

Методические материалы для проведения лабораторных и практических занятий

для специальностей: 6-05-0811-03 Мелиорация и водное хозяйство
1-74 04 01 Сельское строительство и обустройство территорий

Тема 1. ВВЕДЕНИЕ

Пример 1.1. Трубопровод диаметром $d = 500$ мм и длиной $l = 1000$ м наполнен водой, находящейся в состоянии покоя при атмосферном давлении и температуре воды $t = 5^\circ\text{C}$.

Определить, пренебрегая деформациями и расширением стенок труб, давление в трубопроводе при нагревании воды в нем до 15°C , принимая коэффициент температурного расширения воды $\beta_T = 0,000014^\circ\text{C}^{-1}$, а коэффициент объемного сжатия –

$$\beta_c = \frac{1}{2,07 \cdot 10^9} \frac{\text{м}^2}{\text{н}} \quad \beta_c = \frac{1}{2,07 \cdot 10^9} \frac{\text{м}^2}{\text{н}}$$

Решение. Объем воды в трубопроводе при начальной температуре $t = 5^\circ\text{C}$ равен

$$W_0 = \omega l = \frac{\pi d^2}{4} l = \frac{3,14 \cdot 0,5^2}{4} 1000 = 196,25 \text{ м}^3.$$

Увеличение объема воды в трубопроводе после нагревания ее до $t_k = 15^\circ\text{C}$, согласно зависимости [1, с. 17] по определению температурного коэффициента объемного расширения, составит:

$$\Delta W = W_0 \Delta t \beta_T = W_0 (t_k - t) \beta_T = 196,25 \cdot (15 - 5) \cdot 0,000014 = 0,0275 \text{ м}^3.$$

Тогда давление в трубопроводе, свыше атмосферного, в связи с увеличением объема воды, определится из формулы (1.1) и составит:

$$\Delta p = \frac{\Delta W}{W_0 \beta_c} = \frac{0,0275}{196,25} \cdot 2,07 \cdot 10^9 = 290064 \text{ Па} \approx 290 \text{ кПа}.$$
$$\Delta p = \frac{\Delta W}{W_0 \beta_c} = \frac{0,0275}{196,25} \cdot 2,07 \cdot 10^9 = 290064 \text{ Па} = 290 \text{ кПа}$$

Ответ: $\Delta p = 290 \text{ кПа}$ $\Delta p = 290 \text{ кПа}$.

Пример 1.2. При протекании мазута по трубопроводу касательное напряжение на внутренней поверхности трубы $\tau = 2$ Па. Определить кинематическую вязкость мазута, если скорость по живому сечению трубы описывается уравнением $u = 35r - 380r^2$, а плотность мазута $\rho = 883 \text{ кг/м}^3$ $\rho = 883 \text{ кг/м}^3$.

Решение. Из уравнения Ньютона (1.2) определяется динамическая вязкость, как $\mu = \tau / (du/dr)$

Градиент скорости у стенки трубы определится как производная уравнения движения мазута, т.е.

$$\frac{du}{dr} = 35 - 2 \cdot 380r. \quad du/dr = 35 - 2 \cdot 380r$$

При $r=0$ $r = 0, \frac{du}{dr} = 35c^{-1}$. $du/dr = 35c^{-1}$

Тогда кинематическая вязкость мазута составит

$$\nu = \mu / \rho = \tau / [\rho(du/dr)] = 2 / (883 \cdot 35) = 6,46 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2 / \text{с} = 0,646 \text{ Ст}$$

Ответ: $\nu = 0,646 \text{ Ст}$.

Тема 2. Абсолютное и относительное равновесие жидкости

Пример 2.1. Дифференциальный ртутный манометр присоединен к двум трубопроводам С и D с водой (рис. 2.1). Определить давление в трубопроводе D, если избыточное давление в трубопроводе С $p_c = 125 \text{ кПа}$, а высота столба ртути $h = 0,4 \text{ м}$.

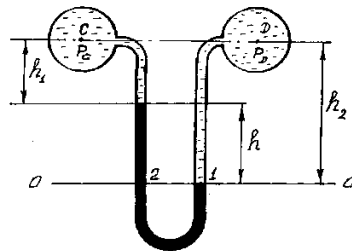


Рис. 2.1. Расчетная схема

Решение.

Проведем плоскость отсчета 0-0 по нижней линии раздела между водой и ртутью. Так как в колене дифманометра ртуть уравновешена, то давление в точках 1 и 2 будет одинаковым и соответственно составит:

$$p_1 = p_D + \rho_g g h_2; \quad p_1 = p_D + \rho_{\text{в}} g h_2; \quad p_2 = p_C + \rho_{\text{в}} g h_1 + \rho_{\text{рт}} g h;$$

Приравниваем правые части полученных уравнений, откуда и определим искомое давление в трубопроводе D

$$p_D = p_C + \rho_{\text{в}} g h_1 + \rho_{\text{рт}} g h - \rho_{\text{в}} g h_2 = p_C - \rho_{\text{в}} g (h_2 - h_1) + \rho_{\text{рт}} g h = p_C + g h (\rho_{\text{рт}} - \rho_{\text{в}}) = 125 \cdot 10^3 + 9,81 \cdot 0,4 (13600 - 1000) = 174,4 \text{ кПа}$$

Ответ: $p_D = 174,4 \text{ кПа}$.

Пример 2.2. К дну резервуара присоединен V – образный ртутный пьезометр, один конец которого открыт и сообщается с атмосферой (рис. 2.2)

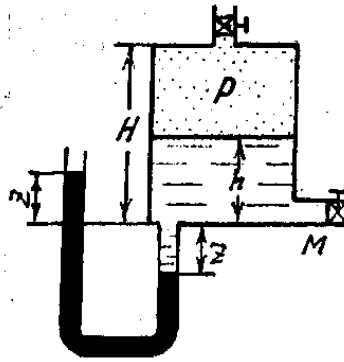


Рис. 2.2. Расчетная схема

В резервуар по трубопроводу М нагнетается минеральное масло плотностью $\rho_m = 750 \text{ кг/м}^3$

Считая, что в начальный момент давление в резервуаре было атмосферным, определить высоту столба масла h в резервуаре, если ртуть в левой трубке пьезометра поднялась на $z = 401 \text{ мм}$ по сравнению с первоначальным положением, а в правой опустилась на ту же величину, уступив место маслу. Высота резервуара $H = 1,5 \text{ м}$. Процесс сжатия воздуха считать изотермическим.

Решение. Проводится плоскость отсчета 0-0 по линии раздела между маслом и ртутью и составляется уравнение равновесия

$$p_{\text{ат}} + \rho_{\text{рт}} g 2z = p + \rho_m g (h + z). \quad (2.7)$$

В данном уравнении два неизвестных: p и h . При увеличении h абсолютное давление p в резервуаре также увеличивается. Составляем второе уравнение, исходя из условия, что процесс сжатия воздуха в резервуаре происходит изотермически:

$$p_{\text{атм}} H = p (H - h) \quad (2.8)$$

Подставляем в уравнение (2.7) значение p из уравнения (2.8)

$$p_{\text{атм}} + 2\rho_{\text{рт}} g z = \frac{p_{\text{атм}} \cdot H}{H - h} + \rho_m g (h + z).$$

После подстановки исходных величин и упрощений, получим квадратное уравнение вида

$$h^2 - 28,97h + 21,22 = 0.$$

Решив это уравнение, получим: $h_1 = 28,22 \text{ мм}$ и $h_2 = 0,75 \text{ м}$.

Первое значение неприемлемо, так как **Ошибка! Ожидалась цифра.**, поэтому принимаем $h_2 = h = 0,75 \text{ м}$.

