

По табл. П.21.16 по найденному значению θ_1 определяем $\theta_2 = 1.855$. Тогда

$$h'' = \frac{\theta_2}{1,93 \frac{\sqrt[4]{P}}{\sqrt{Q}}} = \frac{1,855}{0,858} = 2,16 \text{ м.}$$

Отношение $h''/h' = 5,4 > 2$, т. е. гидравлический прыжок — совершенный.

Глава 22

ВОДОСЛИВЫ

22.1. Классификация водосливов

При возведении в русле какой-либо преграды, в том числе и при стеснении потока только с боков, уровень жидкости в русле повышается. Повышение будет происходить до тех пор, пока через стесненное живое сечение не будет проходить расход воды русла.

Сооружение в преграде, через которое происходит перелив воды, называется водосливом, а движение — истечением через водослив.

Участок потока выше гидротехнического сооружения по течению называется верхним бьефом; ниже гидросооружения располагается нижний бьеф.

Верхняя часть водослива, через которую происходит истечение, называется гребнем (порогом) водослива.

Каждому расходу Q , пропускаемому через данный водослив, соответствует определенный напор над гребнем водослива.

Геометрический напор над гребнем водослива H представляет собой разность отметок уровня воды в верхнем бьефе и верхней точки гребня водослива. Отметка уровня верхнего бьефа принимается на некотором удалении ($l \geq 3H$) от водослива (рис. 22.1, б), там, где снижение уровня при истечении через водослив практически несущественно, т. е. не сказывается на количественных результатах расчетов.

Истечение через водослив происходит преимущественно под действием сил тяжести; силы трения и силы поверхностного натяжения не играют определяющей роли в большинстве случаев.

Именно под воздействием напора H , представляющего собой разность удельной потенциальной энергии на уровне свободной поверхности в верхнем бьефе и на уровне верха порога, происходит истечение через водосливы.

Основными характерными для водосливов параметрами являются:

1) форма порога или профиль водослива — форма продольного (вдоль течения) сечения водослива;

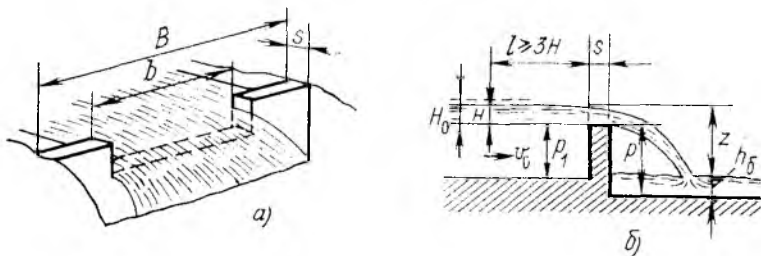


Рис. 22.1

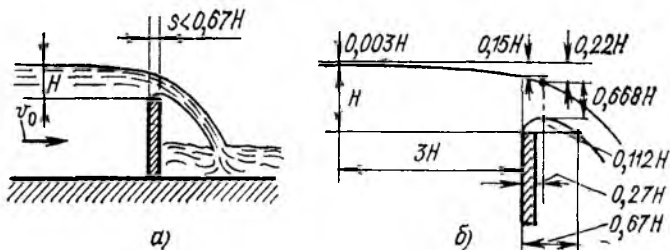


Рис. 22.2

2) ширина отверстий водослива b (рис. 22.1, а) — длина водосливного фронта (в направлении, перпендикулярном направлению движения переливающейся через водослив жидкости);

3) ширина водослива по верху s — длина порога (по направлению течения);

4) высота водослива со стороны верхнего бьефа p_1 ;

5) высота водослива со стороны нижнего бьефа p ;

6) глубина воды в отводящем русле (в нижнем бьефе) в естественных (бытовых) условиях h_6 ;

7) геометрический перепад, т. е. разность уровней в верхнем и нижнем (при глубине h_6) бьефах z ;

8) скорость подхода, т. е. скорость в верхнем бьефе v_0 .

Классификация водосливов по различным признакам:

I. По форме и относительным размерам продольного (по направлению течения) сечения, т. е. по профилю:

1) водослив с тонкой стенкой. Для такого водослива характерно, что ширина водослива (толщина водосливной стенки) s не влияет на форму переливающейся струи (рис. 22.2, а). Для вертикальной стенки водослива для этого необходимо, чтобы $s/H < 0,67$. Форма и размеры струи в этом случае показаны на рис. 22.2, б. Как видно, нижняя поверхность струи сначала поднимается, а затем опускается и пересекает горизонтальную поверх-

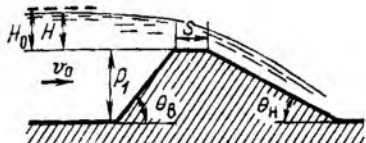


Рис. 22.3

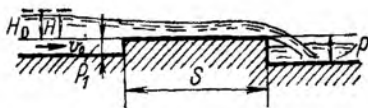
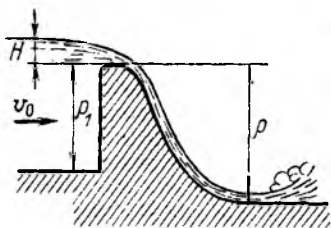
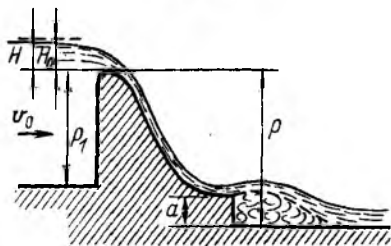


Рис. 22.4



а)



б)

Рис. 22.5

ность, проходящую на отметке острого ребра водослива, на расстоянии $0,67 H$ от ребра. Поэтому для острого ребра водослива при $s < 0,67 H$ стенка водослива не влияет на очертание струи. При наклоне стенки и при скруглении ребра водослива верхний предел отношения s/H , характеризующий водослив с тонкой стенкой, уменьшается.

В связи с возможными колебаниями переливающейся струи для надежной работы таких водосливов толщину водосливной стенки рекомендуют принимать $s/H < 0,5$;

2) водослив практического профиля (рис. 22.3) с относительной длиной порога (или шириной водослива по верху) $0,5 \div 0,67 < s/H < 2$. Понятно, что при $\theta_b = \theta_n = 90^\circ$ имеем водослив практического профиля прямоугольного очертания;

3) водослив с широким порогом (правильнее было бы говорить «водослив с «длинным» порогом») (рис. 22.4) с горизонтальной поверхностью порога при $2 < s/H < 10$. При такой длине потери напора по длине пренебрежимо малы.

В литературе встречаются оценки верхнего предела s/H от 8 до 12. На водосливе с широким порогом хотя бы в пределах небольшого участка наблюдается плавно изменяющееся движение;

4) водослив практического профиля криволинейного очертания. Верхняя часть гребня (оголовок) и низовая грань имеют плавное очертание, которое часто выполняется в соответствии с несколько откорректированными координатами струи, свободно перетекающей через вертикальную

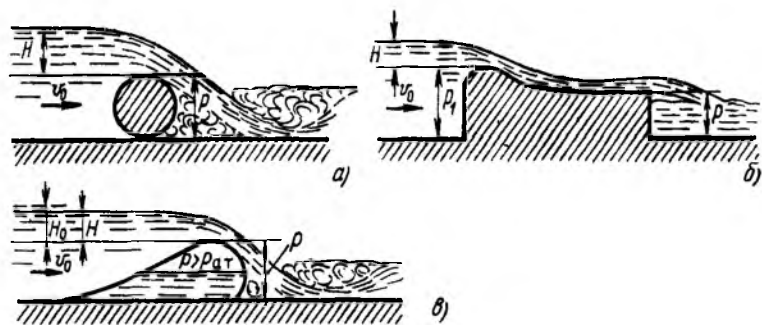


Рис. 22.6

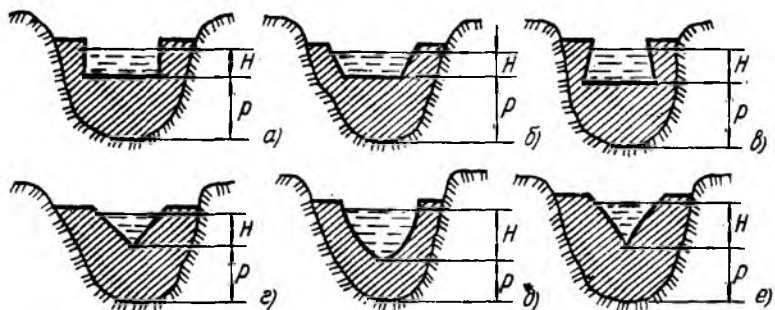


Рис. 22.7

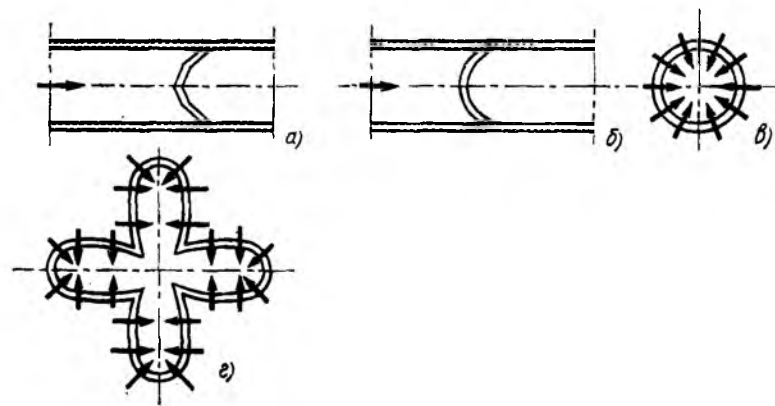


Рис. 22.8

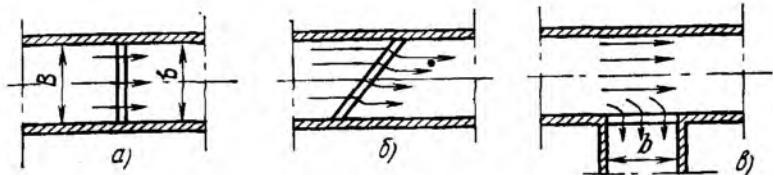


Рис. 22.9

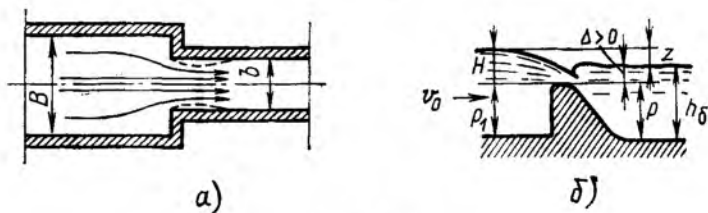


Рис. 22.10

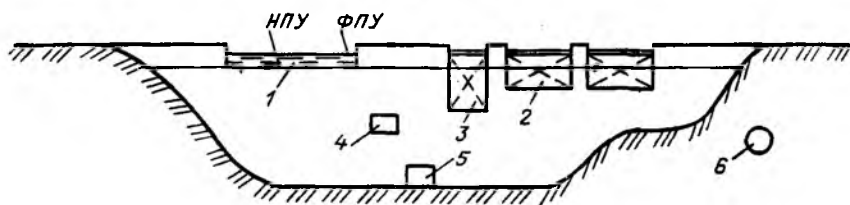


Рис. 22.11

тонкую стенку (рис. 22.5, а). Водослив может также иметь низовой уступ (рис. 22.5, б).

К водосливам этого типа относятся также цилиндрический водослив (рис. 22.6, а), водослив практического профиля распластанного типа (рис. 22.6, б) и наполняемые водой, а иногда и воздухом, водосливы из мягкой синтетической ткани (рис. 22.6, в).

II. По форме отверстия: водосливы с прямоугольными (рис. 22.7, а), трапецеидальными (рис. 22.7, б, в), треугольными (рис. 22.7, г) и криволинейными (рис. 22.7, д, е) отверстиями.

III. По очертанию в плане: водосливы прямолинейные, полигональные (рис. 22.8, а), криволинейные (рис. 22.8, б), замкнутые (рис. 22.8, в, г). Водосливы, очерченные в плане по круговой кривой, обладают особенностью — линии тока обычно направлены к центру по радиусам.

IV. По ориентации к направлению потока: водосливы прямые, нормальные к направлению потока (рис. 22.9, а), косые (рис. 22.9, б), боковые, параллельные направлению потока (рис. 22.9, в).

V. По наличию или отсутствию бокового сжатия (в плане) при истечении: водосливы без бокового сжатия (рис. 22.9, а) и водосливы с боковым сжатием (рис. 22.10, а).

VI. По стеснению потока водосливом в вертикальной плоскости: водосливы с порогом и без порога.

При истечении через подавляющее большинство водосливов с порогом $p_1 > 0$ происходит сжатие потока в вертикальном направлении, линии тока искривляются и «подтягиваются» снизу к гребню водослива (см. рис. 22.1). Но могут быть и водосливы без порога, т. е. $p_1 = 0$. В этом случае истечение через водослив происходит обязательно при наличии бокового сжатия. К такому типу водосливов ($p_1 = 0$) относятся, например, отверстия мостов и других гидротехнических сооружений на мелиоративных системах.

VII. По влиянию нижнего бьефа на истечение через водослив: водосливы неподтопленные (см., например, рис. 22.1, 22.4, 22.5), когда уровень нижнего бьефа не влияет на расход или напор водослива; водосливы подтопленные (рис. 22.10, б), когда уровень нижнего бьефа влияет на расход, переливающийся через водослив, или напор. В последнем случае при неизменном значении напора расход, пропускаемый через водослив, меньше, чем в условиях, когда подтопление отсутствует.

Кроме поверхностных водосливов 1—3 могут применяться донные 5 и глубинные 4 водосбросные отверстия (рис. 22.11). При этом поверхностные отверстия могут быть нерегулируемыми (1), т. е. без затворов: отметка их гребня (порога) располагается на отметке нормального подпорного уровня (НПУ), и регулируемыми (2, 3), снабженными затворами. Отметка порога регулируемых отверстий располагается ниже НПУ. Кроме того, устраиваются и туннели 6.

Ширина пролета и высота водопропускного отверстия регламентируются (см. табл. П.22.1). При этом высота поверхностного отверстия — это расстояние по вертикали от уровня воды в верхнем бьефе до отметки порога; для донного и глубинного отверстий высота — это вертикальный размер от верхней кромки отверстия до его порога.

22.2. Формула расхода водослива

Многочисленные эксперименты показывают, что расход Q , проходящий через неподтопленные водосливы, зависит от длины водосливного фронта (ширины водослива) b , напора над гребнем во-

дослива H , скорости подхода v_0 , ускорения свободного падения g , т. е.

$$Q = f(b, g, H_0),$$

где $H_0 = H + \alpha_0 v_0^2 / 2g$ — напор с учетом скорости подхода.

Для отыскания формулы расхода водослива применим анализ размерностей. Запишем

$$Q = cb^x g^y H_0^z, \quad (22.1)$$

где c — безразмерный коэффициент пропорциональности, отражающий профиль водослива (водослив с широким порогом, практического профиля, с тонкой стенкой).

Размерность обеих частей уравнения (22.1) должна быть одинаковой, так как учтены все факторы, влияющие на Q .

Совершенно очевидно (и это подтверждается данными экспериментов), что расход Q пропорционален ширине водослива b в первой степени. Тогда $x = 1$.

Отсюда

$$[L^3 T^{-1}] = [L] [L T^{-2}]^y [L]^z.$$

Приравниваем показатели при L и T и получаем систему двух уравнений с двумя неизвестными

$$\left. \begin{aligned} 3 &= 1 + y + z; \\ -1 &= -2y. \end{aligned} \right\}$$

Решая ее, получаем $y = 0,5$; $z = 1,5 = 3/2$. Тогда

$$Q = cb \sqrt{g} H_0^{3/2} = \frac{c}{\sqrt{2}} b \sqrt{2g} H_0^{3/2}.$$

Обозначив $c/\sqrt{2} = m$, получим уравнение неподтопленного водослива любого профиля

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2}. \quad (22.2)$$

Коэффициент m называется коэффициентом расхода водослива.

