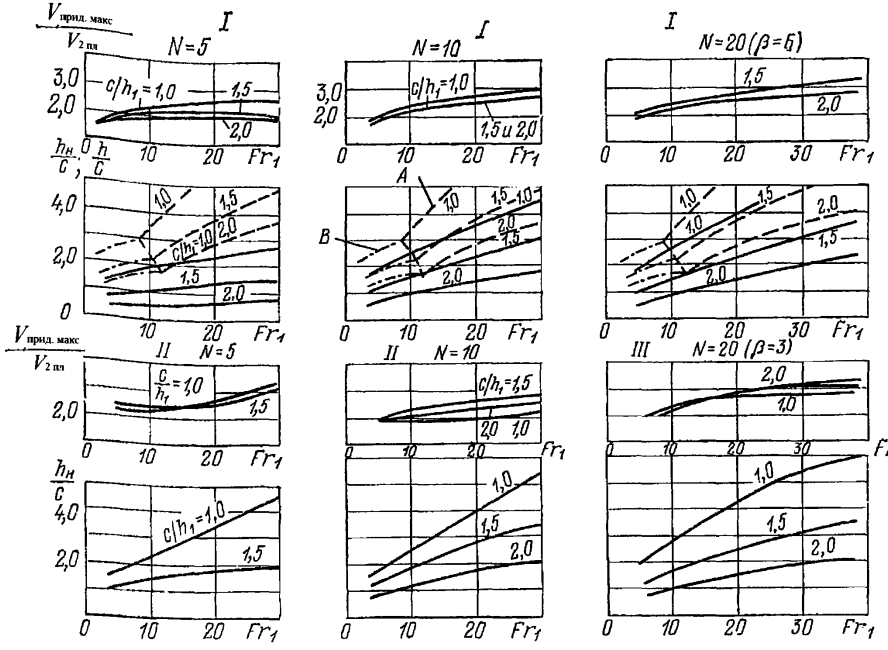


Рисунок 4.42 – Графики зависимости $\frac{V_{\text{прид.макс}}}{V_{2\text{пл}}} = f(\mathrm{Fr}_1)$, $\frac{h_н}{c} = f(\mathrm{Fr}_1)$ при наличии прыжка за стенкой, различных отношениях c/h_1, N и широком бьефе: *I* – при симметричном расположении открытого отверстия; *II* – при расположении отверстия у стенки ($\beta = 6$); *III* – при симметричном расположении отверстия для $N = 20$ и $\beta = 3$. Пунктиром показаны зависимости $h_{2c}/c = f_1(\mathrm{Fr}_1)$ для второй сопряженной глубины h_{2c} прыжка за стенкой в условиях плоской задачи. *A* – стенка затоплена; *B* – стенка не затоплена

В дальнейшем 1-й, 2-й и 3-й случаи считаются соответствующими первой, второй и третьей формам сопряжения бьефов за стенкой (их не следует смешивать с формами сопряжения за плотиной с уступом).

Примечания:

1) Существует еще и четвертая форма сопряжения, благоприятная в отношении значений $V_{\text{прид.макс}}$ – с переходом на поверхностный режим течения за стенкой. Однако она возникает при значительных глубинах $h_{\text{н}}$, маловероятных в рассматриваемом случае сооружения. Ее можно рассчитывать по графикам, приводимым в [27].

2) Графики получены для случая расположения дна водобоя и рисбермы на одной отметке.

3) Наиболее приемлемой для практики следует считать третью форму сопряжения. При первой и второй формах часто наблюдается нежелательное фонтанирование струи, преодолевающей стенку.

Таким образом, при помощи приведенных графиков можно определить глубины воды, соответствующие различным формам сопряжения бьефов, а для первой формы – и значений $V_{\text{прид.макс}}$.

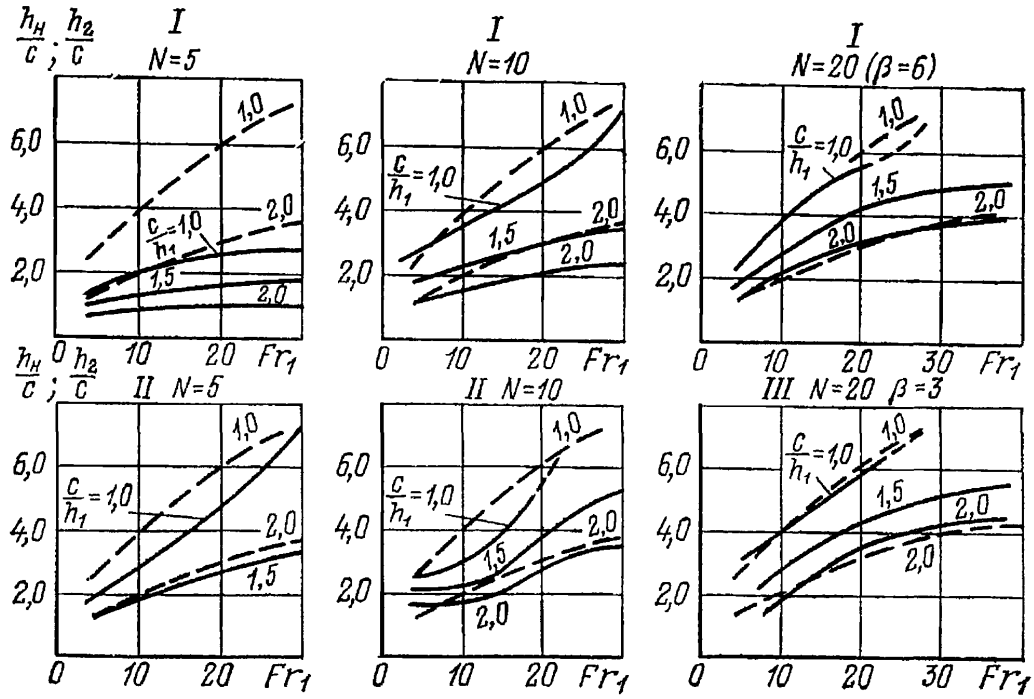


Рисунок 4.43 – Графики зависимости $\frac{h_{\text{н}}}{c} = f(\text{Fr}_1)$ для $V_{\text{прид.макс}} = 1{,}4V_{2\text{пл}}$ – различных отношениях c/h_1 и N и широком бьефе:

I – при симметричном расположении открытого отверстия; *II* – при расположении отверстия у стенки (β=6); *III* – при симметричном расположении отверстия для $N = 20$ и $\beta = 3$. Пунктиром показаны зависимости $\frac{h_{2c}}{c} = f'(\text{Fr}_1)$ для второй сопряженной глубины h_2 в условиях плоской задачи

Далее устанавливается достаточность намеченной по условиям плоской задачи длины бетонного крепления $l_б$ от начального сечения на водобое до начала переходного крепления из каменной наброски крупностью $d_н$ [27].

При наличии водобойной стенки:

$$\frac{l_б}{h_1} = k_ф \left[(\mathrm{Fr}_1 + 15) \sqrt[3]{10 \left(0,4 - \frac{d_н}{h_1} \right)} + N - 5 \right], \qquad (4.59)$$

где $k_ф$ – коэффициент, учитывающий форму сопряжения бьефов за стенкой. Для первой формы $k_ф$ = 1,25÷1,30; для второй $k_ф$ = 1,1÷1,2, для третьей – $k_ф$ = 1,0÷1,05.

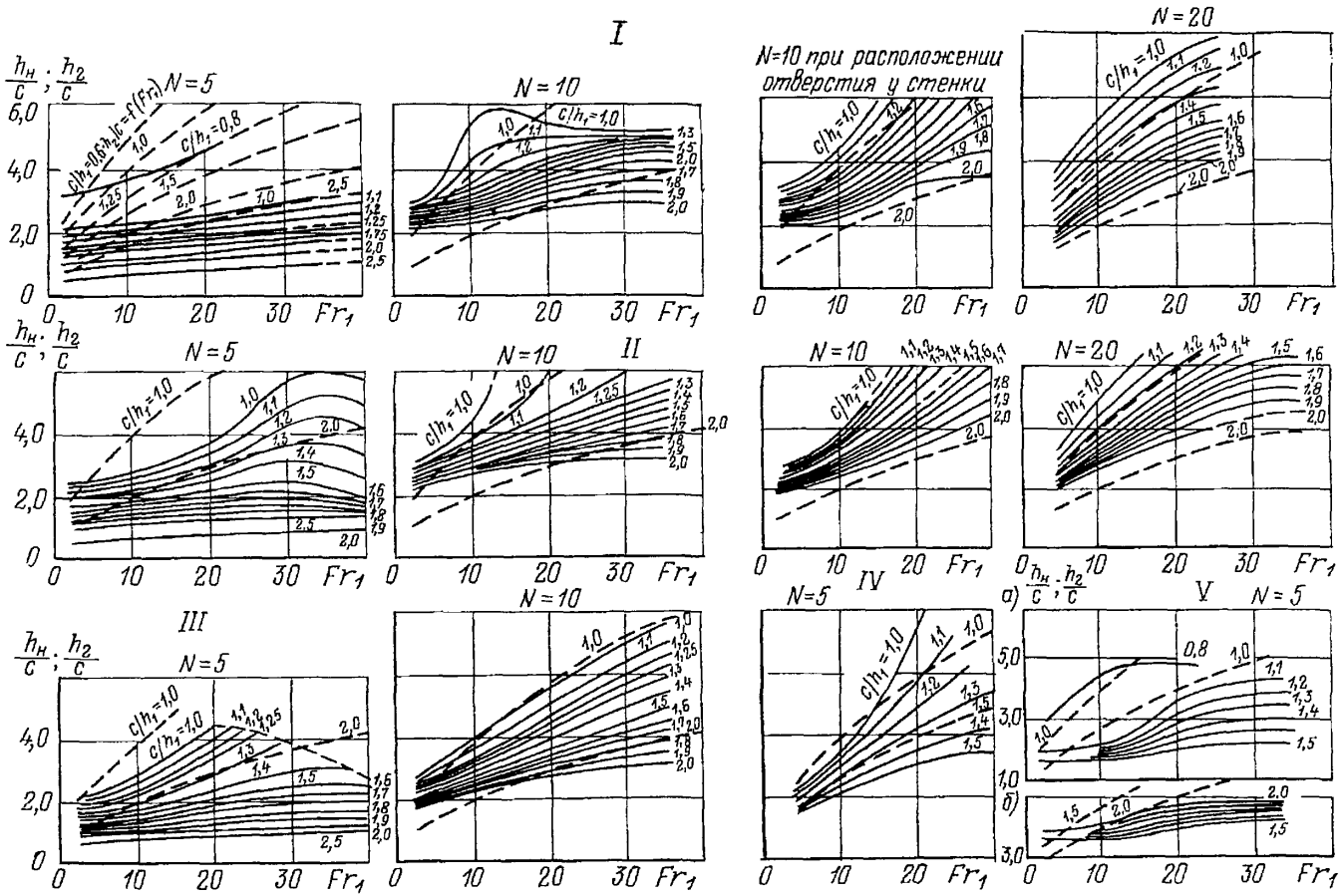


Рисунок 4.44 – Графики зависимости $h_н/c=f(\mathrm{Fr}_1)$ для $V_{\text{прид.макс}}=V_{2\text{пл}}$ при c/h_1, N и β

I – для β =3; *II* – для β =6; *III* – для β =10; *IV* – для β =6 при расположении отверстия у стенки; *V* – для $V_{\text{прид.макс}}=V_{2\text{пл}}$ у боковых продольных стенок при N=5 и β=3; *а* – для значений c/h_1 от 0,8 до 1,5. *б* – для значений c/h_1 от 1,5 до 2,0. Пунктиром показаны зависимости $h_2/c=f'_2(\mathrm{Fr}_1)$ для второй сопряженной глубины h_2 в условиях плоской задачи

Зависимость действительна при $\frac{d_н}{h_1} = 0,1 \div 0,3$; $Fr_1 = 5 \div 40$; $N = 5 \div 20$. При $N = 20$ ею можно пользоваться при $\frac{d_н}{h_1} = 0,2 \div 0,3$, $Fr_1 \leq 5$ и второй и третьей формах сопряжения бьефов, а при $d_н = 0,3h_1$ – при всех значениях Fr_1 и третьей форме сопряжения.

Примечание. Если возникнет необходимость в определении новой относительной высоты водобойной стенки c, то ее можно принять равной:

при $Fr_1 = 5 \div 8$ $c = (0,8 \div 1,2)h_1$;
при $Fr_1 = 8 \div 15$ $c = (1,2 \div 1,7)h_1$;
при $Fr_1 = 15 \div 25$ $c = (1,7 \div 2,0)h_1$.

При наличии на водобое прорезной стенки:

$$\frac{l_б}{h_1} = k_ф \left[(Fr_1 + 15) \sqrt[3]{10\left(0,4 - \frac{d_н}{h_1}\right)} + \beta + N - 11 \right]. \qquad (4.60)$$

Если $N \geq 20$ и $Fr_1 \geq 40$, применение прорезной стенки не рекомендуется. При $N < 20$ и $Fr_1 \leq 40$ можно допускать лишь третью форму сопряжения для $d_н = 0,3h_1$. Рекомендации по значениям c/h_1 те же, что и для сплошной стенки. Границы β: 3–6. При $\beta > 6$ в расчете следует принимать $\beta = 6$.

Для гасителя-растекателя рекомендуется зависимость:

$$\frac{l_б}{h_1} = k_ф \left[(Fr_1 + 15) \sqrt[3]{10\left(0,4 - \frac{d_н}{h_1}\right)} + 2(N - 5) \right]. \qquad (4.61)$$

Зависимость пригодна при $\beta \leq 3$, третьей формы сопряжения и $d_н > 0,2h_1$ или $N = 10$.

Для водобойного колодца:

$$\frac{l_б}{h_1} = k_ф \left[(Fr_1 + 15) \sqrt[3]{10\left(0,4 - \frac{d_н}{h_1}\right)} + 2\beta + N - 4 \right]. \qquad (4.62)$$

Зависимость действительна при следующих значениях основных параметров:

$Fr_1 < 12$ и $\beta \leq 6$

$N = 10$, $Fr_1 < 20$ и $\beta \leq 3$ – только для третьей формы сопряжения;

$N < 10$, $Fr_1 < 20$ и $\beta \leq 3$ – для всех форм сопряжения;

$Fr_1 \leq 5$ и $\beta \leq 6$.

Значения $k_ф$ принимаются те же, что и для водобойной стенки.

Если за рисбермой устраивается предохранительный откос с уклоном 1:4 и ковш, крупность камня в ковше при наличии водобойной стенки должна назначаться или проверяться по тем же зависимостям и с теми же коэффициентами запаса, что и в случае отсутствия ковша. При наличии же гасителей-растекателей коэффициенты запаса для наброски в ковше могут не вводиться.

Приведенные зависимости для $\frac{l_б}{h_1}$ являются весьма приближенными.

При сооружениях I и II классов, а также в тех случаях, когда параметры потока, креплений русла и гасителей энергии выходят за указанные пределы, проверка работы гасителей и креплений для случая внезапного открытия одного водосброса должна производиться на гидравлических моделях.

Глава 5. Общие и местные размывы нескальных грунтов в нижних бьефах

5.1 Общие указания

Настоящая глава посвящена расчетам общих и местных размывов нескального русла в нижних бьефах гидросооружений. К ним непосредственно относятся и вопросы, связанные с расчетом зоны расширения потока и размеров водоворотных областей ниже водопропускных сооружений гидроузла. Рассмотрение этих вопросов должно вестись комплексно, так как в зависимости от понижения уровня нижнего бьефа, вызванного общим размывом русла, происходит углубление воронки местного размыва в непосредственной близости от водосбросных сооружений. Изменение формы и размеров местного размыва влечет за собой изменение плана течений на участке расширения потока, которое, в свою очередь, обусловливает переформирование русла на этом участке.

В связи с этим рекомендуется следующая очередность основных этапов расчета: сначала определяется возможное понижение уровней за счет общего размыва в процессе трансформации русла (пп. 5.2–5.7), затем при пониженном (относительно бытовых условий) уровне воды определяется форма воронки местного размыва для плоских условий (пп. 5.8–5.13) и производится расчет планового расширения потока (пп. 5.14–5.17). По результатам последнего корректируется расчет местного размыва. При значительном распространении участка местного размыва может возникнуть необходимость определения дополнительного понижения уровней и проведения в той же последовательности еще одной серии корректирующих расчетов.

Общие размывы нескальных грунтов

5.2 Основные положения

Общие размывы являются одним из видов трансформации русла реки в нижнем бьефе гидроузла. Причина трансформации русла – коренное изменение

естественного гидрологического режима реки, выражающееся, главным образом, во внутригодовом, а иногда и многолетнем перераспределении жидкого стока, частичной или полной задержке твердого стока водохранилищем, а также в значительных суточных колебаниях расходов и уровней при осуществлении регулирования мощности ГЭС. При комплексном использовании водохранилища и отъеме из него части стока для орошения, переброски стока в бассейны других рек и т. п. целей происходит также общее уменьшение жидкого стока в нижнем бьефе, которое необходимо учитывать при расчетах трансформации русла [97].

Трансформация русла реки после ее зарегулирования приводит к изменению ее уровенного режима, т. е. к нарушению естественной (бытовой) связи расходов и уровней воды в реке, что необходимо учитывать при проектировании и эксплуатации гидроузла. Этот учет должен касаться:

1) расчета общей устойчивости сооружений гидроузла;

2) расчета фильтрационного режима сооружения;

3) назначения положения рабочих колес турбин;

4) назначения формы сопряжения бьефов и мероприятий по креплению нижнего бьефа (водобой, рисберма, гасители и т. п), а также расчета воронки местного размыва;

5) установления отметок порогов судопропускных сооружений.

6) назначение нижней границы укладки морозоустойчивого бетона в сооружениях, возводимых в районах с суровыми климатическими условиями.

5.3 Расчет трансформации русла, сложенного несвязным однозернистым и связным материалом

На предварительных стадиях проектирования, а также при ограниченной исходной информации о морфометрии русла, составе наносов и твердом стоке расчет общего размыва может быть осуществлен по приближенному методу И. И. Леви [55], рис. 5.1. В основу расчета положено уравнение баланса наносов в виде:

$$\frac{\rho_{гр}}{\rho_s}\Delta w = P_{s0}\Delta t \qquad (5.1)$$

где Δw – объем грунта, размытого за время Δt; $\rho_{тр}$ – плотность грунта в аллювиальных отложениях; ρ_s – плотность материала наносов; P_{s0} – транспортирующая способность потока за пределами зоны общего размыва, где движение предполагается равномерным, а насыщение потока наносами – соответствующим транспортирующей способности; P_{s0} определяется по одной из приводимых ниже формул для транспортирующей способности P_s.

Исходное русло нижнего бьефа схематизируется в виде призматического канала шириной B, назначаемой по имеющемуся картографическому материалу. Уклон дна i_0 назначается из соображений равенства нормальной глубины потока h_0 ниже участка размыва средней бытовой глубине при руслоформирующем расходе $Q_{рф}$.

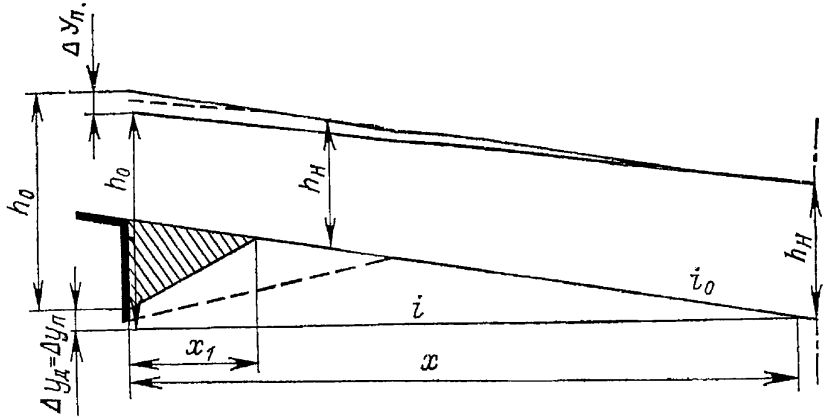


Рисунок 5.1 – Схема для приближенного расчета общего размыва русла по методу И. И. Леви

Объем размыва, распространяющегося к моменту времени Δt, исчисляемому с момента пуска гидроузла в эксплуатацию, до створа, удаленного от гидроузла на расстояние x, определяется выражением:

$$\Delta W = \frac{B}{2}\left[(h_0 - h_н)(x - x_1) + \Delta y_п x\right] \qquad (5.2.)$$

где $h_0 = \dfrac{Q_{рф}}{B V_н}$ – глубина, соответствующая предельной неразмывающей скорости

потока $V_н$ (см. п. IV.25), x – длина участка местного размыва, принимаемая при отсутствии точных данных равной 200–500 м; $\Delta y_п$ – понижение уровня воды в створе гидроузла.