Абсолютное давление на свободной поверхности масла в резервуаре будет

$$p = \frac{p_{\text{атм}} \cdot H}{H - h} = \frac{100000 \cdot 1,5}{1,5 - 0,75} = 200,0 \text{ кПа}$$

$$p = \frac{p_{\text{атм}} H}{H - h} = \frac{100000 \cdot 1,5}{1,5 - 0,75} = 200,0 \text{ кПа.}$$

Ответ: $h = 0,75 \text{ м}$; $h = 0,75 \text{ м}$; $p = 200,0 \text{ кПа}$.
 $p = 200,0 \text{ кПа}$.

Пример 2.3. Определить усилие F_1 создаваемое гидравлическим прессом диаметром $D = 250$ мм (рис. 2.3), если усилие, прилагаемое на рычаг одним рабочим, составляет $Q = 200$ Н, большее плечо рычага – 1000 мм, а малое $b = 100$ мм. Диаметр поршня насоса составляет $d = 25$ мм, а коэффициент полезного действия пресса $\eta = 0,85$.

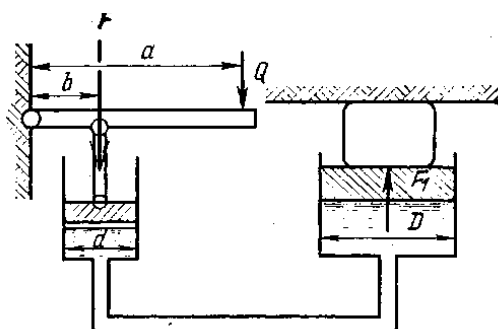


Рис. 2.3. Схема гидравлического пресса

Решение. Согласно закона теоретической механики составляется уравнение моментов относительно точки O (см. рис 2.3) и выражается усилие F , действующее на поршень насоса

$$Q \cdot a - F \cdot b = 0, \text{ откуда } F = Q \cdot a / b .$$

Гидростатическое давление под поршнем насоса $p = F / \omega$ и, согласно закона Паскаля, передается без изменения под поршень пресса. Тогда усилие F_1 , создаваемое гидравлическим прессом, составит

$$\begin{aligned} F_1 &= \eta \cdot p \cdot \Omega = \eta \cdot F \frac{\Omega}{\omega} = \eta \cdot Q \frac{a}{b} \frac{\Omega}{\omega} = \eta \cdot Q \frac{a}{b} \left(\frac{D}{d} \right)^2 = \\ &= 0.85 \cdot 200 \frac{1000}{100} \left(\frac{250}{25} \right)^2 = 170 \text{ кН} \end{aligned}$$

Ответ: $F_1 = 170$ кН

Пример 2.4. В цилиндрическую форму (рис. 2.4) с внутренним диаметром $D = 1120$ мм и высотой $l = 1000$ мм, залит цементный раствор для изготовления трубы центробежным способом. При толщине стенок цементной трубы у нижней и верхней грани соответственно $\delta_1 = 60$ мм и $\delta_2 = 58$ мм определить необходимую частоту вращения цилиндрической формы.

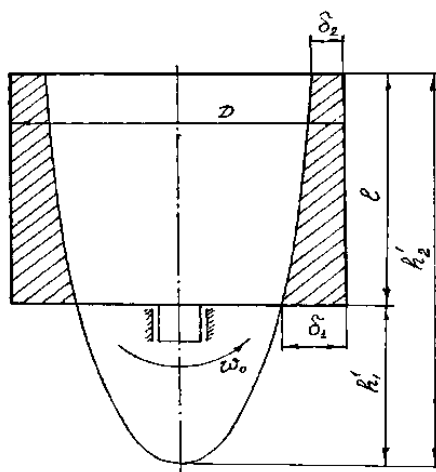


Рис. 2.4. Расчетная схема

Решение. Определяется по (2.4') высота параболоида вращения h_1' и h_2' соответственно при $r_1 = D/2 - \delta_1 = 1,12/2 - 0,06 = 0,500\text{ м}$ и $r_2 = D/2 - \delta_2 = 1,12/2 - 0,058 = 0,502\text{ м}$

$$h_1' = \frac{\omega_0^2 r_1^2}{2g} ; \quad h_2' = \frac{\omega_0^2 r_2^2}{2g} .$$

Из рис. 2.4 видно, что $h_2' - h_1' = l = \frac{\omega_0^2 r_2^2}{2g} - \frac{\omega_0^2 r_1^2}{2g} = \frac{\omega_0^2}{2g} (r_2^2 - r_1^2)$, откуда определяется угловая скорость вращения цилиндрической формы

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{2gl}{r_2^2 - r_1^2}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,0}{0,502^2 - 0,500^2}} = 98,95 \text{ рад/с}$$

Тогда частота вращения цилиндрической формы составит

$$n = \frac{\omega_0}{2\pi} = \frac{98,95}{2 \cdot 3,14} = 15,76 \text{ с}^{-1} = 945,3 \text{ мин}^{-1}$$

Следует отметить, что при увеличении частоты вращения цилиндрической формы толщина стенки δ_2 цементной трубы будет уменьшаться, что является не всегда приемлемым.

Ответ: $n = 15,76 \text{ с}^{-1} = 945,3 \text{ мин}^{-1}$.

Тема 3. Сила давления жидкости на плоские и криволинейные поверхности. Плавание тел в жидкости

Пример 3.1. Прямоугольный затвор шириной $b = 4$ м закреплен шарнирно в точке O (см. рис. 3.1). Найти начальное подъемное усилие T , если сила тяги действует нормально к плоскости затвора. Глубина воды перед затвором $h_1 = 3,0$ м, за ним $h_2 = 1,8$ м; расстояние от шарнира до уреза воды $a = 0,5$ м. Угол наклона затвора к горизонту $\alpha = 60^\circ$, масса затвора 800 кг. Трением в шарнире пренебречь.

Аналитическое решение. Для определения начального подъемного усилия T установим силы, действующие на затвор, который представляет плоскую поверхность, произвольно ориентированную. К ним относятся, результирующая сила гидростатического давления $F=F_1- F_2$; вес затвора G . Силой трения в шарнире пренебрегаем согласно условия задачи.

Так как на свободной поверхности жидкости слева и справа давление атмосферное, то внешнее давление в (3.1) $p_0 = 0$. Тогда силы гидростатического давления на плоский затвор, действующие слева и справа, определяются по (3.1) вида:

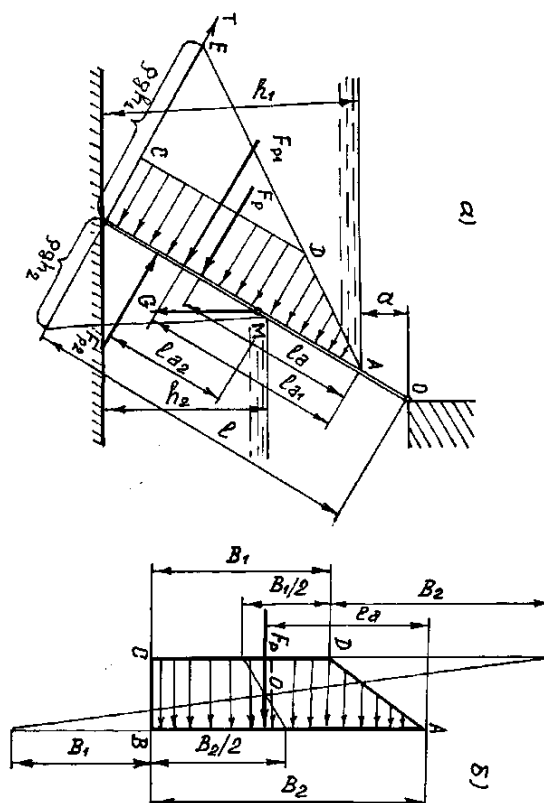


Рис. 3.1. Схема гидростатического давления на плоскую поверхность:
 а – расчетная схема; б – графическое определение точки приложения силы гидростатического давления на плоскую поверхность

$$F = \rho g h_{ц.м.} \omega$$

Сила гидростатического давления слева

$$F_1 = \rho g \frac{h_1}{2} \frac{h_1}{\sin \alpha} \cdot b = 1000 \cdot 9,81 \frac{3}{2} \frac{3}{0,866} \cdot 4 = 203902 H = 203,90 кН$$