Часто при расчетах удобнее учитывать скорость подхода v_0 не в H_0 , как это сделано в (22.2), а в коэффициенте расхода. Тогда

$$\begin{aligned} Q &= mb \sqrt{2g} \left(H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} \right)^{3/2} = \\ &= mb \sqrt{2g} H^{3/2} \left(1 + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2gH} \right)^{3/2}. \end{aligned}$$

Обозначим

$$m_0 = m \left(1 + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2gH} \right)^{3/2}, \quad (22.3)$$

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (22.4)$$

Коэффициенты расхода m и m_0 — безразмерные параметры, отражающие конструктивные особенности водосливов.

В формуле (22.4) скорость подхода учтена в коэффициенте расхода m_0 , о чем свидетельствует индекс нуль. Из совместного рассмотрения (22.2) и (22.4) видно, что

$$m/m_0 = (H/H_0)^{3/2}. \quad (22.5)$$

Выразим коэффициент расхода m через m_0 . Предварительно введем безразмерное отношение $\epsilon_0 = bH/\Omega_{в.б.}$, где $\Omega_{в.б.}$ — площадь живого сечения потока в верхнем бьефе вдали от водослива.

Степень сжатия живого сечения потока характеризуется ϵ_0 . Тогда

$$H_0 = H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = H \left(1 + \frac{\alpha_0 Q_0^2}{2g \Omega_{в.б.}^2 H} \right).$$

Подставив значение расхода из (22.4), найдем, что

$$H/H_0 = 1 + \alpha_0 \epsilon_0^2 m_0^2.$$

Далее, обращаясь к (22.5), получим

$$m = \frac{m_0}{(1 + \alpha_0 \epsilon_0^2 m_0^2)^{3/2}}. \quad (22.6)$$

Для подтопленного водослива, когда уровень нижнего бьефа влияет на истечение через водослив, в формулы (22.2) и (22.4) вводится безразмерный коэффициент подтопления $\sigma_n < 1$. Тогда расход через подтопленный водослив определится как

$$Q = \sigma_n m b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (22.7)$$

или

$$Q = \sigma_n m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (22.8)$$

Очевидно, что при отсутствии подтопления $\sigma_n = 1$ и формулы (22.7) и (22.8) превращаются соответственно в (22.2) и (22.4).

Аналогично тому, как это было показано в § 10.3, при $\frac{\Omega_{в.б.}}{bH} > 4$, что соответствует $\frac{p_1 + H}{H} > 4$ при отсутствии бокового сжатия, можно принимать с достаточной точностью в расчетах расхода через водослив $H_0 = H$.

22.3. Водосливы с тонкой стенкой (с острым ребром)

Водосливы с тонкой стенкой чаще всего применяются в качестве мерных водосливов, служащих для определения расхода. При истечении через вертикальный прямоугольный неподтопленный водослив с тонкой стенкой без бокового сжатия возможны разные формы струй. В том случае, когда в пространство между струей и стенкой обеспечен доступ воздуха в достаточном количестве и давление вокруг струи равно атмосферному, струя называется свободной (рис. 22.12, а). Водослив с указанными выше признаками называется с о в е р ш е н н ы м (иногда его называют н о р м а л ь н ы м).

При отсутствии доступа воздуха под струю возможны следующие формы струи:

п о д ж а т а я (в сторону водосливной стенки) с т р у я , н е п о д т о п л е н н а я с н и ж н е г о б ь е ф а (рис. 22.12, б). Давление под струей меньше атмосферного, т. е. имеется вакуум и уровень воды поднимается выше уровня в нижнем бьефе, но в подструйном пространстве еще имеется воздух;

п о д ж а т а я п о д т о п л е н н а я с т р у я (рис. 22.12, в) — наблюдается, когда весь воздух унесен потоком и подструйное пространство полностью заполнено водой. Давление под струей (при прочих равных условиях) еще меньше, чем в предыдущем случае;

п р и л и п ш а я с т р у я (рис. 22.12, г).

Истечение при отсутствии доступа воздуха, особенно в первом и последнем случаях, отличается неустойчивостью. В каждом случае гидравлический прыжок в нижнем бьефе (если $h_6 > h_{кр}$) мо-

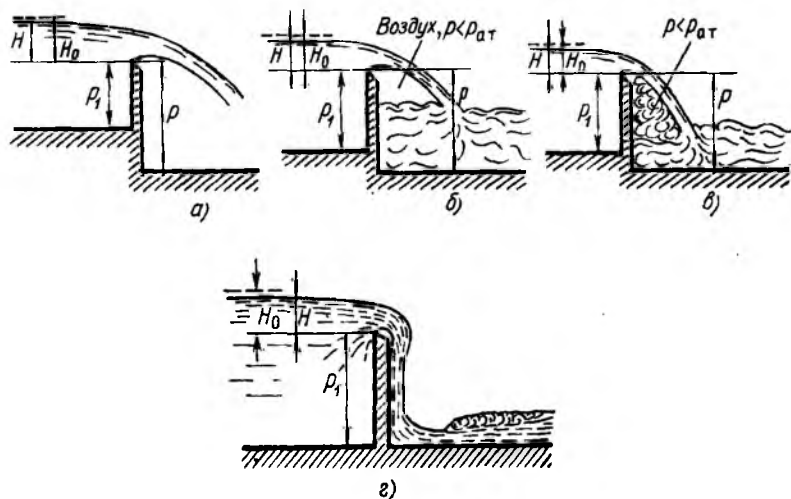


Рис. 22.12

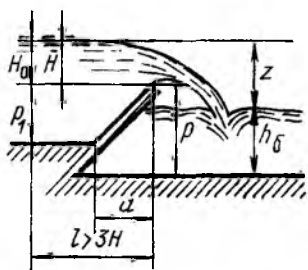


Рис. 22.13

жет быть как отогнанным, так и надвинутым.

Рассмотрим случай истечения через совершенный водослив со свободной струей. Расход, проходящий через совершенный водослив, как и через любой неподтопленный водослив, может быть определен (по 22.4):

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}.$$

При известных коэффициенте расхода m_0 , ширине b и измеренном напоре H однозначно определяем расход Q .

Коэффициент расхода m_0 совершенного водослива зависит от условий подхода потока к водосливу, которые изменяются с изменением относительного напора H/p_1 , от распределения скорости на подходе, т. е. в сечении, где измеряется напор, от поверхностного натяжения жидкости. Для определения коэффициента m_0 могут быть использованы эмпирические формулы (при $\frac{p_1}{H} \geq 0,5$ и $H \geq 0,1$ м) Базена

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H + p_1}\right)^2\right] \quad (22.9)$$

или Ребока

$$m_0 = 0,403 + 0,053 \frac{H}{p_1} + \frac{0,0007}{H}.$$

Рекомендуется также формула

$$m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H}{p_1}.$$

Члены $0,003/H$ и $0,0007/H$ учитывают влияние поверхностного натяжения, значения напора H в них — в метрах.

Второй сомножитель (в квадратных скобках) в формуле (22.9) учитывает влияние скорости подхода v_0 .

Для того чтобы ошибка при определении расхода с помощью совершенного водослива составляла не более 1%, необходимо, чтобы b , p_1 и H находились в следующих экспериментально изученных диапазонах: $0,2 \text{ м} < b < 2 \text{ м}$; $0,24 \text{ м} < p_1 < 1,13 \text{ м}$; $0,05 \text{ м} < H < 1,24 \text{ м}$. При $H \leq (0,05 + 0,07) \text{ м}$ струя становится прилипшей и явление перестает соответствовать истечению через совершенный водослив.

Значение коэффициента расхода m_0 по формуле (22.9) изменяется от 0,409 до 0,49.

Для наклонного неподтопленного водослива без бокового сжатия (рис. 21.13) со свободной струей расход определяется по (22.4) с введением поправочного коэффициента k_n , принимаемого по табл. 22.1.

Таблица 22.1

Наклон стенки	Поправочный коэффициент k_H в зависимости от отношения a/p_1								
	0	1/3	2/3	1	2/1	4/1	5/1	7/1	8/1
В сторону нижнего бьефа	1	1,05	1,09	1,11	1,13	1,1	1,09	1,07	1,06
В сторону верхнего бьефа	1	0,96	0,93	0,91	—	—	—	—	—

22.4. Боковое сжатие и подтопление водосливов с тонкой стенкой

В условиях бокового сжатия, когда ширина водослива b меньше ширины подводящего русла B (см. рис. 22.10), расход будет меньше, чем через совершенный водослив, при одних и тех же значениях H и b .

Для его определения по (22.4) вводится поправка к коэффициенту расхода m_0 . В результате экспериментов Эгли предложена зависимость

$$m_{oc} = \left(0,405 + \frac{0,003}{H} - 0,03 \frac{B-b}{B} \right) \times \left[1 + 0,55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{H}{H+p_1} \right) \right]. \quad (22.10)$$

Очевидно, что коэффициент расхода в условиях бокового сжатия меньше, чем m_0 совершенного водослива, т. е. $m_{oc} < m_0$.

Подтопление водослива с тонкой стенкой определяется положением уровня воды в нижнем бьефе относительно ребра водослива и характером сопряжения переливающегося через водослив потока с потоком в нижнем бьефе, которое может происходить в форме гидравлического прыжка (если в нижнем бьефе бытовая глубина $h_6 > h_{кр}$), который может быть в предельном положении, надвинут или отогнан. Если в нижнем бьефе $h_6 < h_{кр}$ (бурное состояние потока), гидравлического прыжка не будет.

Рассмотрим наиболее распространенные случаи, когда $h_6 > h_{кр}$ (спокойное состояние потока в отводящем русле).

Водослив с тонкой стенкой подтоплен, если уровень воды в нижнем бьефе выше отметки ребра водослива, т. е. $h_6 > p$, и сопряжение в нижнем бьефе происходит в форме надвинутого гидравлического прыжка (рис. 22.14, 22.15, б). На рис. 22.15, а гидравлический прыжок, возникающий в месте падения струи, т. е. в предельном положении, показан пунктирной линией.

Форма сопряжения в нижнем бьефе зависит от значения относительного перепада z/p (рис. 22.15). При некотором значении $z/p =$

$= (z/p)_к$ возникает прыжок в предельном положении, т. е. в месте встречи переливающегося через водослив потока с дном нижнего бьефа. Значение $(z/p)_к$ определяется по графику на рис. 22.16 как функция отношения известных величин H/p . Если фактическое отношение (в условиях данного расчета) $z/p > (z/p)_к$, гидравлический прыжок отогнан. Если $(z/p) < (z/p)_к$, гидравлический прыжок надвинут. Если при этом $h_б > p$, рассматриваемый водослив подтоплен.

Подробный расчет сопряжения переливающегося через водослив потока с потоком в нижнем бьефе будет дан в § 22.11 и в гл. 24.

При надвинутом гидравлическом прыжке, но в случае с $h_б < p$, водослив не подтоплен. Водослив не подтоплен также, если $h_б > p$, а гидравлический прыжок отогнан. По Базену коэффициент подтопления определяется по следующей формуле (при $0,15 \leq \leq H/p \leq 1,9$ и $0 < \Delta/p \leq 1,6$):

$$\sigma_n = 1,05 (1 + 0,2\Delta/p) \sqrt[3]{z/H}, \quad (22.11)$$

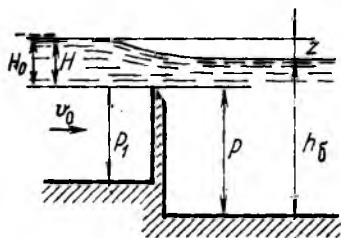


Рис. 22.14

где $\Delta = h_б - p$ — превышение уровня воды в нижнем бьефе над отметкой (верхом) ребра водослива (рис. 22.14).

При $0,15 \leq H/p < 0,25$ и $0 \leq \Delta/p < 0,03$ коэффициент перед скобкой в (22.11) равен единице. Расход в данном случае определяется по (22.8).

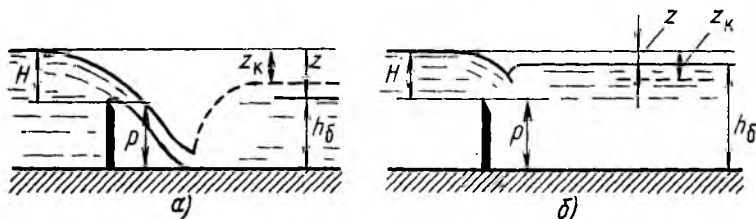


Рис. 22.15

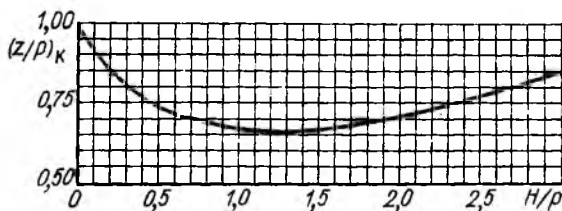


Рис. 22.16

22.5. Водосливы-водомеры

Для измерения расхода помимо водосливов с тонкой стенкой, имеющих прямоугольный вырез, применяют также другие водосливы с тонкой стенкой. При правильно запроектированном и установленном водосливе-водомере точность измерения расходов довольно высока.

Основные требования к установке водосливов-водомеров заключаются в следующем: водосливы должны устанавливаться на прямолинейных участках каналов или лотков; должен быть обеспечен свободный доступ воздуха под переливающейся через водослив струей; порог водослива следует располагать выше отметки максимального уровня в нижнем бьефе, с тем чтобы водослив не мог быть подтоплен, и т. д. Требования к установке и к применению водосливов-водомеров в полном объеме определяются специальными инструкциями.

Рассмотрим основные виды водосливов-водомеров.

Треугольный водослив с тонкой стенкой (с острым ребром) (рис. 22.17). Для неподтопленного треугольного водослива

$$Q = m_0 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \sqrt{2g} H^{5/2}. \quad (22.12)$$

По опытам Томсона для треугольного водослива при $\theta = 90^\circ$ и $H = (0,05 \div 0,25)$ м получено

$$m_0 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} = 0,316.$$

Тогда из (22.12) для данного водослива, называемого водосливом Томсона, при $g = 9,81$ м/с² имеем

$$Q = 1,4H^{5/2}. \quad (22.13)$$

При измерениях рекомендуется, чтобы $p \geq 0,2$ м; $v_0 < 0,5$ м/с.

Параболический водослив с тонкой стенкой. Такие водосливы очерчены по параболической кривой (в плоскости YOZ, т. е. поперек течения) $y^2 = 2\rho_n z$, где ρ_n — параметр параболы.

Уравнение расхода через параболический водослив с тонкой стенкой имеет вид

$$Q = m_0 \sqrt{2g} \sqrt{\rho_n} H^2. \quad (22.14)$$

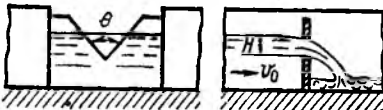


Рис. 22.17

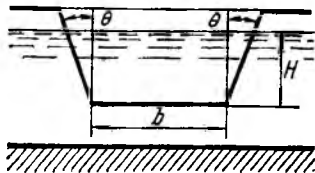


Рис. 22.18

По опытам Гриве, проведенным при $0,0025 \text{ м} < p_n < 0,05 \text{ м}$ и $0,03 \text{ м} < H < 0,6 \text{ м}$, коэффициент расхода неподтопленного параболического водослива с тонкой стенкой равен $m_0 = 0,625$.

Для параболического водослива $M = m_0 \sqrt{2g} \sqrt{p_n}$ — величина постоянная и равная при $m_0 = 0,625$ и $g = 9,81 \text{ м/с}^2$, м/с ,

$$M = 2,768 \sqrt{p_n}.$$

Тогда расход через неподтопленный параболический водослив с тонкой стенкой, $\text{м}^3/\text{с}$, равен

$$Q = MN^2. \quad (22.15)$$

Как треугольный, так и параболический водослив обеспечивает высокую точность при определении расходов. Параболический водослив может также применяться и в узких лотках.

Трапецидальные водосливы с тонкой стенкой (рис. 22.18). Расход через такие водосливы определяется по (22.4) с учетом угла наклона боковых ребер водослива b и коэффициента расхода m_0 .

Для неподтопленного водослива в виде равнобедренной трапеции с $\text{tg } \theta = 0,25$ ($\theta = 14^\circ$) по исследованиям Чиполетти коэффициент $m_0 = 0,42$ независимо от значения напора. Тогда для водослива Чиполетти при $g = 9,81 \text{ м/м}^2$ имеем расход, $\text{м}^3/\text{с}$,

$$Q = 1,86bH^{3/2}. \quad (22.16)$$

При измерениях рекомендуется, чтобы $H = (0,05 \div 1,0) \text{ м}$; $b = (3 \div 4) H$; $v_0 \leq 0,5 \text{ м/с}$.