Задаваясь протяженностью участка общего размыва x, определяют Δw по формуле (5.2). Время Δt, необходимое для размыва, определяется подстановкой Δw в уравнение баланса наносов (5.1). При наличии данных о выходе размыва на скальные и трудноразмываемые породы в выражение (5.2) должны быть внесены соответствующие поправки, учитывающие отличие продольного сечения «тела размыва» от треугольника.

Для проведения детальных расчетов трансформации русла нижний бьеф разбивается на участки протяженностью Δx не менее двух-трех ширин русла (рис. 5.2). Разбивка производится на основании русловых съемок, исходя из принципа соблюдения однообразия плановых очертаний русла и его рельефа в пределах расчетного участка. Глубина потока и ширина русла в пределах расчетного участка могут быть приняты изменяющимися по линейному закону. Для створов, разграничивающих бьеф на участки, должны быть построены кривые связи $Q = f(H)$.

Расчет деформации русла на каждом участке ведется по уравнению баланса наносов:

$$\frac{\rho_s}{\rho_{гр}} \frac{\Delta Q_s}{\Delta x} = h_{бр} \frac{\Delta B}{\Delta t} - B \frac{\Delta z}{\Delta t}, \tag{5.3}$$

где Q_s – расход наносов; $h_{бр}$ – глубина русла от дна до уровня бровок; Δz – толщина слоя деформации дна; ΔB – ширина размыва береговой линии, определяемая из соотношения [55, 97]:

$$H \frac{\Delta B}{\Delta t} = k_в \frac{Q_s}{B}. \tag{5.4}$$

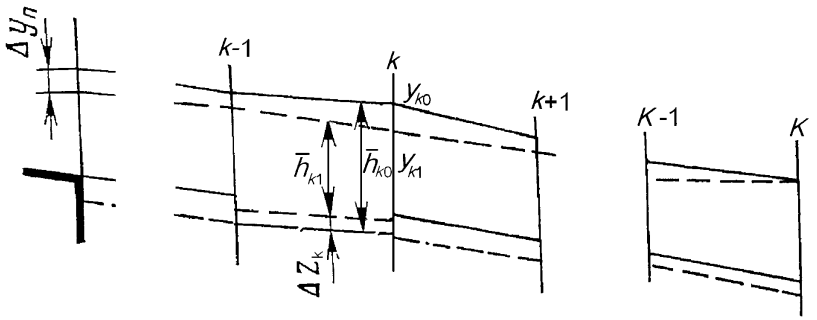


Рисунок 5.2 – Схематизация расчетного русла при проведении детальных расчетов

В случае размыва среднезернистых однородных песчаных грунтов $k_в$ = 0,05; для мелкозернистых заиленных песков $k_в$ = 0,01÷ 0,005. В общем случае коэффициент $k_в$ может быть определен по зависимости:

$$k_в = \frac{\delta}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} + \frac{c_y^н}{\rho_w g d}\right)^2}, \qquad (5.5)$$

где d – средний диаметр грунта; $\delta = 1 - \frac{\rho_{гр}}{\rho_s}$ – пористость грунта; $c_y^н$ – усталостная прочность грунта на размыв (п. 5.5).

Учитывать береговые деформации целесообразно лишь в тех случаях, когда они сопоставимы по объему с деформациями дна. В достаточно широких руслах ($\frac{B}{h} \geq 200$) береговыми деформациями, как правило, можно пренебречь и считать $\frac{\Delta B}{\Delta h} \approx 0$. При сложении берегов породами более прочными, чем аллювиальные отложения на дне, обычно принимают допущение о недеформируемости берегов, т. е. также считают $\frac{\Delta B}{\Delta h} = 0$.

Толщина слоя деформации дна Δz_k за время Δt определяется исходя из зависимости (5.3) по формуле

$$\Delta z_k = -\left[\frac{\rho_s}{\rho_{\text{гр}}} \cdot \frac{Q_{sk} - Q_{s(k-1)}}{B_k \Delta x_k} - \frac{1}{B_k}\left(h_{\text{бр}} \frac{\Delta B}{\Delta t}\right)\right] \tag{5.6}$$

(индексы, указывающие номер временной ступени, опущены).

Положительное значение Δz_k указывает на то, что на рассматриваемом участке имеет место отложение наносов; отрицательное значение этих величин соответствует размыву дна. Для следующей расчетной временной ступени отметки дна на участке принимаются равными

$$z_{k1} = z_{k0} + \Delta z_{k1}, \tag{5.7}$$

где индекс k означает номер расчетного участка; 0 и 1 – соответственно начало и конец временной ступени.

Примечание – В случае необходимости учета в расчете проводимых в русле карьерных землечерпаний для добычи песчано-гравийной смеси в правой части зависимости (5.7) следует вычесть $z_{k_{\text{кар}}}$ – среднюю на k-м участке толщину слоя извлекаемого из русла материала за рассматриваемый интервал времени Δt.

При выполнении расчетов следует учитывать, что при достижении на том или ином участке в процессе деформации русла кровли неразмываемых пород или отметок, соответствующих образованию слоя отмостки (п. 5.4), дальнейший размыв русла на этом участке прекращается. В случае отсутствия отложений, наносы проходят через него транзитом, то есть расход наносов в низовом створе этого участка Q_{sk} принимается равным расходу $Q_{s(k-1)}$, поступившему на этот участок с вышерасположенного: $\Delta Q_{sk} = 0$ и $\Delta z_k = 0$ (здесь индексы, указывающие номер временной ступени, опущены).

Гидравлические характеристики потока (V и h) при заданном расходе Q на временном шаге Δt определяются построением кривой свободной поверхности на основании решения уравнения Бернулли одним из известных способов. Схема, поясняющая расчет свободной поверхности в деформируемом русле при ступенчатой схематизации, приведена в качестве примера на рис. 5.2.

Результаты расчета трансформации русла в нижнем бьефе должны стать основой для построение кривых $Q = f(H)$ в характерных створах реки, учитывающих

переформирование русла на различных этапах эксплуатации гидроузла (например, через 1 год, 5 лет, 10 лет и т. д. после ввода в эксплуатацию).

Расчет следует вести до полной стабилизации уровней или на период времени, продолжительность которого обусловлена какими-либо дополнительными соображениями (например, сроком ввода в эксплуатацию нижерасположенного гидроузла, подпирающего рассматриваемый бьеф и т.п.).

5.4 Расчет трансформации русла, сложенного разнозернистым материалом

В руслах, образованных разнозернистым несвязным материалом $\left(\frac{d_{95}}{d_5} > 5\right)$, деформации дна и размывы его, сопровождаемые выносом всех фракций, происходят до тех пор, пока по мере углубления русла скорости V не уменьшатся до значения $V_{\text{н. наиб}}$ – неразмывающей скорости самых крупных частиц, при котором в русле прекращается их движение, и они начинают отмащивать размываемую поверхность. При дальнейшем углублении русла в слое отмостки скапливаются более мелкие фракции грунта, и поверхность русла постепенно покрывается слоем крупных частиц со средневзвешенным диаметром $d_{\text{отм}}$, которому соответствует неразмывающая скорость $V_{\text{н.отм}}$. Для образования отмостки поток должен переработать слой грунта толщиной δz, отмыв из него частицы крупностью $d < d_{\text{отм}}$. Слой δz называется *слоем накопления отмостки*. Вынос мелких фракций при $V \leq V_{\text{н.отм.}}$ происходит путем «отсасывания» их потоком через еще недостаточно сформировавшуюся отмостку [49, 60, 65, 108].

Расчет деформации русел, сложенных разнозернистым грунтом (относящихся чаще всего к горным и предгорным районам*), рекомендуется выполнять в следующем порядке:

1. По кривой гранулометрического состава донных отложений находятся:

- средний диаметр грунта d и соответствующая ему ордината p_d – доля, составляемая частицами, крупность которых меньше d в общем объеме смеси;

*) Специфические особенности расчета переформирования горных рек см. в [64]

- диаметр частиц, определяющих шероховатость русла, d_{95};

- наибольший диаметр частиц $d_{\text{наиб}}$.

2. Вычисляется коэффициент однородности грунта

$$K = d / d_{95}. \tag{5.8}$$

3. По известным характеристикам потока Q, V и h определяются:

- неразмывающая скорость $V_{\text{н}}$ для частиц грунта средней крупности d по зависимостям (5.16) или (5.19) при глубине потока h;

- неразмывающая скорость потока $V_{\text{н.наиб}}$ и соответствующая ей начальная глубина $h_{\text{нач}}$, при которой начинается образование самоотмостки русла

$$h_{\text{нач}} = \frac{Q}{B V_{\text{н.наиб}}}. \tag{5.9}$$

Значения $V_{\text{н.наиб}}$ и $h_{\text{нач}}$ находятся путем решения (методом итераций или графически) этого уравнения совместно с зависимостью (5.19), в которой принимается $V_{\text{н}} = V_{\text{н.наиб}}$, $h = h_{\text{нач}}$ и $d = d_{\text{наиб}}$.

4. Определяется средний диаметр частиц отмостки $d_{\text{отм}}$ и толщина слоя ее накопления δz, связанные между собой зависимостью [60, 65, 108]:

$$d_{\text{отм}} = d + \frac{\delta z (1 - K_0)(1 - p_d)}{1 + \delta z (0{,}95 - p_d) / d_{95}}, \tag{5.10}$$

δz – толщина слоя накопления отмостки.

Нахождение $d_{\text{отм}}$ и δz осуществляется совместным решением уравнения (5.10) и зависимостей

$$h_{\text{кон}} = h_{\text{нач}} + \delta z, \tag{5.11}$$

$$Q = h_{\text{кон}} B V_{\text{н.отм}}. \tag{5.12}$$

где $V_{\text{н.отм}}$ вычисляется по зависимостям (5.19) при $h = h_{\text{кон}}$ и $d = d_{\text{отм}}$.

Решение системы уравнений (5.10)–(5.12) осуществляется методом итераций, причем в качестве параметра начального приближения может задаваться либо δz, либо $d_{\text{отм}}$.

Полученное в результате решения значение $h_{\text{кон}}$ устанавливается в русле, сложенном разнозернистым грунтом с характеристиками d, p_d, d_{95} после размыва его

расходом воды Q и самоотмостки крупными частицами со средневзвешенным диаметром $d_{отм}$; глубина $h_{кон}$ характеризует предельное состояние размыва этого грунта при прохождении расхода Q.

5.5 Расчетные характеристики наносов и грунтов, слагающих русло

Грунты, образующие русло, делятся на связные и несвязные (сыпучие). Связные грунты характеризуются наличием сцепления между отдельными частицами; к связным грунтам относятся глины, суглинки, супеси. В несвязных грунтах сцепление практически отсутствует; к ним относятся пески, гравий, галька, валуны.

Крупность речных наносов устанавливается на основании их механического анализа. Грунт считается однозернистым (однородным по крупности) при коэффициенте разнозернистости $\frac{d_{95}}{d_5} \le 5$.

Сцепление c для связных грунтов определяется на основании испытаний образцов грунта на срез. Нормативное значение сцепления $c^н$ определяется для всей совокупности исследуемых образцов в соответствии с ГОСТ 20522-2012 по методу наименьших квадратов. При определении предельных неразмывающих скоростей вводится коэффициент надежности k_c, учитывающий вероятность отклонения величины сил сцепления от нормативного, значения. На основании ГОСТ 20522-2012

$$k_c = 1 / \left(1 - t_\alpha \frac{\sigma}{c^н}\right), \quad (5.13)$$

где σ – среднеквадратическое отклонение величины c от $c^н$; t_α – коэффициент, принимаемый по табл. Е.2 ГОСТ 20522-2012 в зависимости от числа испытаний и заданной односторонней доверительной вероятности α, которую в расчетах русловых процессов следует принимать равной 0,95. При отсутствии данных испытаний образцов грунта на срез можно принять приближенное значение $k_c = 2$.

В предварительных расчетах численное значение $c^н$ для связных грунтов принимается по табл. 5.1 в зависимости от основных характеристик грунта:

показателя текучести J_L и пористости δ.

Таблица 5.1*

Вид грунта	Показатель текучести J_L	Нормативные значения удельного сцепления $c^н$ (кПа=т/мс^2) при пористости δ									
		0,300	0,325	0,350	0,375	0,400	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525
Супеси	0 – 0,25	16,5	13,5	11,5	9	7,5	–	–	–	–	–
	0,25 – 0,75	14	11,5	9,5	7	5	3,5	–	–	–	–
Суглинки	0 – 0,25	49,5	44	38	33,5	29,5	25,5	22,5	20,0	18	–
	0,25 – 0,50	40	37,5	35	31	27	23	19	16,5	15,5	–
	0,50 – 0,75	–	–	–	27,5	24	20,5	17	15	13	11
Глины	0 – 0,25	–	–	81,5	74,5	65	55	49	43,5	38,5	33,5
	0,25 – 0,50	–	–	–	60,5	56	51	45	39,5	34,5	29,5
	0,50 – 0,75	–	–	–	47	44,5	41	38	34,5	31	26,5

* Составлена на основании данных, приведенных в СП 22.13330.2011, табл. Б.2.

Показатель текучести грунта определяется по формуле:

$$J_L = \frac{W_н - W_р}{W_L - W_р}, \tag{5.14}$$

где $W_н$ – природная влажность грунта в долях единицы; W_L и $W_р$ – соответственно влажность на границе текучести и на границе раскатывания (пластичности).

Пористость грунта δ определяется как отношение объема пор к общему объему грунта и связывает плотность грунта в аллювиальных отложениях $\rho_{гр}$ с плотностью материала наносов ρ_s следующим образом:

$$\rho_{гр} = (1 - \delta)\,\rho_s .$$

При отсутствии данных изысканий значение δ для несвязных грунтов может быть принято по данным таблицы 5.2.

В механике грунтов часто употребляется коэффициент пористости e, определяемый как отношение объема пор к объему твердой части грунта. Связь между пористостью δ и коэффициентом пористости e определяется соотношением $\delta = \frac{e}{1 + e}$. Использование в расчетах русловых деформаций и транспорта наносов понятия пористости является более удобным, поскольку оно непосредственно связано с концентрацией наносов на дне потока: $s + \delta = 1$.

Таблица 5.2

Грунты и их характеристики					Скорость $V_н$ (м/с) при средней глубине потока h, м				
Наименование основного грунта		Разновидность (разнозернистый грунт, характеризуемый скоростью $V_н$, близкой к указанной)	Пористость δ	Расчетный диаметр частицы (d), мм	0,5	1	3	5	10
Пыль		Пыль и ил с мелким песком	0,65-0,35	0,05	0,37	0,39	0,43	0,44	0,46
				0,10	0,27	0,29	0,32	0,33	0,35
Песок	мелкий	Песок мелкий с примесью среднего	0,45-0,35	0,15	0,25	0,27	0,30	0,31	0,32
	средний	Песок мелкий с глиной, песок средний с примесью крупного	0,45-0,35	0,20	0,25	0,27	0,29	0,31	0,32
				0,30	0,26	0,28	0,31	0,32	0,34
				0,40	0,28	0,30	0,33	0,35	0,37
	крупный	Песок среднезернистый с глиной, песок крупный с примесью гравия	0,40-0,28	0,50	0,29	0,31	0,35	0,37	0,39
				0,75	0,33	0,35	0,39	0,41	0,44
				1,0	0,36	0,39	0,43	0,46	0,49
Гравий	мелкий	Гравий мелкий с примесью крупного	0,40-0,28	1,5	0,41	0,44	0,50	0,53	0,56
	средний	Гравий средний с примесью песка крупного и мелкого гравия	0,40-0,28	2,0	0,45	0,49	0,55	0,58	0,62
				3,0	0,52	0,56	0,64	0,68	0,73
				4,0	0,57	0,63	0,72	0,76	0,81
	крупный	Гравий крупный с песком и мелким гравием	0,40-0,28	5,0	0,61	0,68	0,78	0,82	0,89
				7,5	0,70	0,78	0,90	0,96	1,04
Галька	мелкая	Галька средняя с песком и гравием	0,40-0,28	10,0	0,78	0,86	1,00	1,07	1,16
				15,0	0,88	0,99	1,16	1,24	1,35
	средняя	Галька крупная с примесью гравия	0,40-0,28	20,0	0,97	1,09	1,29	1,38	1,51
				30,0	1,10	1,25	1,49	1,60	1,75
				40,0	1,19	1,37	1,65	1,78	1,95
	крупная	Валуны мелкие с галькой и гравием	0,40-0,28	50,0	1,27	1,46	1,78	1,95	2,12
				75,0	—	1,65	2,03	2,21	2,45
Валуны	мелкие	Валуны средние с галькой	0,40-0,28	100,0	—	1,79	2,23	2,44	2,71
				150,0	—	—	2,54	2,79	3,13
	крупные	Валуны средние с примесью крупных	0,40-0,28	200,0	—	—	2,76	3,05	3,45
				300,0	—	—	3,10	3,46	3,94

Неразмывающая скорость для данного грунта характеризует устойчивость его на дне потока. При этом могут быть выделены различные состояния, характеризующиеся разной степенью надежности, или иными словами, разной вероятностью срыва частиц со дна потока. В частности, принято различать два состояния, первое из которых определяет устойчивость отдельных зерен грунта на дне потока, второе – устойчивость поверхностного слоя грунта в целом. При расчетах трансформации русла состояние полной его стабилизации следует оценивать достижением потоком значения предельной неразмывающей скорости $V_{н}$, характеризующей состояние предельной устойчивости грунта на дне потока, т.е. такое состояние, при котором наблюдается лишь шевеление отдельных частиц грунта без их срыва. При превышении средней скоростью потока V значения $V_{н}$ начинается срыв отдельных зерен, приводящий при скорости $V = U_0$ к нарушению устойчивости поверхностного слоя грунта в целом. Численное значение срывающей скорости может быть определено по формуле

$$U_0 \cong \sqrt{2} V_{н}. \tag{5.15}$$

Это значение принято в качестве характерного при расчете местного размыва несвязного грунта (см. п. 5.9).

Для однородных по крупности несвязных грунтов $V_{н}$ быть определено по формуле [65]:

$$V_{н} = \left(1\lg \frac{8,8h}{d}\right)\sqrt{\frac{2m_{м}}{0,88n_{м}}\left[\left(\frac{\rho_s}{\rho_{ж}} - 1\right)gd + 2\frac{c_{ун}^{н}}{\rho_{ж}k_c}\right]}, \tag{5.16}$$

где $m_{м}$ – коэффициент, учитывающий влияние наносов, содержащихся в потоке в коллоидном состоянии; для чистых потоков $m_{м}$=1; при наличии наносов в коллоидном состояний большем, чем ε_0 = 0,1 кг/м^3, $m_{м}$ = 1,4; при промежуточных значениях ε_0 $m_{м} = 1,4\left(1 - e^{-3\varepsilon/\varepsilon_0}\right)$; e – основание натуральных логарифмов; $n_{м}$ – коэффициент, учитывающий влияние пульсации скорости в придонной области потока и определяемый по приближенной формуле:

$$n_{м} = 1 + \frac{1}{0,3 + \left(\frac{v^2}{gd^3}\right)^{1/3}}, \tag{5.17}$$

$c_{\text{ун}}^{\text{н}}$ - усталостная прочность на разрыв несвязного грунта, учитывающая появление сил сцепления между частицами мелкозернистого грунта ($d << 0{,}25$ мм), равная для грунтов природного плотного сложения [7, 65].

$$c_{\text{ун}}^{\text{н}} = 8\rho_w v \frac{(gv)^{1/3}}{d}, \tag{5.18}$$

k_c – коэффициент надежности, см. формулу (5.13).

Для несвязных грунтов плотностью ρ_s = 2,65 т/м^3 в потоках, свободных от наносов, $V_{\text{н}}$ можно принимать по таблице 5.2 или по графику на рисунке 5.3 по известному значению среднего диаметра d.