Сила гидростатического давления справа

$$F_2 = \rho g \frac{h_2}{2} \frac{h_2}{\sin \alpha} \cdot b = 1000 \cdot 9,81 \frac{1,8}{2} \frac{1,8}{0,866} \cdot 4 = 73405 H = 73,40 кН$$

Результирующая сила гидростатического давления равна разности параллельных и направленных в противоположные стороны сил давления

$$F = F_1 - F_2 = 20390 - 7340 = 13050 \text{ кН}$$

Расстояние от свободной поверхности до центра давления (координата центра давления) левой силы F_1 определяется по формуле (3.2). Покажем расчет этой величины для разной записи формулы, т.е. через моменты I_x и I_0 :

$$I_x = \frac{bh_1^3}{3\sin^3 \alpha}; I_0 = \frac{bh_1^3}{12\sin^3 \alpha}.$$

Тогда

$$l_{d_1} = \frac{I_{x_1}}{l_{y.m_1} \omega_1} = \frac{bh_1^3 \cdot 2 \sin \alpha \cdot \sin \alpha}{3 \sin^3 \alpha h_1 b h_1} = \frac{2}{3} \frac{h_1}{\sin \alpha} = \frac{2}{3} \frac{3}{0,866} = 2,31 \text{ м}$$

или

$$l_{d_1} = l_{y.m_1} + \frac{I_{0_1}}{l_{y.m_1} \omega_1} = \frac{h_1}{2 \sin \alpha} + \frac{bh_1^3 \cdot 2 \sin \alpha \cdot \sin \alpha}{12 \sin^3 \alpha h_1 b h_1} = \frac{2}{3} \frac{h_1}{\sin \alpha} = \frac{2}{3} \frac{3}{0,866} = 2,31 \text{ м}$$

Координата центра давления правой силы F_2

$$l_{d_2} = \frac{2}{3} \frac{h_2}{\sin \alpha} = \frac{2}{3} \frac{1,8}{0,866} = 1,39 \text{ м}$$

Воспользуемся теоремой механики о моменте равнодействующей силы и составим уравнение моментов относительно линии уреза воды (точка А)

$$F \cdot l_D = F_1 l_{D1} - F_2 \left(l_{D2} + \frac{h_1 - h_2}{\sin \alpha} \right),$$

откуда

$$\begin{aligned} l_D &= F / \left[F_1 l_{D1} - F_2 \left(l_{D2} + \frac{h_1 - h_2}{\sin \alpha} \right) \right] = \\ &= 130,5 / \left[203,9 \cdot 2,31 - 73,4 \left(1,39 + \frac{3 - 1,8}{0,866} \right) \right] = 2,05 \text{ м} \end{aligned}$$

Составив уравнение моментов всех действующих сил относительно шарнира О, можно, не определяя реакции в шарнире, вычислить искомое начальное подъемное усилие Т:

$$T \cdot l - F(l_D + a / \sin \alpha) - G \cdot l / (2 \cos \alpha) = 0$$

где

$$l = (a + h_1) / \sin \alpha = (0,5 + 3,0) / 0,866 = 4,04 \text{ м};$$

$$G = m \cdot g = 800 \cdot 9,81 = 7848 \text{ Н} = 7,85 \text{ кН}.$$

Подставив в последнее уравнение числовые значения, получим

$$T = 86,83 \text{ кН}$$

Графоаналитическое решение. Строим в масштабе эпюры гидростатического давления на затвор, представляющие собой прямоугольные треугольники с основаниями $\rho g h_1 = 1000 \cdot 9,81 \cdot 3 = 29430 \text{Па}$ и $\rho g h_2 = 1000 \cdot 9,81 \cdot 1,8 = 17658 \text{Па}$.

Эти ординаты эпюр выражают давление в точке В слева и справа

Силы гидростатического давления, выраженные через объемы эпюр, соответственно равны:

$$F_1 = \Omega_{ЭП_1} \cdot b = \frac{1}{2} \rho g h_1 \frac{h_1}{\sin \alpha} \cdot b = \frac{1}{2} 1000 \cdot 9,81 \cdot 3,0 \frac{3,0}{0,866} 4,0 = 203902 \text{Н} = 203,9 \text{кН}$$

$$F_2 = \Omega_{ЭП_2} \cdot b = \frac{1}{2} \rho g h_2 \frac{h_2}{\sin \alpha} \cdot b = \frac{1}{2} 1000 \cdot 9,81 \cdot 1,8 \frac{1,8}{0,866} 4,0 = 73405 \text{Н} = 73,40 \text{кН}$$

Эпюра результирующего давления равна разности эпюр давления слева и справа и представляет собой трапецию ABCD (см. рис. 3.2). Результирующая сила гидростатического давления определяется объемом этой эпюры:

$$\begin{aligned} F &= \Omega_{ABCD} \cdot b = \frac{1}{2} \frac{h_1 + h_2}{\sin \alpha} \rho g (h_1 - h_2) \cdot b = \frac{1}{2} \rho g b \frac{h_1^3 - h_2^3}{\sin \alpha} = \\ &= \frac{1}{2} 1000 \cdot 9,81 \cdot 4,0 \cdot \frac{(3,0^3 - 1,8^3)}{0,866} = 130498 \text{Н} = 130,50 \text{кН}. \end{aligned}$$

Сила гидростатического давления F_1 проходит через центр тяжести треугольной эпюры ABE (см. рис. 3.2). Следовательно, центр давления расположен на расстоянии

$$l_{Д1} = \frac{2}{3} \frac{h_1}{\sin \alpha} = \frac{2}{3} \frac{3,0}{0,866} = 2,31 \text{м}$$

от линии уреза воды. Соответственно центр

давления силы F_2 расположен на расстоянии $l_{Д2} = \frac{2}{3} \frac{h_2}{\sin \alpha} = \frac{2}{3} \frac{1,8}{0,866} = 1,39 \text{м}$ от линии уреза воды справа.

Результирующая сила гидростатического давления проходит через центр тяжести O' трапеции ABCD, который находится известным графическим приемом, показанным на рис.3.2. Проведя через этот центр перпендикуляр к плоскости затвора и измерив расстояние в масштабе чертежа от точки пересечения перпендикуляра с его плоскостью до линии уреза, получим величину l_D (см. рис. 3.2).

Далее аналитическим путем определяется начальное подъемное усилие T .

Ответ: $T = 86,83 \text{кН}$

Пример 3.2. Определить величину и координаты центра давления силы гидростатического давления на сегментный затвор, поддерживающий воду на пороге водослива при глубине $H = 4 \text{м}$. Радиус вращения затвора $R = 7,5 \text{м}$, ширина его $b = 5 \text{м}$. Ось вращения затвора находится на уровне свободной поверхности воды (см. рис. 3.2).