Для неподтопленного водослива с $\text{tg } \theta = 1$, по данным А. И. Иванова, при $v_0 < 0,6 \text{ м/с}$ имеем расход, $\text{м}^3/\text{с}$,

$$Q = 1,86 \frac{b + H}{b + 0,25H} bH^{3/2}.$$

Водосливы должны иметь высоту $p_1 > 0$, чтобы на подходе к отверстию достигалось сжатие потока по вертикали.

22.6. Истечение через водосливы с широким порогом

Водослив с широким порогом представляет большой интерес в связи с тем, что по типу такого водослива работают многие гидротехнические сооружения.

Изучение водослива с широким порогом началось более 150 лет назад. Сначала Беланже (1828 г.) получил решение для водослива с широким порогом, исходя из предложенного им постулата о максимуме расхода, т. е. на пороге водослива устанавливается такая глубина, при которой (при прочих равных условиях) через водослив проходит максимальный расход. При этом Беланже нашел, что глубина на пороге $h = \frac{2}{3} H_0$, а коэффициент расхода $m =$

$$= 0,385 \varphi \left(\varphi - \text{коэффициент скорости, } \varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \Sigma \zeta}} \right) \text{ [см. (10.5a)].}$$

Б. А. Бахметев (1912 г.) исходил из постулата о минимуме энергии, т. е. на водосливе с широким порогом должна устанавливаться глубина $h = h_{кр}$, при которой удельная энергия сечения достигает минимального значения:

$$h = \frac{2\varphi^3}{1 + 2\varphi^2} H_0; \quad m = 2 \left(\frac{\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} \right)^{3/2}$$

Если принять $\varphi = 1$ (идеальный случай отсутствия потерь и $\alpha = 1$), тогда

$$h = \frac{2}{3} H_0; \quad m = 0,385.$$

Исследованиями советских ученых установлено, что истечение через водослив с широким порогом — гораздо более сложное явление, чем предполагалось ранее. Движение на водосливе с широким порогом часто происходит в условиях, когда кривизна линий тока существенно влияет на истечение и на его количественные характеристики. В пределах одного и того же водослива с широким порогом могут быть участки, где избыточное давление больше, чем ρgh , и участки, где давление меньше ρgh (h — глубина в данном сечении).

Условия подтопления водосливов с широким порогом отличаются от условий подтопления водосливов других типов.

22.7. Неподтопленный водослив с широким порогом без бокового сжатия

Уравнение расхода. Несмотря на сложную форму движения воды на пороге (рис. 22.19, а, б) можно выделить ряд сечений, в которых кривизна свободной поверхности пренебрежимо

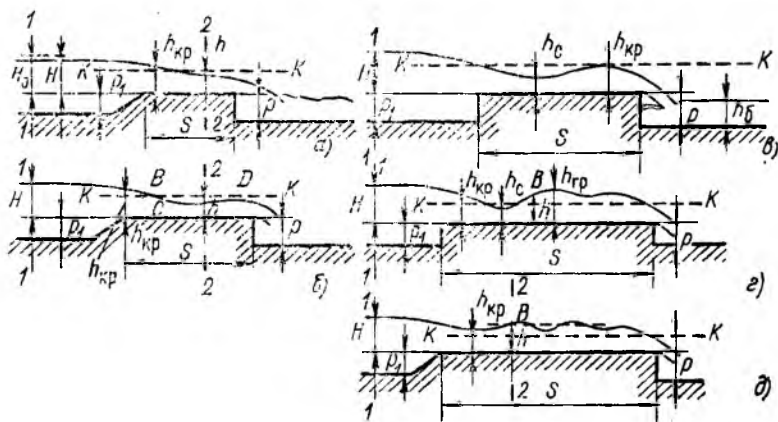


Рис. 22.19

мала (например участок CD на рис. 22.19, б) или может считаться равной нулю, например в сечении, проходящем через точку B , где кривизна меняет знак (рис. 22.19, б, г, д). В этих сечениях давление распределяется по гидростатическому закону. Следовательно, можно применить уравнение Бернулли для сечений с плавно изменяющимся движением перед водосливом 1—1 и на пороге водослива 2—2 (рис. 22.19), где глубина h в этом сечении пока не известна. Плоскость сравнения совпадает с поверхностью порога. Тогда

$$H_0 = h + \frac{\alpha v^2}{2g} + \Sigma \zeta \frac{v^2}{2g},$$

где h , α и v относятся к сечению на пороге (даем их без индекса 2, обозначающего номер сечения).

Определим скорость в этом сечении:

$$v = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h)}, \quad (22.17)$$

где $\varphi = 1/\sqrt{\alpha + \Sigma \zeta}$ — коэффициент скорости, и тогда расход водослива

$$Q = \omega v = \varphi \omega \sqrt{2g(H_0 - h)}, \quad (22.18)$$

где ω — площадь живого сечения с глубиной h на гребне водослива с широким порогом.

Для водослива с прямоугольным поперечным сечением шириной b формула расхода запишется в виде

$$Q = \varphi b h \sqrt{2g(H_0 - h)}. \quad (22.19)$$

Удельный расход равен

$$q = \varphi h \sqrt{2g(H_0 - h)}. \quad (22.20)$$

В уравнениях (22.19) и (22.20) имеется не известная пока глубина на пороге. Преобразуем уравнение (22.19). Введем относительную глубину на пороге $k = h/H_0$. Тогда из (22.19) имеем

$$Q = \varphi k \sqrt{1 - k} b \sqrt{2g} H_0^{3/2}.$$

Отсюда уравнение (22.19) принимает вид, полностью совпадающий с общим уравнением водослизов (22.2):

$$Q = m b \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

где безразмерный коэффициент расхода неподтопленного водослива с широким порогом равен

$$m = \varphi k \sqrt{1 - k}. \quad (22.21)$$

При площади живого сечения верхнего бьефа (в сечении 1—1) $\Omega_{вб} > 4bH$ скоростью подхода v_0 можно пренебречь и считать $H_0 = H$:

Таблица 22.2

φ	0,94	0,96	0,97	0,98	1
m	0,3	0,32	0,34	0,36	0,385

Значения коэффициентов m и φ . Из формулы (22.17) имеем

$$\frac{v^2}{gh} = 2\varphi^2 \left(\frac{H_0}{h} - 1 \right) = 2\varphi^2 \left(\frac{1}{k} - 1 \right).$$

Так как $v^2/gh = P_k$, то

$$k = \frac{2\varphi^2}{P_k + 2\varphi^2}.$$

Обращаясь к (22.21), запишем $m = f(\varphi, P_k)$. Эксперименты показывают, что при движении через водослив решающее влияние на коэффициент m оказывают сопротивления, отражаемые коэффициентом скорости φ . Эти сопротивления для неподтопленного водослива зависят от относительной высоты входного порога p_1/H , формы порога на входе, бокового сжатия, формы входа в плане и относительного напора H/b .

В «Рекомендациях по гидравлическому расчету водосливов»¹ рассмотрены различные случаи движения на водосливе с широким порогом, а также на других водосливах и приводятся таблицы значений m и φ . В табл. П.22.2 приведены данные только для водослива с широким порогом без бокового сжатия по результатам исследований, выполненных Д. И. Куминым.

Максимальное значение m соответствует идеальному случаю, когда нет потерь, $\zeta = 0$, $\alpha = 1$ и $\varphi = 1$. С уменьшением φ значения коэффициента m уменьшаются (табл. 22.2).

Для неплавных очертаний входа и при отсутствии бокового сжатия коэффициент расхода m можно также определить по формуле В. В. Смыслова

$$m = 0,30 + 0,08/(1 + p_1/H).$$

Обратим внимание на то, что коэффициенты m_0 незатопленных водосливов с широким порогом без бокового сжатия изменяются в пределах примерно от 0,3 до 0,38, т. е. примерно в 1,3 раза меньше коэффициентов расхода совершенного водослива с тонкой стенкой.

Глубина на пороге. Глубину на пороге в сечениях, где кривизна линии свободной поверхности пренебрежимо мала,

¹ Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Ч. 1, 2. Л., ВНИИГ, 1974; 1975.

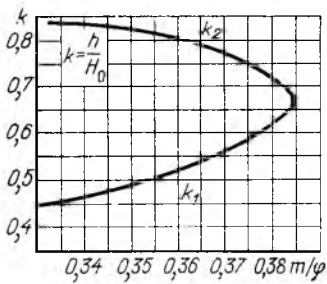


Рис. 22.20

между собой: $k_1 = k_2 = 2/3$. Реальное значение корня уравнения (22.22) соответствует конкретной схеме движения воды на пороге данного водослива.

На рис. 22.20 представлена зависимость действительных корней уравнения (22.22) от отношения m/φ . Если иметь в виду схему движения на водосливе с широким порогом, показанную на рис. 22.22, б, то при изменении m от 0,3 до 0,38 значение k_1 изменится от 0,42 приблизительно до 0,6.

22.8. Неподтопленный водослив с широким порогом с боковым сжатием

При боковом сжатии при входе на водослив с широким порогом линии тока (в плане) искривляются. При неплавном очертании входа в плане может произойти сжатие потока непосредственно в пределах входной части (рис. 22.21), образуется сжатое сечение $C-C$, затем поток расширяется и в сечении $D-D$ (на рисунке не показаны) занимает всю область (в плане). В связи с боковым сжатием происходят дополнительные потери энергии, особенно на участке расширения потока за сжатым сечением. Коэффициент скорости φ и коэффициент расхода m водослива при боковом сжатии уменьшаются по сравнению с истечением через водослива без бокового сжатия. Отметим, что боковое сжатие происходит и в случае, если ширина по дну подводящего русла (канала) равна ширине водослива с широким порогом, а площадь живого сечения в подводящем канале больше, чем площадь живого сечения на пороге водослива. Для этого достаточно, чтобы при равенстве указанных ширин площадь живого сечения в подводящем русле была больше площади живого сечения во входном сечении водослива.

Расход через неподтопленный водослив с широким порогом с боковым сжатием определяется по общему уравнению водосливов (22.2)

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

можно вычислить, пользуясь зависимостью (22.21), откуда

$$k^3 - k^2 + (m/\varphi)^2 = 0. \quad (22.22)$$

Полученное уравнение имеет два действительных корня k_1 и k_2 , причем соответствующие им значения глубин

$$h_1 = k_1 H_0 < h_{кр} \quad \text{и} \quad h_2 = k_2 H_0 > h_{кр}.$$

При $m/\varphi = 0,385$, т. е. в идеальном случае — при отсутствии потерь и при $\varphi = 1$, значения k_1 и k_2 равны

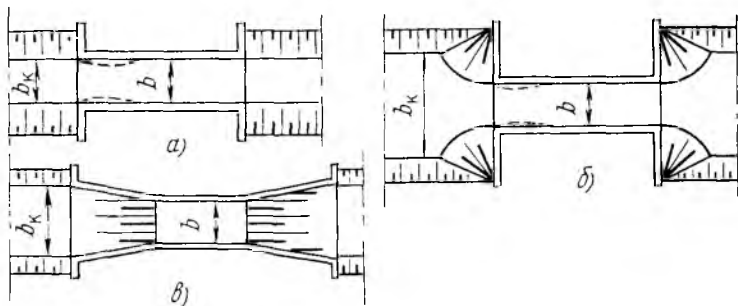


Рис. 22.21

при этом значения коэффициента расхода m должны соответствовать конкретным условиям бокового сжатия.

Для водосливов с широким порогом при $p_1 = 0$ и $H/b \leq 2$ коэффициенты расхода в условиях бокового сжатия приведены в табл. П.22.3.

Для определения коэффициентов расхода можно также использовать формулы В. В. Смыслова:

для водослива с неплавным входом по типу, показанному на рис. 22.21, а (обратные вертикальные стенки на входе),

$$m = 0,3 + 0,08 \frac{bH}{\Omega_{в. б}};$$

при сопряжении на входе по типу конусов (рис. 22.21, б)

$$m = 0,3 + \frac{0,08}{1 + 2b \operatorname{ctg} \theta},$$

где θ — угол при основании конуса; $\operatorname{ctg} \theta$ — коэффициент откоса; при входе, выполненном в виде сходящихся в плане под углом менее 25° вертикальных стенок (раструб, рис. 22.21, в), или при входе в виде других плавных очертаний

$$m \approx 0,35 \div 0,36.$$

22.9. Подтопленный водослив с широким порогом

Водосливы с широким порогом часто работают в условиях, когда нижний бьеф влияет на расход, проходящий через водослив, т. е. работают как подтопленные водосливы.

Водосливы с широким порогом существенно отличаются от других водосливов тем, что подтопление водослива с широким порогом наступает лишь после того, как уровень воды в нижнем бьефе поднимется над порогом выше определенного предела. Этот предел, при котором наступает подтопление водослива, оценивается определенным значением отношения Δ/H_0 , где Δ — превышение уровня

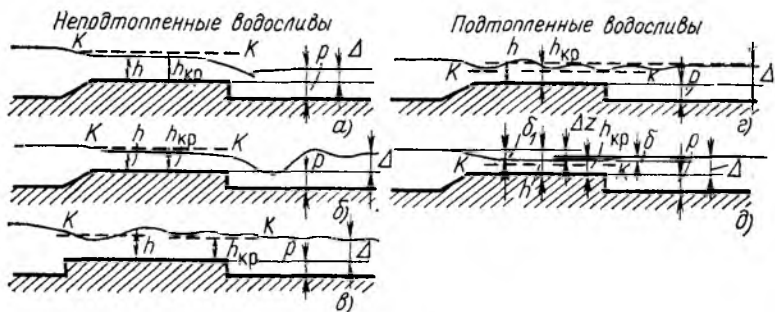


Рис. 22.22

воды в нижнем бьефе над порогом водослива, $\Delta = h_6 - p$. Только после того, как Δ/H_0 превысит определенное значение, которое будет указано ниже, начинается влияние подтопления на расход (или напор, если расход должен быть постоянным, увеличится H).

На рис. 22.22 показана последовательная смена установившихся форм движения на пороге изучаемого водослива (при неизменной его ширине) при разных уровнях в нижнем бьефе.

В первых трех случаях (рис. 22.22, а—в) на пороге имеются участки потока в бурном состоянии с глубинами, меньшими $h_{кр}$. Истечение через водослив является неподтопленным, уровень нижнего бьефа не влияет на расход водослива. Ниже водослива сопряжение с потоком в нижнем бьефе происходит в виде гидравлического прыжка (вначале надвинутого, затем поверхностного и, наконец, волнистого). Последовательность гидравлических прыжков соответствует порядку расположения рисунков.

На рис. 22.22, г, д представлены схемы движения через подтопленные водосливы. Во всей области движения глубины больше $h_{кр}$, поток находится в спокойном состоянии. При этом в начале подтопления (рис. 22.22, г) движение характеризуется образованием волн на пороге (при спокойном состоянии потока). По мере увеличения степени подтопления, т. е. увеличения Δ/H_0 , такая схема движения сменяется схемой, представленной на рис. 22.22, д. Поверхность воды на пороге почти горизонтальна, образуются два перепада свободной поверхности. Первый перепад δ_1 определяет скорость на пороге, а второй — перепад на выходе с порога водослива δ — появляется в связи с переходом части кинетической энергии в потенциальную, ибо $v_{н. б} < v$ ($v_{н. б}$ — средняя скорость в нижнем бьефе, v — средняя скорость на пороге). Перепад δ называется перепадом восстановления. Его необходимо учитывать при расчетах подтопленных водосливов с широким порогом.

Рассмотрение схем истечения воды через водослив с широким порогом (рис. 22.22) показывает, что за начало подтопления можно

Т а б л и ц а 22.3

m	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,385
φ_{Π}	0,76; 0,78*	0,84	0,90	0,96	0,99	1
k_2	1	0,88	0,84	0,81	0,72	0,667
φ_{Π}/m	2,53; 2,6*	2,625	2,65	2,67	2,61	2,6

* При $h/H_0 < 0,95$.

принять состояние, когда произойдет подтопление сжатого сечения, что наблюдается при глубине h , равной Δ , т. е. когда $\Delta/H_0 = h/H_0 = k_2$, где k_2 — корень уравнения (22.22). Следовательно, водослив с широким порогом будет неподтопленным до тех пор, пока $\Delta/H_0 \leq k_2$. При $\Delta/H_0 > k_2$ водослив с широким порогом подтоплен.

