

Вопросы для самопроверки

1. Понятие о коротких и длинных трубопроводах.
2. Расчет коротких трубопроводов.
3. Построение пьезометрической и напорной линий для коротких трубопроводов.
4. Гидравлический расчет сифонных трубопроводов.
5. Гидравлический расчет простых длинных трубопроводов.
6. Способы подачи воды по простому длинному трубопроводу.
7. Расчет длинного последовательно соединенного трубопровода.
8. Расчет параллельно соединенного трубопровода.
9. Расчет трубопроводов с непрерывной раздачей воды по пути.
10. Основы расчета разветвленной или тупиковой водопроводной сети.
11. Основы расчета замкнутых или кольцевых водопроводных сетей.
12. Неустановившееся движение воды в напорных трубопроводах.
13. Понятие об инерционном напоре и его определение в типичных случаях неустановившегося движения в напорных трубопроводах.
14. Характеристики прямого и непрямого гидравлического удара.
15. Повышение давления и напора при прямом гидравлическом ударе.
16. Определение скорости распространения ударной волны при прямом ударе.
17. Расчет повышения давления и напора при непрямом гидравлическом ударе.
18. Меры борьбы с гидравлическим ударом.
19. Гидравлический таран и принцип его работы.

Глава 9. ВОДОСЛИВЫ

§ 9.1. Классификация водосливов

Равномерное движение воды при стеснении русла какой-либо преградой или с боков переходит в неравномерное, а глубина воды в русле перед преградой или стеснением повышается (рис. 9.1). Она будет повышаться до тех пор, пока расход воды через стесненное живое сечение не станет равным расходу в нестесненном русле.

Преграда, стесняющая поток только снизу или с боков, или одновременно с боков и снизу, через которую происходит перелив воды называется *водосливом*. А движение воды в этом случае называется *истечением через водослив*.

Область потока 1 перед преградой (вверх по течению) называется *верхним бьефом*, а область потока 2 за преградой (вниз по течению) — *нижним бьефом*.

Тот участок преграды, на котором непосредственно происходит протекание воды называется *порогом*, или *гребнем водослива*.

Характерные параметры водосливов (рис. 9.2): b — ширина, или отверстие,

порога (длина водосливного фронта); δ — толщина порога водослива; P_B и P_n — высоты порога соответственно в верхнем и нижнем бьефах; при $P_B = P_n$ эту высоту обозначают через P ; H — геометрический напор на водосливе, который измеряется в сечении 1—1, где еще не сказывается понижение свободной поверхности потока (на расстоянии $l_b = (3...5)H$ от стенки водослива); B — ширина русла, в котором устроен водослив; V_0 — скорость подхода, то есть средняя скорость потока в сечении 1—1 с шириной русла B и глубиной потока $P_B + H$; H_0 — полный напор на водосливе, или напор с учетом скорости подхода,

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}; \quad (9.1)$$

z — геометрический перепад на водосливе (разность отметок уровней воды в верхнем и нижнем бьефах); z_0 — полный перепад на водосливе, или перепад с учетом скорости подхода,

$$z_0 = z + \frac{\alpha V_0^2}{2g}. \quad (9.2)$$

Истечение через водослив происходит под действием силы тяжести и напора H , представляющего собой разность удельной потенциальной энергии на уровне свободной поверхности воды в верхнем бьефе и на уровне верха порога. Силы поверхностного натяжения при этом не играют определяющей роли, а из потерь энергии на трение учитывают только местные, связанные с переливом воды через преграду. Истечение через водослив — пример резкоизменяющегося движения, характеризующегося большим искривлением струй.

Н. Н. Павловский предложил классифицировать водосливы по следующим признакам: толщине стенки (порога) водослива; геометрической форме водосливного отверстия; расположению порога в плане; условиям подхода потока к водосливу; характеру протекания потока через водослив; в зависимости от наклона водосливной стенки.

Эта классификация определяет выбор способов гидравлического расчета водосливов в каждом отдельном случае.

В зависимости от толщины стенки (порога) различаются водосливы: с тонкой стенкой (рис. 9.3, а), когда $\delta < 0,67H$; практического профиля — полигонального (рис. 9.3, б) и криволинейного (рис. 9.3, в) очертаний, когда $0,67H \leq \delta < (2...3)H$; с широким порогом (рис. 9.3, г), когда $(2...3)H \leq \delta < (8...10)H$. При $\delta > (8...10)H$ имеет место не водослив, а канал с горизонтальным дном, при расчете которого необходимо учитывать потери напора по длине, в то время как для водосливов учитываются только местные потери.

К водосливам практического профиля также относятся некоторые специфические их виды: *цилиндрический водослив* (рис. 9.4, а), *водослив распластанного типа* (рис. 9.4, б) и наполняемые водой, а иногда и воздухом *водосливы из мягкой синтетической ткани* (рис. 9.4, в), которые начали применяться

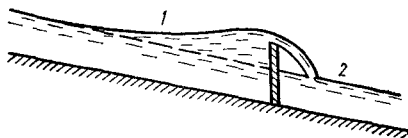


Рис. 9.1

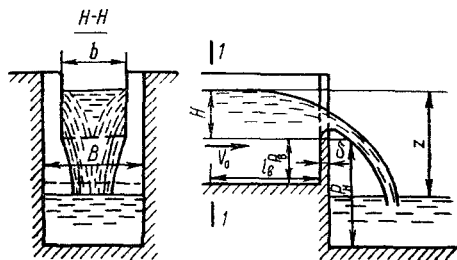


Рис. 9.2

в инженерной практике в последние годы.

В зависимости от геометрической формы водосливного отверстия различают водосливы: прямоугольные (рис. 9.5, а), треугольные (рис. 9.5, б), трапециевидные (рис. 9.5, в), круговые (рис. 9.5, г), параболические (рис. 9.5, д), с наклонным ребром (рис. 9.5, е), пропорциональные (рис. 9.5, ж).

По условиям расположения порога в плане водосливы бывают: прямые или лобовые (рис. 9.6, а), косые (рис. 9.6, б), боковые (рис. 9.6, в), полигональные или ломаные (рис. 9.6, г), криволинейные (рис. 9.6, д), кольцевые (рис. 9.6, е).

В зависимости от условий подхода к водосливу различаются водосливы:

без бокового сжатия (рис. 9.7, а), когда ширина прямоугольного водослива равна ширине подводящего канала B или геометрическая форма и размеры водосливного отверстия одинаковы с формой и размерами поперечного сечения канала, вследствие чего отсутствует сжатие потока с боков ($b = B$);

с боковым сжатием (рис. 9.7, б), когда отверстие водослива меньше ширины русла B ($b < B$); боковое сжатие затруд-

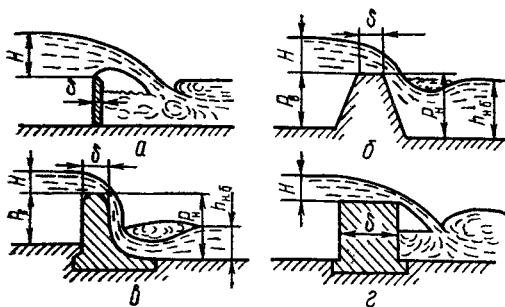


Рис. 9.3

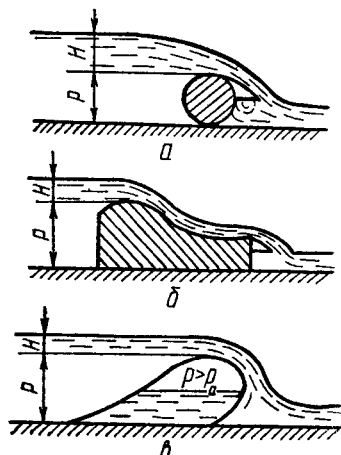


Рис. 9.4

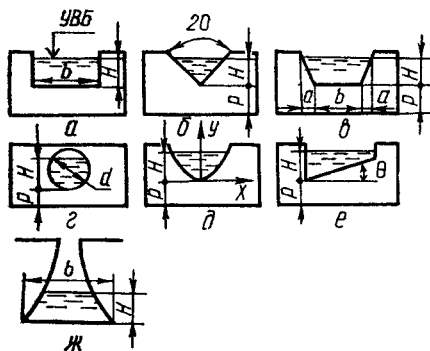


Рис. 9.5

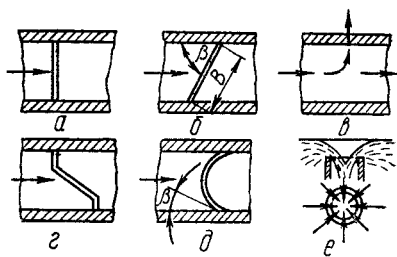


Рис. 9.6

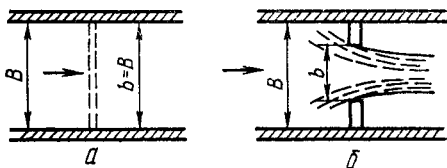


Рис. 9.7

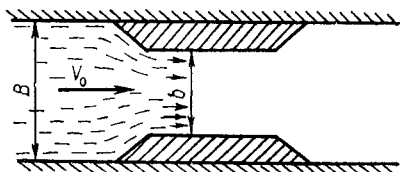


Рис. 9.8

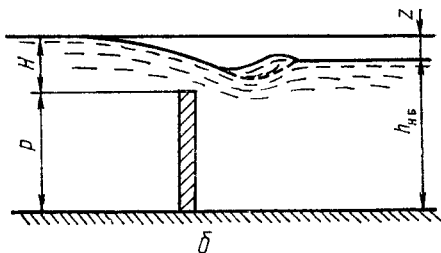
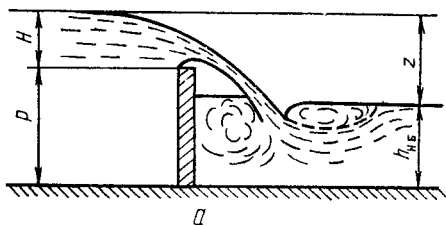


Рис. 9.9

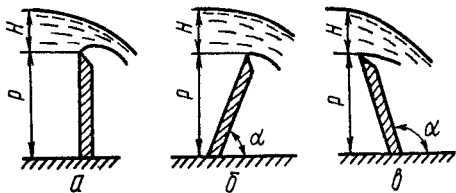


Рис. 9.10

няет протекание воды через водослив, что приводит к уменьшению расхода Q при постоянном напоре H или к увеличению напора H для обеспечения постоянного расхода.