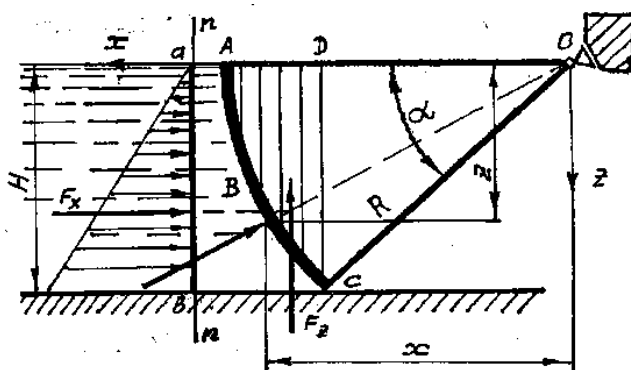


Рис. 3.2. Сила гидростатического давления на криволинейную поверхность

Решение. Для нахождения горизонтальной составляющей силы гидростатического давления криволинейную поверхность затвора ABC проектируем на вертикальную плоскость n-n (см. рис.3.2) и находим ее площадь как на плоскую поверхность по (3.4)

$$F_x = \rho g h'_{ц.м} \omega_z = \rho g \frac{H}{2} H \cdot b = 1000 \cdot 9,81 \cdot \frac{4}{2} \cdot 4 \cdot 5 = 392400 \text{ Н} = 392,40 \text{ кН}$$

Для нахождения вертикальной составляющей силы гидростатического давления построим поперечное сечение тела давления, которое представляет собой фигуру ABCD (рис. 3.2). Так как в объеме тела нет давления воды, то вертикальная составляющая направлена вверх. Величина вертикальной составляющей силы гидростатического давления определяется по (3.5)

$$F_z = \rho g W_{Т.Д.} = \rho g (\Omega_{ABC} + \Omega_{ACD}) \cdot b = \rho g \left[\frac{1}{2} R^2 \left(\frac{\pi \alpha}{180} - \sin \alpha \right) + \frac{1}{2} H \cdot R (1 - \cos \alpha) \right] b =$$

$$= 1000 \cdot 9,81 \left[\frac{1}{2} 7,5^2 \left(\frac{3,14 \cdot 32,25}{180} - 0,533 \right) + \frac{1}{2} 4 \cdot 7,5 (1 - 0,845) \right] 5,0 = 154850 \text{ Н} = 154,85 \text{ кН}$$

где Ω_{ABC} – площадь сегмента ABC (см. рис.3.2);

Ω_{ACD} – площадь треугольника ACD;

α – центральный угол затвора;

$\alpha = \arcsin H / R = \arcsin 4 / 7,5 = 32^\circ 15'$.

Результирующая сила гидростатического давления равна

$$F = \sqrt{F_x^2 + F_z^2} = \sqrt{392,40^2 + 154,85^2} = 421,85 \text{ кН}$$

Для нахождения координат центра давления определим направление результирующей силы по (3.6):

$$\cos(F \wedge ox) = F_x / F = 392,40 / 421,85 = 0,930$$

$$\cos(F \wedge oz) = F_z / F = 154,85 / 421,85 = 0,367$$

Тогда координаты центра давления определим по (3.7):

$$x = R \cdot \cos(F \wedge ox) = 7,5 \cdot 0,930 = 6,98 \text{ м};$$

$$z = R \cdot \cos(F \wedge oz) = 7,5 \cdot 0,367 = 2,75 \text{ м};$$

Знаки координат центра силы давления принимаются в зависимости от принятого направления осей координат. В данном примере при принятом направлении координатных осей (см. рис.3.2) знаки координат будут положительными.

Ответ: $F=421,85 \text{ кН}; x=6,98 \text{ м}; z=2,75 \text{ м}.$

Пример 3.3. Прямоугольная плоскодонная металлическая баржа шириной $b = 10 \text{ м}$, высотой $h = 4 \text{ м}$ и длиной $l = 60 \text{ м}$ загружена мокрым песком плотностью $\rho_i = 2000 \text{ кг/м}^3$. Определить объем песка, который можно загрузить в баржу, чтобы после загрузки возвышение ее борта над водой составляло $a = 0,6 \text{ м}$ (см. рис.3.3), а также остойчивость баржи в грузеном состоянии.

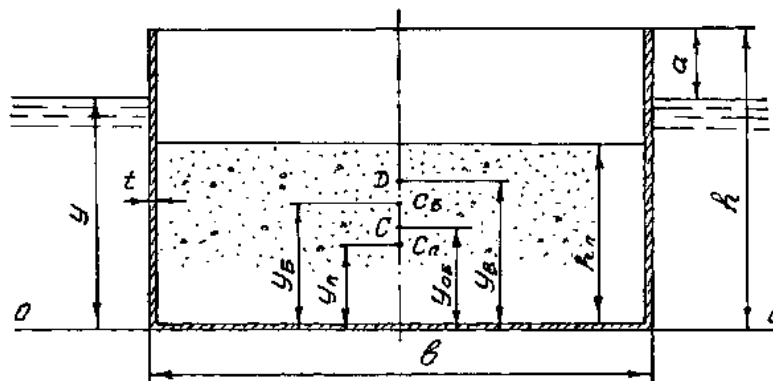


Рис. 3.3. Расчетная схема

Для упрощения расчетов принято, что баржа имеет прямоугольное очертание, а вес переборок и конструктивных элементов и оборудования условно отнесено к весу ее стенок, толщина которых составляет $t = 0,01 \text{ м}$, а плотность материала их $\rho_M = 500 \text{ кг/м}^3$

Решение. Из условия плавания тела (3.10) имеем $G = F_A$, где G – вес погруженного в жидкость тела и состоит из собственного веса баржи G_b и веса песка G_{Π} .

Тогда $G_b + G_{\Pi} = F_A$, откуда $G_{\Pi} = F_A - G_b$.

Архимедова сила определяется по (3.9)

$$F_A = \rho g W = \rho g b \cdot l \cdot (h - a) = 1000 \cdot 9,81 \cdot 10 \cdot 60 (4 - 0,6) = 20012,40 \text{ кН}$$

Собственный вес баржи равен

$$G_b = \rho_M g W_M = 75009,81 - 11,584 = 852,32 \text{ кН}$$

где W_M – суммарный объем материала элементов конструкции баржи

$$W_M = W_{ДН} + W_{Б.СТ} + W_{Т.С} = 6,00 + 4,788 + 0,796 = 11,584 \text{ м}^3;$$

$W_{ДН}, W_{Б.СТ}, W_{Т.С}$ – соответственно объемы материала конструкций днища, боковых и торцевых стенок, которые равны:

$$W_{ДН} = b \cdot l \cdot t = 10 \cdot 60 \cdot 0,01 = 6,00 \text{ м}^3;$$

$$W_{Б.СТ} = 2(h-t)l \cdot t = 2(4-0,01)60 \cdot 0,01 = 4,788 \text{ м}^3;$$

$$W_{Т.С} = 2(h-t)(b-2t) \cdot t = 2(4-0,01)(10-2 \cdot 0,01) = 0,796 \text{ м}^3.$$

Тогда возможный вес загрузки мокрого песка составит

$$G_n = F_A - G_6 = 20012,40 - 852,32 = 19160,08 \text{ кН}$$

величину которого можно представить как

$$G_{\Pi} = \rho_{\Pi} g W_{\Pi}.$$

Откуда объем загруженного песка составит

$$W_{\Pi} = G_{\Pi} / (\rho_{\Pi} g) = 19160080 / (2000 \cdot 9,81) = 976,6 \text{ м}^3$$

Высота слоя загрузки песка в барже будет

$$h_{\Pi} = W_{\Pi} / F_{ДН} = W_{\Pi} / [(l-2t)(b-2t)] = 976,6 / [(60-2 \cdot 0,01)(10-2 \cdot 0,01)] = 1,63 \text{ м}$$

Остойчивость баржи в грузе состоянии определим по условию (3.13), для чего найдем положения центров тяжести водоизмещения и баржи с грузом (см. рис.3.3) относительно внешней плоскости дна баржи 0–0.