Исследования подтопления водослива с широким порогом с учетом перепада восстановления позволяют приближенно считать, что указанный водослив подтоплен, если:

при плавном входе на порог $\Delta/H_0 > 0,75$;

при неплавном входе на порог $\Delta/H_0 > 0,85$.

Значения коэффициента скорости φ_{Π} и k_2 для подтопленного водослива с широким порогом по данным Д. И. Кумина приведены в табл. 22.3.

Часто уравнение расхода через прямоугольный подтопленный водослив с боковым сжатием, полученное в результате применения уравнения Бернулли к сечению на подходе к водосливу и к сечению, где глубина равняется h (рис. 22.22, $г, д$), записывают в виде

$$Q = \varepsilon \varphi b h \sqrt{2g(H_0 - h)}.$$

Принимая $H_0 = H$ и обозначая $z = H - h$, имеем

$$Q = \varepsilon \varphi b h \sqrt{2gz},$$

где ε — коэффициент бокового сжатия, может быть принят по формуле Френсиса

$$\varepsilon = 1 - 0,1n\xi \frac{H}{b},$$

где n — число сжатий потока или удвоенное число пролетов.

Коэффициент формы входа ξ имеет следующие значения:

Обратная стенка с быками прямоугольного очертания	1
Полуциркулярное очертание быков и устоев	0,75
Плавное заострение очертания быков и устоев	0,35—0,4
Косая плоскость	0,4
Раструб суживающийся с попуском в плане 1 : 2	0,8

Коэффициент скорости φ отличается от φ_n в табл. 22.3 и здесь принимается в зависимости от конструктивных особенностей входа в сооружение:

Косые плоскости, порог на одном уровне с дном верхнего бьефа	0,95
Косые плоскости, порог приподнят	0,92
Входная часть в виде конуса без порога	0,93
Входная часть в виде конуса с порогом	0,9
Вход с ныряющими стенками без порога	0,91
Вход с ныряющими стенками и порогом	0,88

Некоторые примеры конструкций входов показаны на рисунке к приложению П.22.4.

Рассмотрим решение уравнения подтопленного водослива с широким порогом, предложенное И. И. Агроскиным, с учетом перепада восстановления. Глубина на пороге подтопленного водослива $h = \Delta - \delta$ (см. рис. 22.22, ∂).

Применив уравнение Бернулли к сечениям до водослива и на водосливе, где поток можно считать плавно изменяющимся, получим

$$Q = \varphi_n b h \sqrt{2g(H_0 - h)} = \varphi_n b (\Delta - \delta) \sqrt{2g(H_0 - \Delta + \delta)}. \quad (22.23)$$

Эта формула аналогична (22.19). Формулу (22.23) можно записать в виде

$$Q = \sigma_n m b \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

где коэффициент подтопления σ_n имеет вид

$$\sigma_n = \frac{\varphi_n}{m} \frac{\Delta}{H_0} \sqrt{1 - \frac{\Delta}{H_0}} \left[\left(1 - \frac{\delta}{\Delta}\right) \sqrt{1 + \frac{\delta/H_0}{1 - \Delta/H_0}} \right]. \quad (22.24)$$

Таким образом, коэффициент подтопления зависит от φ_n/m , относительного подтопления $\Delta/H_0 = (h_0 - p)/H_0$ и относительного перепада восстановления δ/H_0 .

Как видно из данных табл. 22.3, отношение φ_n/m слабо изменится во всем диапазоне изменения φ_n и m .

Применив уравнение Бернулли к сечениям на пороге водослива и в нижнем бьефе, получим, что перепад восстановления можно определить по приближенной формуле

$$\delta = \frac{v^2}{2g} [1 - \zeta'_{в.р} - (\omega/\Omega_{н.б})^2],$$

где $v = \varphi_n \sqrt{2g(H_0 - \Delta + \delta)}$ — скорость на пороге; $\omega = b\Delta$ — площадь живого сечения потока, выходящего с водослива; $\Omega_{н.б}$ — площадь живого сечения потока в нижнем бьефе при глубине h_0 ; $\zeta'_{в.р}$ — коэффициент потерь напора при внезапном расширении, условно принимаемый равным

$$\zeta'_{в.р} = (1 - \omega/\Omega_{н.б})^2.$$

Таблица 22.4

$\frac{\Delta}{H_0}$	Коэффициент σ_{Π} при $\epsilon_{н.б}$								
	1	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0
0,75	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,78	0,97	1	1	1	1	1	1	1	0,97
0,8	0,95	1	1	1	1	1	1	1	0,95
0,82	0,92	0,99	1	1	1	1	1	0,99	0,92
0,84	0,89	0,97	0,99	1	1	1	0,99	0,97	0,89
0,86	0,85	0,94	0,96	0,99	1	0,99	0,96	0,94	0,85
0,88	0,81	0,9	0,93	0,97	0,96	0,97	0,93	0,9	0,81
0,9	0,75	0,84	0,88	0,92	0,91	0,92	0,88	0,84	0,75
0,92	0,69	0,78	0,82	0,85	0,84	0,85	0,82	0,78	0,69
0,94	0,61	0,7	0,73	0,76	0,75	0,76	0,73	0,70	0,61
0,96	0,51	0,59	0,62	0,65	0,64	0,65	0,62	0,59	0,51
0,98	0,36	0,44	0,46	0,49	0,48	0,49	0,46	0,44	0,36

Обозначив $\epsilon_{н.б} = \omega/\Omega_{н.б} = b\Delta/\Omega_{н.б}$, получим выражение для относительного перепада восстановления:

$$\frac{\delta}{H_0} = \left(1 - \frac{\Delta}{H_0}\right) \frac{2\epsilon_{н.б}(1 - \epsilon_{н.б})}{\frac{1}{\varphi^2} - 2\epsilon_{н.б}\sqrt{1 - \epsilon_{н.б}}}$$

Подставив полученное выражение в (22.24), найдем, что

$$\sigma_{\Pi} = f(\Delta/H_0, \epsilon_{н.б}, \varphi_{\Pi}).$$

Для $\varphi_{\Pi} = 0,9$, т. е. при среднем значении $m = 0,34$, были получены значения коэффициента подтопления σ_{Π} водослива с широким порогом с учетом перепада восстановления в зависимости от относительного подтопления Δ/H_0 и относительного расширения потока за водосливом в нижнем бьефе $\epsilon_{н.б}$ (табл. 22.4).

Расчетным уравнением для подтопленного водослива с широким порогом будет уравнение (22.7)

$$Q = \sigma_{\Pi} m b \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

где σ_{Π} принимается по средним значениям (для $\varphi_{\Pi} = 0,9$), приводимым в табл. 22.4.

При $\delta \rightarrow 0$ формула (22.23) может быть записана в виде

$$Q = \varphi_{\Pi} b \Delta \sqrt{2g(H_0 - \Delta)}, \quad (22.25)$$

где $\Delta = h_б - p$.

В этом случае глубина на пороге h равна Δ (рис. 22.22, д). Тогда при пренебрежении перепадом восстановления

$$Q = \varphi_{\Pi} b h \sqrt{2g(H_0 - h)}. \quad (22.26)$$

Таким образом, формула (22.26) по виду отличается от (22.19) лишь наличием коэффициента скорости φ_n , относящегося к подтопленному водосливу.

22.10. Водосливы практических профилей криволинейного очертания

Водосливы криволинейного очертания по форме профиля делятся на водосливы с профилем, очерченным по форме падающей струи (рис. 22.23, а), водосливы с уширенным горизонтальным гребнем (рис. 22.23, б) и водосливы распластанного профиля (рис. 22.23, в).

Водосливы с безвакуумным практическим криволинейным профилем очерчены так, что водосливная (низовая) грань по очертанию совпадает с нижней поверхностью свободной струи, переливающейся через совершенный водослив с тонкой стенкой при заданном напоре, который называется п р о ф и л ь ю щ и м. На основе экспериментальных исследований В. Кригер и А. С. Офицеров предложили координаты для построения профиля двух типов водослива (рис. 22.24) и очертаний струи при напоре над гребнем водослива $H = 1$ м (табл. 22.5) применительно к осям координат, показанным на рис. 22.24. Для надежного примыкания струи к водосливу низовая грань его по координатам Кригера—Офицера несколько «вдвинута» в очертание струи. В связи с этим при $H = H_{пр}$ такой водослив всегда будет безвакуумным.

При построении профиля водослива по координатам Кригера—Офицера все цифровые значения координат, приведенные в табл. 22.5 для $H = 1$ м, умножаются на значение профилирующего напора $H_{пр}$, найденного из условия пропускания через данный водослив расчетного расхода.

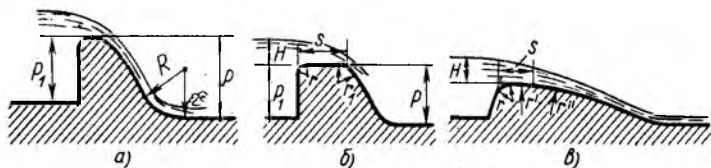


Рис. 22.23

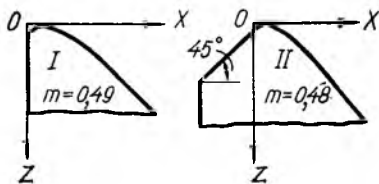


Рис. 22.24

Таблица 22.5

x	Форма I			Форма II		
	z			z		
	Очертание низовой границы водослива	Очертание струи		Очертание низовой границы водослива	Очертание струи	
Внешняя поверх- ность		Внутрен- няя по- верхность	Внешняя поверх- ность		Внутрен- няя по- верхность	
0	0,126	-0,831	0,126	0,043	-0,781	0,043
0,1	0,036	-0,803	0,036	0,01	-0,756	0,01
0,2	0,007	-0,772	0,007	0	-0,724	0
0,3	0	-0,74	0	0,005	-0,689	0,005
0,4	0,007	-0,702	0,007	0,023	-0,648	0,023
0,6	0,06	-0,62	0,063	0,09	-0,552	0,09
0,8	0,147	-0,511	0,153	0,189	-0,435	0,193
1	0,256	-0,38	0,267	0,321	-0,293	0,333
1,2	0,393	-0,219	0,41	0,48	-0,12	0,5
1,4	0,565	-0,03	0,59	0,665	-0,075	0,7
1,7	0,873	0,305	0,93	0,992	0,438	1,05
1	1,235	0,693	1,31	1,377	0,86	1,47
2,5	1,96	1,5	2,1	2,14	1,71	2,34
3	2,824	2,5	3,11	3,06	2,76	3,39
3,5	3,818	3,66	4,26	4,08	4	4,61
4	4,93	5	5,61	5,24	5,42	6,04
4,5	6,22	6,54	7,15	6,58	7,07	7,61

Таблица 22.6

p, м	Сопрягающие радиусы R, м, в зависимости от H, м								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4	6	7,8	8,9	10	11	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11	13	14,5	15,8	17	18	19
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13	15,5	18	20	21,2	22,2	23,2

Для обеспечения безопасного (с точки зрения динамического воздействия струи на дно отводящего участка за водосливом) сопряжения водослива с дном в нижнем бьефе рекомендуется выполнять указанное сопряжение по дуге круга радиусом R , принимаемым в зависимости от высоты водослива p и напора H (табл. 22.6).

Коэффициенты расхода неподтопленных водосливов практического профиля криволинейного очертания определяются по формуле

$$m = m_{\text{пр}} \sigma_{\text{ф}} \sigma_{\text{н}}, \quad (22.27)$$

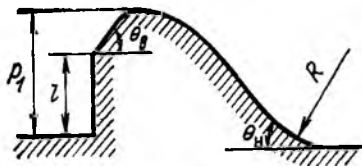


Рис. 22.25

принимается по табл. 22.7; σ_n — коэффициент полноты напора, учитывающий влияние изменения напора H по сравнению с $H_{пр}$, принимается по данным Н. П. Розанова и А. С. Офицерова (табл. 22.8).

В формуле (22.27) рекомендуется при $\frac{H_0}{p_1} \geq 6,5$ и $H_0 > 0,1$ м вместо значения приведенного коэффициента расхода $m_{пр} = 0,504$ принимать $m_{пр} = 0,50 - 0,012 \frac{H_0}{p_1}$.

Коэффициент σ_n при $\theta_v = 90^\circ$ можно найти также по формуле, предложенной Н. П. Розановым,

$$\sigma_n = 0,62 + 0,38 \sqrt[3]{H/H_{пр}}$$

Увеличение σ_n , а следовательно, и m при $H/H_{пр} > 1$ связано с увеличивающейся при $H/H_{пр} > 1$ кривизной (выпуклостью кверху) линий тока над гребнем водослива. При этом давление уменьшается, а коэффициент расхода увеличивается.

Для предварительных расчетов принимают для профиля I $m = 0,49$, а для профиля II $m = 0,48$ (рис. 22.24).

Таблица 22.7

θ_v^0	θ_n^0	Коэффициент формы σ_ϕ в зависимости от l/p_1				
		0	0,3	0,6	0,9	1,0
15	15	0,88	0,878	0,855	0,850	0,933
	30	0,91	0,908	0,885	0,88	0,974
	60	0,927	0,925	0,902	0,895	1
45	15	0,915	0,915	0,911	0,919	0,933
	30	0,953	0,95	0,95	0,956	0,974
	60	0,974	0,974	0,97	0,978	1
75	15	0,93	0,93	0,93	0,93	0,933
	30	0,972	0,972	0,972	0,972	0,974
	60	0,998	0,998	0,998	0,999	1
90	15	0,933	—	—	—	0,933
	30	0,974	—	—	—	0,974
	60	1	—	—	—	1

$H/H_{пр}$	Коэффициент полноты напора σ_H в зависимости от угла θ_B^0					
	15	30	45	60	75	90
0,2	0,897	0,886	0,875	0,864	0,853	0,842
0,4	0,934	0,928	0,921	0,914	0,907	0,9
0,6	0,961	0,957	0,953	0,949	0,945	0,94
0,8	0,982	0,98	0,978	0,977	0,975	0,973
1,2	1,016	1,017	1,019	1,02	1,022	1,024
1,4	1,029	1,032	1,036	1,039	1,042	1,045
1,6	1,042	1,048	1,051	1,055	1,06	1,064
1,8	1,054	1,059	1,065	1,071	1,076	1,082
2	1,064	1,071	1,078	1,085	1,092	1,099

Коэффициент расхода водослива практического профиля с уширенным горизонтальным гребнем длиной s (рис. 22.23, б) определяется при $0,3 < s/H < 2,5$ по формуле А. Р. Березинского

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - s/H}{1 + 2s/H}$$

Водосливы с вакуумным практическим криволинейным профилем работают в условиях, когда в пространстве между очертанием гребня и низовой грани (в ее верхней части) водослива и нижней границей струи образуется (вследствие захвата и выноса воздуха из подструйного пространства) пониженное (по сравнению с атмосферным) давление, т. е. вакуум.

Оголовок водослива с вакуумным профилем — круговой или, чаще, эллиптический (рис. 22.26) с соотношением полуосей эллипса a/b , равным 2 или 3. Низовая грань — плоская, $\operatorname{ctg} \theta_n = 2/3$. Вакуумные профили — более простые по форме и обжатые по сравнению с безвакуумными (например, построенными по Кригеру—Офицерову).

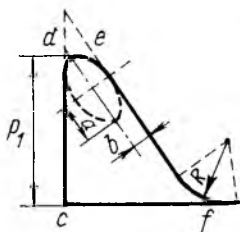


Рис. 22.26

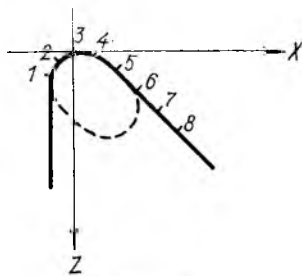


Рис. 22.27

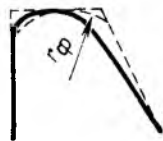


Рис. 22.28

Таблица 22.9

№ точек	$a/b=1$		$a/b=2$		$a/b=3$	
	x	z	x	z	x	z
1	-1	1	-0,692	0,83	-0,472	0,629
2	-0,736	0,330	-0,56	0,248	-0,368	0,189
3	0	0	0	0	0	0
4	0,585	0,208	0,629	0,226	0,541	0,173
5	1,377	1,302	1,242	0,73	1,022	0,503
6	2,434	2,896	1,682	1,278	1,456	0,8
7	3,67	4,717	2,327	2,246	1,855	1,32
8	5,462	7,424	2,956	3,189	2,24	1,792
9	—	—	4,45	5,43	2,58	2,27
10	—	—	4,299	6,704	3,193	3,214
11	—	—	—	—	4,685	5,453
12	—	—	—	—	5,561	5,767

Вакуумный профиль водослива получается при построении профиля по координатам, рекомендуемым Н. П. Розановым (табл. 22.9). Расположение точек и осей координат показано на рис. 22.27.