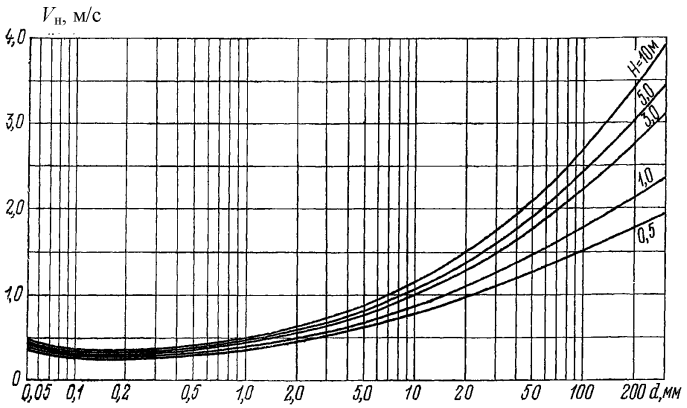


Рисунок 5.3 – Зависимость предельных неразмывающих скоростей $v_{\text{н}}$ несвязных грунтов от диаметра частиц d и глубины потока h (при плотности ρ_s=2,65 т/м^3, коэффициенте надежности k_c=2 и коэффициенте $m_{\text{м}}$=1)

Для несвязного грунта с крупностью частиц d>2,5 мм, в котором силы сцепления пренебрежимо малы, а коэффициент перегрузки постоянен ($n_{\text{м}}$=4,3) и не зависит от d, неразмывающая скорость может быть определена по формуле

$$V_{\text{н}} = 0{,}725\left(\lg\frac{8{,}8h}{d}\right)\sqrt{m_{\text{м}}\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}-1\right)gd}\ . \tag{5.19}$$

В случае разнозернистости несвязного грунта, то есть при $d_{95}/d_5 > 5$, шероховатость русла определяется крупными фракциями, в связи с чем в выражении под знаком логарифма в формулах (5.16) и (5.19) вместо d следует

понимать d_{95}. При пользовании табл. 5.2 или графиком на рис. 5.3 полученные с их помощью значения $V_н$ должны быть умножены на поправочный коэффициент $k = \frac{\lg(8,8h / d_{95})}{\lg(8,8h / d)}$.

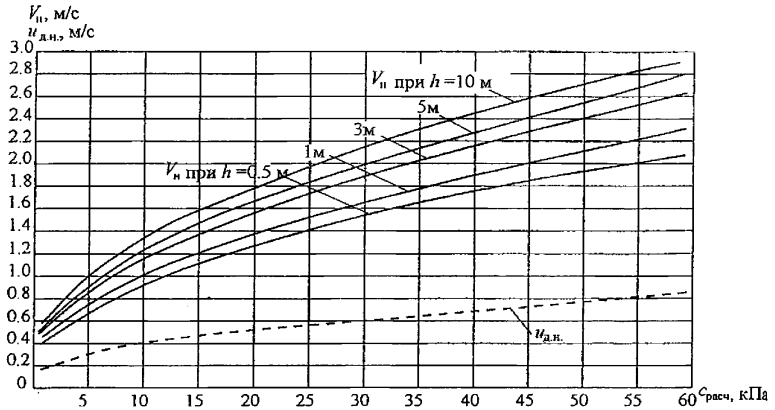


Рисунок 5.4 – Зависимость неразмывающих скоростей $V_н$ связных грунтов от расчетного значения сцепления $c_{расч} = c_н / K_c$ при плотности $\rho_c = 2650$ кг/м^3 и коэффициенте $m_м = 1$

При проведении предварительных расчетов и отсутствии данных о крупности грунта значение $V_н$ может быть принято по описанию грунта, приведенному в табл. 5.2. Описание составлено на основе данных [97] с учетом материалов, содержащихся в инструкции Союзводпроекта [40]. Более точный метод учета влияния разнозернистости грунта в расчетах местного размыва дается в п. 5.10.

Для связных грунтов $V_н$ следует определять по формуле [67]:

$$V_н = \left(\lg\frac{8,8h}{d}\right)\sqrt{\frac{2m_м}{0,88n_м}\left[\left(\frac{\rho_з}{\rho_в}-1\right)gd + 1,25\frac{c^н_{ун}}{\rho_в k_c}\right]}, \qquad (5.20)$$

где d – диаметр агрегатов (отрывающихся отдельностей) связного грунта; при отсутствии данных специальных исследований может быть принято d = 4 мм = 0,004 м; $n_м$ – для связных грунтов при отсутствии данных модельных или натурных исследований следует принимать равным 4; $m_м$ и k_c – см. выше; $c^н_у$ – усталостная прочность на разрыв связного грунта, определяемая в зависимости от нормативного

значения сцепления грунта $c^{н}$ по формуле $c_{у}^{н} = 0,035c^{н}$.

Для связных грунтов плотностью ρ_s = 2,65 т/м^3 в потоках, свободных от взвешенных наносов, $V_{н}$ (м/с) можно принимать по табл. 5.3 или по графику (рис. 5.4) в зависимости от расчетного сцепления $c_{расч} = c^{н} / k_{с}$. Для сложных связных грунтов с включениями гравия, гальки или валунов предельную неразмывающую скорость следует устанавливать в зависимости от количества включений и характера их залегания. Для грунтов, в которых связывающая часть лишь заполняет поры (пространство) между зернами гравия или гальки, значение $V_{н}$ следует принимать как для несвязного грунта. При объеме включений не более 20% или при их слоистом расположении расчет следует вести по основному грунту [67].

При проведении предварительных расчетов и отсутствии достаточных данных для расчета по формуле значение $V_{н}$ (м/с) для связных грунтов может быть приближенно определено по описанию, приведенному в таблице 5.3.

В инженерной практике устойчивость грунта против размыва часто оценивается не по значениям неразмывающей скорости $V_{н}$, а по предельному неразмывающему касательному напряжению на дне (или на смоченном периметре) потока [24]:

$$\tau_{д.н.} = \rho g h i = \rho u_{*н}^{2}, \qquad (5.21)$$

$u_{*н}^{2}$ – значение динамической скорости, при которой грунт данного состава является предельно устойчивым против размыва.

Определение значения $u_{*н}^{2}$ для несвязных грунтов может быть выполнено [48] по графику $\frac{1}{\sqrt{\psi_0}} = f\left(\frac{u_{*н} d}{\nu}\right)$ на рис. 5.5, где $\psi_0 = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)\frac{g d}{u_{*н}^{2}}$ коэффициент устойчивости донных частиц, ν - кинематический коэффициент вязкости воды.

Переход от предельных значений динамической скорости (или касательного напряжения) к неразмывающей средней скорости $V_{н}$ может быть осуществлен с помощью формулы Шези, справедливой для равномерного или близкого к нему потока:

$$V_{н} = \frac{C}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{\tau_{д.н.}}{\rho}} = \frac{C}{\sqrt{g}}u_{*н}. \qquad (5.22)$$

Таблица 5.3.

Ориентировочное описание соответствующих видов связного грунта				Расчетное сцепление $c_{расч} = c^{н} / k_{с}$, кПа	Средняя скорость $V_{н}$, м/с при глубине потока h, м				
Супесь	Суглинок		Глины		0,5	1	3	5	10
мало-плотная	мало-плотный	легкий		0,5	0,39	0,43	0,49	0,52	0,56
		тяжелый		1,0	0,44	0,48	0,55	0,58	0,63
				2,0	0,52	0,57	0,65	0,69	0,74
мало-плотная			мало-плотные	3,0	0,59	0,64	0,74	0,78	0,84
				4,0	0,65	0,71	0,81	0,86	0,92
	средне-плотный	легкий		5,0	0,71	0,77	0,89	0,98	1,01
плотная				7,5	0,83	0,91	1,04	1,10	1,19
		тяжелый							
				10,0	0,96	1,04	1,20	1,27	1,37
	плотный	легкий	средне-плотные (нормальные)	12,5	1,03	1,13	1,30	1,37	1,47
		тяжелый		15,0	1,13	1,23	1,41	1,49	1,61
				17,5	1,21	1,33	1,52	1,60	1,72
				20,0	1,26	1,40	1,60	1,69	1,82
				22,5	1,36	1,48	1,70	1,80	1,93
			плотные	25,0	1,42	1,55	1,78	1,88	2,02
				30,0	1,54	1,69	1,94	2,04	2,20
				35,0	1,67	1,83	2,09	2,21	2,38
				40,0	1,79	1,96	2,25	2,38	2,56
				45,0	1,88	2,0	2,35	2,49	2,64
				50,0	1,99	2,17	2,50	2,63	2,84
				60,0	2,16	2,38	2,72	2,88	3,10

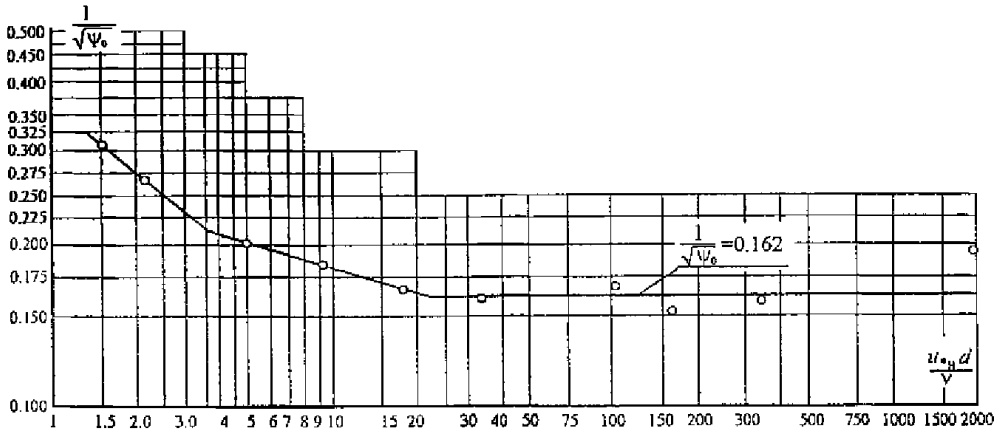


Рисунок 5.5 – График изменения коэффициента подвижности $\frac{1}{\sqrt{\psi_0}}$ донных частиц от параметра $u_{*н}^2 d / \nu$

5.6 Определение расхода наносов

В основе расчетов трансформации русла в нижнем бьефе по формуле (5.3) лежит определение расхода наносов Q_s. В зависимости от формы движения наносов в потоке они могут подразделяться на влекомые (донные) и взвешенные. Определение формы движения наносов выполняется на основании данных о гранулометрии донных отложений путем сопоставления гидравлической крупности частиц w рассматриваемой фракции с параметрами потока и русла (C – коэффициент Шези) в соответствии со значением критерия $\Phi = \frac{w}{V}\frac{C}{\sqrt{g}}$; при $\Phi > 4 \div 6$ – частицы неподвижны; при $4 \div 6 > \Phi > 1,25 \div 2$ – влекомые наносы; при $1,25 > \Phi > 0,6$ – сальтация, частицы перемещаются вблизи дна, $\Phi < 0,6$ – взвешивание и образование суспензии [172] .

В тех случаях, когда определяющим в процессе русловых переформирований является движение взвешенных наносов и имеются данные по измерению расходов наносов, определение Q_s следует производить по методу, изложенному в [106]. Метод основан на использовании установленной М.А. Великановым зависимости концентрации наносов от параметра $\eta = \frac{V^3}{ghw}$, где V и h – соответственно средняя скорость и глубина потока; w – средняя гидравлическая крупность взвешенных наносов. В предположении малого изменения w в пределах исследуемого бьефа по данным гидрометрических измерений строятся зависимости $S = f\left(\frac{V^3}{ghw}\right)$, где S – концентрация руслообразующих, т.е. встречающихся в составе донных отложений, фракций наносов. Нижняя ветвь этой зависимости (рис. 5.6) соответствует размыву, верхняя – отложению наносов.

При недостаточности данных наблюдений построение кривых, ограничивающих поле точек (рисуннок 5.6),можно производить по формулам:

$$S = 23,7 \cdot 10^{-5}\frac{\rho_w}{\rho_s}\cdot\frac{V^3}{ghw} = b\eta \qquad \text{– верхняя,} \tag{5.23}$$

$$S = 4,75 \cdot 10^{-5} \frac{\rho_w}{\rho_s} \cdot \frac{V^3}{ghw} = a\eta \qquad \text{– нижняя.} \tag{5.24}$$

При определении S по построенным таким образом графикам расчет производится сверху вниз по течению с учетом соотношения $\frac{V^3}{ghw}$ в двух рядом расположенных створах, руководствуясь следующими основными положениями [106]:

а) Если параметр η в рассматриваемом створе k оказывается меньше такового для вышерасположенного створа $(k - 1)$, то есть $\eta_k < \eta_{k-1}$, то S определяется по верхней кривой, так как в этом случае следует ожидать осаждения наносов (рисунок 5.6, а). Однако, если при этом оказывается, что концентрация $S_k^{в}$, определенная по верхней кривой, получается больше, чем в вышерасположенном створе S_{k-1}, то уменьшение параметра η считается недостаточным для того, чтобы вызвать выпадение наносов из потока. В этом случае принимается $S_k^{в} = S_{k-1}$ (рисунок 5.6, б).

б) Если параметр η в рассматриваемом створе k оказывается больше такового для вышерасположенного створа $(k - 1)$, то есть $\eta_k > \eta_{k-1}$, то S определяется по нижней кривой – кривой размыва (рисунок 5.6, в). При этом, если оказывается, что определенная по нижней кривой концентрация $S_k^{н}$ получается меньше, чем в вышерасположенном створе S_{k-1}, то принимается $S_k^{в} = S_{k-1}$ (рисунок 5.6, г).

в) Концентрация наносов S в створе гидроузла $(k = 0)$ принимается по данным расчета осветления потока водохранилищем. В соответствии с этим, значение S в конце первого расчетного участка (створ $k = 1$) принимается либо по нижней ветви $S = f(\eta)$ – при поступлении в нижний бьеф осветленного потока, либо по верхней ветви – при сбросе в нижний бьеф перенасыщенного наносами потока.

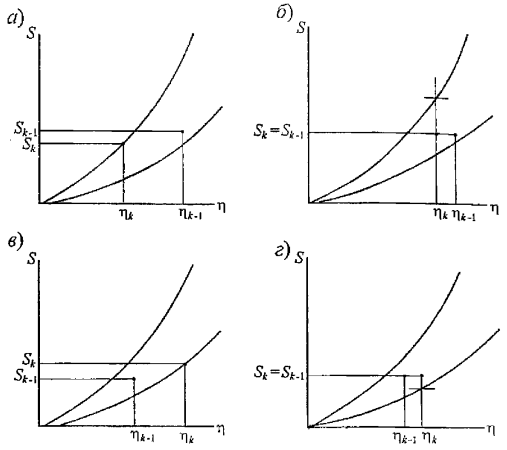


Рисунок 5.6 – Схема, поясняющая определение концентрации взвешенных наносов $S=f(\eta)$ по данным натурных наблюдений [106]

Расход наносов определяется в этом случае по формуле $Q_s = SQ$, где Q – расход воды.

При отсутствии гидрометрических данных расход наносов Q_s в расчетных створах предполагается равным транспортирующей способности потока P_s и определяется геометрическими характеристиками створа (при ступенчатой разбивке – применительно к вышерасположенному участку) и средней крупностью грунта d по одной из следующих формул.

1. Формула Леви для влекомых наносов (Ф>3,3):

а) для однозернистых грунтов [55]:

$$P_s = 0,002\left(\frac{V}{\sqrt{gd}}\right)^3\left(\frac{d}{h}\right)^{1,25}\left(1-\frac{U_0}{V}\right)Q \text{, м}^3/\text{с}, \tag{5.25}$$

где $U_0 = \sqrt{2}V_н$; $\frac{d}{h} > \frac{1}{5000}$ при $d > 0,5 \div 1,0$ мм;

б) для разнозернистых грунтов [69]:

$$P_s = 0,002\left(\frac{V}{\sqrt{gd}}\right)^3 Q\sum_{j=1}^{n}\Delta p_j\left(1-\frac{U_{0j}}{V}\right)\left(\frac{h}{d_j}\right)^{0,25} \text{, м}^3/\text{с}, \tag{5.26}$$

где $U_{0j} = \sqrt{2}V_{нj}$, $V_{нj}$ – предельная неразмывающая скорость для грунта крупностью d_j.

2. Транспортирующая способность потока при движении влекомых наносов (Ф > 3,3) может быть определена по элементам движения гряд, исходя из зависимости [23]:

$$P_s = (1 - \delta)\sigma c_г h_г B, \tag{5.27}$$

где σ – коэффициент полноты гряд, численное значение которого изменяется в зависимости от формы гряд в пределах от 0,5 до 0,75 и при отсутствии данных специальных исследований может быть принято равным ≈ 0,6 [120]; $h_г$ – высота гряды, определяемая по формуле В.С. Кнороза [50]:

$$h_г = 3,5R\left(1 - \frac{V_н}{V}\right)^{2/3}\left(\lg\frac{R}{d} + 6\right)^{-1}, \tag{5.28}$$

R – гидравлический радиус потока; $c_г$ – скорость движения гряд, определяемая по формуле Кнороза [50]:

$$c_г = 0,425\sqrt{gd}\left(\frac{V - V_н}{\sqrt{gR}}\right)^{2,5}, \tag{5.29}$$

или по формуле Снищенко–Копалиани [120]:

$$c_г = 0,019V\left(\frac{V^2}{gh}\right)^{1,45}. \tag{5.30}$$

Формулы В.С. Кнороза применимы при $V < (2,5 \div 2,7)V_н$.

3. Формула Караушева [47] для взвешенных наносов (Ф ≤ 3,3) крупностью $0,04 \le d \le 0,3$ мм ($0,0009 \le w_{ср} \le 0,02$ м^3/с):

$$P_s = 1,12 \cdot 10^{-6} Q \frac{V^2}{gh}\left(\frac{V}{w_{ср}}\right)^{0,75}\frac{C^2}{g}, \text{ м}^3/\text{с}. \tag{5.31}$$

где $w_{ср} = \frac{1}{100}\sum_{j=1}^{m} w_j p_j$ – средняя гидравлическая крупность транспортируемых потоком фракций; m – число транспортируемых фракций; p_j – процентное содержание i-ой фракции с гидравлической крупностью w_j, C – коэффициент Шези

4. Формула Гончарова [22] для влекомых и взвешенных наносов (Ф > 0,5):

$$P_s = \frac{1+\varphi}{800}\frac{d}{h}\frac{V_н}{V}\left(\frac{V^3}{V_н^3}-1\right)\left(\frac{V}{V_н}-1\right)Q \text{ , м}^3\text{/с,} \qquad (5.32)$$

где φ – параметр, определяемый по формуле:

$$\varphi = \sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{0,9\rho_w}\frac{gd}{w^2}},$$

где w – средняя гидравлическая крупность наносов.

Область применения формулы Гончарова ограничена условиями:

$$100 \le \frac{h}{d} \le 1550 \qquad \left(8,7 \le \frac{h}{d_{95}} \le 500\right); \qquad 1 \le \frac{V}{V_н} \le 1,8 .$$

При $\frac{V}{V_н} > 2$ можно пользоваться упрощенной зависимостью:

$$P_s = \frac{1+\varphi}{2200}\frac{d}{h}\left(\frac{V}{V_н}\right)^{3,33} Q \text{ , м}^3\text{/с.} \qquad (5.33)$$

5. Формула Бэгнольда для влекомых и взвешенных наносов [170]

$$P_s = \frac{C_f V^2}{\rho' g h}\left(\frac{0,13}{\operatorname{tg}\varphi - \operatorname{tg}\alpha} + \frac{0,01}{w/V - \operatorname{tg}\alpha}\right)Q , \qquad (5.34)$$

где

$\rho' = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1$;

φ – угол внутреннего трения грунта ложа реки;

α – угол наклона дна к горизонту;

w – гидравлическая крупность наносов;

C_f – коэффициент трения, вычисляемый по зависимости

$$C_f = \left[\frac{æ}{\ln(12h/\Delta)}\right]^2 , \qquad (5.35)$$

где æ≈0,4 – постоянная Кармана; Δ – эффективная высота выступов шероховатости, принимаемая в зависимости от значения параметра $\frac{u_*^2}{\rho' g d}$:

$$\Delta = \begin{cases} 3d_{90} & \text{при } \dfrac{u_*^2}{\rho' g d} < 1 ; \\ 3\dfrac{u_*^2}{\rho' g d} d_{90} & \text{при } \dfrac{u_*^2}{\rho' g d} \geq 1 . \end{cases}$$

Первый член в скобках в формуле (5.34) учитывает долю влекомых наносов, а второй – взвешенных.

Необходимое условие применимости формулы Р. А. Бэгнольда для влекомых наносов $\alpha<\varphi$ выполняется, как правило, автоматически, поскольку диапазон изменения $\mathrm{tg}\varphi$ составляет $0{,}4 < \mathrm{tg}\varphi < 0{,}75$, а $\mathrm{tg}\varphi$ редко (лишь в верховьях горных рек) превосходит 1. Для взвешенных наносов условие ее применимости $\mathrm{tg}\varphi < w/V$ должно проверяться, но поскольку чем больше уклон дна и скорость потока, тем более крупные частицы грунта переходят во взвешенное состояние, это условие будет выполняться в достаточно широком диапазоне.