Возвышение центра водоизмещения над плоскостью 0–0 составит

$$Y_B = y / 2 = (4 - 0,6) / 2 = 1,70 \text{ м.}$$

Центр тяжести песка над плоскостью 0–0 составит

$$y_B = \frac{h_n}{2} + t = \frac{1,63}{2} + 0,01 = 0,825 \text{ м}$$

Центр тяжести порожней баржи над плоскостью 0–0 определим из уравнения статических моментов объемов, т.е.

$$W_M \cdot y_B = W_{ДН} \cdot t / 2 + W_{Б.СТ} \cdot h / 2 + W_{Т.С} \cdot h / 2,$$

откуда

$$y_B = 1/2 [W_{DH} \cdot t + (W_{Б.СТ} + W_{Т.С})h] / W_M = \frac{1}{2} [6 \cdot 0,01 + (4,788 + 0,796) \cdot 4] / 11,584 = 0,97 м$$

Общий центр тяжести баржи с грузом над плоскостью 0–0 определим из уравнения статических моментов весов, т.е.

$$G \cdot y_{ОБ} = G_B \cdot y_B + G_{II} \cdot y_{II},$$

откуда

$$y_{ОБ} = (G_B \cdot y_B + G_{II} \cdot y_{II}) / G = (852,32 \cdot 0,97 + 19160,08 \cdot 0,825) / 20012,4 = 0,83 м.$$

Так как общий центр тяжести расположен ниже центра водоизмещения, то остойчивость баржи в груженом состоянии обеспечена и нахождение метацентрического радиуса не требуется.

Ответ: $W_n = 976,6$ м; баржа остойчива.

Тема 5. Основы динамики жидкости

Пример 5.1. Определить диаметр горловины d_2 водомера Вентури (см. рис.5.1.), пренебрегая потерями удельной энергии в нем, чтобы при пропуске расхода воды по трубопроводу $Q = 8,8$ л/с вода в пьезометре подсасывалась на высоту $h = 55$ см. Диаметр трубопровода $d_1 = 100$ мм, а избыточное давление в нем $P_1 = 3924$ Па.

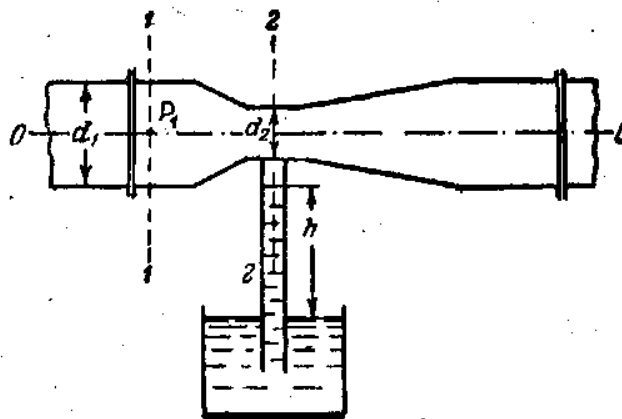


Рис. 5.1. Расчетная схема

Решение. Запишем уравнение Бернулли для сечений 1–1 и 2–2, приняв за плоскость отсчета ось трубопровода:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho \cdot g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho \cdot g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g},$$

где $z_1 = z_2 = 0$, так как плоскость отсчета проходит по оси трубопровода;

$$P_{1абс} = P_1 + P_{атм}$$

Зная величину поднятия жидкости h в пьезометре, из уравнения равновесия определим абсолютное давление в сечении 2–2

$$P_{2абс} + \rho g h = P_{атм},$$

откуда $P_{2абс} = P_{атм} - \rho g h$.

Подставим исходные параметры в уравнение Бернулли

$$\frac{P_1}{\rho \cdot g} + \frac{P_{атм}}{\rho \cdot g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = \frac{P_{атм} - h}{\rho \cdot g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g},$$

и после сокращения получим

$$\frac{P_1}{\rho \cdot g} + h + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g}.$$

теперь определим среднюю скорость движения потока и соответствующую ей кинетическую энергию в сечении 1–1:

$$V_1 = Q / \omega_1 = 4Q / (\pi d_1^2) = 4 \cdot 0,088 / (3,14 \cdot 0,1^2) = 1,12 \text{ м/с},$$

$$\alpha_1 V_1^2 / (2g) = 1,0 \cdot 1,12^2 / (2 \cdot 9,81) = 0,064 \text{ м}$$

Подставим численные значения в уравнение Бернулли:

$$\frac{3924}{1000 \cdot 9,81} + 0,55 + 0,064 = 1,014 \text{ м} = \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g}$$

и средняя скорость движения потока во втором сечении будет равна, приняв $\alpha_2 = 1,0$

$$V_2 = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,014} = 4,46 \text{ м/с}$$

Тогда диаметр горловины d_2 водомера Вентури определим из уравнения расхода

$$\omega_2 = \pi d_2^2 / 4 = Q / V_2, \text{ откуда}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_2}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,088}{3,14 \cdot 4,46}} = 0,05 \text{ м} = 5,0 \text{ см}$$

Ответ: $d_2 = 5,0$ см.

Пример 5.2. На горизонтальном участке трубопровода установлен водомер Вентури, имеющий диаметры $d_1 = 200$ мм и $d_2 = 100$ мм. Пренебрегая потерями

удельной энергии в водомере, определить расход Q потока воды, если показания пьезометров в сечениях 1–1 и 2–2 соответственно составляют $p_1 / (\rho g) = 120$ см и $p_2 / (\rho g) = 40$ см (см. рис.5.2).

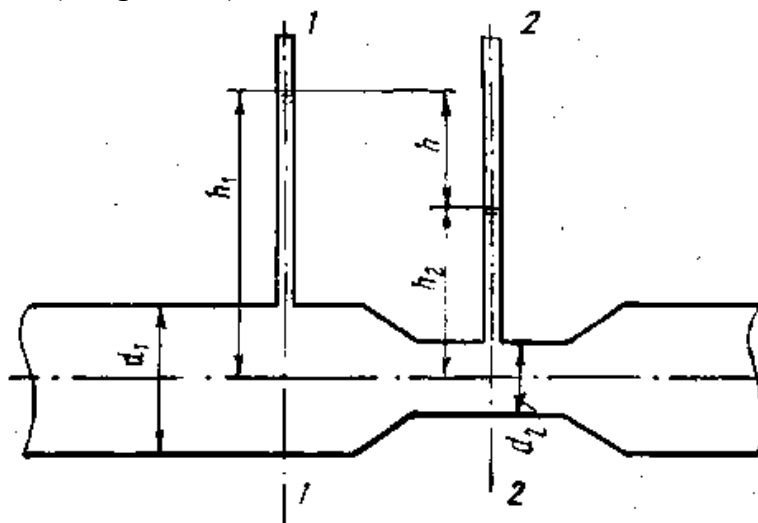


Рис. 5.2. Расчетная схема

Решение. Запишем уравнение Бернулли для сечений 1–1 и 2–2, приняв за плоскость отсчета ось трубопровода:

$$\frac{p_1}{\rho \cdot g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho \cdot g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g}$$

Так как в уравнении Бернулли две неизвестные величины V_1 и V_2 , то запишем второе уравнение – неразрывности потока

$$V_1 \omega_1 = V_2 \omega_2$$

Из последнего уравнения выразим V_1 через V_2 , т.е.

$$V_1 = \frac{\omega_2}{\omega_1} V_2 = \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^2 V_2 = \left(\frac{100}{200} \right)^2 V_2 = 0,25V_2$$

Подставим значения параметров в уравнение Бернулли и решим его относительно средней скорости во втором сечении, приняв $\alpha_1 = \alpha_2 = 1,0$:

$$\frac{p_1}{\rho \cdot g} + 0,25^2 \frac{V_2^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho \cdot g} + \frac{V_2^2}{2g}$$

Откуда

$$V_2 = \sqrt{\frac{p_1 - p_2}{\rho g} \frac{2g}{1 - 0,25^2}} = \sqrt{(1,20 - 0,40) \frac{2 \cdot 9,81}{1 - 0,25^2}} = 4,09 \text{ м/с}$$

Тогда расход потока воды в трубопроводе будет равен

$$Q = V_2 \omega_2 = V_2 \frac{\pi d_2^2}{4} = 4,09 \frac{3,14 \cdot 0,1^2}{4} = 0,0321 \text{ м}^3 / \text{с} = 32,1 \text{ л} / \text{с}$$

Ответ: $Q = 32,1$ л/с.