Особый класс представляют собой водосливы, у которых отметка порога совпадает с отметкой дна верхнего бьефа (водосливы без порога или с высотой порога $P = 0$), а отверстие b образовано боковыми стенками сужающегося русла (рис. 9.8).

По характеру протекания воды через них различаются водосливы: свободные (незатопленные или неподтопленные), когда глубина воды в нижнем бьефе не влияет на условия протекания потока через водослив (рис. 9.9, а); подтопленные (затопленные), когда глубина воды в нижнем бьефе влияет на условия протекания потока через водослив (рис. 9.9, б).

В зависимости от наклона водосливной стенки водосливы бывают с вертикальной стенкой (рис. 9.10, а), со стенкой наклонной по течению (рис. 9.10, б) или против течения (рис. 9.10, в).

§ 9.2. Водосливы с тонкой стенкой

Истечение через водослив с позиций общих законов гидравлики представляет собой истечение жидкости из больших отверстий при постоянном напоре (см. § 6.4).

Для водослива с тонкой стенкой характерно, что ее толщина δ не влияет на форму переливающейся струи, размеры которой приведены на рис. 9.11. При этом нижняя поверхность струи сна-

чала поднимается, а затем опускается и пересекает горизонтальную поверхность, проходящую на отметке острого ребра водослива на расстоянии $0,67H$ от ребра. Поэтому, как указано выше, при условии $\delta \leq 0,67H$ стенка водослива не влияет на очертание струи. Это положение справедливо для вертикальной стенки прямоугольного водослива; при ее наклоне или скруглении ребра этот критерий уменьшается и поэтому для таких водосливов принимают $\delta < 0,5H$.

Наиболее детально изучены *вертикальные прямоугольные лобовые водосливы*. При истечении через такой водослив различаются четыре основных типа струй (рис. 9.12): свободная, отжатая, подтопленная снизу и прилипшая. *Свободной струей* называется такая (рис. 9.12, а), при которой воздух свободно поступает со всех сторон, в результате чего давление под струей равно атмосферному.

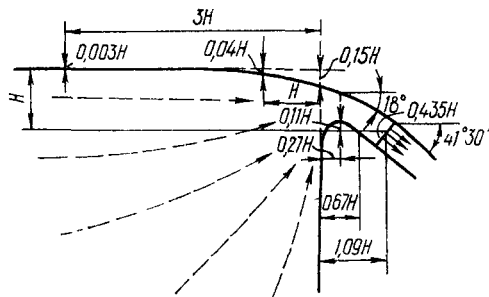


Рис. 9.11

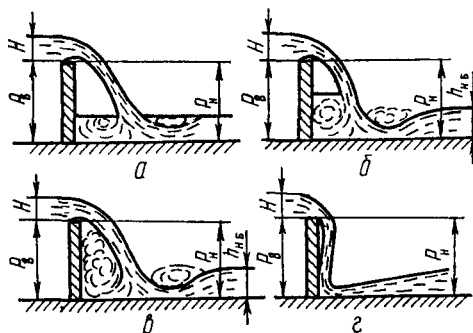


Рис. 9.12

Если прекратить доступ воздуха под струю, то имеющийся там воздух постепенно отсасывается и под ней создается вакуум. В результате струя отжимается к стенке водослива, а уровень воды под ней повышается. Такая струя называется *отжатой* (рис. 9.12, б). Если все пространство под струей заполняется водой, она становится *подтопленной снизу* (рис. 9.12, в). *Прилипшая струя* (рис. 9.12, г) образуется из отжатой или подтопленной снизу, когда она полностью прижимается к стенке водослива. Прилипшая струя весьма неустойчива.

Условия образования подтопленной струи такие: при $H/P_n \geq 0,4$ подтопленная струя возможна, а при $H/P_n < 0,4$ — такая струя возможна только лишь при высоком уровне воды в нижнем бьефе и при $z > 2H$.

Условие образования прилипшей струи $H/P_n > 0,4$; при меньшем значении этого соотношения прилипшая струя невозможна.

Основная расчетная формула для прямоугольного водослива может быть получена из общей зависимости для истечения жидкости (см. § 6.4) из больших отверстий при постоянном напоре:

$$Q = \frac{2}{3} \mu ab \sqrt{2g} \frac{H_2^{3/2} - H_1^{3/2}}{H_2 - H_1}.$$

Для вертикальной стенки $a = H_2 - H_1$. Обозначая $\frac{2}{3} \mu = m_0$ и зная, что для случая водослива (рис. 9.2) $H_2 = H$, а $H_1 = 0$, получаем

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (9.3)$$

или

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2}. \quad (9.4)$$

При этом H_0 — напор на водосливе с учетом скорости подхода, определяемый по зависимости (9.1). Коэффициент расхода m_0 зависит от скорости подхода потока V_0 к водосливу, а коэффициент расхода m не зависит от V_0 . По исследо-

ваниям Р. Р. Чугаева, скоростью подхода можно пренебречь, то есть считать $V_0 = 0$, если выполняется условие

$$\Omega_{в\delta} > 4bH, \quad (9.5)$$

где $\Omega_{в\delta}$ — площадь живого сечения потока верхнего бьефа в сечении 1—1 (рис. 9.2), где измеряется напор H , то есть в общем случае $\Omega_{в\delta} = (P_n + H) B$. При этом условии $H = H_0$ и $m = m_0$.

Коэффициенты m и m_0 определяются на основании обобщения опытных данных по формулам (размеры в метрах):

Базена

$$m = 0,405 + 0,003/H; \quad (9.6)$$

ТУ при условии $H \geq 0,10$ м и $H < P_n$

$$m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H}{P_n}; \quad (9.7)$$

Базена для водосливов без бокового сжатия

$$m = \left(0,405 + \frac{0,003}{H} \right) \left[1 + 0,55 \frac{H^2}{(H + P_n)^2} \right]; \quad (9.8)$$

Эгли для водосливов с боковым сжатием

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,0027}{H} - 0,03 \frac{B-b}{B} \right) \times \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H + P_n} \right)^2 \frac{b^2}{B^2} \right]. \quad (9.9)$$

Значения коэффициента расхода m_0 изменяются по формулам (9.7) и (9.8) в пределах от 0,409 до 0,5.

Подробные данные для коэффициентов расхода m_0 и m приводятся в справочной литературе [26].

Особые случаи прямоугольных водосливов

Влияние формы струи сказывается в различном давлении под сливной струей, а области пониженного давления увеличивают пропускную способность водосливов, что выражается возрастанием

коэффициента расхода m . Так, по данным Базена, для прямоугольного водослива с тонкой стенкой высотой 0,75 м при напоре 0,4 м коэффициент расхода зависит от вида струи (табл. 9.1).

Наклон водосливной стенки по течению (рис. 9.10, б) увеличивает коэффициент расхода, а против течения (рис. 9.10, в) — уменьшает. Учесть влияние уклона можно поправочным коэффициентом по опытам Базена:

Угол α	135°	123°40'	108°30'	90°	71°30'
σ_α	0,93	0,94	0,96	1	1,04
Угол α	56°20'	45°	26°40'	14°10'	
σ_α	1,07	1,1	1,12	1,09	

Коэффициент расхода с учетом наклона

$$m_{\text{накл}} = m_0 \sigma_\alpha, \quad (9.10)$$

где значения m_0 определяются по зависимостям (9.7) или (9.8).

При протекании воды через наклонный водослив с боковым сжатием расход увеличивается по сравнению с вертикальным. Это объясняется тем, что при наклоне водосливной стенки водосливной фронт увеличивается (рис. 9.13) и вода протекает через водослив не только по ширине гребня b , но и боковых сторон по длине l . Для водосливов, наклонных в сторону течения, пропускная способность может быть определена по формуле

$$Q = Am_0 b \sqrt{2gH}^{3/2}, \quad (9.11)$$

где A — коэффициент, учитывающий совместное влияние наклона стенки и бокового сжатия.

По исследованиям Ю. М. Константинова и Е. А. Гизи,

$$A = \sigma_\alpha + k_c,$$

где σ_α определяется по приведенным выше данным Базена, а коэффициент k_c учитывает влияние бокового подхода и определяется по графику рис. 9.14.

Приведенные данные справедливы при относительно большой ширине b_1 бо-

Таблица 9.1. Коэффициент m и увеличение пропускной способности водосливов U в зависимости от вида струи

Вид струи	m	$U, \%$
Свободная	0,428	0
Отжатая	0,46	7
Подтопленная	0,497	16
Прилипшая	0,547	28

вых стенок водослива, когда поток может свободно подходить к боковым водосливным фронтам шириной l . Если же значения ограничены, то даже при больших значениях $l = H/\text{tg} \alpha$ подход воды к боковому водосливному фронту затрудняется и значения k_c перестают возрастать. Максимальные значения $k_{c \text{ max}}$ не могут превышать величин, определенных по графику, представленному на рис. 9.15, в зависимости от угла наклона α и отношения b/b_1 .

Косые водосливы. Расход воды через косой водослив (рис. 9.6, б) определяется

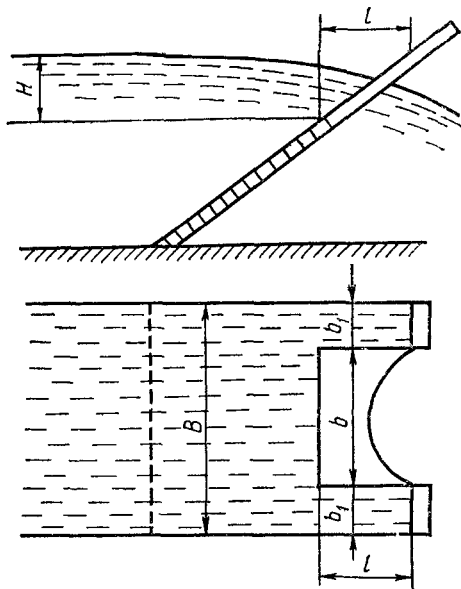


Рис. 9.13

ле Чертоусова

$$\sigma_k = 1 - \Psi \frac{H}{P_b} \quad (9.13)$$

Значения коэффициента Ψ принимаются по данным опытов Айхеля в зависимости от угла β :

Угол β	30°	45°	60°	75°	90°
Ψ	0,36	0,24	0,12	0,04	0

Поправочный коэффициент на косину водослива σ_k для неподтопленного водослива с высокой тонкой стенкой при $P_b > 3H$ (см. рис. 9.16) определяется по графику рис. 9.17 в зависимости от угла β и отношения H/B_b .