6. При размыве русла, сложенного связным материалом, расход Q_s определяется по зависимости Мирцхулавы [66]:

$$Q_s = 6{,}4 \cdot 10^{-6} \int_0^L fd \left(\frac{V^2}{V_н^2} - 1 \right) B\, dx , \qquad (5.36)$$

где

L – удаление створа от плотины; $0 \leq x \leq L$;

$f = 0{,}73 \dfrac{V}{h}$ – средняя частота пульсации скорости;

d – диаметр отдельности связного грунта, принимаемый при отсутствии специальный исследований равным $d = 4$ мм (0,004 м).

5.7 Дополнительные замечания

Назначение руслоформирующего расхода воды $Q_{рф}$ является одним из наиболее ответственных моментов расчета. При расчете по приближенному методу в качестве такого расхода может быть принят расход воды, соответствующий среднемноголетнему расходу наносов, а продолжительность «расчетного года» –

средней продолжительности зарегулированного паводка. Допустимым является принятие $Q_{рф}$ равным максимальному расходу, при котором речной поток находится в бровках меженного русла.

Детальные расчеты следует проводить, принимая расходы воды Q в соответствии с расчетными зарегулированными гидрографами многоводного, маловодного и среднего по водности годов, схематизированными ступенями различной продолжительности Δt с постоянным расходом Q. Расчеты могут быть проведены для различных вариантов последовательности «пропуска» расчетных гидрографов. При расчетах на длительный период (более 10–15 лет) целесообразно назначать расходы воды в соответствии с гидрографом года среднего по твердому стоку.

Для каждого этапа расчета должна быть построена кривая свободной поверхности, по положению которой определяются гидравлические характеристики русла для следующей «временной» ступени расчета. По результатам построения свободной поверхности можно судить о понижении уровней в створе гидроузла.

Результаты расчета должны послужить основой для построения кривых $Q = f(H)$, с помощью которых учитывается общий размыв русла для различных моментов эксплуатации гидроузла (например, через 1 год, 5 лет, 10 лет и т.д. после ввода в эксплуатацию). Расчет следует вести до момента, близкого к стабилизации процесса понижения уровней, или на период времени, продолжительность которого обусловлена какими-либо дополнительными соображениями (например, сроком ввода в эксплуатацию нижерасположенного гидроузла, подпирающего рассматриваемый бьеф и т.п.).

Более полные рекомендации по расчету общего размыва содержатся в [97].

Местные размывы нескальных грунтов в нижних бьефах водосбросных сооружений

5.8 Общие положения

Причинами местных размывов (рисунок 5.7) в нижних бьефах водосбросных сооружений, являются: увеличенная по сравнению с бытовой размывающая

способность сбросного потока, обусловленная неполным гашением его избыточной энергии в пределах крепления; концентрация расходов воды на более узком участке, чем ширина реки в бытовом состоянии.

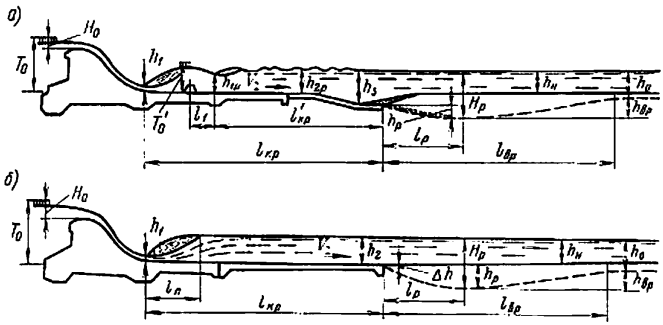


Рисунок 5.7 – Схема местного размыва за плотиной:
а – при устройстве за рисбермой ковша; б – при наличии зуба в конце рисбермы

Основные задачи расчета местных размывов следующие: определение максимальной глубины размыва и ее местоположения, ширины и длины воронки размыва, глубины обнажения зуба или вертикальной стенки концевого крепления (в тех случаях, когда они предусмотрены).

Размеры и форма местных размывов зависят от типа сооружения, кинематических характеристик потока в конце крепления, характеристик грунтов, залегающих в нижнем бьефе, соотношения между шириной водосливного фронта и шириной русла. В зависимости от соотношения ширин водосливного фронта (или рисбермы) $B_р$ и отводящего русла B местный размыв происходит в плоских ($B_р > 0{,}8B$) или пространственных ($B_р < 0{,}8B$) условиях.

Расчет местных размывов необходимо производить для строительного периода и условий постоянной эксплуатации. В соответствии с требованиями СП 58.13330 для сооружений I и II классов окончательное решение о типе и размерах крепления принимается на основании лабораторных исследований и экономического расчета.

Результаты расчета местных размывов необходимо учитывать при:

а) назначении расчетного удельного расхода;

б) определении длины и толщины недеформируемого крепления, типа и размеров гасителей энергии;

в) определении длины и толщины гибкого (деформируемого) крепления за (недеформируемой) рисбермой, объема камня, используемого для крепления ковша, размеров гибкосвязанных плит и др.;

г) определении устойчивости сооружений гидроузла;

д) расчете общих размывов русла в нижнем бьефе;

е) расчете плана течений.

5.9 Определение максимальной глубины воронки размыва в плоских условиях

Максимальная глубина воронки при расчете размыва несвязных и связных грунтов определяется по формуле [98, 105, 107]:

$$H_{\text{р}} = k_1 \frac{q}{U_0}, \tag{5.37}$$

где U_0 – срывающая скорость для грунта (связного или несвязного), залегающего в русле и определяемая по формуле (5.15); q – удельный расход в конце рисбермы; при равномерном сбросе расходов определяется по формуле:

$$q = \frac{Q}{nb + (n-1)b_{\text{б}}}, \tag{5.38}$$

где

Q – расход водосброса;

b и $b_{\text{б}}$ – ширина водосбросного пролета и бычка;

n – количество пролетов;

k_1 – коэффициент, учитывающий увеличение размывающего воздействия потока, сходящего с крепления, за счет повышенной турбулентности по сравнению с размывающим воздействием равномерного потока при той же глубине и средней скорости.

Коэффициент k_1 для песчаных и песчано-гравелистых грунтов следует

принимать по большему из значений вычисленных по формулам [79, 98]:

$$k_1 = 0,65 + \frac{h_к}{h_{2р}}\left(1 + M_р\right), \tag{5.39}$$

$$k_1 = 0,87 + 3,25\mathrm{Fr}_2 + 0,3M_р, \tag{5.40}$$

$h_{2р}$ и $h_к$ –глубина потока в конце крепления и критическая глубина;

$M_р = M_2 = \frac{u'_m}{V_2}$ или $M_р = M_к = \frac{u'_m}{V_3}$ – параметры турбулентности потока в конце крепления или в ковше за рисбермой: u'_m, V_2, V_3 – максимальная пульсационная, средние по глубине скорости в конце крепления и в ковше,

$\mathrm{Fr}_2 = V_2^2/(gh)$ – число Фруда конце рисбермы.

Данные, позволяющие определить значение параметра $M_р$ для гладкого крепления, при наличии на водобое гасителей энергии в виде сплошной и прорезной стенок и в ковше за рисбермой, содержатся в п. 4.14. Для ориентировочных расчетов при длине крепления, равной 10–12 расчетным глубинам потока в конце рисбермы, значение коэффициента k_1 может быть принято равным 1,2 [55, 105, 107]. При длине крепления больше 14 расчетных глубин потока в конце рисбермы, и числах Фруда в этом сечении $\mathrm{Fr}_2 \le 0,5$ коэффициент k_1 может быть принят равным 1,05.

При наличии однородных несвязных грунтов срывающая скорость U_0 определяется по среднему диаметру по формулам (5.15) и (5.16) или соответствующим им таблице 5.2 и рисунку 5.3. Для неоднородных по крупности несвязных грунтов при расчете местных размывов допускается определять U_0 по диаметру однородного грунта $d_р$, эквивалентного по сопротивляемости размыву рассматриваемому неоднородному несвязному грунту. Для связных грунтов при расчете глубины воронки местных размывов U_0 определяется по формулам (5.15) и (5.20) или соответствующим им таблице 5.3 и рисунку 5.4.

При расчете местных размывов связных грунтов по предлагаемому методу полученные результаты следует рассматривать как приближенные.

5.10 Определение расчетного диаметра $d_р$ несвязного неоднородного грунта при расчете местных размывов

При размыве разнозернистых грунтов происходит отмостка дна более крупными частицами, предотвращающая дальнейший размыв. Фактическая глубина размыва в некоторых случаях может быть существенно меньше глубины размыва, определенной для среднего диаметра частиц грунта $d_{ср}$. Расчетные значения диаметров частиц грунта и соответствующие им неразмывающие скорости при местных размывах отличаются от их значений в равномерных потоках.

Расчетный диаметр $d_р$ определяется в зависимости от относительного содержания в грунте частиц $k_{кр} = 1 - k_{мк}$, степени неоднородности грунта $\varepsilon_1 = \frac{d_{95}}{d_5}$ и $\varepsilon_2 = \frac{d_{кр}}{d_{мк}}$, характеристик потока в конце рисбермы. Здесь d_{95}, d_5 – диаметры частиц, мельче которых в смеси содержится 95 и 5% частиц; $d_{кр}$, $d_{мк}$ – средние диаметры крупной и мелкой фракций. Вместо $d_{мк}$ может использоваться d_{50} при $d_{50} < d_{ср}$.

Количество мелких и крупных фракций в грунте и их размер, т.е. $k_{кр}$, $k_{мк}$, $d_{кр}$, $d_{мк}$ определяются по кривой гранулометрического состава грунта. При отсутствии четкой границы между мелкими и крупными фракциями указанные величины могут быть установлены из следующих соображений. Средний диаметр частиц, образующих отмостку при изменении ε_1 от 25 до 400 и $k_{кр} < 0{,}4$, изменяется от d_{75} до d_{92} и значение ε_1 для слоя отмостки не превышает 4÷5. Поэтому из состава грунта берется граничное значение диаметра $d_{гр}$, при котором $\frac{d_{макс}}{d_{гр}} \approx 5$ и по верхней части кривой гранулометрического состава грунта определяются соответствующие ему $p_{гр}$ и $k_{гр}$. Частицы мельче $d_{гр}$ относятся к мелкой фракции, крупнее – к крупной фракции. Значения $d_{ср}$, $d_{мк}$, $d_{кр}$ определяются по формуле:

$$d_{ji} = \sum_{x}^{j} d_i \Delta \overline{p}_i \Big/ \sum_{l=x}^{j} \Delta \overline{p}_i \qquad (5.41)$$

для соответствующих пределов на оси ординат механического состава грунта

$d_{ср}$ . . . $x = 0$; $\quad j = 100$;

$d_{мк}$ . . . $x = 0$; $\quad j = p_{гр}$;

$$d_{кр} \ldots x = p_{гр}; \quad j = 100;$$

здесь

i – номер интервала;

d_i – средний диаметр грунта i-го интервала;

$p_{гр}$ – весовое содержание частиц более мелких, чем $d_{гр}$, выраженное в процентах.

Наличие крупных частиц в грунте при расчете местных размывов можно не учитывать, если $\frac{d_{кр}}{d_{мк}} < 6$ и $k_{кр} < 0{,}15$. Расчет в этом, случае можно производить по $d_{мк}$ или по d_{50} при $d_{50} < d_{ср}$. В таблице 5.4 указано, какие диаметры могут быть приняты в качестве рас-четных при изменении чисел Фруда в конце крепления в пределах 0,05 – 0,3 и отмеченных в таблице значениях определяющих параметров. Параметр $M_p = \frac{u'_m}{V_2}$ характеризует турбулентность потока в конце крепления, здесь u'_m и V_2 – максимальная пульсационная и средняя скорость в конце крепления (см. п. 4.14). Приведенные в таблице 5.4 данные применимы для расчета несвязных неоднородных грунтов при $k_{кр} < 0{,}4$, для которых $d_{50} < d_{ср}$.

Таблица 5.4

Расчетный диаметр частиц грунта $d_р$	Исходные характеристики			
	потока	грунта		
	u'_m / V_2	k	ε_1	ε_2
$d_{ср}$	$\leq 0{,}4$	0,15 – 0,25	30 – 45	6 – 10
$d_э$	$\leq 0{,}4$	0,15 – 0,25	> 45	10 – 15
$d_{мк}$ (или d_{50})	0,4 – 1,5	0,15 – 0,25	30 – 40	< 10
$d_{ср}$	0,4 – 1,5	0,15 – 0,25	40 – 55	10 – 15
$d_э$	0,4 – 1,5	0,25 – 0,40	≥ 55	≥ 15

Значение $d_э$ при разбивке гранулометрической кривой на десять интервалов определяется по формуле [137]:

$$d_э = \left(0{,}1 \cdot \sum_{i=1}^{i=10} d_i^x \right)^{1/x} \qquad (5.42)$$

где $d_1 = \frac{d_0 + d_{10}}{2}$; $d_2 = \frac{d_{10} + d_{20}}{2}, \ldots, d_{10} = \frac{d_{90} + d_{100}}{2}$;

$$x = 4,0 - 2,8A \; ; A = \frac{d_{100} - d'_{кр}}{d_{100} - d'_{мк}}. \qquad (5.43)$$

В данном случае:

$$d'_{кр} = 0,02 \cdot \sum_{p_i=50}^{p_i=100} d_i \Delta p_i \; ;$$

$$d'_{мк} = 0,02 \cdot \sum_{p_i=0}^{p_i=50} d_i \Delta p_i \; .$$

Расчет действителен при A = 0,3–0,9.

Полученные значения расчетного диаметра вводятся в формулы (5.15) и (5.16) или (5.19) для определения срывающей скорости U_0 несвязных грунтов. Затем по формуле (5.37) вычисляется максимальная глубина воронки размыва.

При расчете глубины $h_0 = \frac{q}{U_0}$ непосредственно за воронкой размыва в пределах участка, на котором откладывается вынесенный из воронки грунт в случае залегания в русле однородных грунтов, неразмывающая скорость U_0 определяется по формулам (5.15) и (5.16).

При наличии неоднородных несвязных грунтов расчет U_0 также производится по формулам (5.15) и (5.16) или (5.19), но в качестве расчетных диаметров принимаются диаметры, указанные в таблице 4. 5. При $\varepsilon_2 > 10,0$ для вычисления U_0 можно также использовать метод, приведенный в [49].

Таблица 5.5

Принимаемый расчетный диаметр $d_р$	Исходные характеристики грунта	
	k	ε_2
$d_{ср}$	< 0,15	< 6
$d_э$	0,15 – 0,25	6 – 10
$d_{кр}$	≥ 0,25	≥ 15

Приведенные значения расчетных диаметров подтверждены экспериментальными данными, полученными при использовании на модели грунтов крупностью 0,1 – 7,5 мм, для которых $d_{50} < d_{ср}$ и коэффициенты неоднородности грунта изменялись в пределах: ε_1 = 5,0–60,0; ε_2 = 2,0–15,0; k = 0,1–0,4 [98].

5.11 Определение глубины размыва в плоскости зуба жесткой рисбермы

Глубина размыва непосредственно в конце жесткой рисбермы (см. рис.5.7б) при наличии неукрепленного песчаного грунта и при числах Фруда в конце рисбермы $\mathrm{Fr}_2 = \dfrac{V_2^2}{g h_2}$, изменяющихся в пределах 0,03–0,2, для условий плоской задачи определяется по формуле [79]:

$$\Delta h = h_0 \left[\frac{0,4 h_к}{h_2} (1 + M_2) - 0,1 \right]. \qquad (5.40)$$

где $h_0 = \dfrac{q}{U_0}$ – глубина, соответствующая срывающей скорости; M_2 – параметр турбулентности (см. пп. 4.14, 5.9).

Зависимость получена на основании выполненных в лаборатории исследований несвязных грунтов при изменении их крупности от 0,1 до 7,5 мм. По вычисленному значению Δh назначается заглубление зуба. Однако при неравномерной работе (см. 5.13) водосливного фронта глубина размыва Δh может оказаться в существенно больше расчетного значения. В этом случае за рисбермой необходимо устройство переходного крепления (см. пп. 4.13 – 4.15).

5.12 Определение расстояния от конца недеформируемого крепления до створа с максимальной глубиной размыва и длины воронки размыва

Расстояние $l_р$ (рисунок 5.7) от конца недеформируемого крепления до створа с максимальной глубиной размыва и общая длина воронки размыва $l_{вр}$ при длинах крепления, изменяющихся в пределах $(6 \div 20)h_2$ (h_2 – глубина в конце рисбермы при расчетном расходе для условий плоской задачи), могут быть приняты равными [79, 105, 107]:

$$l_р = 3,5 h_р; \qquad (5.45)$$

$$l_{вр} = 10 h_р. \qquad (5.46)$$

Здесь $h_р = H_р - h_2$ (или $h_р = H_р - h_3$, см. рисунок 5.7, а) – глубина воронки размыва по отношению к отметке крепления в конце рисбермы.

В случае, когда полученная расчетом глубина размыва превышает толщину слоя аллювиальных отложений, длина воронки размыва увеличивается по сравнению с $l_{вр}$, определенной по формуле (5.46). Приближенная оценка глубины размыва полускальных и скальных пород, подстилающих песчано-гравийный грунт аллювиального слоя, в этом случае может быть получена по формуле (5.37) с заменой в ней срывающей скорости U_0 на неразмывающую скорость $V_н$, значения которой для некоторых видов полускальных и скальных грунтов могут быть приняты по таблице 5.6 [107]. Значение удельного расхода q должно приниматься с учетом пространственных условий течения (см. 5.13).

Таблица 5.6

Наименование грунта	Средняя скорость $V_н$, м/с, при глубине потока h, м					
	1	3	5	10	15	20
Алевролит слабый	0,50	0,60	0,70	0,80	0,85	0,90
Алевролит средней крепости	1,00	1,25	1,40	1,60	1,70	1,80
Алевролит крепкий	1,50	1,90	2,05	2,40	2,60	2,70
Мергель	2,50	3,00	3,45	3,95	4,30	4,55
Известняк пористый, слоистый и доломитовый	3,50	4,40	4,85	5,50	6,00	6,35
Известняк плотный, неслоистый и кремнистый	5,00	6,25	6,90	7,90	8,60	9,10
Песчаник известковый	3,50	4,40	4,85	5,50	6,00	6,35
Песчаник доломитовый	5,00	6,25	6,90	7,90	8,60	9,10
Гранит и другие изверженные кристаллические породы	>15	>15	>15	>15	>15	>15

5.13 Расчет местного размыва в пространственных условиях

Глубина местного размыва в пространственных условиях связана с особенностями протекания потока как в пределах крепления, так и при сходе его на размываемое русло. При неравномерном распределении по фронту сооружения сбросных расходов могут возникать водовороты, под воздействием которых сужается транзитная струя, появляются сбойность потока и поперечные течения, приводящие к увеличению удельных расходов и скоростей как на рисберме, так и в воронке размыва.

При выборе расчетного расхода следует иметь в виду, что при неравномерных открытиях затворов плотины и пропуске расходов меньших, чем расчетный расход (принимаемый при определении пропускной способности сооружения), за счет

более низких уровней воды и сбойности потока в конце рисбермы могут возникать наибольшие скорости течения.

Определение удельного расхода в воронке размыва $q_в$ при известном удельном расходе в конце рисбермы q может производиться по формуле [54]:

$$q_в = 0,85q\sqrt{\frac{H_р}{h_2}}\sqrt{\frac{B_н}{B_р}}, \qquad (5.47)$$

где $B_р$ – ширина транзитного потока, сходящего с рисбермы.

Расчет ведется методом последовательного приближения; сначала вычисляется $q_в$ для глубины h_0, соответствующей срывающей скорости, затем для найденного $q_в$ определяется $H_р$ по (5.37) и снова вычисляется $q_в$. Окончательное значение $q_в$ подставляется в формулу (5.37) для определения максимальной глубины воды $H_р$ в воронке размыва.

Рекомендации по расчету удельных расходов на рисберме при наличии пространственных условий содержатся также в [26, 105, 107, 144] и в пп. 4.4, 4.20.

Расстояние до зоны максимального размыва, обнажение зуба и длина воронки размыва в пространственных условиях отличаются от их значений, определенных для условий плоской задачи. Ввиду большого разнообразия возможных схем работы сооружений эти величины должны уточняться на основании лабораторных исследований. Плановые размеры местного размыва уточняются после определения основных размеров потока, расширяющегося в нижнем бьефе после схода с рисбермы (см. пп. 5.14, 5.15). Глубина размыва уточняется с учетом понижения уровней воды в нижнем бьефе в результате происшедших общих размывов (см. пп. 5.3, 5.4).

Расчет участка расширения потока в нижнем бьефе гидросооружений

5.14 Общие указания

Знание формы и размеров транзитного потока и водоворотных областей, распределения скоростей и воздействия этого потока на русло в нижнем бьефе необходимо для обоснования варианта компоновки и размеров водопропускных

сооружений, установления зон возможного размыва русла и назначения мероприятий по их укреплению (рис. 5.8.).