Тема 7. Потери удельной энергии в потоке при ламинарном режиме движения жидкости

Пример 7.1. По новому стальному трубопроводу длиной $\ell = 52$ м и диаметром $d = 40$ мм перекачивается минеральное масло с кинематической вязкостью $\nu = 0,724$ С_т и плотностью $\rho = 870$ кг/м³.

Определить расход масла в трубопроводе, если показания манометров в начале и конце его соответственно имеют следующие значения: $P_1 = 280$ кПа, $P_2 = 160$ кПа.

Решение. Так как по трубопроводу перекачивается вязкая жидкость, то можно предположить, что движение ее происходит при ламинарном режиме. Тогда средняя скорость движения потока определяется по (7.6):

$$V = \frac{\rho g I}{8\mu} r_0^2 = \frac{870 \cdot 9,81 \cdot 0,270}{8 \cdot 0,063} 0,02^2 = 1,83 \text{ м} / \text{с}$$

где I – гидравлический уклон $I = h_{mp} / l = 14,06 / 52 = 0,270$;

h_{mp} – потери напора в трубопроводе

$$h_{mp} = \frac{P_1 - P_2}{\rho g} = \frac{280000 - 160000}{870 \cdot 9,81} = 14,06 \text{ м};$$

μ – динамическая вязкость жидкости

$$\mu = \nu \cdot \rho = 0,724 \cdot 10^{-4} \cdot 870 = 0,063 \text{ Па} \cdot \text{с}.$$

Теперь уточним режим движения жидкости, для чего вычислим число Рейнольдса и сравним его с критическим значением:

$$\text{Re} = \frac{V \cdot d}{\nu} = \frac{1,83 \cdot 4}{0,724} = 1011,0 < \text{Re}_{KP} = 2320,$$

что указывает на ламинарный режим движения жидкости и на подтверждение предположения.

Тогда величина расхода составит

$$Q = V \cdot \omega = V \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 1,83 \frac{3,14 \cdot 0,04^2}{4} = 0,0023 \text{ м}^3 / \text{с} = 2,3 \text{ л} / \text{с}$$

Ответ: $Q = 2,3$ л/с.

Пример 7.2 По новому стальному трубопроводу длиной $l = 680$ м и диаметром $d = 200$ мм перекачивается нефть с кинематической вязкостью $\nu = 0,850$ Ст и плотностью $\rho = 880$ кг/м³. Определить потерю напора в трубопроводе, если расход нефти составляет $Q = 25,0$ л/с

Решение. Определим среднюю скорость движения потока в трубопроводе

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 0,025}{3,14 \cdot 0,2^2} = 0,80 \text{ м/с.}$$

Вычислим число Рейнольдса и сравним его с критическим значением

$$Re = \frac{V \cdot d}{\nu} = \frac{80 \cdot 20}{0,850} = 1882,4 < Re_{кр} = 2320,$$

следовательно, режим движения ламинарный. Тогда гидравлический коэффициент трения определим по (7.7)

$$\lambda = 64 / Re = 64 / 1882,4 = 0,0340,$$

а потери напора в трубопроводе – по (7.4)

$$h_{тр} = h_{дл} = \lambda \frac{l}{d} \frac{V^2}{2g} = 0,0340 \frac{680}{0,20} \frac{0,8^2}{2 \cdot 9,81} = 3,77 \text{ м.}$$

Ответ: $h_{тр} = 3,77$ м.

Тема 8. Потери удельной энергии в потоке при турбулентном режиме движения жидкости

Пример 8.1. Сравнить потери напора по длине потока в трубопроводах круглого сечения $d = 40$ мм и прямоугольного сечения размером 30×42 мм при пропуске по ним одинакового расхода воды $Q = 3$ л/с при температуре $t = 12^\circ\text{C}$, если трубы стальные новые, а их длина составляет $\ell = 120$ м каждая.

Решение. Потери напора по длине потока определяются по формуле (7.4)

$$h_{дл} = \lambda \frac{l}{d} \frac{V^2}{2g} = \lambda \frac{l}{4R} \frac{V^2}{2g} .$$

Для определения гидравлического коэффициента трения λ необходимо знать режим движения жидкости, для чего вычисляется средняя скорость движения потока и число Рейнольдса, при котором происходит движение жидкости. Для круглой трубы эти величины равны

$$V_k = \frac{Q}{\omega_k} = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 3000}{3,14 \cdot 4^2} = 239 \text{ см/с} ;$$

$$\text{Re}_K = \frac{V_K \cdot d}{\nu} = \frac{239 \cdot 4}{0,0124} = 77049,5$$

для прямоугольной трубы

$$V_n = \frac{Q}{\omega_n} = \frac{Q}{a \times b} = \frac{3000}{3 \times 4,2} = 238 \text{ см/с}$$

$$\text{Re}_n = \frac{V_n \cdot d_\Gamma}{\nu} = \frac{238 \cdot 3,5}{0,0124} = 67177,4$$

где ν – кинематическая вязкость воды и при $t = 12^\circ\text{C}$ $\nu = 0,0124$ Ст ($\text{см}^2/\text{с}$) [13, с. 16, табл. 1.12];

d_Γ – так называемый гидравлический диаметр, который определяется как

$$d_\Gamma = 4R = \frac{4\omega}{\chi} = \frac{4a \cdot b}{2(a+b)} = \frac{4 \cdot 3 \cdot 4,2}{2(3+4,2)} = 3,50 \text{ см}$$

В целях сохранения структуры формул и числовых значений коэффициентов применяемых для расчета круглых труб, в дальнейших расчетах для прямоугольных труб будет применяться в качестве линейной величины, характеризующей русло, гидравлический диаметр d_Γ .

Из расчетов видно, что движение воды в трубопроводах происходит при турбулентном режиме. Поэтому для установления областей сопротивления рассчитаем граничные числа Рейнольдса по приближенным зависимостям (8.3) и (8.7). Для круглой трубы они составят:

$$\text{Re}_{\text{ГЛ.К}} = 20d / \Delta_\varepsilon = 20 \cdot 40 / 0,05 = 16 \cdot 10^3;$$

$$\text{Re}_{\text{КВ.К}} = 500d / \Delta_\varepsilon = 500 \cdot 40 / 0,05 = 400 \cdot 10^3;$$

Для прямоугольной трубы

$$\text{Re}_{\text{ГЛ.П}} = 20d_\Gamma / \Delta_\varepsilon = 20 \cdot 35 / 0,05 = 14 \cdot 10^3;$$

$$\text{Re}_{\text{КВ.П}} = 500d_\Gamma / \Delta_\varepsilon = 500 \cdot 35 / 0,05 = 350 \cdot 10^3;$$

где Δ_ε – эквивалентная высота выступов шероховатости и для новых стальных труб принята по [13, с. 72].