Полигональные в плане водосливы. Расход воды через такой водослив (рис. 9.6, з) определяется по зависимости

$$Q = m_0 (\Sigma b_n + \sigma_k \Sigma b_k) \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (9.14)$$

где Σb_n — сумма длин всех прямых участков порога водослива, Σb_k — сумма длин всех косых участков порогов водослива.

Криволинейные в плане водосливы. Влияние кривизны водослива в плане (рис. 9.6, д) можно учесть с помощью поправочного коэффициента

$$\sigma_{кр} = 1 - \frac{H}{P_b \varphi}, \quad (9.15)$$

где коэффициент φ зависит от угла β , образуемого касательной к оси плотины с линией берега.

Коэффициент φ для широких и узких каналов имеет такие значения.

Угол β	15°	30°	45°	60°	65°	90°
φ для широких кана- лов	1,4	2,8	5	9,1	26,3	~
φ для узких каналов	1,2	2,1	3,6	7,7	26,3	~

По данным Айхеля, криволинейный в плане водослив может рассчитываться как выпрямленный косой водослив с углом скоса β (см. рис. 9.6, д).

Коэффициент расхода m_k для неподтопленного криволинейного водослива

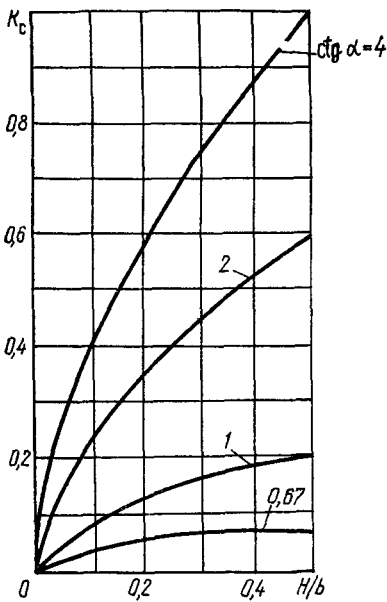


Рис. 9.14

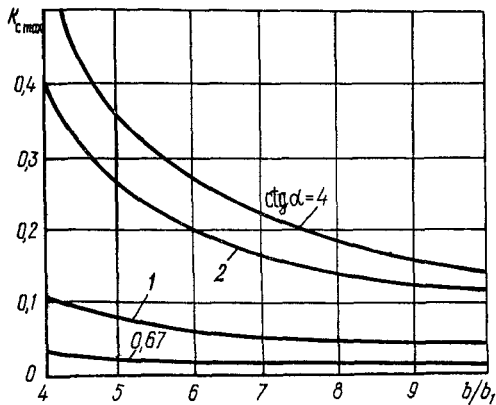


Рис. 9.15

по формуле

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2} \sigma_k, \quad (9.12)$$

где b — отверстие водослива с учетом его скоса.

Поправочный коэффициент на скос водослива σ_k можно определить по форму-

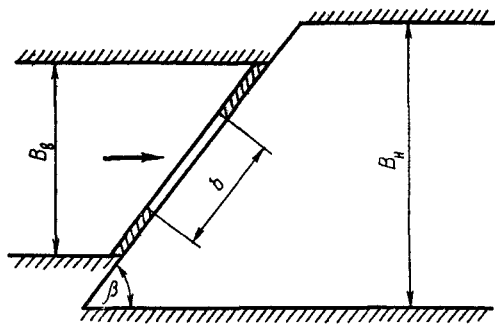


Рис. 9.16

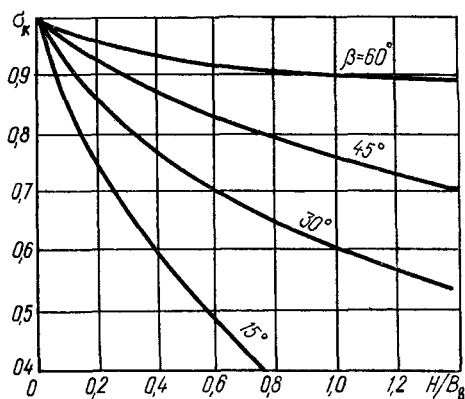


Рис. 9.17

с тонкой стенкой или со стенкой практического профиля, имеющей вертикальную верхнюю грань и очертание, представленное на рис. 9.18, где $B/b \geq 1,2$, определяется по формуле

$$m_k = m_0 \sigma_{кр}, \quad (9.16)$$

где $\sigma_{кр}$ — поправочный коэффициент, определяемый в зависимости от центрального угла θ и отношения H/R по графику (рис. 9.19).

При $1 \leq \frac{B}{b} \leq 1,2$ коэффициент расхода вычисляется по формуле

$$m_k = m \sigma_{кр} \varepsilon_0, \quad (9.17)$$

где ε_0 — коэффициент бокового сжатия,

$$\varepsilon_0 = 1,5 \frac{B}{b} - 0,8. \quad (9.18)$$

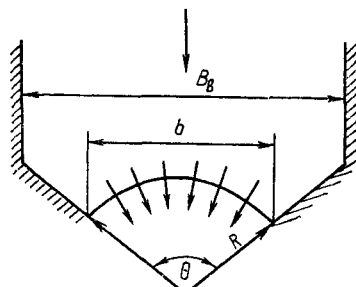


Рис. 9.18

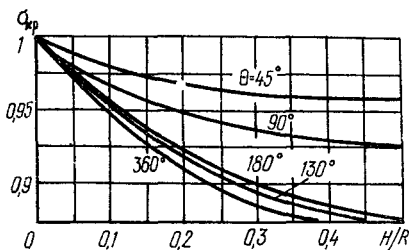


Рис. 9.19

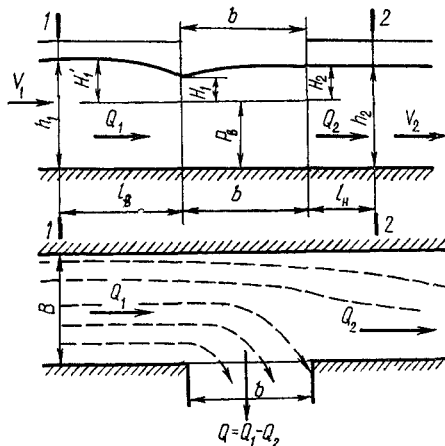


Рис. 9.20

Боковые водосливы. Вода через порог бокового водослива протекает с различными напорами (см. рис. 9.20) при постоянной ширине русла B . На рис. 9.20 приняты обозначения: b — отверстие (длина) бокового водослива; P_B — высота водослива со стороны подводящего

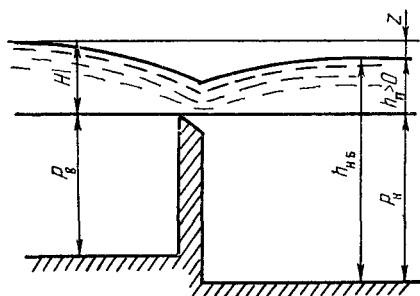


Рис 9 21

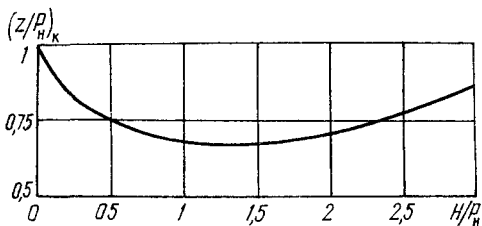


Рис. 9 22

русла; h_1 — глубина потока в сечении 1—1, где не проявляется влияние водослива, h_2 — глубина в сечении 2—2 на расстоянии $h_n = (3..4) H_2$ от низового створа водослива; $H_1 H_2$ и H_1 — геометрические напоры на водосливе, равные соответственно разностям отметок уровней воды в сечениях 1—1, 2—2 и в сечении, совпадающем с началом водослива, и отметки гребня (порога) водосливной стенки; Q_1 и Q_2 — расходы воды в начальном и конечном створах водослива; $Q = Q_1 - Q_2$ — расход воды через водослив; V_1 и V_2 — средние скорости течения в сечениях 1—1 и 2—2.

Приближенно расход в этом случае можно определить с учетом работ С. М. Агасиевой по зависимости

$$Q = 0,35b \sqrt{2g} H_{cp}^{3/2}, \quad (9.19)$$

где H_{cp} — средний напор на водосливе.

Более подробно расчеты боковых водосливов в различных случаях рассмотрены в специальной литературе [26].

Затопленные (подтопленные) водосливы

Чтобы водослив был затоплен (рис.9.21) необходимо одновременное выполнение двух условий:

1) уровень воды в нижнем бьефе должен быть выше порога водослива.

$$h_n \sigma' > P_n, \text{ или } h_n = h_n \sigma - P_n > 0, \quad (9.20)$$

где h_n — высота подтопления;

2) относительный перепад z/P_n должен быть меньше относительного критического перепада $(z/P_n)_{кр}$:

$$z/P_n < (z/P_n)_{кр}. \quad (9.21)$$

Значения $(z/P_n)_{кр}$ принимаются по данным Б. А. Бахметева, представленным в виде графика на рис. 9.22, в зависимости от H/P_n . Следует отметить, что условие (9.21) предусматривает наличие затопленного прыжка в нижнем бьефе.

Существуют и другие предложения по определению критерия затопления. В частности, В. А. Большаковым для водосливов при любой толщине стенки (порога) теоретически было получено условие затопления водослива [26]

$$P_n < P_{вк}, \quad (9.22)$$

где $P_{вк}$ — верхнекритическая высота водослива.

Условие (9.22) справедливо для $Q = \text{const}$; при $Q \neq \text{const}$ его следует заметить на

$$Q > Q_{вк}. \quad (9.23)$$

где $Q_{вк}$ — верхнекритический расход.

Примеры расчетов показывают, что эти условия совпадают с опытным критерием для водослива в тонкой стенке (9.21).