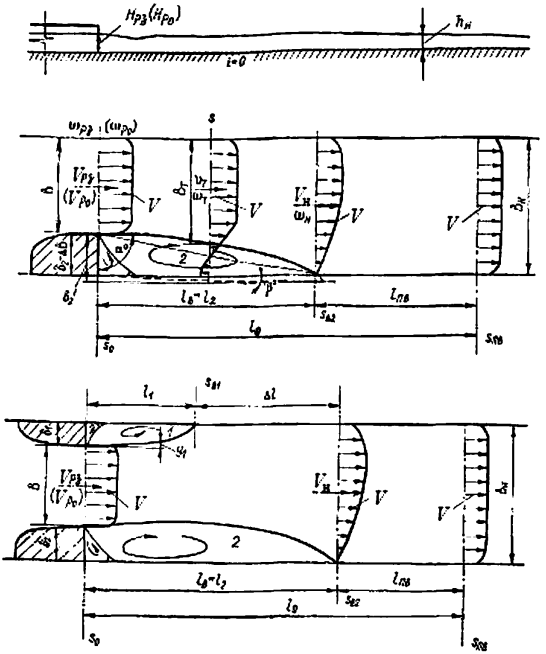


Рисунок 5.8 – Основные расчетные схемы и характеристики расширения потока в нижнем бьефе

Ниже рассматриваются случаи внезапного или почти внезапного одностороннего и двустороннего симметричного и несимметричного расширения призматического русла с прямоугольными поперечными сечениями и горизонтальным дном или дном с незначительными уклонами и изменениями его рельефа при степенях расширения русла в плане $\beta = B_н/B \leq 4–5$. Расчетными являются случаи с близким к равномерному плановым распределением осредненных во времени скоростей течения в начальном граничном створе расширения

спокойного потока и характерными для плавно изменяющегося движения пределами изменения интенсивности турбулентности потока в этом створе (отношения $U'_m / V = 0,15 \div 0,18$, σ/V =0,035–0,045, где σ – стандарт пульсации скорости).

Рассматриваются также случаи расширения потока:

1) при турбулентности его в начальном граничном створе, отвечающей состоянию потока в конце гидравлического прыжка, т.е. при $U'_m / V = 1,5 \div 1,8$ (см. пп.4.14, 5.29);

2) при неравномерном распределении расходов и скоростей течения по ширине начального створа.

Рекомендуемая методика может применяться для расчета расширения потока:

а) в размываемых руслах – в начальный момент работы водопропускного сооружения и в слаборазмываемых руслах при ровном дне;

б) в руслах с резкими изменениями рельефа дна, в частности, с наличием ковша или воронки местного размыва, – применительно к участкам ниже этих изменений рельефа дна.

В первом случае за начальный створ расширения потока принимается, как правило, створ конца рисбермы (или створ конца сопрягающих устоев при несовпадении его со створом конца рисбермы). Во втором случае, в связи с тем, что расширение транзитного потока сопровождается первоначальным «сжатием» его в плане (в зоне наибольшего размыва русла или несколько ниже ее), за начальный створ планового расширения потока принимается створ наибольшего «сжатия». Однако, ввиду трудности определения характеристик транзитного потока в этом створе, при предварительных расчетах во втором случае за начальный граничный створ может быть принят створ, конца воронки размыва, ниже которого не происходит существенных изменений рельефа дна. Характеристики турбулентности здесь приближаются к их значениям при плавно изменяющемся движении $U'_m / V = 0,2 \div 0,3$, и плановая эпюра осредненных скоростей в пределах основной части транзитного потока уже достаточно выравнена.

Ширина транзитного потока в таком створе может быть принята равной ширине его в конце рисбермы, а глубина может определяться по удельному расходу и неразмывающей скорости (см. пп. 5.9, 5.10). В этих условиях общая длина участка расширения потока складывается из длины участка планового «сжатия» транзитного потока и участка последующего его расширения.

Расчеты в обоих случаях выполняются первоначально в предположении равномерного планового распределения скоростей течения и характерной для плавно изменяющегося движения интенсивности турбулентности потока в начальном створе; затем в расчет вносятся поправки на действительный уровень турбулентности потока в этом створе, указания по определению которого содержатся в пп. 4.14, 4.9. Следует отметить, что увеличение в десять раз интенсивности турбулентности потока в начале его расширения сокращает длину водоворотного участка в среднем всего на 25% (см. п. 5.15 и таблицу 5.8).

5.15 Определение основных размеров расширяющегося потока

При одностороннем расширении русла с $\beta = B_н/B \leq 4 \div 5$ в спокойном потоке возникает одна водоворотная область (рис.5.8), а при двустороннем расширении – две области разных размеров. Общая длина участка, в пределах которого образуются водоворотные области, называемого водоворотным участком, определяется длиной большой водоворотной области $l_в = l_2$ (рисунок 5.8).

Осредненную во времени длину l_2 для представленных на рисунке 5.8 расчетных схем в руслах с формой поперечного сечения, близкой к прямоугольной, при интенсивности турбулентности потока в створе s_0, близкой к турбулентности плавно изменяющегося движения, рекомендуется определять по расчетным графикам, приведенным на рисунке 5.9 [88]*. Графики даны при значении коэффициента Шези в створе $s_{в2}$ $C_н = 50$ м^{0,5}/с. Для перехода к другим значениям $C_н$ полученные по графикам значения l_2 умножаются на коэффициенты k и k', приведенные в таблице 5.7. Определенные по этой методике значения длин l_2 следует умножить на коэффициент запаса 1,05 в связи с возможными

*) Существуют и другие методы расчета, о пределах применения которых см. в [84].

отступлениями от прямоугольной формы поперечных сечений, условностью оценки сопротивлений русла, опытными погрешностями и т.п. В особо ответственных случаях этот коэффициент может быть повышен до 1,1.

Таблица 5.7

k	$C_н$	60	55	50	45	40	35	30	25	20
	$\lambda = 2g / C_н^2$	0,0055	0,0065	0,0078	0,0097	0,0123	0,0160	0,0218	0,0314	0,0490
k	$\delta_2/B \geq 0{,}333$	1,12	1,06	1,00	0,93	0,85	0,76	0,66	0,545	0,41
k'	$\delta_2/B = 0{,}25$	1,08	1,04	1,00	0,95	0,90	0,84	0,77	0,68	0,55

При $\delta_2/B = 0$ $k = 1{,}0$; при $0 < \delta_2/B < 0{,}25$ и $0{,}25 < \delta_2/B < 0{,}333$ – коэффициент k определяется по линейной интерполяции.

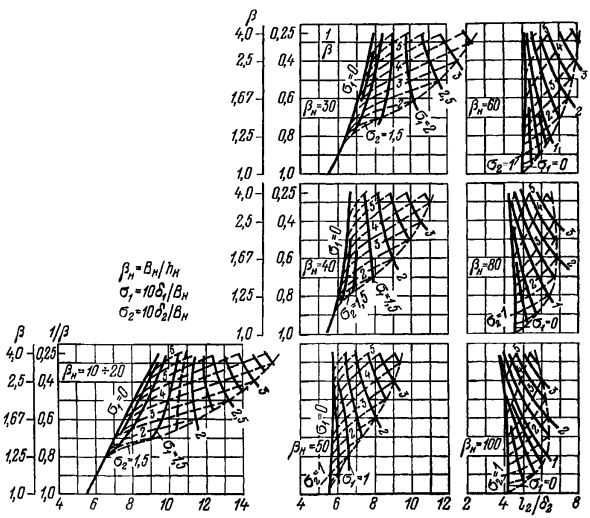


Рисунок 5.9 – Графики для определения относительной длины водоворотного участка $l_2/\delta_2 = f(\beta)$ при различных $\beta_н$, σ_1 и σ_2 в случае $C_н = 50$ м^{0,5}/с

Осредненную во времени длину малой водоворотной области l_1 рекомендуется определять по графикам рис. 5.10 [83], пригодным для различных расходов воды, глубин потока и шероховатостей русла, так как влияние этих параметров на l_2 невелико.

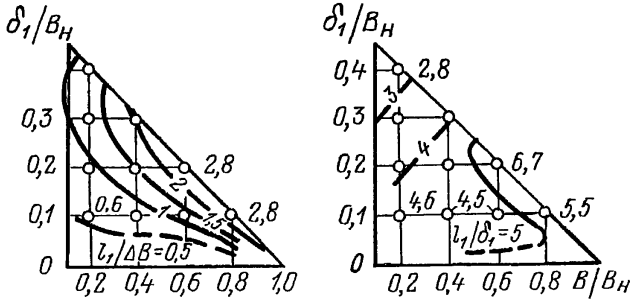


Рисунок 5.10 – Графики для определения относительной длины малой водоворотной области $l_1/\Delta B = f(B/B_н$ и $\delta_1/B_н)$ и $l_1/\delta_1 = f(B/B_н$ и $\delta_1/B_н)$

Рекомендуемые методики можно распространять на резко расширяющиеся русла с углами расширения α^0 от 90 до 45^0 на участке перехода от ширины B к ширине $B_н$, а также на постепенно расширяющиеся или сужающиеся ниже створа s_0 русла с углами до 6^0 (рисунок 5.8). В последнем случае за характеристики полного расширения русла нужно принимать величины δ_1' и δ_2' расширения его по урезу воды в створе $s_{вг}$ по отношению к створу s_0.

При расположении створа внезапного планового расширения русла s_0 в непосредственной близости от концов раздельных быков (опор) интенсивность расширения потока возрастает вследствие повышения его турбулентности. Поэтому длины l_2 и l_1 определенные по указанным методикам, следует снижать на 15% [87].

При трапецеидальной форме эпюры средних на вертикали скоростей течения U в створе s_0 в условиях одностороннего расширения русла при отношении скорости $U_в$ со стороны водоворота к скорости $U_б$ у противолежащего берега, равном 1,25–1,5, длины l_2, полученные по графику рисунка 5.9, следует снижать на 10%, а при $U_в/U_б$ = 0,65÷0,8 длины l_2 нужно увеличивать на 7%. При указанном соотношении скоростей $U_в$ и $U_б$ и повышенной турбулентности потока в створе s_0 длины l_2 должны уменьшаться при $U_в/U_б$ = 1,25–1,5 на 25%, а при $U_в/U_б$ = 0,65–0,8 – на 8% [87].

В том случае, когда начальный створ s_0 совпадает со створом конца гидравлического прыжка, длина водоворотного участка значительно сокращается.

Значения сокращения длин l_2 (в %) при различных параметрах прыжка следует принимать по таблице 5.8 [85, 87].

Таблица 5.8

$\beta_{к2}$	80,9		57,6			43,9		27,7	
D	1	1,5	1	1,5	2	1	1,5	1	1,5
$\sqrt{Fr_1} = 4$	17	30	15	28	–	13	27	–	–
$\sqrt{Fr_1} = 5$	27	30	25	30	36	24	30	22	32
$\sqrt{Fr_1} = 7$	35	40	28	32	–	25	30	–	–
$\sqrt{Fr_1} = 8$	–	–	35	37	–	–	–	–	–

$\beta_{к2}=B_н/h_{кн}$, где $h_{кн}$ – критическая глубина при ширине $B_н$ и $\alpha = 1{,}0$; $Fr_1 = V_1^2 / gh$ – число Фруда в сечении перед прыжком; D – степень затопления прыжка.

Максимальные изменения a/l_2 положения конечной точки большой водоворотной области могут достигать 0,4–0,5. Поэтому для прогнозирования размывов берегов важно знать, помимо осредненных, максимальные и минимальные мгновенные длины водоворотных областей и водоворотного участка. Для определения $l_{в\,макс} = l_{2\,макс}$ и $l_{в\,мин} = l_{2мин}$ рекомендуются зависимости [85]:

$$l_{в\,макс} = 1{,}2l_в = 1{,}2l_2, \tag{5.48}$$

$$l_{в\,мин} = 0{,}8l_в = 0{,}8l_2. \tag{5.49}$$

Участок берега, наиболее подверженный размыву из-за пульсации конца водоворота, располагается между створами $l_{в\,мин}$ и $l_{в\,макс}$.

Длину послеводоворотного участка $l_{пв}$, на которой происходит полное выравнивание плановой эпюры скоростей u (рисунок 5.8), следует назначать в соответствии с графиком рис. 5.11, где $\Delta B = B_н - B$ – расширение русла в створе s_0.

Форма малой водоворотной области, определяемая отношением y_1/δ_1, при $\beta \le 4$ устанавливается по зависимости:

$$\frac{y_1}{\delta_1} = \frac{s / l_1}{3 - 2s / l_1}, \tag{5.50}$$

где y_1 – см. рисунок 5.8; s – расстояние от створа s_0 до рассматриваемого.

Форма большой водоворотной области (отношение $\frac{\omega_т}{\omega_0}$ или $\frac{\delta\omega}{\Delta\omega}$) устанавливается на основании зависимостей [83]:

$$\frac{\omega_т}{\omega_0} = \frac{3 - (3 - \beta_{но})\, s / l_2}{3 - 2 s / l_2}, \tag{5.51}$$

или

$$\frac{\delta\omega}{\Delta\omega} = \frac{s / l_2}{3 - 2 s / l_2}, \tag{5.52}$$

где ω_0, $\omega_т$ и $\omega_н$ – площади живого сечения транзитного потока в створах s_0 (здесь ω_0 может быть равно $\omega_{рз}$ или $\omega_{р0}$ в зависимости от расчетного случая), s и $s_{в2}$; $\beta = \omega_н/\omega_0$ – степень «объемного» расширения потока в створе $s_{в2}$ по отношению к створу s_0; $\delta\omega = \omega_т - \omega_0$ и $\Delta\omega = \omega_н - \omega_0$ (рисунок 5.8).

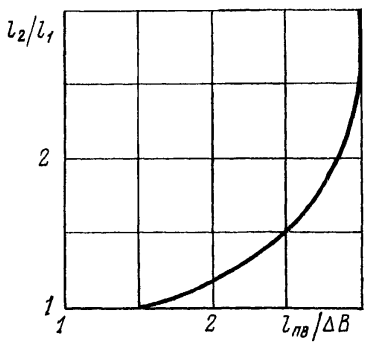


Рисунок 5.11 – График для определения относительной длины послеводоворотного участка $l_{пв}/\Delta B = f(l_2/l_1)$

Изменение (восстановление) уровня свободной поверхности Δz в створе $s_{в2}$ по отношению к створу s_0 может быть определено по зависимости, полученной из уравнения Бернулли:

$$\frac{\Delta z}{h_{V_0}} = \frac{\Delta h_w}{h_{V_0}} - \left(1 - \frac{1}{\beta_{но}^2}\right), \tag{5.53}$$

где $h_{V_0} = \frac{v_0^2}{2g}$ – скоростной напор в створе s_0; Δh_w – потеря энергии на участке между створом s_0 со скоростью V_0 ($V_0 = V_{рз}$ или $V_{р0}$) и створом $s_{в2}$ со скоростью V_0, предварительно определяемая как $\Delta h_w \approx \frac{(V_0 - V_н)^2}{2g}$.

Задача решается методом последовательного приближения при принятии

линейного закона изменения Δz на участке $l_в$*).

При рассматриваемой расчетной схеме русла с близкой к прямоугольной формой поперечных сечении, не учитывая в первом приближении изменение глубины вдоль и поперек транзитного потока, вместо зависимости (5.52) можно пользоваться зависимостью:

$$\frac{\delta B}{\Delta B} = \frac{s / l_2}{3 - 2 s / l_2}, \tag{5.54}$$

где $\delta B = B_т - B$; $\Delta B = B_н - B$.

5.16 Построение плана течений и поля скоростей

Для построения плана течений и поля скоростей рекомендуется способ Бернадского–Леви [56, с. 138–139]. Средняя скорость транзитного потока $V_т$ в рассматриваемом створе s может быть предварительно установлена в соответствии с (5.51) по зависимости:

$$\frac{V_т}{V_0} = \frac{3 - 2 s / l_2}{3 - (3 - \beta_{но}) s / l_2}. \tag{5.55}$$

5.17 Оценка размывающей способности расширяющегося потока и максимальных глубин размыва вдоль участка расширения

Размывающая способность расширяющегося потока может быть оценена по его средней скорости (п. 5.16) или по значениям критических диаметров частиц грунта $d_к$ в характерных зонах этого потока, т.е. по крупности частиц зернистого материала в состоянии их предельного равновесия на дне потока [83], сравниваемой с имеющейся фактической крупностью в натуре $d_ф$. Если $d_ф$ окажется меньше $d_к$, будет происходить размыв.

Критическую крупность грунта $d_{кт}$ для основной части ширины транзитного потока, незатронутой повышенной турбулентностью, в пределах длины водоворотного участка $l_в$=l_2 рекомендуется определять по зависимости:

*) Существуют и другие методы расчета изменения уровня воды (см., например, [56 и 71]).

$$\frac{d_{кт}}{h_т} = (0,21 \div 0,245)\frac{V_т^2}{g h_т}, \qquad (5.56)$$

где $h_т$ – средняя глубина; $V_т$ – средняя скорость транзитного потока в рассматриваемом створе.

Полученные значения диаметров $d_{кт}$ в 1,5÷1,75 раза превышают диаметры частиц $d_{ко}$, устойчивых в условиях плавно изменяющегося движения, когда

$$\frac{d_{к0}}{h} = 0,14\frac{V^2}{gh}, \qquad (5.57)$$

Критическая крупность грунта $d_{кр}$ в зонах раздела транзитного потока и водоворотных областей (в зонах повышенной турбулентности потока) в средней части длины каждой водоворотной области, т.е. на участке s=(0,4÷0,6)/$l_{1(2)}$, определяется из соотношения:

$$\frac{d_{кр}}{d_{кт}} = 1,5 \div 1,6. \qquad (5.58)$$

К началу и концу водоворотного участка (к створам s_0 и $s_{в2}$) отношения $d_{кр}/d_{кт}$ должны (линейно) снижаться до 1.

Для оценки максимальных глубин размыва вдоль участка расширения потока рекомендуются методы, изложенные в [56, с. 204–213].

5.18 Построение плана течений и поля скоростей на основе плановой математической модели

Расчет участка расширения потока в нижнем бьефе гидросооружений может быть выполнен на компьютере с использованием современных программных комплексов (ПК). Примерами таких ПК являются Mike21® (продукт датского института DHI), Hancock-2.5D (разработка ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева). Подобные ПК построены на основе плановой модели мелкой воды с однослойной или многослойной дискретизацией по глубине. Для рассматриваемой задачи вполне достаточно однослойной плановой модели в гидростатическом приближении, т.е. учет отличия профиля давления по глубине от гидростатического распределения не обязателен. В тоже время, обязателен учет турбулентной вязкости и трения на дне.

Для этого рекомендуется применять двухпараметрические модели турбулентности: *k*-ε, *k*-ω, *k*-ε-*RNG*. В случае применения 2.5D-моделей (многослойных, например, Hancock-2.5D или Mike3®) и трехмерных моделей (Hancock-3D, Telemac-3D®) турбулентная вязкость в горизонтальном и вертикальном направлениях может быть принята одинаковой, т.е. анизотропию турбулентности в данном случае можно не учитывать. Моделирование турбулентности с привлечением упрощенной модели пути смешения Прандтля приводит к некорректному распределению турбулентной вязкости, существенно отличающемуся от полученного по двухпараметрическим моделям. Как следствие, модель пути смешения Прандтля обычно дает заниженную длину отрывной зоны при внезапном расширении потока в сравнении с экспериментальными данными (п. 5.15).

Основные уравнения плановой модели мелкой воды с привлечением *k*-ε-модели турбулентности приведены в [165, 176]. Набор констант для *k*-ε-модели и запись генерации/диссипации энергии турбулентности для плановой модели несколько отличается от более распространенной записи в трехмерных моделях турбулентности.

Возможны различные варианты постановки граничных условий для расчета плановой модели. Например, на входной границе со спокойным режимом втекания может быть задано только распределение удельных расходов (скорость потока, умноженная на глубину), а на выходной – только фиксированная отметка свободной поверхности. При бурном режиме втекания на входной границе требуется задание одновременно распределения по границе удельных расходов и отметок: два входных граничных условия. Если на выходной границе поток является бурным, постановки условий на этой границе не требуется: расчетные модели, как правило, автоматически их отключают. На непроницаемых границах (берегах) фиксируется нулевой удельный расход, а отметка не задается: для нее можно поставить лишь мягкие граничные условия (нулевые производные по нормали к границе). Для касательных к границам компонент вектора скорости течения в спокойном режиме течения достаточно постановки мягких граничных условий, а в бурном режиме для входной границы можно принять нулевое (или известное) граничное условие для

касательной компоненты вектора скорости течения.