Сравним числа Рейнольдса, при которых происходит движение, с соответствующими граничными значениями и установим области сопротивления. Для круглой трубы

$\text{Re}_{\text{ГЛ.К}} = 16 \cdot 10^3 < \text{Re}_K = 77049,5 < \text{Re}_{\text{КВ.К}} = 400 \cdot 10^3$ – переходная область сопротивления;

для прямоугольной трубы

$Re_{ГЛ.П} = 14 \cdot 10^3 < Re_{П} = 67177,4 < Re_{КВ.П} = 350 \cdot 10^3$ – переходная область сопротивления.

Для переходной области сопротивления гидравлический коэффициент трения определяется по формуле АД. Альтшуля (8.8):

для круглой трубы

$$\lambda = 0,11(\Delta_{\varnothing} / d + 68 / Re_{\kappa})^{0,25} = 0,11(0,05 / 40 + 68 / 77049,5)^{0,25} = 0,0236 ;$$

для прямоугольной трубы

$$\lambda = 0,11(\Delta_{\varnothing} / d_{Г} + 68 / Re_{П})^{0,25} = 0,11(0,05 / 35 + 68 / 67177,4)^{0,25} = 0,0244$$

Тогда потери напора по длине потока составят:

для круглой трубы

$$h_{тр.к} = h_{дл.к} = \lambda_{\kappa} \frac{l}{d} \frac{V_{\kappa}^2}{2g} = 0,0236 \frac{120}{0,04} \frac{2,39^2}{2 \cdot 9,81} = 20,61 м ;$$

для прямоугольной трубы

$$h_{тр.п} = h_{дл.п} = \lambda_{П} \frac{l}{d_{Г}} \frac{V_{П}^2}{2g} = 0,0244 \frac{120}{0,035} \frac{2,39^2}{2 \cdot 9,81} = 24,2 м$$

Ответ: $h_{тр.к} = 20,61 м$; $h_{тр.п} = 24,2 м$.

Тема 9. Потери удельной энергии на местные гидравлические сопротивления

Пример 9.1. Для условий примера 5.2 уточнить величину расхода Q воды в трубопроводе с учетом потерь напора в конфузоре водомера, если его угол конусности составляет 40° .

Решение. В расчетный вид уравнения Бернулли (5.2) добавляется величина потерь напора на конфузоре, т.е.

$$\frac{p_1}{\rho g} + 0,25^2 \frac{V_2^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + \xi_k \frac{V_2^2}{2g},$$

где ξ_k – коэффициент местного сопротивления на конфузоре $\xi_k = 0,14$ [13, с.86].

Тогда

$$V_2 = \sqrt{\frac{p_1 - p_2}{\rho g} \frac{2g}{1 + \xi_k - 0,25^2}} = \sqrt{(1,20 - 0,40) \frac{2 \cdot 9,81}{1 + 0,14 - 0,25^2}} = 3,82 \text{ м/с}$$

Расход потока воды в трубопроводе с учетом потерь напора на конфузор в водомере составит

$$Q_y = V_2 \omega_2 = 3,82 \frac{3,14 \cdot 0,1^2}{4} = 0,02996 \text{ м}^3/\text{с} = 29,96 \text{ л/с}$$

Ошибка в определении расхода воды в трубопроводе за счет потерь напора в водомере составляет

$$\Delta Q = \frac{Q - Q_y}{Q_y} 100 = \frac{32,10 - 29,96}{29,96} 100 = 7,1\%$$

Ответ: $\Delta Q = 7,1\%$.

Тема 10. Истечение через отверстие, насадки и короткие трубы при постоянном и переменном напорах. Гидравлические струи

Пример 10.1. Струя жидкости, вытекающая из малого незатопленного отверстия в тонкой стенке, при постоянном напоре достигает горизонтального пола на расстоянии $x = 1,2 \text{ м}$. Высота расположения отверстия над полом $y = 1,0 \text{ м}$, диаметр отверстия $d = 50 \text{ мм}$ (см. рис. 10.1). Определить величину расхода вытекающей струи.

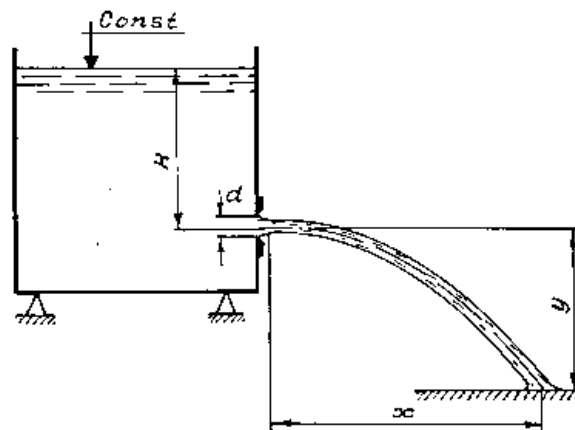


Рис. 10.1. Расчетная схема

Решение. Средняя скорость истечения струи через отверстие определяется по формуле $V = \varphi \sqrt{2gH}$. Пренебрегая сопротивлением воздуха, запишем уравнение движения жидкости по горизонтальной и вертикальной осям:

$$x = V \cdot t = \varphi \sqrt{2gH} \cdot t ; \quad y = gt^2 / 2$$

Решая эти уравнения относительно времени t получим

$$x^2 = 4\varphi^2 yH$$

Приняв коэффициент скорости $\varphi = 0,97$, из последнего уравнения определим величину напора

$$H = x^2 / (4\varphi^2 y) = 1,2^2 / (4 \cdot 0,97^2 \cdot 1,0) = 0,315 \text{ м}$$

Приняв коэффициент расхода $\mu = 0,62$, определим расход вытекающей струи

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH} = 0,62 \frac{3,14 \cdot 5^2}{4} \sqrt{2 \cdot 981 \cdot 31,5} = 3025 \text{ см}^3 / \text{с} = 3,025 \text{ л/с}$$

Ответ: $Q = 3,025 \text{ л/с}$

Пример 10.2. В тонкой стенке, разделяющей призматический резервуар на два отсека, имеется отверстие диаметром $d_1 = 20 \text{ мм}$ (см рис. 10.2). К отверстию в дне второго отсека присоединена короткая труба диаметром $d_2 = 16 \text{ мм}$ и длиной $l = 64 \text{ мм}$.

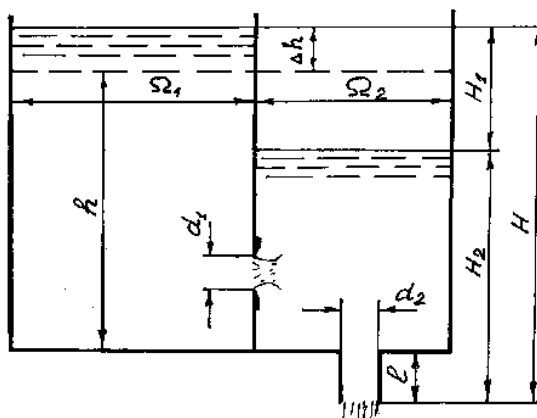


Рис. 10.2. Расчетная схема

1. Определить расход воды Q , вытекаемый из трубы; если общий напор $H = 3,5 \text{ м}$, а уровни в отсеках резервуара постоянны.

2. При полученных напорах H_1 и H_2 определить время выравнивания уровней воды в отсеках резервуара (на схеме показан пунктиром), если короткая труба будет закрыта, а площади сечения отсеков соответственно равны $\Omega_1 = 3,0 \text{ м}^2$ и $\Omega_2 = 2,0 \text{ м}^2$.

Решение

1. Так как уровни в отсеках резервуара постоянны, то движение будет установившимся и расходы истечения из отверстия и насадка будут равны, т.е. $Q_0 = \mu_0 \omega_0 \sqrt{2gH_1} = Q_H = \mu_K \omega_K \sqrt{2gH_2}$

Кроме этого, из условия задачи следует, что $H_1 + H_2 = H$, откуда $H_2 = H - H_1$.