Влияние уровня воды нижнего бьефа на протекание потока через водослив при его подтоплении учитывается коэффициентом затопления σ_z . Значения коэффициента затопления для прямоугольных водосливов с тонкой стенкой принимаются по данным А. Базена. Анализ данных А. Базена свидетельствует

о том, что иногда затопленный водослив пропускает больший расход, чем незатопленный из-за меньшего сжатия сливной струи. В то же время в большинстве случаев расход воды через затопленный водослив меньше, чем через незатопленный, то есть $\sigma_3 < 1$. В общем случае коэффициент затопления σ_3 определяется зависимостью

$$\sigma_3 = 1,05 (1 + 0,2h_n/P_n) \sqrt[3]{z/H}. \quad (9.24)$$

Менее точно, но зато проще можно определить значение σ_3 в зависимости от отношения h_n/H :

h_n/H	0	0,1	0,2	0,3	0,4
σ_3	1	0,991	0,981	0,972	0,956
h_n/H	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
σ_3	0,937	0,907	0,856	0,778	0,621

Расход для затопленных водосливов

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2} \sigma_3. \quad (9.25)$$

Треугольные водосливы. Треугольный водослив, или водослив Я. Томсона, представляет собой вертикальную стенку с треугольным вырезом (см. рис. 9.5, б). Обычно треугольные водосливы делают с углом $2\theta = 90^\circ$.

Данные исследований показывают, что треугольный водослив с прямым углом ($2\theta = 90^\circ$) достаточно точный измеритель расхода, а поэтому такие водосливы обычно используются как расходомеры.

Расход через треугольный водослив с любым углом 2θ можно определить теоретически, рассматривая истечение жидкости из большого треугольного отверстия (рис. 9.23) на основе зависимости

$$Q = \int_0^H \mu b_z \sqrt{2gz} dz. \quad (9.26)$$

Отверстие водослива b_z переменна по высоте и равно из подобия треуголь-

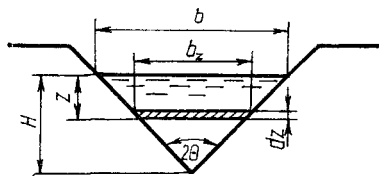


Рис. 9.23

ников

$$b_z = b \frac{H-z}{H}. \quad (9.27)$$

Подставляя (9.27) в зависимость (9.26), получим

$$Q = \int_0^H \mu b \frac{H-z}{H} \sqrt{2gz} dz,$$

или после интегрирования

$$\begin{aligned} Q &= \mu b \left(\frac{2}{3} H^{3/2} - \frac{2}{5} H^{5/2} \right) = \\ &= \frac{4}{15} \mu b \sqrt{2g} H^{3/2}. \end{aligned} \quad (9.28)$$

Если угол 2θ при вершине водослива принять равным 90° , то отверстие (длина водосливного фронта) b при напоре H равно $b = 2H$. Тогда расчетная зависимость (9.28) приобретает вид

$$Q = \frac{4}{15} \mu 2H \sqrt{2g} H^{3/2} = MH^{3/2}, \quad (9.29)$$

где

$$M = \frac{8}{15} \mu \sqrt{2g}.$$

Такой водослив был детально исследован Я. Томсоном при напорах от 0,05 м до 0,25 м и назван его именем. В результате исследований установлен коэффициент расхода для такого водослива

$$M = \frac{8}{15} 0,593 \sqrt{2g} = 1,4.$$

Тогда расчетная зависимость (9.29) может быть записана в виде

$$Q = 1,4H^{3/2}, \quad (9.30)$$

Таблица 9.2. Расход воды через треугольный водослив по формуле Кинга (9.38)

H , см	Q , л/с	H , см	Q , л/с	H , см	Q , л/с
3	0,29	8	2,62	25	43,82
3,5	0,34	8,5	3,23	27,5	55,36
4	0,47	9	3,51	30	68,67
4,5	0,63	9,5	4,01	35	100,4
5	0,82	10	4,55	40	139,9
5,5	1,04	12	7,14	45	186,9
6	1,29	14	10,45	50	242,7
6,5	1,54	16	14,54	55	306,8
7	1,89	18	19,43	60	380,1
7,5	2,22	20	25,29	65	463,2

где

$$H \text{ в м, а } Q \text{ в м}^3/\text{с}$$

Более точно расход можно определить по формуле Кинга

$$Q = 1,343H^{2,47}. \quad (9.31)$$

Значения расходов воды, подсчитанные по формуле (9.31), приводятся в табл. 9.2.

Если $22^\circ \leq 2\theta \leq 118^\circ$, то, по данным Ф. Гриве, можно записать

$$Q = 1,331 (\text{tg } \theta)^{0,996} H^{2,47}. \quad (9.32)$$

Трапецидальные водосливы с тонкой стенкой также характеризуются устойчивыми коэффициентами расхода и поэтому используются как водомеры.

Исходной расчетной зависимостью для определения расхода через такой водослив является (9.26). При этом переменное отверстие b_z по высоте равно (рис. 9.24)

$$b_z = b + 2(H - z) \text{tg } \theta.$$

Подставляя значение b_z в формулу (9.26), получим

$$\begin{aligned} Q &= \int_0^H \mu [b + 2(H - z) \text{tg } \theta] \sqrt{2gz} dz = \\ &= \int_0^H \mu b \sqrt{2gz} dz + \int_0^H 2\mu H \text{tg } \theta \sqrt{2gz} dz - \\ &\quad - \int_0^H 2\mu z \text{tg } \theta \sqrt{2gz} dz. \end{aligned}$$

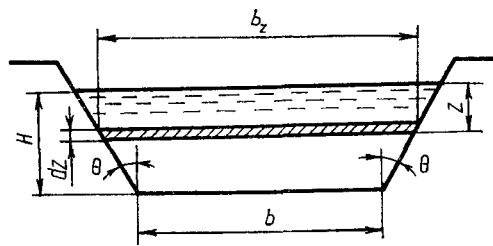


Рис 9.24

После интегрирования будем иметь

$$Q = m (b + 0,8H \text{tg } \theta) \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (9.33)$$

где m — коэффициент расхода, $m \approx 0,42$; $\text{tg } \theta$ характеризует крутизну заложения боковых граней водослива.

При $\text{tg } \theta = 1/4$ нет необходимости вводить поправку на боковое сжатие струй и поэтому в расчет принимается только ширина водослива понизу b . Кроме того, исследованиями С. Чиолетти для $\text{tg } \theta = 1/4$ установлено, что коэффициент расхода остается постоянным при изменении напора H . И для такого трапецидального водослива Чиолетти, обычно используемого в инженерной практике в качестве водомера, можно записать

$$Q = 1,86bH^{3/2}. \quad (9.34)$$

Следует отметить, что при затоплении трапецидальных водосливов с тонкой стенкой со стороны нижнего бьефа коэффициент затопления σ_3 , по данным Л. А. Валентини, составляет:

h_n/H	0,06	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
σ_3	0,996	0,99	0,97	0,94	0,9	0,86	0,8
h_n/H	0,7	0,8	0,82	0,84	0,86	0,88	0,9
σ_3	0,73	0,64	0,62	0,6	0,58	0,55	0,52

Расчетная зависимость в этом случае приобретает вид

$$Q = 1,86bH^{3/2}\sigma_3. \quad (9.35)$$

Круговые водосливы. Круговой водослив (см. рис. 9.5, з) был исследован Штаусом и Санденом. Расход через та-

Таблица 9.3. Расход воды Q_1 в зависимости от $a = h/d$ для кругового водослива (по Штаусу)

a	$Q_1, \text{л/с}$	a	$Q_1, \text{л/с}$	a	$Q_1, \text{л/с}$	a	$Q_1, \text{л/с}$
0,05	0,027	0,3	0,912	0,55	2,821	0,8	5,372
0,1	0,107	0,35	1,223	0,6	3,294	0,85	5,913
0,15	0,238	0,4	1,571	0,65	3,79	0,9	6,451
0,2	0,417	0,45	1,957	0,7	4,305	0,95	7,016
0,25	0,643	0,5	2,373	0,75	4,834	1	7,471

кой водослив определяется по формуле

$$Q = \mu Q_1 d^{3/2}, \quad (9.36)$$

где μ — коэффициент кругового водослива, который приближенно равен 0,6, а более точно определяется по зависимости

$$\mu = 0,555 + 1/110 \cdot d/h + 0,041h/d, \quad (9.37)$$

здесь Q_1 — условный расход, л/с при $d = 1$ дм (0,1 м) зависит от степени затопления отверстия $a = h/d$. Для разных значений $a = h/d$ Штаусом вычислены расходы Q_1 , которые приведены в табл. 9.3.

Параболические водосливы. Параболический водослив (см. рис. 9.5, д) изучен Ф. Гривом. Расход воды для этого водослива

$$Q = MH^2, \quad (9.38)$$

где $M = 2,768 \sqrt{p}$ — коэффициент расхода для метровых размеров (p — параметр параболы $x^2 = 2py$).

Параболический водослив — точный расходемер, прост для вычислений и может применяться в узких лотках при измерении расходов.

Пропорциональные водосливы. По данным Г. В. Железнякова, боковые стенки пропорционального водослива (см. рис. 9.5, е) должны быть очерчены по кривой, удовлетворяющей уравнению

$$b \sqrt{H} = \frac{k}{m \sqrt{2g}} = \text{const.} \quad (9.39)$$

При этом условии расход будет пропорционален напору:

$$Q = kH. \quad (9.40)$$

Коэффициент пропорциональности k обычно определяется градуировкой такого водослива.

§ 9.3. Водосливы практического профиля

Водосливы практического профиля различаются по их очертанию в вертикальном разрезе, то есть по форме сливной поверхности и верхней части водослива. Бывает два вида форм очертаний — *полигональные* и *криволинейные*. Водосливы практического профиля могут быть *безвакуумными* и *вакуумными*. Водосливы с безвакуумным практическим криволинейным профилем очерчены таким образом, что низовая водосливиная грань совпадает с нижней поверхностью свободной струи, переливающейся через прямоугольный водослив с тонкой стенкой при расчетном (профилирующем) напоре H_p (рис. 9.2, рис. 9.11). Криволинейные водосливы с вакуумным профилем работают в условиях, когда в пространстве между очертанием гребня и низовой грани (ее верхней части) водослива и нижней границей струи образуется (вследствии захвата и выноса воздуха из подструйного пространства) пониженное давление (по сравнению с атмосферным), то есть вакуум.