При учете турбулентной вязкости в модели этих основных граничных условий для удельных расходов и отметок свободной поверхности может оказаться недостаточно, т.к. система уравнений мелкой воды с вязкими слагаемыми перестает быть гиперболической. Здесь возможно два подхода. Во-первых, вблизи границ (в приграничных узлах расчетной сетки или контрольных объемах) просто можно отключить вязкие слагаемые. Во-вторых, можно добавить дополнительные мягкие граничные условия для нормальной и тангенциальной компоненты скорости у границ, что по сути тоже отключит вязкие слагаемые вблизи границ.

Постановка граничных условий для параметров турбулентности различна для спокойного и бурного потоков. На входе спокойного потока для параметров турбулентности k, ε (или k, ω) допустима постановка мягких граничных условий. Для бурного потока на входной границе необходимо задание значений параметров турбулентности на этой границе. На выходной границе и достаточно постановки мягких граничных условий. На непроницаемых границах (берегах) хорошие результаты показывает применение мягкого граничного условия для кинетической энергии турбулентных пульсаций k, а для скорости ее диссипации ε задается ее связь с k:

$$\varepsilon = c_{\mu}^{0,75}\, k^{1,5}/(0.41L) \tag{5.59}$$

Здесь L – расстояние от сеточного узла, в котором ставится граничное условие для ε, до берега, эмпирическая константа $c_{\mu} = 0{,}09$. Как говорилось выше в п. 5.14, условия для параметров турбулентности на входной и выходной границах слабо влияют на длину отрывной зоны.

В любом случае применение того или иного ПК для численного моделирования течений с резким расширением потока в плане требует предварительного тестирования ПК на экспериментальных данных. Примерами подобных тестов являются: образование отрывной зоны при обтекании шпоры [177], отрывная зона за прямоугольным уступом берега [159, 177]. Полученные расчетным путем длина отрывной зоны и турбулентная вязкость должны соответствовать зафиксированным в эксперименте.

Глава 6. Сопряжение бьефов за плотинами высокого напора посредством отброса струи носком-трамплином

6.1 Общие соображения

Согласно СП 40.13330.2012 (п. 6.41) «при сопряжении бьефов отбросом струи в конце водосброса следует предусматривать носок-трамплин, отбрасывающий поток воды в нижний бьеф на безопасное для сооружений расстояние, а в узких створах - исключающий опасное воздействие потока на берега.

В случае слаботрещиноватого основания в месте падения струи следует предусматривать специальные мероприятия по предотвращению опасного распространения размывов: устройство водобойного колодца или искусственной ямы размыва, рассредоточение сбросного потока по большей площади посредством многоярусных носков-трамплинов, рассеивающих трамплинов, расщепителей и т.п.».

Для высоконапорных гидроузлов, возводимых на скальном основании, отброс потока в нижний бьеф с помощью носка-трамплина в ряде случаев оказывается рациональной схемой сопряжения бьефов. Трамплины той или иной конструкции позволяют осуществить поворот сбросного потока и рассредоточение его вдоль или поперек русла.

По конструктивному оформлению различают трамплины, дно которых очерчено по цилиндрической поверхности, и трамплины, имеющие двоякую кривизну.

Указания по расчету параметров потока в пределах водосливной поверхности открытого водосброса, включая и участок цилиндрического трамплина, приведены в гл. 2. Ниже даются рекомендации для определения дальности отброса струи и глубины размыва скального русла за водосбросами, которые заканчиваются цилиндрическими трамплинами. Рекомендации по определению параметров струи отбрасываемой с помощью трамплинов более сложных форм, содержатся в [11, 14, 146].

6.2 Определение дальности отлета и параметров отброшенной струи

Дальность отлета струи, отбрасываемой с помощью цилиндрического носка-трамплина (рис.6.1) может быть определена по зависимости [94]:

$$L = kZ_1\varphi^2 \sin 2\theta_0 \left[1 + \sqrt{1 + \left(\frac{Z_0}{Z_1} - 1\right)\frac{1}{\varphi^2 \sin^2 \theta_0}}\right], \qquad (6.1)$$

где k – коэффициент, учитывающий влияние аэрации и расщепления струи в полете; θ_0 – угол схода потока с трамплина; Z_0 – перепад между верхним и нижним бьефами с учетом скорости подхода; Z_1 – напор над носком-трамплином; $\varphi = \frac{V_т}{\sqrt{2gZ_1}}$ – коэффициент скорости, учитывающий потери напора в пределах тракта водосброса; $V_т$ – скорость потока в сечении на сходе с носка-трамплина.

В зависимости от значений числа Фруда в концевом сечении трамплина коэффициент k может быть принят:

$$k = 1{,}0 \qquad \text{при } \mathrm{Fr}_т = \frac{V_т^2}{gh_т} < 30 \div 35;$$

$$k = 0{,}8 \div 0{,}9 \qquad \text{при } \mathrm{Fr}_т > 35.$$

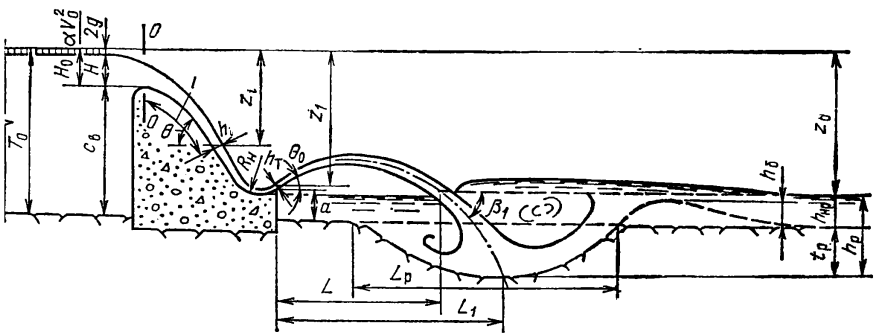


Рисунок 6.1 – Схема сопряжения бьефов за водосливной плотиной с цилиндрическим носком-трамплином

Угол схода потока с трамплина θ_0, т.е. угол между направлением вектора средней скорости в концевом сечении трамплина и горизонтальной плоскостью, отличается от θ – угла наклона дна трамплина к горизонтальной плоскости в том же

сечении. С увеличением кривизны линий тока различие между θ_0 и θ возрастает. Угол θ_0 для струй, сходящих с цилиндрических трамплинов, рекомендуется определять с помощью графика на рисунке 6.2 в зависимости от отношения $R_н/h_т$ и центрального угла β. Здесь $R_н$ – радиус, которым очерчен трамплин в пределах угла β; $h_т$ – глубина потока в начале трамплина. Угол схода струи с трамплина, которому отвечает наибольшая дальность отлета струи, составляет 30–35°.

Для гарантированного доступа воздуха под струю и во избежание ее подтопления высотное положение носка-трамплина следует назначать не ниже максимального уровня в нижнем бьефе.

Угол входа струи под уровень нижнего бьефа β_1 рекомендуется определять по зависимости:

$$\operatorname{tg}\beta_1 = \sqrt{\operatorname{tg}^2\theta_0 + \frac{2g\left(\frac{1}{2}h_т\cos\theta_0 + a - h_{нр}\right)}{V_т^2\cos^2\theta_0}}, \qquad (6.2)$$

где

a – высота носка-трамплина над дном нижнего бьефа;

$h_{нр}$ – глубина воды в нижнем бьефе.

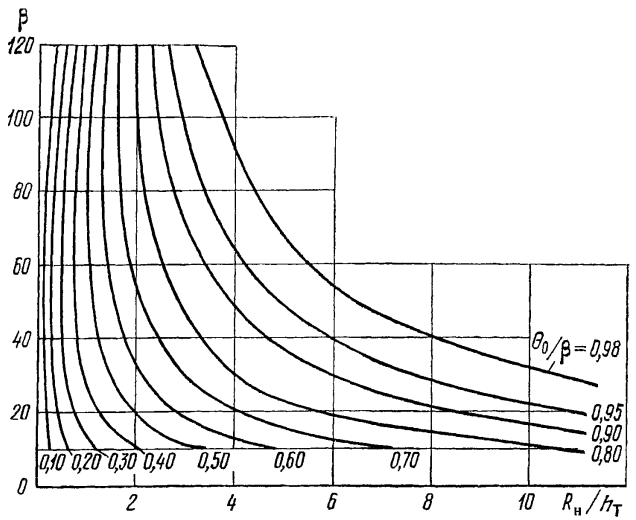


Рисунок 6.2 – График для определения угла α схода потока с трамплина

6.3 Определение глубины размыва русла, сложенного связными грунтами, отброшенной струей

Наибольшую глубину воды $h_р$ в воронке размыва русел, сложенных из связных (глинистых) грунтов, при сопряжении бьефов по типу отброшенной струи (рисунок 6.1) устанавливают на основании совместного решения (методом последовательных приближений) зависимостей [68]:

$$h_р = \left(\frac{8,3 V_{вх} b_0}{V_{д.н.в.}} - 7,5 b_0 \right) \frac{\sin \beta_1}{1 - 0,175 \operatorname{ctg} \beta_1} + 0,25 h_{нр}; \tag{6.3}$$

$$V_{д.н.в.} = 1,25 \sqrt{\frac{2 m_м}{0,3 n_м \rho_w (1 - S)} \left\{ g \left[\rho_s - \rho_w (1 - S) \right] d + 1,25 \left(\frac{c_y^н}{k_c} + p_н + p_д \right) \right\}}, \tag{6.4}$$

где $V_{д.в.н.}$ – донная неразмывающая скорость в воронке размыва; $h_{нр}$ – глубина потока в нижнем бьефе; β_1 – угол наклона струи в месте входа под уровень нижнего бьефа (п. 6.2); S – средняя концентрация воздуха в сбросном потоке (см п. 2.17), которую можно принимать в первом приближении равной 0,5; $V_{вх}$ – скорость струи в месте входа под уровень нижнего бьефа; d – средний размер агрегатов связного грунта (см п. 5.5), b_0 – толщина струи в месте входа под уровень нижнего бьефа. С учетом изменения формы струи в плане при условиях плоской задачи на цилиндрическом трамплине можно считать

$$b_0 = 0,8 q / V_{вх}; \tag{6.5}$$

где q - удельный расход воды в начальном створе струи на сходе с трамплина. Рекомендации по определению $m_м$, $n_м$, $c_y^н$ и k_c даны в п. 5.5.

При других типах трамплинов значения q, b_0 и β_1 принимаются расчетом с использованием рекомендаций, содержащихся в [13, гл. 10].

Давление $p_н$, оказываемое слоем воды на агрегат глинистого грунта на дне воронки размыва, и динамическое давление $p_д$, оказываемое струей на этот агрегат, устанавливаются по следующим зависимостям:

$$p_н = \alpha_1 (1 - S) \rho_w g h_р; \tag{6.6}$$

$$p_д = 1,88 \alpha_1 (1 - S) \rho_w V_{д.н.в}^2 \sin \beta_1, \tag{6.7}$$

где α_1 – отношение сухих (или идентичных им по свойствам) контактов к общей опорной части агрегата, определяемое по эмпирической размерной зависимости

$\alpha_1 = 1 \cdot 10^{-4} c^{н}$, где $c^{н}$ (п. 5.5) – сцепление, кПа; при получении $\alpha_1 > 0{,}01$ в запас расчета следует принимать $\alpha_1 = 0{,}01$.

Значение $h_{нр}$ определяется в зависимости от неразмывающей скорости плавно изменяющегося потока по формуле

$$h_{нр} = Q / B V_{н}, \qquad (6.8)$$

где

Q – расход сбрасываемого в нижний бьеф потока;

B – ширина потока за пределами воронки размыва;

$V_{н}$ – неразмывающая скорость за пределами воронки размыва, определяемая путем совместного решения (методом последовательных приближений) зависимостей (6.3), (6.4) и (5.20) при $h = h_{нр}$.

Значение $V_{вх}$ определяется в зависимости от перепада уровней Z_0 по формуле

$$V_{вх} = \varphi \sqrt{2 g Z_0}, \qquad (6.9)$$

где φ – коэффициент скорости, зависящий от конструкции сопрягающих сооружений и учитывающий путь, пройденный струей до ее затопления по водосливу сопрягающих сооружений и в свободном полете в воздухе. При отсутствии данных специальных расчетов или лабораторных исследований φ может быть принят равным 0,98 – 0,95.

6.4 Определение глубины размыва скального русла отброшенной струей

Для предварительных расчетов максимальной глубины размыва $h_р$ *скального русла с развитой трещиноватостью* может быть использована зависимость [94] применимая в условиях плоской задачи для водосбросов, концевой участок которых оформлен в виде цилиндрического трамплина (рис.6.1):

$$h_р = h_т \left(0{,}1 + 0{,}45 \sqrt[4]{Fr_т}\right) \sqrt{Fr_т} \sqrt[4]{\frac{h_{нр}}{d}}, \qquad (6.10)$$

где

$h_{нр}$ – глубина воды в нижнем бьефе;

d – средняя крупность скальных отдельностей, равная диаметру

эквивалентного по объему шара;

$\mathrm{Fr}_т = \frac{V_т^2}{g h_т}$; $V_т$; $h_т$ – соответственно число Фруда, скорость и глубина в сечении на сходе потока с трамплина.

Зависимость (6.10) справедлива в пределах:

$$\frac{T_0}{h_к} = 5 \div 30; \quad \frac{d}{h_к} = 0,05 \div 0,75; \quad \mathrm{Fr}_т < 200.$$

При крупности d скальных отдельностей в диапазоне от 0,2 до 0,5 м глубина размыва может быть определена по зависимости [9], полученной на основе анализа экспериментальных и натурных данных,

$$h_р = k_р q^{0,5} Z^{0,25}, \qquad (6.11)$$

где Z – разность уровней верхнего и нижнего бьефов, м; q – удельный расход воды, м^2/с, на сходе с трамплина; $k_р$ – коэффициент, принимаемый равным 1,2 – 1,6.

При наличии сведений о *размерах отдельностей, углах залегания пластов скального русла* [63] (рисунок 6.3) рекомендуется следующая методика расчета максимальной глубины воронки размыва [94], справедливая при соблюдении условий:

$$6 \le \frac{T_0}{h_к} \le 16; \quad \mathrm{Fr}_т = \frac{V_т^2}{g h_т} = 10 \div 150; \quad 28^0 \le \theta_0 \le 42^0; \quad 0,5 \le \frac{h}{h_{2н}} \le 1,5; \quad 0,1 \le \frac{l_0}{h_к} \le 3;$$

$2,0 \le \frac{\rho_{ск}}{\rho} \le 3,0$, $\psi \le 30°$ и при отклонении падения пластов от продольного направления на 5 – 10°. Здесь $h_{2н}$ – наименьшая средняя глубина нижнего бьефа, при которой гидравлический прыжок за падающей струей в условиях плоской задачи еще не отогнан; l_0 – средний (поперечный) плановый размер отдельностей, взятый по направлению фронта падающей струи; ρ, $\rho_{ск}$ – плотность воды и скалы; ψ – угол, характеризующий направление выхода отдельности из гнезда (см. рисунок 6.3).

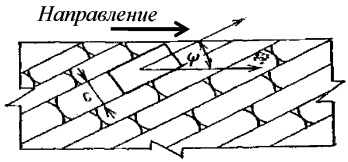


Рисунок 6.3 – Схема расположения отдельностей скального русла

Вначале определяются, значения $B^*_{\text{пред}}$ и $P^*_{\text{пред}}$ по зависимостям:

$$B^*_{\text{пред}} = 1{,}1c\left(\frac{\rho_{\text{ск}}}{\rho} - 1\right)\cos\psi\,, \tag{6.12}$$

$$P^*_{\text{пред}} = (1{,}1 + \delta)c\left(\frac{\rho_{\text{ск}}}{\rho} - 1\right)\cos\psi\,, \tag{6.13}$$

где

$\delta = 0$ при $\frac{c}{h_{\text{к}}} \geq 0{,}17$ и $\delta = 6{,}7\left(0{,}17 - \frac{c}{h_{\text{к}}}\right)$ при $\frac{c}{h_{\text{к}}} < 0{,}17$;

c – средняя высота отдельностей;

$B^*_{\text{пред}} = \frac{B/\rho g}{\Omega_{\text{о}}}$ и $P^*_{\text{пред}} = \frac{P/\rho g}{\Omega_{\text{о}}}$ – параметры, соответствующие предельным наименьшим значениям, при которых отдельность еще может быть вырвана из скального массива;

B – наибольшее значение изменяющейся во времени гидродинамической нагрузки, приложенной к отдельности скального основания, расположенной в своем гнезде на дне воронки размыва;

P – осредненная во времени составляющая выравнивающей нагрузки, действующей на приподнятую в своем гнезде отдельность;

$\Omega_{\text{о}}$ – площадь проекции отдельности скалы на плоскость, перпендикулярную направлению выхода отдельности из гнезда.

Далее вычисляются значения $\frac{B^*_{\text{пред}}}{z_0}$; $\frac{P^*_{\text{пред}}}{z_0}$; $\frac{l_0}{h_{\text{к}}}$ и по графикам, приведенным на рис. 6.4 и 6.5, определяется наименьшая относительная глубина воды в воронке размыва $h_{\text{р}}/h_{\text{к}}$.

Максимальная глубина размыва скального русла вычисляется по зависимости:

$$t_{\text{р}} = h_{\text{р}} - h_{\text{нр}} + c\,. \tag{6.14}$$

Зависимости (6.12) и (6.13) справедливы в условиях, когда бар за воронкой размыва отсутствует.

Высота бара $h_{\text{б}}$ за воронкой размыва (рисунок 6.1) может быть приближенно определена из следующих соотношений:

$$\text{при } 1,0 \le \frac{h_{\text{ир}}}{h_{2\text{н}}} \le 1,5 \qquad \frac{h_{\text{б}}}{h_{2\text{н}}} = 0,7\,,$$
$$\text{при } \frac{h_{\text{ир}}}{h_{2\text{н}}} < 1,0 \qquad \frac{h_{\text{б}}}{h_{2\text{н}}} = 0,5\,. \tag{6.15}$$

Согласно экспериментальным данным $h_{2\text{н}}$ может быть принято равным $0{,}83h_2$, где h_2 – вторая сопряженная глубина совершенного гидравлического прыжка, образующегося при заданных T_0 и q за плотиной, имеющей плавное сопряжение с водобоем.

Отложение продуктов размыва и формирование бара за воронкой размыва приводит к уменьшению вырывающих нагрузок, действующих на отдельности.

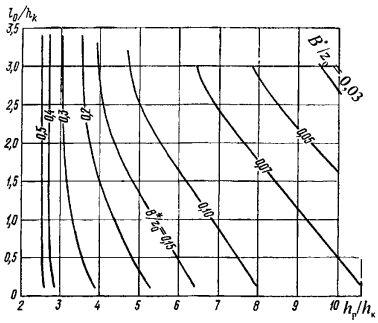


Рисунок 6.4 – График для определения глубины воды в воронке размыва $h_р$ в зависимости от B^*/z_0 и $l_0/h_к$

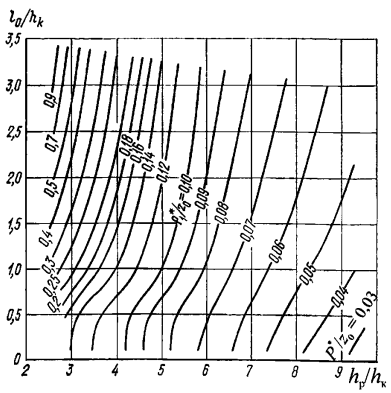


Рисунок 6.5 – График для определения глубины воды в воронке размыва $h_р$ в зависимости от P^*/z_0 и $l_0/h_к$

Коэффициенты, учитывающие влияние бара на значения параметров A^* и B^*, рекомендуется принимать в соответствии с таблицей 6.1.

Таблица 6.1

$\frac{h_б}{h_{2н}}$	$k_1 = \frac{A^*_б}{A^*}$	$k_2 = \frac{B^*_б}{B^*}$
0,5	0,94	0,87
0,7	0,88	0,78

В таблице 6.1 $A^*_б$ и $B^*_б$ – значения параметров A^* и B^* с учетом влияния бара, $A^* = \frac{A/\rho g}{\Omega_o}$ – параметр, соответствующий значению A – наибольшей пульсационной составляющей нагрузки, обусловленной турбулентностью потока и приложенной к отдельности скального основания, расположенной в своем гнезде на дне воронки размыва.