Таблица 22.9 составлена для значения фиктивного радиуса вписанной в оголовок (рис. 22.28) окружности $r_{\phi} = 1$; при $a = b$ фиктивный радиус является действительным радиусом кругового оголовка. При $r_{\phi} \neq 1$ координаты, приведенные в табл. 22.9, следует умножить на заданное значение r_{ϕ} .

Безвакуумный профиль водослива, рассчитанного по Кригеру—Офицерову на профилирующий напор, т. е. при $H/H_{\text{пр}} = 1$, при $H > H_{\text{пр}}$ станет вакуумным. Наоборот, вакуумный профиль с $a/b = 2$ при $H/r_{\phi} \approx 1,2$ становится безвакуумным. При этом его коэффициент расхода практически не отличается от коэффициента расхода профиля водослива Кригера—Офицерова.

Коэффициент расхода водослива с вакуумным криволинейным профилем зависит от отношения H_0/r_{ϕ} и отношения полуосей эллипса a/b , увеличиваясь с ростом обеих относительных величин (табл. 22.10).

Очевидно, что коэффициенты расхода вакуумных (при $H_0/r_{\phi} = 1,2 \div 3,4$) водосливов больше, чем значения m безвакуумных водосливов, причем это превышение может достигать 10—11%. При указанных значениях H_0/r_{ϕ} не произойдет отрыва (этот отрыв происходит при $H_0/r_{\phi} \approx 4,5 \div 5,8$).

Коэффициент вакуумности

$$\sigma_{\text{вак}} = h_{\text{вак max}}/H_0,$$

где $h_{\text{вак max}}$ — осредненное во времени максимальное значение вакуумметрической высоты.

Зона вакуума должна занимать только оголовок, не захватывая низовой грани водослива. На оголовке должно быть обеспечено

$H/r\phi$	Коэффициент расхода m при		
	$a/b=1$	$a/b=2$	$a/b=3$
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	0,56	0,577	0,577

значение $h_{\text{вак}} \leq h_{\text{вак. доп}}$, где допустимое значение $h_{\text{вак. доп}}$ соответствует

$$\rho g h_{\text{вак. доп}} / \rho_{\text{ат}} \approx 0,6 \div 0,7.$$

Пульсации давления на профиле водослива должны также быть не опасными.

При истечении через вакуумный водослив недопустим прорыв воздуха под струю, т. е. срыв вакуума, так как в таких условиях усилится динамическое воздействие струи на водослив.

При проектировании вакуумных водосливов, которые благодаря высоким значениям коэффициента расхода и высокой обжатости профиля дадут экономию строительной стоимости, необходимо обеспечивать и статическую устойчивость их.

Правильно запроектированный водослив с вакуумным профилем позволяет по сравнению с безвакуумным профилем в тех же условиях или сократить длину водосливного фронта (при неизменном напоре), или уменьшить напор (при неизменной длине водосливного фронта и отметке гребня). Во втором случае уменьшается площадь затопливаемых земель при пропуске паводка через водослив.

Целесообразно также применять вакуумные водосливы в сооружениях, предназначенных для пропуска кратковременных максимальных (например, ливневых) расходов.

Подтопленные водосливы. Безвакуумный водослив практического профиля будет подтоплен при совместном выполнении двух условий:

1) в нижнем бьефе за водосливом образуется надвинутый (затопленный) гидравлический прыжок;

2) бытовая глубина h_6 больше, чем высота водослива со стороны нижнего бьефа, т. е. $h_6 > p$.

Для вакуумного водослива практического профиля первое условие остается таким же, а второе имеет вид

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_6 - p}{H_0} > -0,15.$$

Расход через подтопленный водослив определяется по (22.7), при этом коэффициент σ_{Π} принимается по табл. 22.11 для безвакуумных водосливов, очерченных по Кригеру—Офицерову, и по табл. 22.12 для вакуумных водосливов криволинейного очертания (по данным Н. П. Розанова).

Учет бокового сжатия. При истечении через водослив в условиях бокового сжатия пропускная способность водослива (расход через водослив) уменьшается вследствие появления связанных с указанным сжатием дополнительных сопротивлений при обтекании береговых устоев или быков.

Эти обстоятельства учитываются введением в формулы расхода (22.2), (22.4), (22.7) и (22.8) сомножителя — коэффициента боко-

Т а б л и ц а 22.11

Δ/H_0	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.65
σ_{Π}	1	0,998	0,996	0,991	0,983	0,972	0,957	0,947

Продолжение табл. 22.11

Δ/H_0	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95	1
σ_{Π}	0,933	0,9—0,8	0,76	0,7	0,59	0,41	0

Т а б л и ц а 22.12

Δ/H_0	-0.15	-0.1	0	0.1	0.2	0.3	0.4
σ_{Π}	1	0,999	0,99	0,971	0,94	0,895	0,845

Продолжение табл. 22.12

Δ/H_0	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
σ_{Π}	0,788	0,723	0,642	0,538	0,39	0

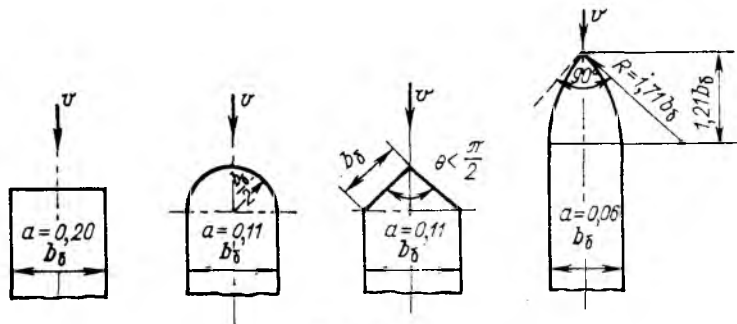


Рис. 22.29

вого сжатия ϵ , который определяется по формуле, предложенной Е. А. Замариным,

$$\epsilon = 1 - a \frac{H_0}{b + H_0}, \quad (22.28)$$

где a — коэффициент, учитывающий влияние формы устоев или быков (рис. 22.29); b — ширина водосливного отверстия (пролета); H_0 — напор с учетом скорости подхода.

Для быков водосливов ширину (толщину) b_b можно принимать по табл. П.22.6 в зависимости от ширины пролета (при плоских затворах) и напора.

На рис. 22.29 ширина быка обозначена b_b .

Часто говорят об «эффективной» ширине водосливного отверстия $b_c = \epsilon b$, ее также называют с ж а т о й ш и р и н о й.

Коэффициент бокового сжатия определяется также и по формуле Френсиса (см. § 22.9), при этом коэффициент формы ξ имеет следующие значения (применительно к очертаниям быков или устоев в плане, показанным на рис. 22.29):

Прямоугольное очертание	1
Полуциркулярное и треугольное	0,7
Плавное заостренное	0,4

О значениях удельных расходов при истечении через водосливы. Если принять для профиля I (рис. 22.24) значение $m = 0,49$, можно определить значения удельного расхода q , которые для наглядности представлены на рис. 22.30. Как видим, значения удельного расхода могут быть достаточно велики.

Нормативами регламентируются допустимые значения удельного расхода в зависимости от вида грунтов в нижнем бьефе (из соображения допускаемых размывов).

Ориентировочные значения допускаемого удельного расхода q , м²/с, для различных грунтов оснований:

Песчаные грунты (для низко- и средненапорных гидроузлов)	25—50
Глинистые	50—70
Полускальные	70—90
Скальные	90—200 и более

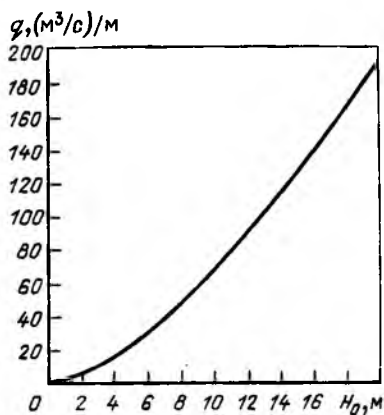


Рис. 22.30

водослива до рассматриваемого сечения на водосливной (низовой) грани плотины.

Водосливы практического профиля полигонального очертания.

Водосливы такого типа могут иметь различную форму профиля: трапецидальную (см. рис. 22.3), прямоугольную и прямоугольную со скруглением верхнего входного ребра (рис. 22.31, а, б). Ниже приводятся данные о коэффициентах расхода неподтопленных прямоугольных и трапецидальных водосливов (рис. 22.31, а, в—е).

Для водосливов прямоугольного очертания коэффициент расхода определяется по формуле, аналогичной (22.27):

$$m = m_{\text{пр}} \sigma_{\text{ф}} \sigma_{\text{н}},$$

где $m_{\text{пр}}$ — так называемый приведенный коэффициент расхода.

Коэффициент напора $\sigma_{\text{н}}$ принимается по формуле

$$\sigma_{\text{н}} = 0,7 + 0,185 \frac{H}{s},$$

а коэффициент формы — по формуле

$$\sigma_{\text{ф}} = 1 + \frac{r}{H},$$

где r — радиус закругления верха передней грани (входного верхнего ребра).

Для прямоугольного очертания водослива (без скругления верхнего входного ребра) при $1 \leq \frac{p_1}{H} \leq 4$ и $0,6 \leq \frac{s}{H} \leq 2$ по опытным данным принимают

$$m_{\text{пр}} = 0,42, \text{ т. е. } m = 0,42 \sigma_{\text{н}} \sigma_{\text{ф}}.$$

Для низко- и средненапорных водосливов практического профиля коэффициент скорости применительно к формуле $v = \varphi \sqrt{2gz_1}$ определяется по зависимости В. С. Боровкова

$$\varphi = 1 - 2 \cdot 10^{-3} \left(\frac{z_1 - H_0}{h_{\text{кр}}} \right),$$

где H_0 — напор над гребнем водослива с учетом скорости подхода; z_1 — напор над рассматриваемым сечением на низовой грани водослива также с учетом скорости подхода; $h_{\text{кр}}$ — критическая глубина; $h = \frac{q}{v}$, где q — удельный расход.

Для высоких водосливных плотин коэффициент скорости φ определяют по табл. П.22.5 в зависимости от удельного расхода q и расстояния от гребня

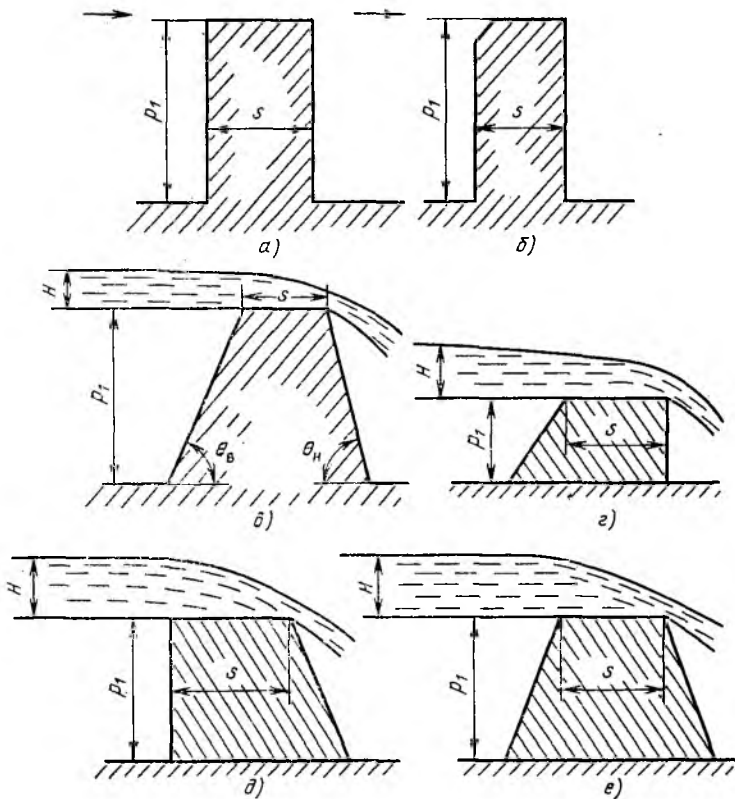


Рис. 22.31

При этом коэффициент напора определяется по приведенной выше зависимости, а при $0,5 < \frac{s}{H} < 0,6$ принимается $\sigma_n = 1$. Для рассматриваемого прямоугольного водослива (без скругления входного ребра) $r = 0$ и $\sigma_\phi = 1$.

При $1 \leq \frac{p_1}{H} \leq 4$ и $0,5 < \frac{s}{H} < 2$ для водослива прямоугольного очертания со скругленным верхним входным ребром (при радиусе закругления $\frac{r}{s} = 0,1 \div 0,2$) $m_{np} = 0,42$, а коэффициент формы σ_ϕ принимается равным 1,05 или для такого водослива

$$m = 0,44\sigma_n.$$

Среди водосливов трапециевидального поперечного сечения можно выделить так называемые высокие (с $\frac{p_1}{H} > 3$), средние по высоте ($2 < \frac{p_1}{H} < 3$)

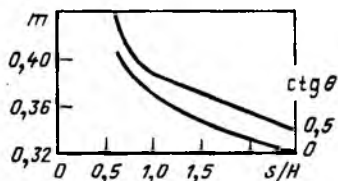


Рис. 22.32

принимают по графику на рис. 22.32 в зависимости от коэффициента откоса $\text{ctg } \theta_{\text{в}} = \text{ctg } \theta_{\text{н}}$ и относительной ширины порога s/H . Отметим, что значения коэффициента расхода при крайних левых значениях примерно соответствуют водосливу с острым ребром (в тонкой стенке), а крайние правые значения s/H и m — водосливу с широким порогом.

Для водосливов средней высоты и низких водосливов значения коэффициентов расхода могут быть приняты по экспериментальным данным (В. А. Большаков, А. Д. Петраш). Согласно этим данным угол наклона верхней грани оказывает влияние на относительную ширину порога s/H_0 , при которой происходит переход от водослива с острым ребром к водосливу практического профиля полигонального очертания. При этом чем более пологим будет верхней откос, т. е. чем большим будет значение $\text{ctg } \theta_{\text{в}}$, тем при меньших значениях s/H_0 будет происходить указанный переход.

При $2 < \frac{P_1}{H} < 3$ и $\text{ctg } \theta_{\text{в}} = \text{ctg } \theta_{\text{н}} = 1 \div 2$ для водосливов с $0,5 \leq \frac{s}{H} \leq 2$ коэффициенты расхода определяются по табл. 22.13.

Таблица 22.13

s/H	0,5	1	1,5	2
m	0,426	0,392	0,365	0,343

Таблица 22.14

s/H	0,5	1	1,5	2
m	0,428	0,386	0,355	0,33

В случаях, когда водослив характеризуется относительной высотой $\frac{P_1}{H} > 3$ и $\text{ctg } \theta_{\text{в}} = \text{ctg } \theta_{\text{н}} = 1 \div 2$, значения коэффициента откоса принимаются по табл. 22.14.