Для водосливов практического профиля, по предложению Н. Н. Павловского, расчет ведется по формуле

$$Q = m_r b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \sigma_n \sigma_\phi \sigma_{сж} \sigma_3, \quad (9.41)$$

где m_r — «приведенный» коэффициент расхода при условии $\sigma_n = \sigma_{ср} = \sigma_{сж} = \sigma_3 = 1$; σ_n — коэффициент полноты напора (отличия его от профилирующего); σ_ϕ — коэффициент формы водослива; $\sigma_{сж}$ — коэффициент бокового сжатия; σ_3 — коэффициент затопления.

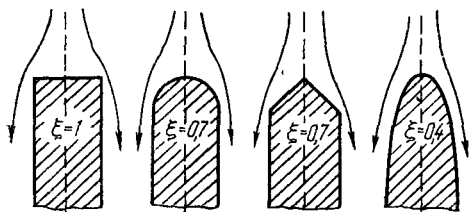


Рис. 9.25

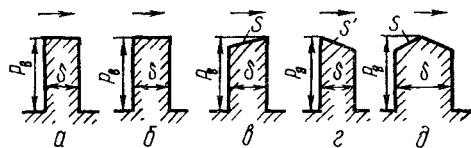


Рис. 9.27

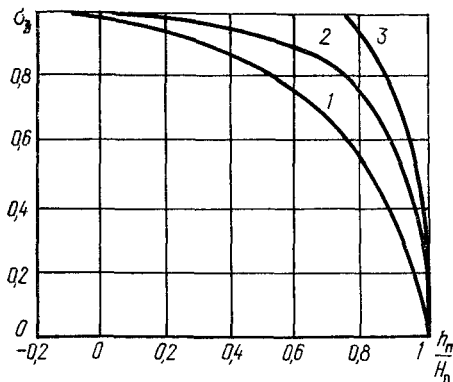


Рис. 9.26

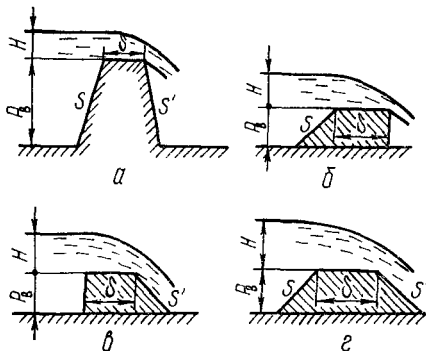


Рис. 9.28

От типа водослива практического профиля зависят коэффициенты: расхода m_r , полноты напора σ_n , формы σ_ϕ и затопления σ_3 . Для водосливов практического профиля коэффициент расхода m колеблется от 0,3 до 0,57 и принимается равным m_r в зависимости от вида водослива.

Коэффициент бокового сжатия определяется по формуле Френсиса — Кригера

$$\sigma_{\text{сж}} = 1 - 0,1n\xi H_0/b, \quad (9.42)$$

где n — число боковых сжатий (при одном отверстии $n = 2$); ξ — коэффициент формы береговых устоев и промежуточных быков водослива (рис. 9.25).

Для водосливов практического профиля условия затопления такие же, как и для водосливов в тонкой стенке (9.20) и (9.21).

Отметим, что в случае вакуумного водослива условие затопления (9.20),

по данным ВОДГЕО, такое: $z \leq 1,15H$, где z — геометрический перепад уровней воды.

Критический относительный перепад (z/P_n) также принимается по графику (рис. 9.22) в зависимости от H/P_n .

Значения коэффициента затопления σ_3 принимаются в зависимости от типа водослива и отношения h_n/H_0 по графику (рис. 9.26). При этом кривая 1 относится к вакуумным водосливам, кривая 2 — к безвакуумным водосливам нормального очертания, кривая 3 — к безвакуумным водосливам с уширенным гребнем (приближающимся к водосливу с широким порогом).

По исследованиям Р. Р. Чугаева, скоростью подхода можно пренебречь, то есть считать $V_0 = 0$, и тогда $H = H_0$ при выполнении условия (9.5)

$$\Omega > 4bH,$$

то есть как и в общих расчетах водослива (см. § 9.2).

Водосливы полигонального очертания

В целом водосливы полигонального очертания относятся к безвакуумным. При этом различают водосливы со стенкой прямоугольного поперечного сечения (рис. 9.27) и трапецеидального поперечного сечения (рис. 9.28).

Водосливы со стенкой прямоугольного поперечного сечения. Для этой группы водосливов (рис. 9.27) коэффициент полноты напора определяется по зависимости

$$\sigma_n = 0,7 + 0,185 \frac{H}{\delta}, \quad (9.43)$$

а коэффициент формы

$$\sigma_\phi = 1 + r/H, \quad (9.44)$$

где r — радиус закругления входного ребра.

Для чистого прямоугольного профиля (рис. 9.27, а) при $H \leq P_v \leq 4H$ и $0,6H \leq \delta \leq H$ коэффициент расхода $m = 0,42\sigma_n$, где σ_n определяют по формуле (9.43). При $0,5H < \delta < 0,6H$ коэффициент $\sigma_n = 1$, то есть $m = 0,42$.

Для прямоугольного водослива с закругленным выходным ребром (рис. 9.27, б) при $H \leq P_v \leq 4H$, $0,5H < \delta < 2H$ и $r = (0,1 \dots 0,2) \delta$ коэффициент расхода $m = 0,44\sigma_n$ (при $\sigma_\phi = 1,05$).

В случае прямоугольного профиля с верхней гранью, наклоненной в сторону верхнего бьефа (рис. 9.27, в), при $H \leq P_v \leq 4H$ и $0,5H < \delta < 2H$ коэффициент расхода принимается в зависимости от котангенса угла наклона грани к горизонту s : если $s < 10$, то так же, как для чистого прямоугольного; если $s = 5 \dots 10$, то так же, как для водослива с закругленным входным ребром.

Для водослива с верхней гранью, наклоненной в сторону нижнего бьефа (рис. 9.27, г), при $H \leq P_v \leq 4H$, $0,5H \leq \delta \leq 2H$ и котангесе угла наклона грани к горизонту $s = 20$ коэффициент расхода m принимают так же, как и для чистого прямоугольного профиля.

Таблица 9.4. Коэффициент расхода m для крутых высоких водосливов

№ п/п	s	Значения H/δ			
		0,5	1	1,5	2
1	2	3	4	5	6
1	0	0,32	0,36	0,39	0,41
2	0,5	0,34	0,38	0,41	0,44

Для прямоугольного профиля с двухскатным верхом (рис. 9.27, д) при $H \leq P_v \leq 4H$ и $0,5 < \delta < 2H$ коэффициент расхода принимается так же, как и для водослива с наклонной гранью в сторону верхнего бьефа.

Водосливы трапецеидального поперечного сечения. При этом различают высокие $P_v/H > 3$, средние $2 < P_v/H < 3$ и низкие $0,5 \leq P_v/H \leq 2$ водосливы с крутыми ($s < 0,5$) и пологими ($s > 1$) откосами.

Для крутых высоких водосливов (рис. 9.28, а) значения коэффициента m при $P_v > 3H$ и свободном доступе воздуха под струю принимаются по данным табл. 9.4. Причем значениями m в графах 3 и 6 таблицы (отвечающих условиям водослива с широким порогом и водослива с тонкой стенкой) можно пользоваться только для интерполяции по величине H/δ ; значениями m в строке 1 можно пользоваться только для интерполяции по величине s .

Для водосливов с пологими откосами (рис. 9.28, б, в, г) коэффициенты расхода можно принимать по данным В. А. Большакова и А. Д. Петраша.

При этом в случае низких водосливов типа I и III (рис. 9.28, б, г) коэффициент расхода рекомендуется определять по формуле

$$m = \frac{\delta/H}{B\delta/H - C}, \quad (9.45)$$

где B и C — параметры, зависящие от котангенса угла наклона s верховой

Таблица 9.5. Значения коэффициента расхода m для низких водосливов

s'	Значения δ/H						
	0,3	0,5	0,7	1	1,5	2	2,5
1	0,46	0,415	0,395	0,37	0,35	0,34	0,335
2	0,445	0,42	0,4	0,375	0,345	0,33	0,33
3	0,42	0,40	0,38	0,36	0,335	0,325	0,325
5	*	0,38	0,365	0,35	*	*	*
10	*	0,35	—	*	*	*	*

* Значения m , принимаемые для условий водослива с широким порогом.

границ к горизонту:

S	1	2	3	5	10
B	2,9	2,81	2,79	2,77	2,72
C	0,27	0,21	0,2	0,17	0,09

Зависимость (9.52) справедлива при $0,4 \leq \delta/H \leq 2,5$.

Коэффициент расхода m при $\delta/H < 0,4$ следует принимать таким же, как и для $\delta/H = 0,4$.

Коэффициенты расхода m для низких водосливов типа II (рис. 9.28, в) рекомендуется определять по данным табл. 9.5 в зависимости от δ/H и котангенса угла наклона нижней грани к горизонту s' . В случае притупления или скругления входного ребра коэффициент расхода следует увеличить на 5...8 %.

Для водосливов средней высоты при $2 < P_v/H < 3$ и $s = s' = 1...2$ коэффициент расхода в случае $\delta/H < 0,5$ рекомендуется принимать $m = 0,445$; если $0,5 \leq \delta/H \leq 2$, то значения вычисляются по формуле

$$m = \frac{1}{\sqrt{4,5 + 2\delta/H}} \quad (9.46)$$

Коэффициент расхода для высоких водосливов с пологими откосами (рис. 9.28, б, в, г) при $P_v > 3H$ и $s = s' = 1...2$ при $\delta/H < 0,5$ принимается постоянным

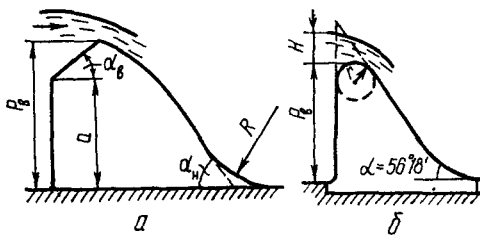


Рис. 9.29

($m = 0,445$), а при $0,5 \leq \delta/H \leq 2$ значения m вычисляются по формуле

$$m = \frac{1}{\sqrt{4,2 + 2,5\delta/H}} \quad (9.47)$$

Водосливы криволинейного очертания

Такие водосливы бывают *безвакуумными* — очерченными по контуру нижней поверхности падающей струи (рис. 9.29, а), *вакуумными* — очерченными в верхней части по кругу или эллипсу, а в нижней части по прямой (рис. 9.29, б), давление на водосливной грани которых меньше атмосферного. Следует отметить, что при увеличении напора на безвакуумном водосливе струя отжимается от сливной грани водослива и поэтому между ними образуется вакуум. Следовательно, один и тот же водослив может быть как вакуумным, так и безвакуумным.