Коэффициент k_3, учитывающий влияние бара на параметр P^*, определяется методом последовательного приближения по зависимости:

$$k_3 = \frac{P^*_б}{P^*} = \frac{\frac{B^*}{z_0}\left(1,1 + 0,5\frac{l_0}{h_к}\right)k_2 - \frac{A^*}{z_0}\left(0,42 + 0,14\frac{l_0}{h_к}\right)k_1}{\frac{B^*}{z_0}\left(1,1 + 0,5\frac{l_0}{h_к}\right) - \frac{A^*}{z_0}\left(0,42 + 0,14\frac{l_0}{h_к}\right)}. \quad (6.16)$$

Предельные наименьшие значения B^* и P^* при образовании бара за воронкой размыва находятся по зависимости:

$$\left(\frac{B^*_{пред}}{z_0}\right)_{испр} = \frac{B^*_{пред}}{z_0 k_2}, \quad (6.17)$$

$$\left(\frac{P^*_{пред}}{z_0}\right)_{испр} = \frac{P^*_{пред}}{z_0 k_3}. \quad (6.18)$$

При учете образования бара последовательность выполнения расчетов по определению глубины размыва русла следующая:

1) определение значений параметров $\frac{B^*}{z_0}$ и $\frac{A^*}{z_0}$ по графикам на рис.6.4 и 6.6 для относительной глубины $H_р/h_к$, полученной в предположении отсутствия бара за воронкой размыва;

2) вычисление коэффициента k_3 путем подстановки в зависимость (6.16) найденных значений $\frac{B^*}{z_0}$, $\frac{A^*}{z_0}$, k_1, k_2;3) определение значений параметров $\left(\frac{B^*_{\text{пред}}}{z_0}\right)_{\text{испр}}$ и $\left(\frac{P^*_{\text{пред}}}{z_0}\right)_{\text{испр}}$ по зависимостям (6.17) и (6.18);

4) определение с помощью графиков на рис.6.4 и 6.5 относительной глубины в воронке размыва $h_р/h_к$, отвечающей $\left(\frac{B^*_{\text{пред}}}{z_0}\right)_{\text{испр}}$ и $\left(\frac{P^*_{\text{пред}}}{z_0}\right)_{\text{испр}}$;

5) определение значений параметров $\frac{A^*}{z_0}$, $\frac{B^*}{z_0}$, $\frac{P^*_б}{P^*}$ по полученному значению $h_р/h_к$ и повторение расчета.

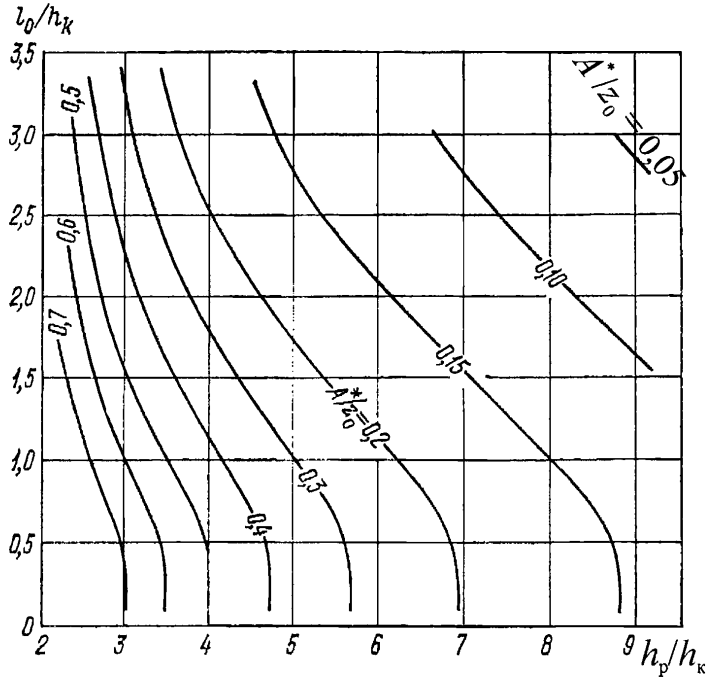


Рисунок 6.6 – График для определения глубины воды в воронке размыва $h_р$ в зависимости от A^*/z_0 и $l_0/h_к$

Продольный размер воронки размыва $L_р$, взятый на уровне начальной отметки неразмытого дна при горизонтальном или вертикальном залегании отдельностей (ψ=0), находится с учетом того, что уклон верхового откоса в среднем может быть принят равным 1:2,2; уклон низового откоса – 1:1,5; длина горизонтального участка дна воронки приблизительно равна 2,5$h_к$:

$$L_р = 2,5h_к + 3,7t_р . \qquad (6.19)$$

Расстояние от сооружения до створа максимального размыва русла, определяется по зависимости:

$$L_1 = L + \frac{h_р}{\mathrm{tg}\,\beta_1}. \qquad (6.20)$$

6.5 Определение глубины размыва русла, сложенного несвязными грунтами, отброшенной струей

Глубина размыва *крупнозернистого несвязного грунта* (d > 1 мм) в случае слабоаэрированной струи (т. е. для водосбросов низкого напора), входящей под уровень нижнего бьефа под углом β_1 > 30°, определяется по зависимости [71]

$$\frac{h_р}{b_0} = 4,8\left(\sin\beta_1 + 0,33\cos\beta_1\right)\left[\frac{\mathrm{Fr}_d^{2/3}}{k\left(h_{нр}/d_{95}\right)^{1/3}} - 1\right], \qquad (6.21)$$

где $\mathrm{Fr}_d = V_{вх}^2/(g d_{95})$; коэффициент k принимается в зависимости от значения $h_{нр}/d_{95}$:

$h_{нр}/d_{95}$	>10	10	<10
k	1,21	1,26	1,32

При *мелкозернистых* песчаных грунтах за водосбросом с трамплином или консолью и сравнительно небольших удельных расходах на трамплине (в диапазоне 15 –30 м^2/с) глубина воды в воронке размыва может определяться по зависимости [118, 124]:

$$h_{\text{р}} = k_{\text{кон}} \left(3,4 + 0,45 \frac{Z_0}{h_{\text{кр}}} \varphi^2 k_{\text{а}} \right) \times \left(\frac{q}{1,15 \sqrt{\text{g}} d_{50}^{0,25}} \right)^{0,8}. \qquad (6.22)$$

Здесь

$k_{\text{кон}}$ – коэффициент, учитывающий влияние конструкции водосброса; определяется по рис. 6.7 [118];

d_{50} – диаметр частиц обеспеченностью 50 %, определяемый по кривой гранулометрического состава грунта;

$\frac{Z_0}{h_{\text{кр}}} \varphi^2 k_{\text{а}}$ – комплекс, определяемый по графикам рисунка 6.7. Его можно также вычислить, принимая соответствующие значения коэффициента скорости φ и коэффициента аэрации потока $k_{\text{а}}$ (при $\text{Fr}_1 < 35$ $k_{\text{а}} = 1$, при $\text{Fr}_1 > 35$ $k_{\text{а}} = 0,8 \div 0,9$). Для определения глубины воды в воронке размыва за консольными водосбросами можно воспользоваться несколько иной записью зависимости (6.22), в которой точнее учитывается аэрация потока [45]:

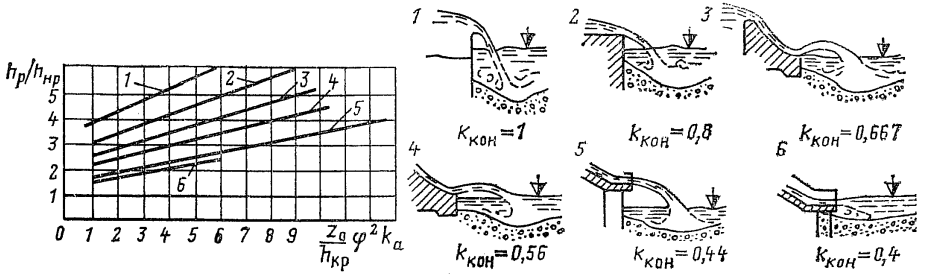


Рисунок 6.7 – Отношение глубины $h_{\text{р}}$ в яме размыва к глубине $h_{\text{нр}}$ равномерного потока при неразмывающей скорости в зависимости от комплекса $\frac{Z_0}{h_{\text{кр}}} \varphi^2 k_{\text{а}}$:

1–6 – номер типа конструкций концевых устройств

$$h_{\text{р}} = \left[1 + 0,21 \frac{Z_0}{h_{\text{кр}}} \varphi^2 \left(1 - A^2 \right) \right] \times {}_{1,25}\sqrt{\frac{q}{1,15 \sqrt{\text{g}} \sqrt{d_{\text{ср}}}}}. \qquad (6.23)$$

Здесь

φ – коэффициент скорости для сечения струи на входе в водную массу нижнего бьефа;

$d_{ср}$ — средняя крупность грунта в воронке размыва;

A — коэффициент аэрации, определяемый по графику рисунка 6.8 (обозначения см. на рисунке 6.1);

$h_{кр} = \sqrt[1,25]{\frac{q}{1,15\sqrt{g\sqrt{d_{ср}}}}}$ — глубина воды в отводящем русле при равномерном режиме течения. Зависимость (6.23) проверена в натурных условиях при перепаде $Z_0 < 12$ м и $q < 15$ м^2/с.

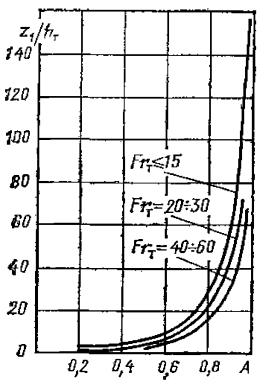


Рисунок 6.8 – Зависимость коэффициента аэрации A от перепада и числа Фруда $Fr_т = \frac{V_т^2}{g h_т}$ на сходе с трамплина

С некоторым запасом $h_р$ можно определить также по зависимости [68]

$$h_р = 2,4q\left(\frac{\eta}{w} - \frac{2,5}{V_{вх}}\right)\frac{\sin\beta_1}{1 - 0,175\,\mathrm{ctg}\,\beta_1} + 0,25h, \qquad (6.24)$$

где η – коэффициент перехода от средних скоростей к мгновенным, принимаемый равным 1,5–2; w – гидравлическая крупность грунта; $V_{вх}$ – скорость в месте входа струи в нижний бьеф; h – глубина воды в нижнем бьефе.

Литература

1. Абелев А. С., Соловьева А. Г. О влиянии расположения поверхностных затворов на характер распределения давлений на водосливной поверхности // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1980. Т.138. С. 16-21.

2. Альтшуль А. Д. Гидравлические сопротивления, М.: Недра, 1970. 216 с.

3. Барановская Е. Ф., Лысенко П. Е. Исследования подвода воздуха в туннели за высоконапорными рабочими затворами // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Л: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1971, вып. 62. С. 135-143.

4. Беляшевский Н. Н., Пивовар Н. Г., Калантыренко И. И. Расчеты нижнего бьефа за водосбросными сооружениями на нескальных основаниях. Киев: Наукова думка, 1973. 292 с.

5. Беляшевский Н. Н., Бугай Н. Г., Топчий С. Л. Исследование пульсирующей фильтрации и контактной устойчивости песчано-гравийных фильтров гидротехнических сооружений // Сб. «Гидравлика и гидротехника». Киев: Техника. 1973. С. 85–92.

6. Бурков А. Ф., Тюкина С. А. Некоторые вопросы гидравлики высоконапорных изогнутых водосбросов // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Л: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1969, вып. 52, С. 280-292.

7. Векслер А. Б. Влияние формы частиц наносов на их гидравлические характеристики // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1982, т.154. С. 52-58.

8. Водосбросы большой пропускной способности / Л. П. Михайлов, М. Ф. Складнев, В. М. Семенков, А. М. Швайнштейн. М.: Энергоатомиздат. 1985, 144 с.

9. Волынчиков А. Н, Судольский Г. А. Гидравлическое обоснование конструкции водосбросных сооружений ГЭС Шон Ла // Гидротехническое строительство, 2008, №8. С. 49 – 56.

10. Воробьев Г. А. Защита гидротехнических сооружений от кавитации. М.: Энергоатомиздат, 1990. 248 с.

11. Высоцкий Л. И. Управление бурными потоками на водосбросах. М.: Энергия, 1977. 280 с.

12. Гидравлические потери на трение в водоводах электростанций / А. Д. Альтшуль, Ю. А. Войтинская, В. В. Казеннов, Э. Н. Полякова. М.: Энергоатомиздат, 1985. 105 с.

13. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений. Справочное пособие. М.: Энергоатомиздат, 1988. 624 с.

14. Гидравлические расчеты конструкций, управляющих бурными потоками. Рекомендации для проектирования / Под общ. ред. Ф. Г. Гунько. Л.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1974. 110 с.

15. Гидравлические расчеты туннельных и трубчатых водосбросов гидроузлов. Рекомендации для проектирования / Под общей редакцией Ф. Г. Гунько. Л.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1974. 98 с.

16. Гидротехнические сооружения / В 2 частях. Под ред. М.М. Гришина. М.: Высшая школа, 1979.

17. Гидротехнические сооружения / Под общ. ред. Н. П. Розанова. М.: Стройиздат, 1978. 648 с.

18. Гидротехнические сооружения / под ред. В. П. Недриги. Справочник проектировщика. М.: Стройиздат, 1983. 543 с.

19. Гильденблат М. Я. О подводе воздуха за затворы туннеля // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Л.: Изд. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1971, вып. 62. С. 117-125.

20. Глазов А. Н. Расчет воздухозахватывающей способности потока за уступом аэратора // Гидротехническое строительство. 1984. №11, с.37–39.

21. Глубинные водосбросы и водоспуски гидроузлов. Гидравлические расчеты. ВСН 38-70. М.-Л.: Энергия, 1972. 44 с.

22. Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков. Л.: Гидрометеоиздат, 1962. 376 с.

23. Гришанин К. В. Динамика русловых потоков. Л.: Гидрометеоиздат. 1979. 312 с.

24. Гришанин К. В. Основы динамики русловых потоков. М.: Транспорт, 1990. 319 с.

25. Гунько Ф. Г., Жаров Н. И., Кудряшов Г. В., Рубинштейн Г. Л. Исследования кавитационных явлений в криволинейных водоводах.// Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1978, т.138, С. 7-15.

26. Гунько Ф. Г. Материалы по гидравлическим расчетам нижних бьефов водосливных бетонных и железобетонных гравитационных плотин, возводимых на нескальных основаниях. М.-Л.: Энергия, 1966. 110 с.

27. Гунько Ф. Г. Методика гидравлических расчетов нижних бьефов многопролетных плотин на равнинных реках при маневрировании затворами. М.-Л.: Госэнергоиздат, 1957. 88 с.

28. Гунько Ф. Г. Некоторые рекомендации по борьбе с местными размывами в нижних бьефах гидроузлов (по данным натурных наблюдений). Л.: Госэнергоиздат, 1961. 55 с.

29. Гунько Ф. Г. Перспективные схемы компоновок и типы водосбросных сооружений высоконапорных гидроузлов // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Т.112. 1976. С. 3–13.

30. Дубинчик Е. И., Илюшин В. Ф. Высоконапорные подземные водосбросы. М.: Энергоатомиздат, 1983, 104 с.

31. Дубинчик Е. И., Шишорина Г. И. Исследования параметров истечения из-под затвора напорного водовода // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике: Методы исследований и гидравлических расчетов водосбросных гидротехнических сооружений. Л.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева.

32. Ефименко А. И. Рубинштейн Г. Л. Водосбросные сооружения Саяно-Шушенской ГЭС. СПб.: Изд. АО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева», 2008. 512 с.

33. Жарков Ю. Г. Силовое воздействие потока на крепление русла нижнего бьефа из каменной наброски и методика расчета его // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Т.97. 1972. С. 95–110.

34. Жаров Н. И. О закономерностях распределения скоростей и давлений в криволинейных водоводах // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике / Л.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Вып. 120. 1978. С. 131–143.

35. Жаров Н.И. О закономерностях изменения продольных скоростей жидкости и гидродинамических давлений в криволинейных водоводах // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Л.: Изд. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1978, вып. 120. С. 131-143.

36. Жаров Н. И., Кудряшов Г. В. Возникновение кавитации при обтекании трехмерных выступов на поверхности водосбросов // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1976. Т. 112. С. 90–95.

37. Жаров Н. И., Кудряшов Г. В., Москвина Л. Г. Распределение скоростей потока в криволинейных водосбросах Саяно-Шушенской ГЭС // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Сборник научных трудов, 1981. Т. 145, С. 35–40.

38. Защита от размыва русел и нижних бьефов водосбросов. Рекомендации по проектированию. М.: ВНИИ ВОДГЕО Госстроя СССР, 1974. 168 с.

39. Идельчик И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям. М.: Машиностроение, изд. 3-е, 1992. 672 с.

40. Инструкция по проектированию низконапорных плотинных речных водозаборов оросительных систем. ВСН П-14-76, Союзводпроект. М.: Минводхоз СССР, 1976. 55 с.

41. Исаченко Н. Б. Влияние шероховатости водосбросной поверхности на степень воздухонасыщения открытого потока // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1965, т. 78. С. 350-358.

42. Исханов Р. М., Швайнштейн А. М., Коротков Н. Н. Реконструкция холостого водосброса Баксанской ГЭС и ее гидравлическое обоснование. Сборник «Гидротехника. Новые разработки и технологии. Седьмая научно-техническая конференция: доклады и выступления» CD. Секция 2, доклад 2-28 / ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 2013. 9 с.

43. Кавитация на гидросооружениях / Гальперин Р. С., Осколков А. Г., Семенков В. М., Цедров Г. Н. М.: Энергия. 1977. 200 с.

44. Кавитация на элементах гидротехнических сооружений и методы борьбы с ней / Р. С. Гальперин, К. К. Кузьмин, И. С. Новикова и др. // Гидротехническое строительство, 1971, №8. С. 20-23.

45. Каменев И. А. Исследования потока за консольным перепадом // Известия вузов. Сер. «Строительство и архитектура». 1972. №4. С. 103–119.

46. Караулов Б. Ф., Россинский К. И., Кузьмин И. А. Методические указания по проектированию гасителей энергии и креплений в нижнем бьефе водосбросных плотин на нескальных основаниях // Труды Гидропроекта. Сб.1. 1958. С.117–150.

47. Караушев А. В. Речная гидравлика. Л.: Гидрометеоиздат, 1969. 417 с.

48. Кнороз В. С. Неразмывающая скорость для несвязных грунтов и факторы ее определяющие // Известия ВНИИГ, 1958. Т. 59. С. 62–81.

49. Кнороз В. С. Неразмывающие (предельные) скорости разнозернистых по крупности несвязных материалов // Известия ВНИИГ, 1962, т. 71. С. 19–29.

50. Кнороз В. С. О деформациях дна и о влиянии их на гидравлический режим потоков // Труды III Всесоюзного гидрологического съезда. Т. 5. Л.: Гидрометеоиздат, 1960. С. 166–176.

51. Корн Г., Корн Т. Справочник по математике, для научных работников и инженеров. М. Наука, 1970. 47 с.

52. Кузьмин С. А., Николаенко Ю. И. Назначение крепления в нижнем бьефе многопролетных водосливных плотин // Труды ЛПИ им. М. И. Калинина. Гидроэнергетика и водное хозяйство. 1981. С. 81–85.

53. Кумин Д. И. Гидравлический расчет крепления в нижнем бьефе водосбросов / Техническая информация. Л.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1955. 55 с.

54. Леви И. И. Сбойность течения и глубина размыва русла за рисбермами гидротехнических сооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1963. Т. 73. С. 3–25.

55. Леви И. И. Динамика русловых потоков. М.- Л.: Госэнергоиздат. 1957. 252 с.

56. Леви И. И. Движение речных потоков в нижних бьефах гидротехнических сооружений. М.-Л.: Госэнергоиздат, 1955 г. 356 с.

57. Ляпин В. Е. Гасители энергии в виде прорезных стенок. Л.: Госэнергоиздат, 1959. 42 с.

58. Ляпин В. Е. Гидравлический расчет гасителя энергии, выполняемого в виде прорезной стенки, и концевого крепления за ним // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Т.71. 1962. С. 99–122.

59. Лятхер В. М. Турбулентность в гидросооружениях. М.: Энергия, 1968. 408 с.

60. Магомедова А. В. Эрозионные процессы в руслах рек и каналов. М.: Изд-во ВЗПИ, 1990. С. 204.

61. Маневич Я. З. Распределение давления за затвором напорных водоводов // Сборник докладов по гидротехнике. Вып. 12 / ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1972, , с. 57-62.

62. Методические рекомендации по изучению блочного строения массивов интрузивных пород для целей прогнозирования их размыва за водосбросами. П-40-75/ ВНИИГ. Л. 1976. 30 с.

63. Методические указания по пропуску льда через строящиеся гидротехнические сооружения. СО 34.21.145-2003. СПб: изд. АО ВНИИГ им. Б. Е Веденеева, 2003. 84 с.

64. Методические указания по расчету устойчивых аллювиальных русел горных рек при проектировании гидротехнических сооружений. / К. Ф. Артамонов, А. Н. Крошкин, В. Ф. Талмаза М.: Колос, 1972. 64 с.