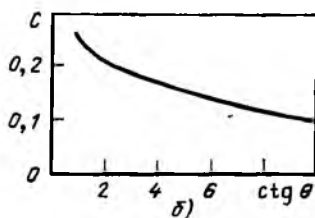
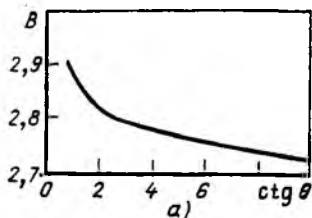


Рис. 22.33

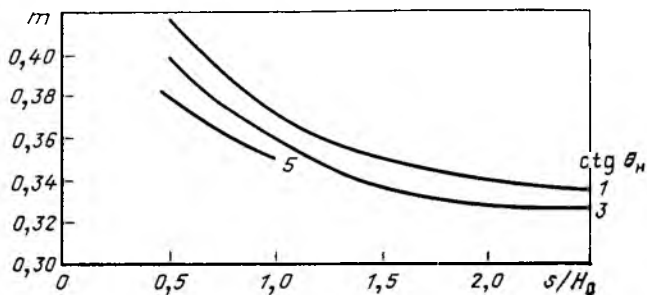
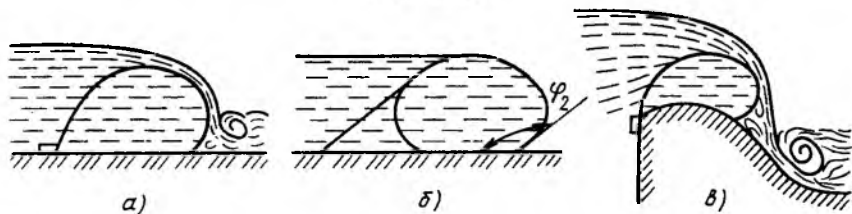


Рис. 22.34



При $\frac{p_1}{H} > 2$ и $\frac{s}{H} > 0,5$ коэффициенты расхода назначаются равными $m = 0,445$.

Для низких трапецидальных водосливов с пологими откосами при $\text{ctg } \theta_n > 0$ (рис. 22.31, г, е) коэффициент расхода вычисляется по формуле

$$m = \frac{s/H}{Bs/H - C},$$

где коэффициенты B и C определяются по графикам на рис. 22.33, а б.

Низкие трапецидальные водосливы с вертикальным верховым и пологим низовым откосами (см. рис. 22.31, д) имеют коэффициенты расхода, определяемые по графику на рис. 22.34 в зависимости от значений s/H_0 и $\text{ctg } \theta_n$. Если входное ребро скруглено, коэффициенты расхода следует увеличить на 5—8 %.

Водосливы из мягкой синтетической ткани имеют различные очертания. Условно их подразделяют на водосливы практического профиля и водосливы с тонкой стенкой. К первому типу относятся наполняемые водосливы и мембранные водосливы с углом $\varphi_2 = 140^\circ \div 180^\circ$ (рис. 22.35, а—в), ко второму типу — комбинированные и мембранные с соответствующими значениями угла φ_2 (рис. 22.35, г).

Гидравлические исследования различных мягких водосливов показывают, что их параметры зависят от конструктивных особенностей водосливов (вид заполнителей, способ закрепления полотна), уровней воды в верхнем и нижнем бьефах, внутреннего давления в оболочке водослива. Естественно, и другие, ранее рассмотренные условия истечения (без бокового сжатия или с боковым сжатием, свободное или подтопленное истечение

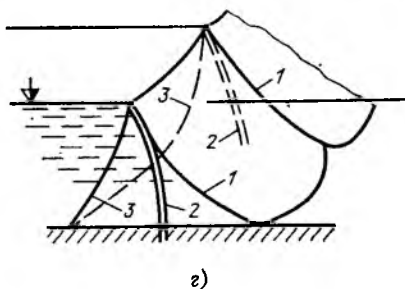


Рис. 22.35

через водослив и т. п.) оказывают влияние в первую очередь на коэффициент расхода. Применительно к обычному виду формуле расхода коэффициенты расхода наполняемых водосливов увеличиваются (до определенного предела, конечно) с ростом относительного напора H/p_1 и с увеличением внутреннего давления в оболочке мягкого водослива.

На рис. 22.35, е мембранный водослив показан в виде плотины из мягкой мелиоративной ткани (резинотканевый материал) 1, которая закреплена на опорах 2 тросами 3. При подъеме уровня воды в верхнем бьефе выше гребня мембранной водосливной плотины происходит перелив, как через водослив с тонкой стенкой.

Для неподтопленных мягких водосливов коэффициенты расхода изменяются в следующих пределах: для водосливов, наполняемых водой, — от 0,3 до 0,510; для воздушнонаполненных водосливов — от 0,387 до 0,554; для водосливов, наполняемых воздухом и водой, — от 0,36 до 0,564.

Наличие довольно высоких значений коэффициентов расхода способствует и то, что на низовой грани наполняемых мягких водосливов имеется зона пониженного давления (вакуума). При большой степени подтопления, т. е. при больших значениях Δ/H_0 , вакуум исчезает.

Подтопленное истечение начинается при превышении уровнем нижнего бьефа отметки верха водослива.

22.11. Боковые, косые, полигональные и криволинейные (в плане) водосливы

Боковые водосливы. Рассмотрим призматическое русло канала прямоугольного поперечного сечения с постоянным уклоном. Боковой водослив выполняется в виде водосливного отверстия в продольной стенке основного канала, при этом может быть как боковой водослив без порога ($p_1 = 0$), так и водослив с порогом ($p_1 > 0$). Форма порога (профиль) водослива может быть любой (водосливы с тонкой стенкой, практического профиля, с широким порогом).

Теоретические и экспериментальные исследования показывают, что если в основном канале поток находится в спокойном состоянии, на участке вдоль бокового водосливного отверстия глубина над порогом увеличивается вниз по направлению течения в основном канале (рис. 22.36, кривая 1). При бурном состоянии потока в основном канале глубина над порогом бокового водослива умень-

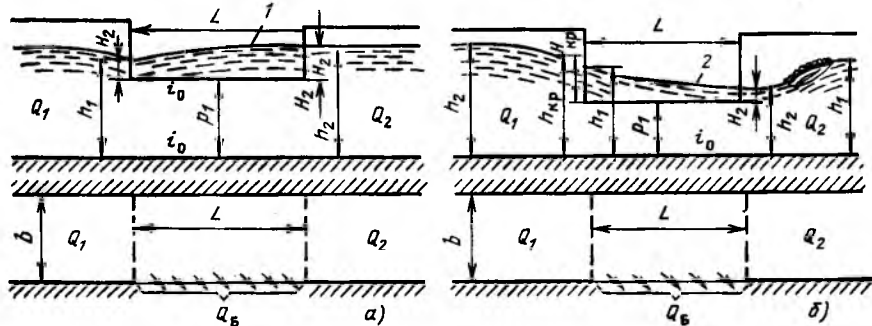


Рис. 22.36

шается вниз по направлению течения в указанном канале (рис. 22.36, кривая 2).

Для расхода через неподтопленный боковой водослив можно применять формулу

$$Q_6 = m_6 L \sqrt{2g} H_1^{3/2},$$

где m_6 — коэффициент расхода бокового водослива; L — длина ребра водослива (вдоль направления течения в основном канале) или ширина водослива (поперек направления течения в отводящем боковом канале); H_1 — напор над ребром бокового водослива.

В зависимости от состояния потока в основном русле принимаются различные значения характерного напора. Так, по Г. А. Симоняну при спокойном состоянии потока в основном русле

$$Q_6 = m_6 L \sqrt{2g} H_2^{3/2},$$

а при бурном состоянии потока в том же канале

$$Q_6 = m_6 L \sqrt{2g} H_{кр}^{3/2},$$

где H_2 — напор над гребнем в конце водослива в сечении II—II; h_2 — глубина воды в основном канале в том же сечении II—II, где движение практически приобретает черты плавно изменяющегося; $H_{кр} = h_{кр} - p_1$ при критической глубине $h_{кр}$ в основном русле.

Для коэффициентов расхода бокового водослива предложены следующие формулы (Г. А. Симонян):

а) при спокойном состоянии потока в основном канале: для водослива с острым ребром (с тонкой стенкой)

$$m_6 = 0,25 + 0,167 (H_1/H_2 - \sqrt{\Pi_{к2}});$$

для водослива практического профиля криволинейного очертания (безвакуумный)

$$m_6 = 0,287 + 0,169 (H_1/H_2 - \sqrt{\Pi_{к2}}),$$

где $\Pi_{к2} = v_2^2/g h_2$ — параметр кинетичности в основном канале на отводящем участке, т. е. ниже бокового водослива по направлению течения в указанном канале;

б) при бурном состоянии потока в основном канале для водосликов с острым ребром

$$m_6 = 0,27 + 0,08 \left(\frac{h_2 L}{B^2} \right)^2 - 0,23 \left(\frac{h_2 L}{B^2} \right),$$

где B — ширина подводящего к боковому водосливу участка основного канала.

Учет подтопления бокового водослива проводится в соответствии с изложенными выше способами, в зависимости от типа профиля водослива.

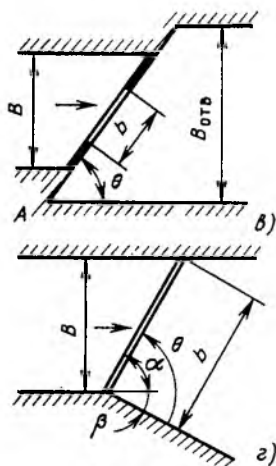
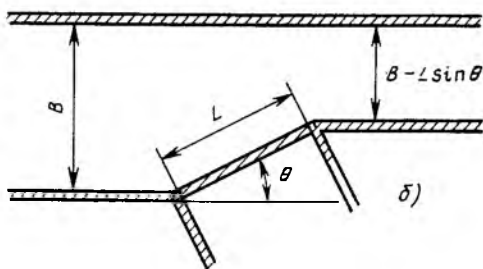
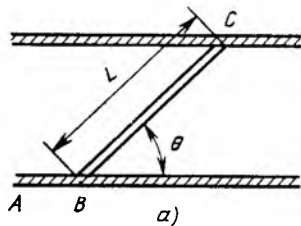


Рис. 22.37

Косые водосливы. Расположение (в плане) косых водосливов и их компоновка в составе узла сооружений могут быть различными (см. рис. 22.9, рис. 22.37, а, б, в). Рассмотрим истечение воды через косой водослив (рис. 22.37, а).

При перетекании воды через косые водосливы поверхностные и приповерхностные линии тока искривляются, в результате на значительной части водосливного фронта указанные линии тока (струйки) пересекают порог (гребень) водослива под прямым углом.

В области, примыкающей к вершине тупого угла ABC , создается подпор, а в области вблизи противоположного водослива (точка C) образуется зона, подобная зоне бокового сжатия. В связи с этим

косой водослив рассматривается как прямой водослив, но с длиной, меньшей ширины водосливного отверстия L . Это уменьшение оценивается коэффициентом $\sigma_{\text{кос}}$.

Расход, проходящий через косой водослив, определяют по формуле

$$Q_{\text{кос}} = \sigma_{\text{кос}} m L \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

где $\sigma_{\text{кос}}$ — коэффициент, учитывающий особенности истечения через косо расположенный водослив; m — коэффициент расхода прямого (расположенного нормально к потоку в подводящем канале) водослива того же профиля, что и косой водослив; L — ширина водосливного отверстия, $L = B / \sin \theta$; B — ширина подводящего к водосливу канала; H_0 — как обычно, напор с учетом скорости подхода в канале, принимается в том сечении, где еще не сказывается влияние водослива.

Рекомендации по определению $\sigma_{\text{кос}}$ или $m_{\text{кос}} = \sigma_{\text{кос}} m$ различны для разных схем расположения косых водосливов. Для

схемы, представленной на рис. 22.37, а, коэффициент $\sigma_{\text{кос}}$ принимают по опытным данным (А. С. Гинц, А. С. Иноземцев) равным

$$\sigma_{\text{кос}} = 1 - k \left(1 - \frac{\theta}{45^\circ} \right)^{3/2} \frac{H}{L},$$

где для водослива с тонкой стенкой коэффициент $k = 0,5$; для безвакуумного водослива практического профиля криволинейного очертания $k = 1,1$; угол θ — в градусах. На графике рис. 22.38 представлены значения $\sigma_{\text{кос}}$, подсчитанные по этой формуле для безвакуумного водослива Кригера—Офицерова (при $p_1/H \geq 3$) при различных значениях угла θ . При этом учтено, что в реальных условиях относительный напор чаще всего имеет значения $H/L \leq 0,2$.

Для схемы расположения косо́го водослива по рис. 22.37, б (так называемый косо́боковой водослив) по экспериментальным данным (М. Шелих, Д. В. Штеренлихт) для вакуумного водослива практического эллиптического профиля криволинейного очертания (при отношении длины осей эллипса $a/b = 2$; $H/r_\phi = 1,25 \div 4,2$, см. § 22.10)

$$m_{0\text{max}} = 0,506 + 0,007 \sin \theta + 0,057 \sin^2 \theta,$$

т. е. коэффициент расхода (в данном случае — максимальное его значение с учетом скорости подхода) уменьшается с уменьшением угла θ .

Значения коэффициента расхода с учетом скорости подхода при $H/r_\phi = 2,28$; $H/H_{\text{пр}} = 1$ (см. выше) определяют по зависимости

$$m_0 = 0,496 + 0,007 \sin \theta + 0,055 \sin^2 \theta,$$

т. е. коэффициент расхода уменьшается с уменьшением угла θ . Максимальные значения коэффициента расхода m_0 , наблюдаемые при больших значениях относительного напора, примерно на 3—4 % превышают значения, получаемые по приведенной формуле.

Значения коэффициента вакуумности $\sigma_0 = \frac{p_{\text{вак max}}}{H}$ (также при

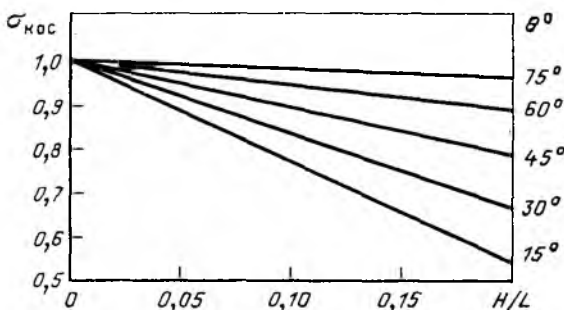


Рис. 22.38

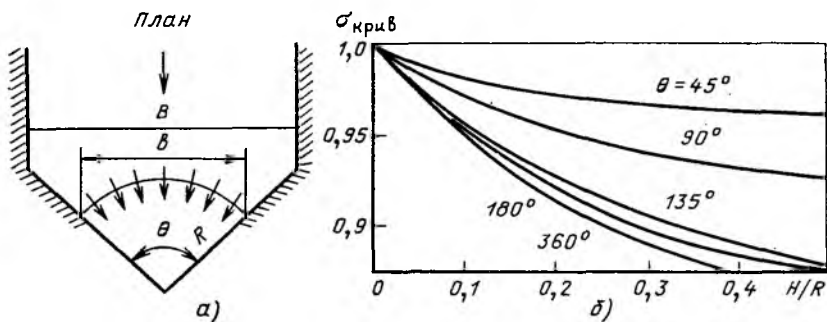


Рис. 22.39

$H/r_\phi = 2,28$) зависят от расположения водослива в плане, т. е. от угла θ :

$$\sigma_0 = 0,37 + 0,26 \sin^3 \theta.$$

Рассматриваемый коэффициент вакуумности, как и коэффициент расхода, уменьшается с уменьшением угла θ . Максимальные значения коэффициента вакуумности σ_{0max} примерно в 3 раза превышают значения σ_0 (найденные по приведенной формуле, соответствующей $H/r_\phi = 2,28$) и наблюдаются при $H/r_\phi = 3,6 \div 4,6$, причем само это значение относительного напора, при котором фиксируются σ_{0max} , зависит также от угла θ .

Наконец, если водослив располагается по схеме на рис. 22.37, в и при этом $p_1/H \geq 3$, $B/L \geq 3 \sin \theta$, $l_1 \sin \theta \geq H$ или же водослив в плане расположен, как показано на схеме на рис. 22.37, г, и $\theta + \beta \geq 90^\circ$, расход можно определять как для прямого водослива того же профиля. В указанных условиях расположения водослива в плане влияние угла θ отсутствует.

Криволинейные (в плане) водосливы. Пропускная способность криволинейного в плане водослива с вертикальной верховой гранью меньше, чем прямого водослива такого же профиля и той же длины по гребню. Коэффициент расхода криволинейного водослива с вертикальной напорной гранью (рис. 22.39, а) определяют по формуле

$$m_{крив} = \sigma_{крив} \epsilon m,$$

где $\sigma_{крив}$ — поправочный коэффициент, учитывающий влияние центрального угла θ и отношения $H/R_{крив}$; $R_{крив}$ — радиус кривизны гребня в плане; значения $\sigma_{крив}$ определяют по рис. 22.39, б; m — коэффициент расхода.