Безвакуумные водосливы. Очертания водосливной грани безвакуумного криволинейного водослива с вертикальной напорной гранью можно построить по данным Кригера — Офицера.

В табл. 9.6 приведены координаты для построения безвакуумного водослива с оголовком профиля А (рис. 9.30, а)

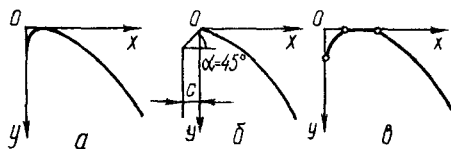


Рис. 9.30

Таблица 9.6. Координаты для построения оголовков безвакуумного водослива с профилем А для напора $H = 1$ м (по данным Кригера — Офицера)

x	y	x	y	x	y	x	y
0	0,126	1	0,256	2	1,235	3	2,824
0,1	0,036	1,1	0,321	2,1	1,369	3,1	3,013
0,2	0,007	1,2	0,394	2,2	1,508	3,2	3,207
0,3	0	1,3	0,475	2,3	1,653	3,3	3,405
0,4	0,006	1,4	0,564	2,4	1,894	3,4	3,609
0,5	0,027	1,5	0,661	2,5	1,96	3,5	3,818
0,6	0,06	1,6	0,764	2,6	2,122	3,6	4,031
0,7	0,1	1,7	0,873	2,7	2,289	3,7	4,249
0,8	0,146	1,8	0,987	2,8	2,462	3,8	4,471
0,9	0,198	1,9	1,108	2,9	2,64	3,9	4,698
						4,0	4,938

Таблица 9.7. Координаты для построения оголовков безвакуумного водослива с профилем В для $H = 1$ м (по данным Кригера)

x	y	x	y	x	y	x	y
0	0,043	0,4	0,023	1,2	0,58	3	3,06
0,1	0,01	0,6	0,09	1,4	0,665	3,5	4,08
0,2	0	0,8	0,189	1,7	0,992	4	5,24
0,3	0,005	1	0,321	2	1,377	4,5	6,58
				2,5	2,14		

для напора $H = 1$ м, а в табл. 9.7 — для оголовка профиля В (рис. 9.30, б).

Вертикальная напорная грань для профиля В располагается на расстоянии s от оси Oy . Это расстояние назначается по конструктивным условиям. Ими же определяется и угол скоса оголовка α , обычно принимаемый равным 45° . При расчетном напоре $H_p \neq 1$ координаты профиля получаются умножением табличных значений на H_p .

Коэффициент расхода для безвакуумных водосливов криволинейного очертания $m = 0,504$.

Коэффициент полноты напора σ_n учитывает отличие любого напора на водосливе H от расчетного (профилирующего) H_p , для которого построено данное очертание водослива. При $H/H_p =$

Таблица 9.8. Коэффициент полноты напора σ_n

H/H_p	Значения α_b			
	20°	40°	60°	90°
0,2	0,893	0,879	0,864	0,842
0,3	0,915	0,903	0,892	0,874
0,4	0,932	0,923	0,914	0,9
0,5	0,947	0,94	0,933	0,922
0,6	0,96	0,954	0,949	0,94
0,7	0,971	0,967	0,963	0,957
0,8	0,982	0,979	0,977	0,973
0,9	0,991	0,99	0,989	0,987
1	1	1	1	1
1,5	1,037	1,042	1,047	1,054
2	1,067	1,076	1,085	1,099

Таблица 9.9. Коэффициент формы водослива σ_f

α_b	α_n	Значения a/P_b				
		0	0,3	0,6	0,9	1
15	15	0,880	0,878	0,855	0,850	0,933
	30	0,91	0,908	0,885	0,88	0,974
	45	0,924	0,922	0,899	0,892	0,993
35	60	0,927	0,925	0,902	0,895	1
	15	0,905	0,904	0,897	0,907	0,933
	30	0,94	0,939	0,932	0,94	0,974
55	45	0,957	0,956	0,949	0,956	0,993
	60	0,961	0,96	0,954	0,962	1
	15	0,923	0,923	0,922	0,927	0,933
75	30	0,962	0,962	0,96	0,964	0,974
	45	0,981	0,981	0,98	0,983	0,993
	60	0,985	0,985	0,984	0,989	1
90	15	0,93	0,93	0,93	0,93	0,933
	30	0,972	0,972	0,972	0,972	0,974
	45	0,992	0,992	0,992	0,992	0,993
90	60	0,998	0,998	0,998	0,999	1
	15	0,933	—	—	—	0,933
	30	0,974	—	—	—	0,974
90	45	0,993	—	—	—	0,993
	60	1	—	—	—	1

$= 0,2...1$ значение $\sigma_n = 0,84...1$, а при $H/H_p = 1...2$ (это уже вакуумный профиль) $\sigma_n = 1...1,1$, при $H = H_p$ $\sigma_n = 1$. В зависимости от угла α_b (рис. 9.30, б) и отношения H/H_p коэффициент σ_n принимается по данным табл. 9.8.

Коэффициент формы σ_f учитывает отличие оголовка водослива (рис. 9.29, а) от профиля Кригера — Офицера. В зависимости от углов α_b и α_n и отношения

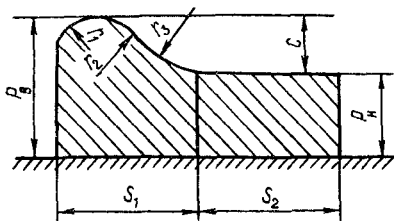


Рис. 9.31

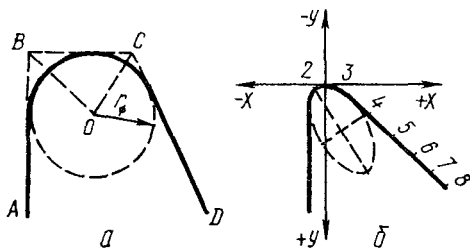


Рис. 9.32

$a/P_в$ коэффициент σ_ϕ принимается по данным табл. 9.9.

Если на гребне водосливной стенки имеется плоская горизонтальная вставка (рис. 9.30, в) шириной порядка $0,5H$, то коэффициент расхода уменьшается на 3 %.

Представляют также интерес *водосливы распластанного типа* (рис. 9.31), относящиеся к безвакуумным водосливам практического профиля криволинейного очертания. Такой водослив состоит из двух частей: гребня криволинейного очертания и горизонтального участка. По данным Ф. И. Пикалова, наиболее целесообразны такие сочетания между размерами его элементов (рис. 9.31): $c = (0,33...0,5) P_в$ или $c = (0,5...1) P_н$ и одновременно $c > 0,25H$ и $s_1 = 4,3c = (1,4...2,1) P_в$.

Радиусы очертаний оголовка $r_1 = c$, $r_2 = 1,3c$ и $r_3 = 4,3c$, а ширина горизонтального участка s_2 назначается из условия обеспечения статической устойчивости плотины и создания поверхностного прыжка при сопряжении потока. У такого водослива при $0,25H < c <$

$< 0,8H$ коэффициент расхода $m = 0,495$. Другие водосливы распластанного типа с профилем криволинейного очертания обладают меньшим расходом.

Вакуумные водосливы. Следует отметить, что вакуумные криволинейные водосливы обладают наибольшей пропускной способностью, так как имеют наибольшие коэффициенты расхода m . Очертания криволинейной водосливной грани можно построить для кругового и эллиптического профилей оголовка (рис. 9.32, а, б) по координатам, подсчитанным Н. П. Розановым (табл. 9.10). Наилучшим профилем является эллиптический при соотношении полуосей $b/a = 2...3$, для которого коэффициент расхода $m = 0,55$. Таблица составлена для фиктивного радиуса оголовка $r_\phi = 1$, представляющего собой радиус окружности, вписанной в трапециевидальный контур ABCD (рис. 9.32, а). При $b/a = 1$ (то есть для круга) фиктивный радиус равен действительному. Для $r_\phi \neq 1$ координаты профиля получаются умножением табличных значений на r_ϕ .

Коэффициенты расхода m при различных соотношениях полуосей эллипса b/a и разных значениях H_0/r_0 приведены в табл. 9.11 по данным Н. П. Розанова.

Во избежание значительной пульсации вакуума А. Н. Ахутин предложил не допускать вакуума более $0,06—0,07$ МПа и принимать наибольшее расчетное значение $H_0/r_\phi \leq 3,4...3,6$, а для особо ответственных сооружений не более $3—3,3$. Вакуум может быть подсчитан по данным Н. П. Розанова: при $b/a = 1$ $h_{\text{вак}} = (1,36...1,58) H_0$; при $b/a = 2$ $h_{\text{вак}} = (1,27...1,55) H_0$; при $b/a = 3$ $h_{\text{вак}} = (1,34...1,63) H_0$.

Для удобства практических расчетов в табл. 9.12 приведены значения относительного вакуума (то есть отношения $h_{\text{вак}}/H_0$).