65. Мирцхулава Ц. Е. Основы физики и механики эрозии русел. Л.: Гидрометеоиздат, 1988. 304 с.

66. Мирцхулава Ц. Е. Прогноз общего размыва русел при искусственном изменении их режима // Сб. трудов ВАСХНИЛ: Работа нижних бьефов гидротехнических сооружений. М.: Колос, 1969, С. 155-170.

67. Мирцхулава Ц. Е. Размыв русел и методика оценки их устойчивости. М.: Колос, 1967. 179 с.

68. Митропольский А. К. Техника статистических вычислений. М. Наука. 1971, 576 с.

69. Михалев М. А. Гидравлический расчет русла необлицованного канала большой пропускной способности. // Сб. «Речная гидравлика и русловые процессы2, Ч. 2 / Международные высшие гидрологические курсы ЮНЕСКО при МГУ им. М. В. Ломоносова. М., 1976. С. 85–98.

70. Михалев М.А. Гидравлический расчет потоков с водоворотом. Л.: Энергия, 1971. 184 с.

71. Нань Фен, Козлов Д. В., Румянцев И. С. Гидравлические исследования ступенчатых водосбросов различной конструкции // Гидротехническое строительство, 2015, №8, с. 29–37.

72. Новикова И. С., Семенков В. М. Допустимые неровности поверхности водосбросных сооружений из условия отсутствия кавитационной эрозии // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Методы исследований и гидравлических расчетов водосливных гидротехнических сооружений. Л.: ВНИИГим. Б. Е. Веденеева. 1985. С. 170-174

73. О допущении кавитационных повреждений при разработке требований к поверхности водосброса Ирганайского гидроузла / Абдарахманов М. А., Костин В. В., Никулин Д. А. и др. // Гидротехническое строительство. 2011. №2. С. 9–18.

74. Орешкин Ю. Г., Антонова Н. П., Синявский С. В. Новый вид крепления рисбермы и откосов гидротехнических сооружений // Труды Гидропроекта. Вып. 59. 1978. С.41–51.

75. Орлов В. Т. Построение кривой свободной поверхности и кривой распределения давления на участке сопряжения водосливной поверхности плотины с дном нижнего бьефа // Известия ВНИИГ, 1968. Т. 87. С. 282–303.

76. Офицеров А. С. Гидравлика водослива. Л.: Редакция энергетической литературы, 1938. 200 с.

77. Петров Н. А. О пропускной способности водослива практического профиля в пространственных условиях // Труды МИСИ. 1958. Сб. 24, вып. 2, с. 3–32.

78. Полубояринов Ю. Г. Истечение через неподтопленный круговой водослив с широким порогом // Труды ЛПИ им. М. И. Калинина, № 274, 1966. С. 120–126.

79. Попова К. С. Местный размыв мелкозернистых грунтов за рисбермами плотин // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1975, Т. 109. С. 256–267.

80. Применение суперкавитирующих элементов в водосбросных гидротехнических сооружениях / Розанов Н. П., Лысенко П. Е., Бедев В. Д. и др. // Гидротехническое строительство. 1971. №8. С. 24–27.

81. Проворова Т. П. О размерах гидравлического прыжка в водобойных колодцах с водобойной стенкой // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Т.79. 1965. С. 240–257.

82. Проворова Т. П., Жаров Н. И. Критические параметры кавитации для водобойных стенок различных форм // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Т.115. 1977. С. 23–39.

83. Рахманов А. Н. Основы расчета устойчивости каменно-набросных рисберм лесосплавных плотин // Научные труды Лесотехнической академии им. С. М. Кирова. Л., 1961, № 96. С. 3–11.

84. Рахманов А. Н., Стефанович Г. В. О методах расчета спокойных потоков при внезапном расширении русла // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1969. Т. 88. С. 3–36.

85. Рахманов А. Н., Стефанович Г. В. Пульсационные характеристики транзитной струи расширяющегося в плане спокойного потока при различных степенях ее турбулентности в начальном створе // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1972. Т. 100. С. 10–25.

86. Рахманов А. Н. Влияние очертания порога водобойного колодца на глубины гидравлического прыжка // Русловые процессы и методы их моделирования. Л.: Энергия. 1977. С. 68–75.

87. Рахманов А. Н. О влиянии начальных граничных условий: на протяженность водоворотного участка расширяющегося спокойного потока // Известия ВИИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1970. Т. 94. С. 3–19.

88. Рахманов А. Н. О протяженности водоворотного участка расширяющегося спокойного потока в гладких и шероховатых руслах по измерениям на крупномасштабных моделях // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1974. Т. 106. С. 15–27.

89. Рахманов А. Н. О размерах гидравлического прыжка в водобойном колодце // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Т. 77. 1965. С. 9–37.

90. Рекомендации по гидравлическому расчету водобойных стенок и колодцев. П-60-93/ ВНИИГ. СПб, 1993. 45 с.

91. Рекомендации по гидравлическому расчету водопропускных трактов безнапорных водосбросов на аэрацию и волнообразование. П-66-77/ВНИИГ. Л.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1978. 51 с.

92. Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Часть 1. Прямые водосливы: П-18-74/ВНИИГ, 1974. 58 с.

93. Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Часть 2. Косые, боковые, криволинейные и кольцевые водосливы. 1746-75/ВНИИГ Л., 1976. 23 с.

94. Рекомендации по гидравлическому расчету поверхностных водосбросов высоконапорных гидроузлов и размывов скального русла отброшенной струей. П-80-79/ ВНИИГ. Л.: Энергия, 1979. 28 с.

95. Рекомендации по компоновке затворных камер и расчетам гидродинамических воздействий потока на плоские, сегментные и дисковые затворы гидротехнических сооружений: П84-79/ВНИИГ, Л., 1980. 124 с.

96. Рекомендации по определению гидродинамических нагрузок, воздействующих на плиты водобоев и рисберм водосливных плотин. П-73-78/ ВНИИГ. Л.: Энергия, 1979. 52 с.

97. Рекомендации по прогнозу трансформации русла в нижних бьефах гидроузлов. СО 34.21.204-2005. СПб.: Изд. ОАО ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 2006 . 102 с.

98. Рекомендации по расчету местных размывов русел, сложенных из нескальных грунтов, за креплениями средненапорных водосливных плотин. П-90-80 / ВНИИГ. Л.: 1981. 38 с.

99. Рекомендации по расчету потерь напора по длине водоводов гидроэлектростанций. П-91-80 /ВНИИГ. Л.: Энергия, 1981. 24 с.

100. Рекомендации по учету кавитации при проектировании водосбросных гидротехнических сооружений. П-38-75 /ВНИИГ. Л.: Энергия, 1976. 130 с.

101. Родионов В. Б., Куприянов В. П. Организация пропуска паводков в стесненных горных условиях на гидроузле Коусар (Иран) // Безопасность энергетических сооружений / Сборник научных трудов. НИИЭС. 1999. Вып. 4, с. 172–182.

102. Розанов Н. П. Вопросы проектирования водопропускных сооружений, работающих в условиях вакуума и при больших скоростях потока. М.: Госэнергоиздат, 1959. 207 с.

103. Розанов Н. П. Гидравлические расчеты водопропускных труб. Учебное пособие. // МГМИ. М.:, 1979. 69 с.

104. Розанов Н. П., Веременко И. С. Исследования гидромашин и гидротехнических сооружений в Японии. М.: Энергия, 1968, 210 с.

105. Россинский К. И. Местный размыв речного дна в нижних бьефах крупных гидротехнических сооружений. // Сб. «Проблемы регулирования речного стока», вып. 6. М.: Изд-во АН СССР, 1956.

106. Россинский К. И., Кузьмин И. А. Балансовый метод расчета деформаций дна потока. // Труды Гидропроекта, №30. М.: 1973. С. 138 - 149.

107. Россинский К. И., Терентьев Л. И. Расчеты местных деформаций у сооружений гидроузлов // Труды Гидропроекта, №30. М.: 1973. С. 138–149.

108. Руководство по определению допускаемых неразмывающих скоростей водного, потока для различных грунтов при расчете каналов. М.: Минводхоз СССР, 1981. 58 с.

109. Свешников А. А. Прикладные методы теории случайных функций. М.: Наука, 1968, 464 с.

110. Селезнев С. В. Новые конструкции высоконапорных гидротехнических затворов. М. Энергоатомиздат. 1988. 176 с.

111. Семенков В. М., Лентяев Л. Д. Водосливная плотина с аэрацией сбросного потока // Гидротехническое строительство, 1973, №5, с. 16–20.

112. Симаков Г. В. Сифонные водосбросы / ЛПИ им. М. И. Калинина. Пособие к курсовому и дипломному проектированию. Л. 1974. 68с.

113. Складнев М. Ф. Границы поверхностно-донного режима при сопряжении бьефов водопропускных сооружений, оканчивающихся низовым уступом // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Т.55. 1956. С.75–95.

114. Складнев М. Ф. О границах критических режимов поверхностного прыжка // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Т.58. 1958. С.64–86.

115. Складнев М. Ф. О длине водоворотного участка поверхностного и поверхностно-донного прыжков // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Т.55. 1956. С.176–187.

116. Слисский П. М. К расчету пропускной способности напорных водосбросов. Тр. МЭИ, Гидроэнергетика, 1956. Вып. XIX. С. 125–135.

117. Слисский С. М. Гидравлика зданий гидроэлектростанций. М.: Энергия, 1970. 424 с.

118. Слисский С. М. Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений. М.: Энергия, 1986. 296 с.

119. Смирнов Л. В. Характеристики пульсаций давления в зоне отрыва напорного потока // Труды Гидропроекта, 1972, вып. 23, с. 52–59.

120. Снищенко Б. Ф., Копалиани З. Д. О скорости движения гряд в реках и лабораторных условиях. // Труды ГГИ, вып. 252. С. 20–37.

121. Справочник по вероятностным расчетам // Г. Г. Абезгауз, А. П. Тронь, Ю. Н. Копенкин, И. А. Коровина. М. Воениздат, 1970, 536 с.

122. Справочник по гидравлическим расчетам / Под ред. П. Г. Киселева. М.: Энергия, 1972. 312 с.

123. Справочник по гидротехнике / ВНИИ ВОДГЕО. М.: Гос. изд-во лит. по строит. и архит., 1955. 828 с.

124. Студеничников Б. И. Доклад по монографии «Размывающая способность потока и методы русловых расчетов» и приложению «Защита от размыва русел и нижних бьефов водосбросов (рекомендации по проектированию)» М.: ВНИИ ВОДГЕО. 1974. 32 с.

125. Судольский Г. А. Гидравлические исследования для обоснования конструкции ступенчатого водосброса Богучанской ГЭС // Гидротехническое строительство, 2016, №8, с.21–30.

126. Сынчиков В.Г. Сопряжение бьефов в пространственных условиях с учетом маневрирования затворами многопролетных плотин // Труды ЛПИ. № 333. 1973. С.43–49.

127. Тараймович И. И. Крепление в нижнем бьефе водосливных плотин. М.-Л.: Энергия, 1966. 100 с.

128. Троицкий В. П. Безнапорные аэрированные потоки и их расчет. Методы исследований и гидравлических расчетов водосбросных гидротехнических сооружений // ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1985.

129. Троицкий В. П. К расчету безнапорных аэрированных потоков. Гидравлика и гидротехника, вып.17, 1973.

130. ТУиН. Глубинные водосбросы и водоспуски гидроузлов. Гидравлические расчеты. ВСН 38-70. М.-Л.: Энергия, 1972. 44 с.

131. Факторович М. Э. Определение гидродинамического давления за плоскими затворами в напорных водоводах любого поперечного сечения // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1964, т. 76, с. 129–135.

132. Химицкий К. Ф. О коэффициенте сжатия струи при истечении из-под сегментных затворов // Гидротехническое строительство, 1964. №11, с. 35–38.

133. Химицкий К. Ф. О формулах для коэффициента сжатия струи // Теплоэнергетика, 1961. №3. С.70–74.

134. Чиквашвили Б. М. Гидравлические расчеты напорных водосбросов высоких плотин. М.: Энергия, 1972. 120 с.

135. Чиквашвили Б. М. Пульсации давления на потолке прямоугольных и круглых водоводов при различных открытиях плоского затвора // Труды координационных совещаний по гидротехнике, 1971, вып. 62, с. 42–53.

136. Чоу В. Т. Гидравлика открытых каналов. М.: Стройиздат, 1969. 464 с.

137. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения. Водосливные плотины. М.: Высшая школа, 1978. 352 с.

138. Швайнштейн А. М. Глубинные водосбросы гидроузлов. СПб.: Изд. АО ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 2017.

139. Швайнштейн А. М. Строительные туннели. Гидравлические условия работы. М.: Энергоатомиздат, 1986. 126 с.

140. Швайнштейн А. М. Ступенчатые водосливные плотины и гашение энергии // Гидротехническое строительство, 1999, №5, С. 15–21.

141. Швайнштейн А. М., Алексеевская М. В., Люлина Г. Б. Гидравлические условия работы водосливных ступенчатых плотин, рассчитанных на пропуск значительных удельных расходов // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 2009 г. Т. 253, с.3–11.

142. Швайнштейн А. М., Судольский Г. А. Гидродинамическое воздействие на низовую грань ступенчатых плотин // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева / Сборник научных работ, 2000, Т. 236, с. 37–44.

143. Шестаков В. М. Характеристики фракционного состава неоднородных по крупности грунтов, определяющие предельную сопротивляемость их размыву // Сб. «Гидравлика и гидротехника», №24. Киев: Техника, 1977. С. 52–58.

144. Якушкина О. И. Исследование и меры борьбы со сбойными течениями за многопролетными плотинами с плоскими затворами / Автореф. дисс. на соиск. ученой степени канд. техн. наук. Л., 1972. 30 с. (ЛПИ имени М. И. Калинина).

145. Якушкина О. И. Исследование сбойного течения в нижнем бьефе за многопролетными плотинами в случае одностороннего планового потока // Труды ЛПИ. № 312. 1971. С.42–46.

146. Янковский Н. Б. Бурный поток на концевом участке водосброса с боковым сливом // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Дополнительные материалы. 1975. С. 21–25.

147. Air inception and pressure fields over a spillways in transition flow regime / Fratino U., Amador A., Valenzano B. and ets. Proc. of the XXX IAHR Congress, 2003, Thessalonica, theme D, p.711–716.

148. Campbell F. B., Guyton B. Air demand in high head regulated outlet works. Proc. 14th Congress IAHR, Paris, 1971,V 5, p. 77–80.

149. Chanson H. Drag reduction in skimming flow on stepped spillways by aeration. Jour. of Hydraulic Research, 2004, v. 42, №3, p. 316–322.

150. Chanson H. Flow downstream of an aerator-aerator spaciny. Your. Hydr. Research, v. 27, 1989, № 4, p. 519–536.

151. Chanson H. Hydraulic design of stepped spillways and downstream energy dissipaters, Dam Engineering, 2001, v. 11, №4, p. 205–242.

152. Chanson H., Yasuda Y., Ohtsu I. Flow resistance in skimming flow: A critical review. Proc. Intl. Workshop of Hydraulics of stepped chutes and spillways. Ed. Balkema-Rotterdam, 2000, p. 95–102.

153. Characteristic depth and pressure profiles in skimming flow over stepped spillways / Matos J., Sanchez M., Quintela A., Dolz J. Proc. of the XXXVIII IAHR Congress, Graz, 1999, Th. D.

154. Engineer Manual 1110-2-1603. Engineering and Design. Hydraulic Design of Spillways, 1992.

155. Field observation on the RCC stepped spillways with the flaring pier gate on the Dachaoshan project / Gao J., Liu Z., Liu J. and Lu Y. Proc. of the XXX IAHR Congress, 2003, Thessalonica, theme D, p.473–478.

156. Getti A., Di Silvio G. Investigation on the running of deep gated outlet works from reservoirs. 9th ICOLD, Istanbul, 1967, v. II, p. 837–852.

157. He Guangtong, Zong Xiankang. The integral RCC dam design characteristics and optimization design of its energy dissipater in Shuidong hydropower station. Roller compacted concrete dam. Proc. of the Int. Symposium. Madrid, 1995, p. 405–412.

158. Iwao Ohtsu, Yonichi Yasuda. Characteristics of flow conditions on stepped channels. Proc. of the 27th Congress IAHR, 1997, San-Francisco, T. D, p.583–588.

159. J. Fe, F. Navarrina, J. Puertas, P. Vellando and D. Ruiz. Experimental Validation of Two Depth-averaged Turbulence models. Int. J. Numer. Meth.in Fluids, 2009, vol.60, issue 2, pp.177–202.

160. Kalinske A.A., Robertson J. Entrainment of air in flowing water; closed conduit flow. Trans. of the ASCE, 1943, v. 108, p. 1435–1447.

161. Kramer K, Minor H.-E., Hager W. H. Spacing of chute aeration for cavitation protection, Hydropower and Dams, Issue Four, 2005, h. 64–70.

162. Kramer K. Development of aerated chute flow. PhD. Thesis 15423, ETH, Zurich, Switzerland, 2004, 202p.

163. Large Dams in China. A Fifty-Year Review. Editors Jiazheng Pan, Ying He. China Water Press, Beijing, 2000.

164. Lier P., Volkart P.U. Prototype investigation on aeration and operation in the Curnera high head bottom outlet. Trans. 18th ICOLD, Durban, 1994, v. 4, p. 535–553.

165. M. E. V´azquez-Cend´on, L. Cea and J. Puertas. The shallow water model: the relevance of geometry and turbulence.Monograf´ıas de la Real Academia de Ciencias de Zaragoza, 2009, vol. 31, p. 217–236.

166. Matos J. Roller compact concrete and stepped spillway: From new dam to dam rehabilitation. Dam Maintenance and Rehabilitation. Lianos et al. (eds), Swets and Zeitlinger, Lisse, 2003, p. 553–560.

167. *Matos J., Yasuda Y., Chanson H.* Interaction between free-surface aeration and cavity recirculation in skimming flows down stepped chutes. Proc. of the XXX IAHR Congress, 2001, T. D, v. 2, p. 611–617.

168. Mura Y., Ijuin S., Nakagava H. Air demand in conduits partly filled with flowing water. Proc. 8th IAHR Congress, Montreal, 1959, v. 2.

169. Oveson D.P. Air demand in free flowing gated conduits / Utah State University, Logan, 2008, p. 70.

170. PaulI Visser. Application of sediment transport Formulae to sand-dike breach Erosion // Communication on Hydraulic and Geotechnical Engineering. Report №94-3.Faculty of Civil Engineering. Delft University of Technology. 1995.

171. Pinto, de S., Neidert S. H. Ota J. J. Aeration at high velocity flow. Water Power and Construction, 1982, v. 34, №№2, 3, p. 34–38, 42–44

172. Raudkivi A.J. Loose Boundary Hydraulics // A.A. Balkema Publishers. Rotterdam, 1998. 496 p.

173. Rozanov N.P., Rumiantsev I.S., Kaveshnikov N.T., Kitov E.I., Bukreiev V.P., Rozanova N.N., Chernyk D.N., Chekhonadskikh V.S. Rational types and designs of tail water arrangements in open spillways, spillway tunnels and culvert type spillways // International Commission on Large Dams. XIII Congress. October-November 1979. New Delhi, India.

174. Sharma H.R. Air-entrainment in high head gated conduits. Jour. Hydr. Div., 1976, v. 102, №11, p. 1629–1946.

175. Shvainshtein A. M. Hydraulic operation condition of cascade-type spillway dams. Int. symposium.Hydraulic and Hydrological Aspects of Reliability and Safety assessment of Hydraulic Structures.St. Petersburg, 2002.

176. V. Churuksaeva, A. Starchenko. Mathematical modeling of a river stream based on a shallow water approach. Procedia Computer Science, 2015, vol.66, pp.200–209.

177. Weiming Wu, Pingyi Wang, Nobuyuki Chiba. Comparison of Five Depth-Averaged 2-D Turbulence Models for River Flows. Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 2004, vol. 51, No.2, pp. 183–200.

178. Wisner P. Sur le role du critere de Froude dansl'etude de l'entrainement de l'air par les courants a grandevitesse. XIth AIRH Congres, Leningrad, 1965, v. 1, D.15.

179. Yang Min, Gao Jinhua, Lian Jijan. Study on hydraulic characteristics of stepped spillway. Proc. of 29th IAHR Congress, Th. D, v. 1, Beijing, 2001, p. 856–861.

180. Yasuda Y., Chanson H. Micro-and macro-scopic study of two-phase flow on stepped chute. Proc. of XXX IAHR Congress, 2003, Thessalonica, theme D, p.711–716.

181. Yonichi Yasuda, Iwao Ohtsu. Flow resistance of skimming flow in channel. Proc. of the XXVIII IAHR Congress, 1999, Graz.

gost.e-ecolog.ru