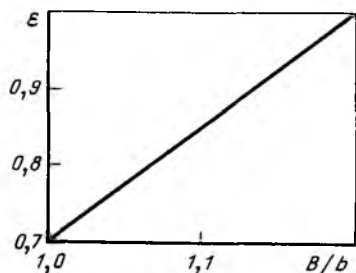


Рис. 22.40

Коэффициент бокового сжатия $\epsilon = 1$ при $\frac{B}{b} \geq 1,2$; при $1 \leq \frac{B}{b} < 1,2$ он определяется по формуле $\epsilon = 1,5 \frac{B}{b} - 0,8$ или по графику на рис. 22.40.

22.12. Расчет сжатой глубины

При истечении через все водосливы, кроме водосливов практического профиля криволинейного очертания, свободная струя отрывается от низового ребра водослива и падает на дно отводящего русла на некотором расстоянии от водослива (см., например, рис. 22.1, б, 22.4). На низовой грани водосливов практического профиля криволинейного очертания такой отрыв и полет свободной струи отсутствуют. Непосредственно за водосливом в створе, где струя встречается с дном отводящего русла, образуется сжатое сечение, глубина в котором называется сжатой глубиной и обозначается h_c .

Рассмотрим определение сжатой глубины h_c и второй сопряженной с ней глубины h_c'' на примере водослива практического профиля криволинейного очертания (рис. 22.41). Уклон дна отводящего русла $i < i_{кр}$. Рассматриваем плоскую задачу, т. е. считаем, что отводящее русло за водосливом достаточно широкое. Примем, что гидравлический прыжок за водосливом совершенный.

Применим уравнение Бернулли для сечения перед водосливом и сжатого сечения в нижнем бьефе. Условно считаем, что в сжатом сечении давление распределяется по гидростатическому закону, а движение — плавно изменяющееся. Строго говоря, в сжатом сечении вследствие действия центробежных сил давление на дно несколько превышает гидростатическое. Но этим без особого ущерба для точности расчета пренебрегаем.

Примем плоскость сравнения на уровне дна нижнего бьефа, Уравнение Бернулли запишется в виде

$$H + p + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = h_c + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + h_{тр},$$

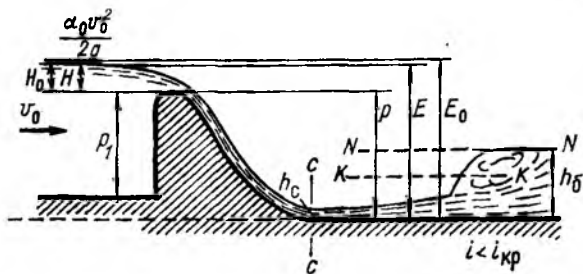


Рис. 22.41

где ρ — высота водослива со стороны нижнего бьефа; $h_{тр} = \Sigma \zeta \frac{v_c^2}{2g}$ — потери удельной энергии на преодоление сопротивлений движению воды на участке между рассматриваемыми сечениями.

Обозначим удельную энергию потока в верхнем бьефе относительно дна нижнего бьефа

$$E_0 = H + \rho + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = \rho + H_0.$$

Тогда

$$E_0 = h_c + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + \Sigma \zeta \frac{v_c^2}{2g}.$$

Скорость в сжатом сечении

$$v_c = \varphi \sqrt{2g(E_0 - h_c)}, \quad (22.29)$$

где $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha_c + \Sigma \zeta}}$ — коэффициент скорости.

Так как рассматривается плоская задача, то удельный расход

$$q = v_c h_c = \varphi h_c \sqrt{2g(E_0 - h_c)}. \quad (22.30)$$

Относительно h_c получаем кубическое уравнение

$$h_c^3 - E_0 h_c^2 + \frac{q^2}{2g\varphi^2} = 0, \quad (22.31)$$

которое решается подбором с помощью ряда приближений или графоаналитически.

Глубина h_c из (22.31) может быть выражена и непосредственно. При $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ имеем

$$h_c = \frac{E_0}{3} [1 - 2 \cos(60^\circ + \theta/3)],$$

где $\theta = \arccos [1 - (0,83 q/\varphi)^2 E_0^{-3}]$.

Кроме того, существует ряд предложений по определению h_c , а также сопряженной с ней h_c'' , с помощью графиков и таблиц. Например, по способу И. И. Агроскина вводится понятие относительной сжатой глубины $h_c/E_0 = \tau_c$. Уравнение (22.30) при этом имеет вид

$$q = \varphi \tau_c E_0 \sqrt{2g(E_0 - \tau_c E_0)}.$$

Тогда, отделив известные по исходным данным рассчитываемого сооружения значения q , φ , E_0 , найдем при $g = 9,81 \text{ м/с}^2$

$$\frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = 4,43 \tau_c \sqrt{1 - \tau_c} = \Phi(\tau_c). \quad (22.32)$$

В табл. П.22.7 приведены значения $\Phi(\tau_c)$, соответствующие различным значениям τ_c , которыми задавались при составлении таблицы.

Определение сжатой глубины h_c теперь сводится к простой операции. По известным данным q , φ , E_0 определяем значение $\frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = \Phi(\tau_c)$ и по этому значению в табл. П.22.7 находим значение τ_c . Искомая глубина в сжатом сечении

$$h_c = \tau_c E_0. \quad (22.33)$$

Для определения глубины h_c'' , сопряженной с h_c , обратимся к формуле для совершенного гидравлического прыжка в прямоугольном русле (21.13).

Учитывая, что $P_{к.с} = v_c^2/(gh_c)$, найдем v_c из (22.29) и подставим в выражение для $P_{к.с}$. Тогда при $\alpha = 1$

$$P_{к.с} = \frac{v_c^2}{gh_c} = \frac{2\varphi^2(E_0 - h_c)}{h_c} = 2\varphi^2 \frac{1 - \tau_c}{\tau_c}. \quad (22.34)$$

Соответственно, обозначая $h_c''/E_0 = \tau_c''$, имеем

$$\tau_c'' = 0,5\tau_c \left[\sqrt{1 + 16\varphi^2 \frac{1 - \tau_c}{\tau_c}} - 1 \right]. \quad (22.35)$$

Для определения h_c'' при известных значениях q , φ , E_0 находим $\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}}$. Затем по табл. П.22.7 при данном значении Φ определяем относительную глубину $\tau_c'' = h_c''/E_0$ и далее вычисляем $h_c'' = \tau_c'' E_0$.

22.13. Условия подтопления водослива

В сжатом сечении глубина h_c меньше критической глубины, $P_{к.с} > 1$ и поток находится в бурном состоянии. В отводящем русле (в бытовых условиях) при уклоне дна $i < i_{кр}$ поток при равномерном движении находится в спокойном состоянии, т. е. $h_0 > h_{кр}$. Следовательно, сопряжение потока, перелившегося через водослив, и потока в нижнем бьефе произойдет только в форме гидравлического прыжка.

Напомним, что, как указывалось в § 21.2, местоположение гидравлического прыжка определяется соотношением бытовой глубины в отводящем русле h_0 и второй сопряженной глубины гидравлического прыжка h'' .

За характерную (критериальную) принимается глубина h_c'' , т. е. вторая сопряженная со сжатой глубиной. При $h_c'' = h_0$ гидравлический прыжок возникает в сжатом сечении, т. е. прыжок находится в предельном положении; при $h_c'' > h_0$ гидравлический



Рис. 22.42

прыжок — отогнанный, а при $h'_c < h_б$ — надвинутый (затопленный).

В общем случае истечение через водослив будет подтопленным, если одновременно выполняются два условия:

- 1) гидравлический прыжок за водосливом надвинут на сооружение, т. е. прыжок затопленный, при $h'_c < h_б$;
- 2) уровень воды в нижнем бьефе выше, чем порог водослива, т. е. $h_б > p$.

Для вакуумного водослива практического криволинейного профиля второе условие имеет вид (как уже указывалось)

$$h_б > (p - 0,15H_0).$$

Для водослива с широким порогом (пренебрегая перепадом восстановления δ) можно указать такое условие подтопления. Водослив с широким порогом подтоплен, если $p + h''_{с.пор} < h_б$, где $h''_{с.пор}$ — вторая сопряженная глубина на пороге (рис. 22.42).

При этом (см. § 22.7) $h_{с.пор} = h_1 = k_1 H_0$, а $h''_{с.пор} = k_2 H_0$.

Таким образом, водослив с широким порогом подтоплен, если поток в сжатом сечении на пороге водослива затоплен надвинутым гидравлическим прыжком.

Отметим, что приведенные критерии подтопления не исключают применения указанных ранее (в § 22.4 и 22.9) частных критериев подтопления водослива с тонкой стенкой и с широким порогом.

22.14. Контрольные вопросы и примеры

1. Что называется водосливом, геометрическим напором?
2. Какой вид сил и энергии является определяющим при истечении через водослив?
3. Опишите основные характерные параметры водосливов.
4. Перечислите основные классификационные признаки водосливов.
5. Изложите ход вывода формулы для расхода через неподтопленный водослив, исходя из анализа размерностей.
6. Как учитывается скорость подхода в формуле расхода через водослив?
7. Как связаны коэффициенты расхода без учета скорости подхода и с учетом скорости подхода, коэффициенты Кориолиса и степень стеснения живого сечения потока водослива?
8. Влияет ли поверхностное натяжение жидкости на характеристики расхода через водослив? Проведите аналогию с истечением через отверстие (см. гл. 10).
9. Какие виды (формы) струи возможны при истечении через водослив с тонкой стенкой (с острым ребром)?
10. Какие параметры влияют на значение коэффициента расхода через водослив с острым ребром?
11. Влияет ли наклон стенки водослива с острым ребром на коэффициент расхода? Если влияет, то как?
12. Как учитывается боковое сжатие и подтопление водосливов с тонкой стенкой? Что происходит со значением коэффициента расхода через указан-

ный водослив при увеличении бокового сжатия? При уменьшении бокового сжатия?

13. Какие параметры влияют на коэффициент подтопления? При каких условиях водослив с тонкой стенкой работает как подтопленный?

14. Каковы основные требования по установке водосливов-водомеров в потоках, чтобы обеспечивалась успешная работа водосливов?

15. Как определяется расход через неподтопленный треугольный водослив-водомер?

16. Как выводится формула для расхода через параболический водослив-водомер с тонкой стенкой?

17. Какие виды трапецеидальных водосливов-водомеров с тонкой стенкой вы знаете? Как представляется формула расхода через различные трапецеидальные водосливы-водомеры?

18. Каковы конкретные экспериментально установленные пределы изменения геометрических и других параметров, при которых будет обеспечена успешная работа водослива-водомера?

19. Какие постулаты в различное время применяли ученые для описания движения воды через водослив с широким порогом, для определения глубины на пороге водослива с широким порогом?

20. Выведите уравнение для расхода через неподтопленный водослив с широким порогом без бокового сжатия для прямоугольного поперечного сечения на водосливе?

21. Как связаны между собой коэффициенты расхода, скорости и относительная глубина на пороге водослива с широким порогом?

22. Как определяются значения расходов через неподтопленный водослив с широким порогом для различных условий при расчетах? Как учитывается боковое сжатие и сжатие по вертикали на входе в указанный водослив?

23. В чем состоит двойственность решения для относительных глубин на пороге водослива с широким порогом?

24. Каковы условия подтопления водослива с широким порогом? Изобразите на схеме различные виды свободной поверхности на неподтопленных и подтопленных водосливах.

25. Как учитывается относительный перепад восстановления при истечении через водослив с широким порогом?

26. Какие виды водослива практического профиля криволинейного очертания вы можете указать? Начертите схему.

27. Как очерчивается профиль криволинейного безвакуумного водослива практического профиля по Кригеру—Офицерову?

28. Какие параметры влияют на значения коэффициентов расхода через водослив, построенный по координатам Кригера—Офицерова?

29. Как учитываются особенности геометрии профиля водослива и возможные различия напора по сравнению с профилирующим напором?

30. Как влияет горизонтальный гребень на водосливе практического профиля на значение коэффициента расхода?

31. Что такое водослив практического профиля с вакуумным криволинейным профилем? Как распределяется давление на поверхности такого водослива в верхней его части? Какие виды вакуумных водосливов (поперечный профиль их) вы можете указать?

32. Какие особенности имеют вакуумные водосливы криволинейного практического профиля с точки зрения коэффициентов расхода, вакуумности, пульсаций давления на поверхности профиля водослива? Какие требования следует выполнять при проектировании таких водосливов?

33. В чем особенность явления подтопления вакуумного водослива практического профиля? Как учитывается подтопление такого водослива?

34. Каким образом учитывается боковое сжатие при истечении через водосливы практического профиля криволинейного очертания? Каким образом это явление сказывается на значении пропускаемого расхода при остальных неизменных значениях параметров?

35. Мысленно расположите водосливы (неподтопленные) без бокового

сжатия в порядке возрастания значений коэффициента расхода. Совместно рассмотрите условия бокового сжатия на таких водосливах, условия учета подтопления этих водосливов.

36. Можно ли вывести формулу расхода через водослив не с помощью анализа размерностей, а с помощью, например, уравнения Бернулли? Если это можно сделать, выведите указанное уравнение расхода через водослив.

37. Чем неудобно применение полученного с помощью уравнения Бернулли выражения для определения расхода через водослив?

38. Какие вводятся предположки при применении уравнения Бернулли для рассмотрения истечения через водослив?

39. Как определяется сжатая глубина в нижнем бьефе водослива?

40. Как определяется вторая сопряженная глубина в нижнем бьефе водослива, сопряженная со сжатой глубиной?

Пример 22.1. Определить расход, проходящий через прямоугольный прямой водослив в вертикальной стенке (см. рис. 22.1). Напор $H = 0,5$ м; высота водослива со стороны верхнего и нижнего бьефов $p_1 = p_2 = 1$ м; $s = 0,2$ м; $B = b = 2$ м; поперечное сечение подводящего русла — прямоугольное; бытовая глубина в нижнем бьефе $h_6 = 0,8$ м.

Решение. Так как $\frac{s}{H} = \frac{0,2}{0,5} = 0,4 < 0,67$ и $B = b$, то в данных условиях водослив — с тонкой стенкой, без бокового сжатия. То, что бытовая глубина $h_6 = 0,8$ м $< p = 1$ м, свидетельствует о неподтопленном истечении через водослив. Следовательно, коэффициент подтопления $\sigma_n = 1$ (см. 22.8).

Согласно (22.4)

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

где по (22.9) — по формуле Базена —

$$\begin{aligned} m_0 &= \left(0,405 + \frac{0,003}{H}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H + p_1}\right)^2\right] = \\ &= \left(0,405 + \frac{0,003}{0,5}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{0,5}{0,5 + 1}\right)^2\right] = 0,436. \end{aligned}$$

По формуле Ребока

$$m_0 = 0,403 + 0,053 \frac{H}{p_1} + \frac{0,0007}{H} = 0,431.$$

Тогда $Q = 0,436 \cdot 2 \cdot 4,43 \cdot 0,5^{3/2} = 1,366$ м³/с; $Q = 0,431 \cdot 2 \cdot 4,43 \cdot 0,5^{3/2} = 1,35$ м³/с.

Разница в значениях расхода при использовании формул Базена и Ребока составляет 1,23 %.

Пример 22.2. Определить расход для данных, приведенных в примере 22.1, но при $b = 1,2$ м.

Решение. Так как в этом случае $b = 1,2$ м $< B = 2$ м, то истечение через рассматриваемый водослив с тонкой стенкой будет происходить в условиях бокового сжатия и коэффициент расхода определяют по формуле Эгли (22.10):

$$\begin{aligned} m_{0c} &= \left(0,495 + \frac{0,003}{H} + 0,03 \frac{B-b}{B}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{b}{B}\right)^2 \left(\frac{H}{H + p_1}\right)^2\right] = \\ &= \left(0,495 + \frac{0,003}{0,5} + 0,03 \frac{0,8}{2}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{1,2}{2}\right)^2 \left(\frac{0,5}{1,5}\right)^2\right] = 0,4323, \end{aligned}$$

т. е. уменьшение коэффициента расхода составляет 0,8 % от $m_0 = 0,436$.

Тогда расход в условиях бокового сжатия

$$Q = m_{0c} b \sqrt{2g} H^{3/2} = 0,812 \text{ м}^3/\text{с},$$

что на $\approx 40,5\%$ меньше, чем расход через водослив шириной $b = B = 2$ м без бокового сжатия.