Водосливы из мягкой синтетической ткани. В гидромелиоративном и водо-

Таблица 9.10. Координаты точек вакуумного профиля

Значения b/a					
1		2		3	
x	y	x	y	x	y
-1	1	-0,7	0,806	-0,472	0,629
-0,96	0,72	-0,694	0,672	-0,462	0,462
-0,88	0,525	-0,67	0,519	-0,432	0,327
-0,74	0,327	-0,624	0,371	-0,37	0,193
-0,53	0,152	-0,553	0,241	-0,253	0,072
-0,3	0,046	-0,488	0,162	-0,131	0,018
0	0	-0,402	0,091	0	0
0,2	0,02	-0,312	0,046	0,194	0,03
0,4	0,083	-0,215	0,012	0,381	0,095
0,6	0,2	-0,117	0,003	0,541	0,173
0,72	0,306	0	0	0,707	0,271
0,832	0,445	0,173	0,025	0,866	0,381
1,377	1,282	0,334	0,076	1,022	0,503
2,434	2,868	0,49	0,147	1,168	0,623
3,67	4,722	0,631	0,223	1,318	0,76
5,462	7,41	0,799	0,338	1,456	0,89
		0,957	0,461	1,584	1,021
		1,107	0,595	1,714	1,163
		1,243	0,731	1,855	1,32
		1,405	0,913	1,979	1,467
		1,551	1,098	2,104	1,628
		1,688	1,282	2,24	1,792
		2,327	2,246	2,346	1,943
		2,956	3,186	2,462	2,106
		4,45	5,43	2,575	2,272
		5,299	6,704	3,193	3,214
		6,195	8,048	4,685	5,452
		7,767	10,405	5,561	6,766
		8,994	12,246	6,422	8,088
		10,208	14,067	7,998	10,442
		11,724	16,37	9,222	12,258
		13,365	18,803	10,438	14,082
				11,591	16,352
				13,587	18,805

Таблица 9.11. Коэффициент расхода m для вакуумных водосливов

H_0/r_ϕ	Значение b/a		
	1	2	3
1	0,486	0,487	0,495
1,2	0,497	0,5	0,509
1,4	0,506	0,512	0,52
1,6	0,513	0,521	0,53
1,8	0,521	0,531	0,537
2	0,526	0,54	0,544
2,2	0,533	0,548	0,551
2,4	0,538	0,554	0,557
2,6	0,543	0,56	0,562
2,8	0,549	0,565	0,566
3	0,553	0,569	0,57
3,2	0,557	0,573	0,575
3,4	0,560	0,577	0,577

Таблица 9.12. Коэффициент вакуумности $\sigma_0 = h_{\text{вак}}/H_0$

H_0/r_ϕ	Значения b/a		
	1	2	3
1	0,474	—	—
1,2	0,571	0	0,059
1,4	0,647	0,162	0,211
1,6	0,752	0,311	0,351
1,8	0,859	0,454	0,49
2	0,962	0,597	0,631
2,2	1,057	0,734	0,789
2,4	1,138	0,887	0,927
2,6	1,224	1,018	1,06
2,8	1,309	1,147	1,197
3	1,388	1,274	1,337
3,2	1,483	1,411	1,47
3,4	1,58	1,55	1,626

хозяйственном строительстве в настоящее время применяются плотины из полимерных оболочек, так называемые *мягкие водосливы*, позволяющие резко снизить материалоемкость, стоимость и трудоемкость возведения подобных сооружений.

Мягкие водосливы могут быть различных видов: водонаполненные, воздушно-наполненные, воздуховодонаполненные, самоупнляемые, мембранные, комбинированные и др. Основные их типы: наполняемый (рис. 9.33, а), самоуп-

няемый (рис. 9.33, б), мембранный (рис. 9.33, в) и комбинированный (рис. 9.33, г).

Пропускная способность таких водосливов из мягких полимерных материалов изучена недостаточно. Это обусловлено, во-первых, относительной новизной таких сооружений, и во-вторых, их гидравлический расчет очень сложен, так как переменная форма таких конструкций и гидравлические параметры этих водосливов (напор, коэффициент расхода, условия затопления) взаимосвязаны между собой.

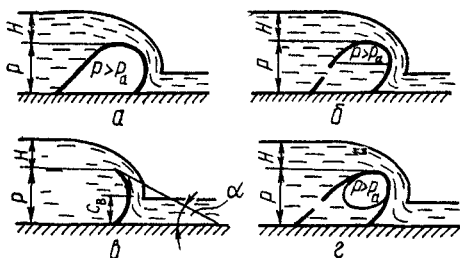


Рис. 9.33

В первом приближении расчет пропускной способности мягких водосливов можно производить по общеизвестным формулам для обычных водосливов ((9.3), (9.25) и т. п.).

Коэффициенты расхода m наполняемых водосливов (рис. 9.33, а) зависят от напора, внутреннего давления в оболочке водослива, формы и вида истечения и колеблются в широких пределах. Их значения приведены в табл. 9.13.

При выборе значений коэффициента расхода m следует руководствоваться следующим.

Для затопленных водосливов (при свободном истечении) меньшие значения коэффициента соответствуют меньшим напорам на гребне водослива и внутренним давлениям в оболочке, а большие — большим.

Для затопленных водосливов (при подтопленном истечении) меньшие значения коэффициента расхода m соответствуют большому напорам, но малым перепадам уровней верхнего и нижнего бьефов. Большие же коэффициенты расхода получаются в том случае, когда уровень воды нижнего бьефа близок к отметке гребня водослива.

Довольно высокие значения коэффициентов расхода мягких водосливов объясняются их удобообтекаемой формой и наличием вакуума на низовой водосливной грани. При свободном и частично подтопленном истечении наполняемые водосливы работают как вакуумные.

Условия подтопления принимаются общими для водосливов практического профиля.

Самонаполняемые водосливы (рис. 9.33, б) характеризуются несколько меньшими значениями коэффициента расхода $m \approx 0,49$.

Пропускная способность мягких водосливов мембранного типа (рис. 9.33, в) зависит от напора H , значения и местоположения зоны вакуума c_b и угла α , образованного касательной, проведенной к гребню водослива и горизонтальным дном. В зависимости от угла α водослив приобретает вид водослива с криволинейной тонкой стенкой или же криволинейного водослива практического профиля. При углах $\alpha = 70 \dots 110^\circ$ и $H/c_b = 0,37 \dots 0,43$ коэффициент расхода m возрастает от 0,42 до 0,52, а затем происходит срыв вакуума под струей; при дальнейшем увеличении отношения H/c_b коэффициент расхода уменьшается. При углах $\alpha = 140 \dots 180^\circ$ коэффициент расхода m уменьшается с 0,44 до 0,34.

Более детально вопросы гидравлического расчета мягких водосливов различных типов рассмотрены О. Г. Завторницким, Б. И. Сергеевым, П. М. Степановым, Б. Б. Шумаковым в специальной литературе.

§ 9.4. Водосливы с широким порогом

Водосливом с широким порогом называется водослив любой высоты P (в том числе и равной нулю), с верхней гори-

Таблица 9.13. Коэффициенты расхода m наполняемых мягких водосливов

Тип водослива	Значения m при	
	свободном истечении	подтопленном истечении

Водонаполняемый	0,3—0,51	0,29—0,47
Воздухонаполняемый	0,39—0,55	0,32—0,53
Воздуховодонаполняемый	0,36—0,56	0,24—0,51

зонтальной гранью, с толщиной стенки δ в пределах $(2...3)H < \delta < (8...10)H$. При этом различают *свободное* (неподтопленный водослив) и *несвободное* (подтопленный водослив) протекание воды через него.

Исследованиям условий протекания воды через водослив с широким порогом и определению его пропускной способности посвящено множество специальных работ, пожалуй больше чем какому-либо другому вопросу инженерной гидравлики. Это объясняется тем, что значительное число гидротехнических сооружений работает по схеме водослива с широким порогом. Анализ этих работ, которому посвящены ряд специальных монографий, позволяет считать данный вопрос решенным с достаточной степенью точности для инженерной практики.

Неподтопленный водослив с широким порогом. Все многочисленные формы протекания воды можно схематизировать в три расчетные схемы:

с непрерывным понижением глубины потока на пороге (рис. 9.34, а) для водослива с недостаточной (короткой) шириной порога при $\delta \approx (2...4)H$;

для водослива с нормальной шириной порога при $(3...4)H < \delta < (8...10)H$ и плавных условиях входа устанавливается приблизительно параллельноструйное движение с глубиной $h < h_k$ (рис. 9.34, б), а при условиях неплавного входа формируется кривая подпора c_0 ;

для длинных водосливов при $\delta \approx (8...10)H$ характерна волнообразная поверхность с двумя взаимосвязанными глубинами (рис. 9.34, в): сжатой h_c в начале порога и сопряженной с ней волновой глубиной h_b , причем $h_c < h_k$, а $h_b > h_k$, где h_k — критическая глубина.

Пропускная способность незатопленных водосливов с широким порогом определяется по общей зависимости (9.4):

$$Q = mb\sqrt{2gH_0^3}.$$

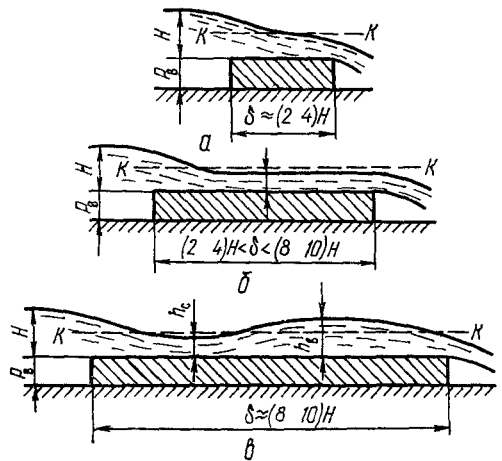


Рис. 9.34

Скоростью подхода V_0 пренебрегают так же, как и в общем случае водосливов, то есть при $\Omega_{в\delta} > 4bH$.

Коэффициент расхода для плавных (скругленных) входных оголовков принимают 0,35—0,36, а для неплавных оголовков с учетом бокового сжатия

$$m = 0,3 + 0,08v_b, \quad (9.48)$$

где v_b — параметр сжатия потока при входе на водослив, причем $v_b = bH/\Omega_{в\delta}$, здесь $\Omega_{в\delta}$ — площадь живого сечения потока в верхнем бьефе, обычно $\Omega_{в\delta} = B(H + P_b)$.

Уточненные значения m , по данным Д. И. Кумина, в зависимости от типа и характера входного оголовка, а также отношений b/B и P_b/H приводятся в справочной литературе [26]. Максимальное значение коэффициента расхода для незатопленного водослива без бокового сжатия $m_{\max} = 0,385$.

Особый практический интерес представляет определение наименьшей глубины h_c в так называемом сжатом сечении (рис. 9.35), в котором скорость потока наибольшая. Однако из уравнения (9.4) нельзя определить глубину h_c . Для ее определения применим уравнение

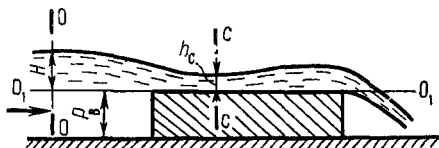


Рис 9.35

Д. Бернулли для сечений $0-0$ и $c-c$. Сечение $0-0$ принимаем там, где еще не сказывается кривизна струй, а сечение $c-c$ на водосливе с наименьшей глубиной. При этом принимаем допущение, что в сечении $c-c$ имеет место плавноизменяющееся движение. За плоскость сравнения выбираем верхнюю грань водослива с широким порогом, которая согласно его определения является горизонтальной. Тогда горизонтальный след плоскости сравнения O_1-O_1 совпадает с верхней гранью.

Запишем уравнение Д. Бернулли для этих сечений относительно точек находящихся на поверхности потока:

$$\frac{\alpha V_0^2}{2g} + \frac{p_0}{\gamma} + z_0 = \frac{\alpha V_c^2}{2g} + \frac{p_c}{\gamma} + z_c + h_{w_{0-c}}, \quad (9.49)$$

где

$$p_0 = p_c = p_a; \quad z_0 = H; \quad z_c = h_c.$$

Потери энергии $h_{w_{0-c}}$ состоят только из потерь, связанных с коэффициентом сопротивления входа на водослив $\zeta_{вх}$, так как длина между сечениями незначительна и поэтому потерями по длине при расчетах водосликов, как отмечено в § 9.1, можно пренебречь. Тогда

$$h_{w_{0-c}} = h_{вх} = \alpha_{вх} \frac{V_c^2}{2g}.$$

Подставляя эти значения в исходное уравнение (9.49), получим

$$H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = h_c + \frac{V_c^2}{2g} (\alpha - \zeta_{вх}).$$

Обозначая через $H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$ и учи-

тывая, что $\frac{1}{\sqrt{\alpha + \zeta_{вх}}} = \varphi$ — коэффициент скорости, то есть $\frac{1}{\alpha + \zeta_{вх}} = \varphi^2$ получим

$$H_0 = h_c + \frac{V_c^2}{2g\varphi^2}. \quad (9.50)$$

Откуда

$$V_c = \varphi \sqrt{2g(H - h_c)}.$$

Для прямоугольного сечения русла $Q = \omega_c V_c = bh_c V_c$ и тогда

$$Q = \varphi b h_c \sqrt{2g(H - h_c)}, \quad (9.51)$$

где коэффициент скорости φ определяется по данным Д. И. Кумина в зависимости от m :

m	0,3	0,32	0,34	0,36	0,38
φ	0,943	0,956	0,97	0,983	0,996

или по зависимости В. В. Смылова с учетом параметра v_b :

$$\varphi = 0,9 + 0,1v_b, \quad (9.52)$$

где v_b — параметр сжатия потока при входе на водослив, причем $v_b = \frac{bH}{\Omega_{вб}}$,

здесь $\Omega_{вб}$ — площадь живого сечения потока в верхнем бьефе водослива; обычно $\Omega_{вб} = B(H + P_v)$.

При известных значениях расхода Q и отверстия водослива b наименьшая глубина потока в сжатом сечении h_c может быть определена из уравнения (9.51) методом приближений или итерацией.

Подтопленный (затопленный) водослив с широким порогом. Переход от незатопленного водослива (свободное протекание воды через водослив) к затопленному (несвободное протекание) происходит скачкообразно. Водослив с широким порогом становится затопленным, если $h_n/H > 0,8$. Расчетные схемы протекания воды на нем зависят от условий входа на водослив. При плавном входе устанавливается приблизительно парал-

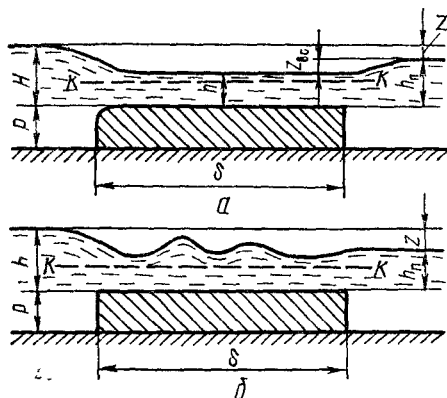


Рис. 9.36

тельно-струйное движение с расчетной глубиной h_p больше критической глубины $h_{кр}$ ($h_p > h_{кр}$) и с перепадом восстановления $z_{вс}$ при выходе потока в нижний бьеф (рис. 9.36, а). При неплавном входе имеет место волнообразное движение воды (рис. 9.36, б) с наименьшей глубиной на входе.

Различают слабую и сильную степени подтопления водослива. При $0,8 \leq h_p/H < 0,94$ будут затопленные водосливы со слабой степенью подтопления. Их пропускная способность определяется по зависимости (9.25):

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2} \sigma_3.$$

Коэффициент затопления σ_3 определяется по данным В. В. Смыслова:

h_p/H	0,8	0,84	0,88	0,92	0,94
σ_3 при плавном входе	1	0,98	0,95	0,84	0,73
σ_3 при неплавном входе	1	0,96	0,9	0,79	0,68

При $h_p/H > 0,94$ имеет место сильная степень подтопления и пропускная способность водослива определяется зависимостью

$$Q = ab \varphi_{пн} h_{пн} \sqrt{2g(H_0 - h_{пн})}, \quad (9.53)$$

где a — коэффициент, учитывающий перепад восстановления $z_{вс}$; $\varphi_{пн}$ — коэффи-

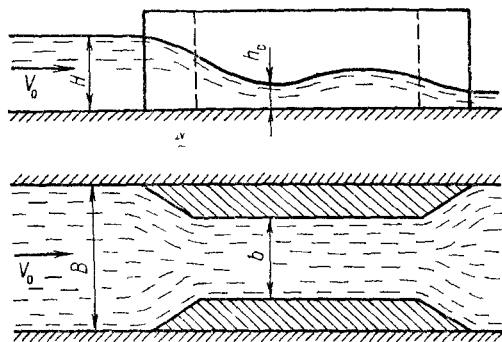


Рис. 9.37

циент скорости затопленного водослива (при плавном входе $\varphi_{пн} = 0,96 \dots 0,97$, а при неплавном — на 5—10 % меньше, чем для незатопленного водослива).

Значения коэффициента a в зависимости от параметра $v_{нн} = \frac{bh_{пн}}{\Omega_{н.б}}$, где $\Omega_{н.б}$ — площадь живого сечения потока в нижнем бьефе (обычно $\Omega_{н.б} = B(h_{пн} + P)$), и условий плавности выхода принимаются равными:

Параметр $v_{нн}$	0	0,3	0,5	0,7
a при неплавном выходе	1	1,15	1,3	1,2
a при плавном выходе	1,3	1,5	1,45	1,3

Из этого вывода следует, что пренебрежение перепадом восстановления $z_{вс}$ увеличивает величину отверстия до 50 %. Только при неплавном выходе и $v_{нн} = 0$ можно принимать $a = 1$.

Д. И. Кумин выделил особый вид водослива с широким порогом при его высоте равной нулю ($P = 0$), на котором сжатие потока происходит только с боков до величины b — отверстия водослива, и всегда $B > b$ (рис. 9.37). При боковом сжатии на входе линии тока (в плане) искривляются и поэтому происходит сжатие потока в пределах входной части с образованием сжатого сечения $c-c$, а затем поток расширяется. В связи с боковым сжатием происходят

дополнительные потери энергии, особенно на участке расширения потока за сжатым сечением. Эти потери характеризуются коэффициентами скорости φ и m , которые зависят от формы стеснения потока в плане (плавное и неплавное), а также от условий и степени сжатия.

Данные для коэффициентов φ и m приводятся в справочной литературе [26].

Так как стеснение потока снизу и с боков однозначно, то все приведенные в данном параграфе расчетные схемы и зависимости справедливы и для расчета водосливов с широким порогом при его высоте равной нулю и боковом сжатии.

Вопросы для самопроверки

1. Основные параметры водослива.
2. Классификация водосливов по толщине порога
3. Классификация водосливов по геометрической форме водосливного отверстия.
4. Водосливы с боковым сжатием и без него
5. Характеристика и расчетные зависимости для прямоугольных водосливов с тонкой стенкой.
6. Затопленные (подтопленные) водосливы с тонкой стенкой.
7. Треугольный водослив с тонкой стенкой.
8. Трапециевидный водослив с тонкой стенкой.
9. Формула Павловского для расчета водосливов практического профиля.
10. Водосливы полигонального очертания.
11. Водосливы криволинейного очертания.
12. Водосливы из мягкой синтетической ткани.
13. Неподтопленный водослив с широким порогом.
14. Определение глубины потока h_c в сжатом сечении.
15. Подтопленный водослив с широким порогом.
16. Безпороговые водосливы с широким порогом.

Глава 10. ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

§ 10.1. Основные понятия о подобии гидравлических процессов

Моделирование гидравлических процессов бывает двух видов: математическое и физическое.

Математическое моделирование. При исследовании гидравлических процессов с помощью математического моделирования изучаются явления, отличные от натуральных (физических), но описываемые теми же математическими уравнениями. Совокупность уравнений, описывающих определенный физической процесс, называют *математической моделью*, а изучение его поведения в тех или иных условиях путем решения этих уравнений — *математическим моделированием*. В отличие от физического применение математического моделирования при соответствующей математической модели не ограничено.

Математическая модель гидравличе-

ского явления или процесса обычно создается на основании применения к ним наиболее общих законов механики, таких, как сохранение движения, массы и энергии. Записывая эти законы в виде систем дифференциальных уравнений и аналитически их исследуя, то есть используя методы классической механики, можно получить информацию о процессах или явлениях, которые не наблюдались в природе или наблюдались в ограниченном диапазоне изменения исследуемых величин.

Применяя общие теоремы механики или термодинамики к частным случаям потока жидкости в конкретных условиях, получают математические модели гидравлических процессов, как правило, в виде сложных систем дифференциальных уравнений в частных производных.

Аналитические методы интегрирования и исследования таких уравнений, традиционные для классической меха-