Пример 22.3. Определить расход через прямоугольное водосливное отверстие в вертикальной стенке толщиной $s = 0,05$ м. Ширина водосливногo отверстия $b = B = 1,5$ м; высота водослива со стороны верхнего бьефа $p_1 = 1,0$ м; высота водослива со стороны нижнего бьефа $p = 1,2$ м; бытовая глубина в нижнем бьефе $h_6 = 1,45$ м. Напор над гребнем водослива $H = 0,4$ м. Истечение — по схеме на рис. 22.14.

Решение. Рассчитываемый водослив — с тонкой стенкой, так как

$$\frac{s}{H} = 0,125 < 0,67.$$

Определим, влияет ли уровень воды в нижнем бьефе на условия истечения через водослив, т. е. будет ли водослив подтоплен. Найдем разность уровней воды в верхнем и нижнем бьефе:

$$z = (p + H) - h_6 = 1,2 + 0,4 - 21,45 = 0,15 \text{ м}$$

или в заданных условиях $\frac{z}{p} = \frac{0,15}{1,2} = 0,125$.

Согласно рис. 22.1 «граничное» значение относительного перепада уровней $\left(\frac{z}{p}\right)_k = 0,8$ при $\frac{H}{p} = \frac{0,4}{1,2} = 0,333$. Так как $\frac{z}{p} = 0,125 < \left(\frac{z}{p}\right)_k = 0,333$, то гидравлический прыжок в нижнем бьефе надвинут. Так как $h_6 > p$, то водослив будет подтоплен.

При $\Delta = h_6 - p = 1,45 - 1,2 = 0,25$ м, по (22.11) коэффициент подтопления по Базену равен

$$\sigma_n = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{\Delta}{p}\right)^3 \sqrt{\frac{z}{H}} = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{0,95}{1,2}\right)^3 \sqrt{\frac{0,15}{0,4}} = 0,828.$$

Коэффициент расхода по (22.9)

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H}\right) 1 + 0,55 \left(\frac{H}{H + p_1}\right)^2 = \left(0,405 + \frac{0,003}{0,4}\right) 1 + 0,55 \left(\frac{0,4}{0,4 + 1}\right)^2 = 0,431.$$

Тогда расход через водослив по (22.8) равен

$$Q = \sigma_n m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2} = 0,828 \cdot 0,431 \cdot 1,5 \cdot 4,43 \cdot 0,4^{3/2} = 0,6 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Пример 22.4. Определить ширину по низу мерного равнобедренного трапециoidalного водослива Чиолетти (рис. 22.18), через который проходит расход $Q = 0,15 \text{ м}^3/\text{с}$, при напоре $H = 0,22$ м. Высота порога водослива $p_1 = 0,2$ м.

Решение. Из формулы (22.16) при $m \sqrt{2g} = 0,42 \cdot 4,43 = 1,86 \text{ м/с}$ имеем

$$b = \frac{Q}{1,86 H^{3/2}} = \frac{0,15}{1,86 \cdot 0,22^{3/2}} = 0,78 \text{ м}.$$

Уточним, удовлетворяются ли условия, при которых мерный водослив будет успешно эксплуатироваться (см. § 22.5).

Найдем $V_0 \approx \frac{Q}{b(p_1 + H)} = \frac{0,15}{0,78(0,2 + 0,22)} = 0,46$ м/с; относительная ширина $\frac{b}{H} = \frac{0,78}{0,22} = 3,55$. Требуемые условия соблюдены.

Пример 22.5. Определить расход, который пройдет через равнобедренный трапециевидальный мерный водослив с $\theta = 45^\circ$ (водослив Иванова) при $b = 0,78$ м; $H = 0,22$ м; $p_1 = 0,2$ м (условия из предыдущего примера).

Для данного водослива расход равен

$$Q = 1,86 \frac{b + H}{b + 0,25H} bH^{3/2} = 1,86 \frac{0,78 + 0,22}{0,78 + 0,25 \cdot 0,22} 0,78 \cdot 0,22^{3/2} = 0,179 \text{ м}^3/\text{с}.$$

При этом $V_0 = \frac{Q}{b(p_1 + H)} \approx \frac{0,179}{0,78 \cdot 0,42} = 0,55$ м/с.

Условие, чтобы $V_0 < 0,6$ м/с (см. § 22.5), соблюдено.

Пример 22.6. Определить расход, проходящий через водослив с горизонтальным гребнем (см. рис. 22.4 и 22.19) при следующих данных: $p_1 = 1,5$ м; $p = 2,0$ м; $H = 1,2$ м; $h_0 = 1,8$ м; $s = 10$ м (т. е. $s/H = 8,33$ — водослив с широким порогом); ширина подводящего русла прямоугольного сечения $B = 6$ м; ширина водосливногo отверстия (также с прямоугольным поперечным сечением) $b = 4$ м. Вход — неплавный, по типу рис. 22.21, а, но с вертикальными стенками.

Решение. Расход определим по (22.2), так как водослив не подтоплен ($h_0 < p$); при этом коэффициент расхода для данных условий (неплавный вход, обратные вертикальные стенки на входе) находим по Смыслову:

$$m = 0,3 + 0,08 \frac{bH}{B(p_1 + H)} = 0,324.$$

Тогда, приняв $H_0 \approx H$, получим

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2} = 0,324 \cdot 4 \cdot 4,43 \cdot 1,2^{3/2} = 7,55 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Уточним результат с учетом скорости подхода

$$V_0 = \frac{Q}{B(p_1 + H)} = \frac{7,55}{6 \cdot 2,7} = 0,47 \text{ м/с}.$$

При $\alpha_0 = 1,1$ имеем

$$\frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 0,47^2}{19,62} = 0,012 \text{ м}.$$

Тогда $H_0 = H + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = 1,212$ м; расход $Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2} = 7,66 \text{ м}^3/\text{с}$.

Следовательно, $V_0 = \frac{Q}{B(p_1 + H)} = \frac{7,66}{6 \cdot 2,7} = 0,473$ м/с. В этом случае

$\frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = 0,0125$ м. Полученное значение $Q = 7,66 \text{ м}^3/\text{с}$ можно принять окончательным.

Пример 22.7. Определить расход через водослив с широким порогом (без порога, т. е. $p_1 = p = 0$), если напор $H = 2$ м. Бытовая глубина в отводящем русле $h_0 = 1,8$ м; ширина водослива $b = 5$ м; ширина подводя-

шего и отводящего каналов по дну $b_k = 7$ м; коэффициент откоса в обоих каналах $m_k = 1$, форма входа в плане — по типу конусов.

Решение. Согласно исходным данным $\frac{r}{b} = \frac{b_k - b}{2b} = 0,2$. Тогда по табл. П.22.3 имеем при $b/b_k = 0,714$ и $r/b = 0,2$ значение коэффициента расхода $m = 0,3646 \approx 0,365$. Тогда при $H_0 \approx H$, считая, что водослив не подтоплен, найдем расход

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2} = 22,87 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Скорость подхода в условиях отсутствия подтопления

$$V_0 = \frac{Q}{(b_k + m_k H) H} = 1,27 \text{ м/с}.$$

Соответственно напор с учетом скорости подхода при $\alpha_0 = 1,1$

$$H_0 = H + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = 2 + \frac{1,1 \cdot 1,27^2}{19,62} = 2,09 \text{ м}.$$

Определим, будет ли в действительности истечение через водослив неподтопленным. При $p = 0$ имеем $\Delta = h_6 - p = 1,8$ м. Тогда $\frac{\Delta}{H_0} \approx \frac{\Delta}{H} = \frac{1,8}{2,0} = 0,9$. По табл. 22.3 имеем «граничные» значение $K_2 = 0,79$ при $m = 0,365$.

Так как $\frac{\Delta}{H} = 0,9 > K_2 = 0,79$, то водослив подтоплен. Относительное расширение потока в нижнем бьефе

$$\epsilon_{НБ} = \frac{b\Delta}{\Omega_{НБ}} = \frac{b\Delta}{(b_k + m_k h_6) h_6} = 0,57.$$

По табл. 22.4 при $\epsilon_{НБ} = 0,57$ и $\Delta/H = 0,9$ имеем $\sigma_{п} = 0,917$. Тогда расход с учетом подтопления равен (пока в предположении $H_0 \approx H$)

$$Q = \sigma_{п} m b \sqrt{2g} H^{3/2} = 0,917 \cdot 0,365 \cdot 5 \cdot 4,43 \cdot 2^{3/2} = 20,97 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Тогда

$$V_0 = \frac{Q}{(b_k + m_k H) H} = \frac{20,97}{(7 + 2) 2} = 1,16 \text{ м/с};$$

скоростной напор (при $\alpha_0 = 1,1$)

$$\frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 1,16^2}{19,62} = 0,075 \text{ м и } H_0 = 2,075 \text{ м}.$$

Уточненное значение расхода по (22.7)

$$Q = \sigma_{п} m b \sqrt{2g} H_0 = 0,917 \cdot 0,365 \cdot 5 \cdot 4,43 \cdot 2,075^2 = 22,16 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Вновь определяем скорость подхода: $V_0 = \frac{Q}{(b_k + m_k H) H} = \frac{22,16}{(7 + 2) 2} = 1,23 \text{ м/с}$. Тогда

$$\frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 1,23^2}{19,62} = 0,085 \text{ м и } H_0 = 2,085 \text{ м}.$$

Второе уточнение приводит к значению расхода $Q = \sigma_{\text{п}} m b \sqrt{2g} H_0^{3/2} = 0,917 \cdot 0,365 \cdot 5 \cdot 4,43 \cdot 2,085^{3/2} = 22,32 \text{ м}^3/\text{с}$ и $V_0 = 1,24 \text{ м/с}$. Дальнейшее уточнение не требуется. Принимаем $Q = 22,3 \text{ м}^3/\text{с}$.

Пример 22.8. Определить расход через безвакуумный криволинейный водослив практического профиля, построенный по координатам Кригера—Офицера (форма 1 на рис. 22.24) при следующих данных: ширина подводящего русла с прямоугольным поперечным сечением $B = b = 10 \text{ м}$; высота водослива $p_1 = p = 7 \text{ м}$; профилирующий напор $H_{\text{пр}} = 1,8 \text{ м}$; бытовая глубина в отводящем русле в нижнем бьефе $h_6 = 5 \text{ м}$; расчетный напор $H = H_{\text{пр}} = 1,8 \text{ м}$. В данном случае $h_6 < p$ и водослив не подтоплен. Так как $B = b$, то боковое сжатие отсутствует.

Решение. Найдем вначале значение приведенного коэффициента расхода $m_{\text{пр}}$ (приняв $H_0 \approx H$)

$$m_{\text{пр}} = 0,50 - 0,012 \frac{H_0}{p_1} = 0,50 - 0,012 \frac{1,8}{7} = 0,497.$$

Для водослива, построенного по координатам Кригера—Офицера, $m = m_{\text{пр}} \sigma_{\text{ф}} \sigma_{\text{н}}$. При $H = H_{\text{пр}}$ имеем $\sigma_{\text{н}} = 1$ (табл. 22.8) при $\theta_{\text{в}} = 90^\circ$; при $\theta_{\text{в}} = 90^\circ$, $\theta_{\text{н}} = 60^\circ$ и $\frac{l}{H} = 1,0$ по табл. 22.7 найдем $\sigma_{\text{ф}} = 1$. Тогда $m = 0,497$. Расход (при $H_0 \approx H$)

$$Q = m b \sqrt{2g} H_0^{3/2} = 0,497 \cdot 10 \cdot 4,43 \cdot 1,8^{3/2} = 53,17 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Скорость подхода

$$V_0 = \frac{Q}{B(p_1 + H)} = \frac{53,17}{10 \cdot 8,8} = 0,6 \text{ м/с}.$$

Тогда при $\alpha_0 = 1,1$ $H_0 = H + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = 1,8 + \frac{1,1 \cdot 0,6^2}{19,62} = 1,82 \text{ м}$ и уточненное значение расхода

$$Q = 0,497 \cdot 10 \cdot 4,43 \cdot 1,82^{3/2} = 54,05 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Вновь находим скорость подхода $V_0 = \frac{54,05}{10 \cdot 8,8} = 0,614 \text{ м/с}$ и $H_0 = 1,8 +$

$+\frac{1,1 \cdot 0,614^2}{19,62} = 1,821 \text{ м}$. Дальнейшие уточнения не потребуются. Принимаем значение $Q = 54,05 \text{ м}^3/\text{с}$.

Пример 22.9. Определить ширину водосливных отверстий двухпролетной водосливной плотины. Профиль водослива построен по координатам Кригера—Офицера (см. рис. 22.23, а и форму 1 на рис. 22.24) при следующих данных: расход $Q = 115,0 \text{ м}^3/\text{с}$; скорость подхода $V_0 = 0,3 \text{ м/с}$; высота водослива $p_1 = p = 9 \text{ м}$; напор над гребнем водослива (равен профилирующему напору) $H = H_{\text{пр}} = 2,5 \text{ м}$; бытовая глубина в нижнем бьефе $h_6 = 6 \text{ м}$. Форма бычков и устоев в плане — заостренная (см. рис. 22.29); коэффициент $a = 0,06$. Скоростным напором ввиду его малости можно пренебречь. Принимаем вначале ориентировочное значение коэффициента расхода для формы 1 $m = 0,49$; водослив не подтоплен, так как $h_6 < p$.

Решение. Найдем значение ширины водосливного отверстия, приняв вначале коэффициент бокового сжатия $\varepsilon = 1$ и $H_0 \approx H$. Расход, проходящий через один пролет, равен $Q_1 = 0,5 Q = 57,5 \text{ м}^3/\text{с}$;

$$b = \frac{Q_1}{\sigma_{\text{п}} \varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} = \frac{57,5}{1 \cdot 1 \cdot 0,49 \cdot 4,43 \cdot 2,5^{3/2}} = 6,7 \text{ м}.$$

Принимаем согласно рекомендациям СНиП (табл. П.22.1) $b = 7$ м. Тогда коэффициент бокового сжатия по (22.28) при $H_0 \approx H$

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{b + H_0} = 1 - 0,06 \frac{2,5}{7 + 2,5} = 0,984.$$

С учетом коэффициента бокового сжатия вновь найдем

$$b = \frac{Q_1}{\varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} = \frac{57,5}{0,984 \cdot 0,49 \cdot 4,43 \cdot 2,5^{3/2}} = 6,81 \text{ м.}$$

В связи с необходимостью использовать при проектировании стандартное значение $b = 7$ м и принимая здесь $m = 0,50 - 0,012 \frac{H}{p_1} = 0,50 -$

$- 0,012 \frac{2,5}{9} = 0,497$, получаем, что расчетное значение напора

$$H = \left(\frac{Q_1}{\varepsilon m b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{57,5}{0,984 \cdot 0,497 \cdot 7 \cdot 4,43} \right)^{2/3} = 2,43 \text{ м.}$$

Таким образом, при неизменной максимальной отметке воды в верхнем бьефе следует увеличить отметку гребня водослива против предполагавшейся на 0,07 м, т. е. высота плотины станет $H = 7,07$ м. Уточнения коэффициентов бокового сжатия и расхода будут столь незначительными, что необходимость этих исправлений отпадает.

Отметим, что, как и в предыдущем примере, $\sigma_n = 1$; $\sigma_\phi = 1$.

Глава 23

ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ-ПОД ЗАТВОРОВ

23.1. Виды истечения. Сжатая глубина

Отверстия водопропускных, водозаборных и водосбросных сооружений обычно перекрывают затворами (плоскими одиночными или сдвоенными, вертикальными или наклонными, сегментными, секторными, цилиндрическими с горизонтальной осью и др.) Поднимаемая затворы на определенную высоту, можно пропустить через отверстие необходимые расходы.

Отверстия, которые перекрываются затворами, обычно имеют прямоугольное сечение. Затворы могут быть расположены: над дном (не обязательно горизонтальным), не имеющим порога (рис. 23.1, а); перед перепадом (уступом) или быстротоком (рис. 23.1, б); в начале водослива с широким порогом (рис. 23.1, в); на гребне водослива практического профиля криволинейного очертания (рис. 23.1, г).

Во всех этих схемах могут устанавливаться как плоские, так и криволинейные затворы (на рис. 23.1 в качестве примера показаны плоские затворы). Области применимости (размеры перекрываемых пролетов, напоры) и конструктивные особенности различных затворов изучаются в курсе гидротехнических сооружений.