Для отверстия в тонкой стенке коэффициент расхода принимается $\mu_0 = 0,62$, а для короткой трубы $l/d_2 = 6,4/16 = 4,0$. Следовательно, она работает как внешний цилиндрический насадок и $\mu_H = 0,82$.

Решим вышеприведенное равенство относительно H_1 , предварительно подставив значение напора H_2 . Тогда

$$\begin{aligned} \mu_0 \omega_0 \sqrt{2g} \sqrt{H_1} &= \mu_K \omega_K \sqrt{2g} \sqrt{H - H_1} \\ \sqrt{\frac{H - H_1}{H_1}} &= \frac{\mu_0 \omega_0}{\mu_K \omega_K} = \frac{\mu_0}{\mu_K} \left(\frac{d_1}{d_2} \right)^2, \end{aligned}$$

откуда окончательный напор

$$H_1 = \frac{H}{\left(\frac{\mu_0}{\mu_K} \right)^2 \left(\frac{d_1}{d_2} \right)^4 + 1} = \frac{3,5}{\left(\frac{0,62}{0,82} \right)^2 \left(\frac{20}{16} \right)^4 + 1} = 1,46 \text{ м}$$

а затем $H_2 = H - H_1 = 3,5 - 1,46 = 2,04 \text{ м}$.

Тогда искомый расход

$$Q_0 = \mu_0 \omega_0 \sqrt{2gH_1} = 0,62 \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} \sqrt{2 \cdot 981 \cdot 1,46} = 1042 \text{ см}^3 / \text{с} = 1,042 \text{ л} / \text{с}$$

или

$$Q_K = \mu_K \omega_K \sqrt{2gH_2} = 0,82 \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4} \sqrt{2 \cdot 981 \cdot 2,04} = 1042 \text{ см}^3 / \text{с} = 1,042 \text{ л} / \text{с}$$

2. Время перетекания воды из одного отсека резервуара в другой определяется по уравнению (10.8), в котором $H_1 = 1,46 \text{ м}$, а $H_2 = 0$, так как уровни выравниваются. Перетекание воды происходит через отверстие, следовательно, $\mu_0 = 0,62$.

Тогда

$$t = \frac{2\Omega_1\Omega_2}{(\Omega_1 + \Omega_2)\mu_0\omega_0\sqrt{2g}} \sqrt{H_1} = \frac{2(3,0 + 2,0)}{(3,0 + 2,0)0,62 \frac{3,14 \cdot 0,02^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81}} \sqrt{1,46} = 56,04 \text{ мин}$$

Глубину воды в резервуаре определим на основании объема, вытекаемой воды из первого отсека и поступающей во второй отсек, т.е.

$$W_{\text{выт}} = \Omega_1 \Delta h = W_{\text{пост}} = \Omega_2 (H_1 - \Delta h)$$

где Δh – глубина понижения уровня воды в первом отсеке (см. рис. 10.2). Решим последнее уравнение относительно

$$\Delta h = \frac{\Omega_2 H_1}{\Omega_1 + \Omega_2} = \frac{2,0 \cdot 1,46}{3,0 + 2,0} = 0,584 \text{ м}$$

Тогда глубина воды в резервуаре составит

$$h = H - (l + \Delta h) = 3,5 - (0,064 + 0,584) = 2,852 \text{ м}$$

- Ответ: 1. $H_1 = 1,46 \text{ м}; H_2 = 2,04 \text{ м}; Q = 1,042 \text{ л/с};$
 2. $t = 56,04 \text{ мин}, h = 2,852 \text{ м}.$

Пример 10.3. Определить время t полного опорожнения цилиндрического резервуара диаметром $D = 2,0 \text{ м}$ при глубине воды в нем $h = 1,8 \text{ м}$, если истечение происходит (см. рис. 10.3):

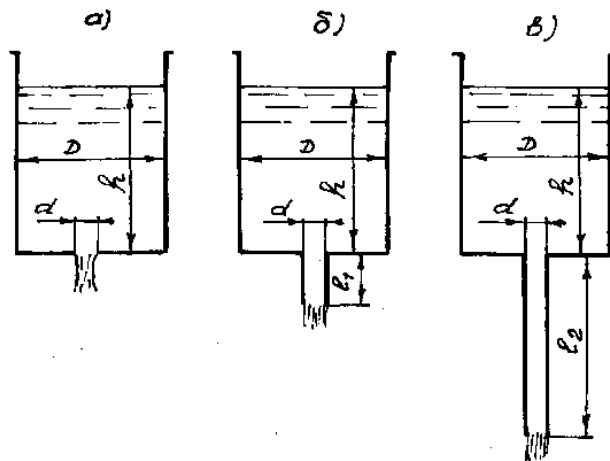


Рис.10.3. Истечение жидкости:
 а) через отверстие в тонкой стенке; б) через короткую трубку длиной l_1 ;
 в) через трубку длиной l_2

а) через отверстие диаметром $d = 5,0 \text{ см}$ в дне резервуара;

б) через короткую вертикальную трубу $d = 5,0 \text{ см}$ и длиной $l_1 = 20 \text{ см}$, присоединенной к отверстию в дне резервуара;

в) тоже, при длине $l_2 = 350 \text{ см}$ и считая, что движение вода в трубе происходит в квадратичной области сопротивления, а эквивалентная высота, выступов шероховатости стенок ее составляет $\Delta_{\text{э}} = 0,1 \text{ мм}$.

Решение. Время опорожнения призматического сосуда определяется по зависимости (10.7). Коэффициент расхода принимается при истечении через отверстие в дне резервуара $\mu_1 = 0,62$, так как дно резервуара считается как тонкая стенка, а само отверстие является малым. При истечении через короткую трубу длиной $l_1 = 20 \text{ см}$, $\mu_2 = 0,82$, так как $l_1/d = 20/5 = 4$ и по характеру истечения струи она относится к внешнему цилиндрическому насадку. По длине короткой

трубы $l_2 = 350$ см отношение $l_2/d = 350/5 = 70 > 4$, то в данном случае необходимо рассчитать коэффициент расхода системы по зависимости (10.9')

$$\mu_3 = \mu_{\text{сист}} = 1/\sqrt{\alpha + \sum \xi} = 1/\sqrt{\alpha + \xi_{\text{вх}} + \lambda l_2/d}$$

Так как движение происходит в квадратичной области сопротивления, то гидравлический коэффициент трения определим по формуле (8.10)

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{\Delta_3}{d} \right)^{0,25} = 0,11 \left(\frac{0,1}{50} \right)^{0,25} = 0,0233$$

Тогда $\mu_3 = 1/\sqrt{1,05 + 0,5 + 0,0233 \cdot 350/5} = 0,56$

Подставим исходные данные в формулу (10.7) и получим время полного опорожнения резервуара для каждого перечисленного выше случая:

а) из отверстия в дне резервуара

$$t_2 = \frac{2\Omega}{\mu_2 \omega \sqrt{2g}} \sqrt{h} = \frac{2 \cdot 3,14}{0,62 \cdot 0,00196 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \sqrt{1,8} = 1565,1 \text{с} = 26,1 \text{мин};$$

б) из короткой трубы длиной $l_1 = 20$ см

$$t_2 = \frac{2\Omega}{\mu_2 \omega \sqrt{2g}} (\sqrt{h+l_1} - \sqrt{l_1}) = \frac{2 \cdot 3,14}{0,82 \cdot 0,00196 \sqrt{2 \cdot 9,81}} (\sqrt{1,8+0,2} - \sqrt{0,2}) = 852,9 \text{с} = 14,2 \text{мин},$$

в) из короткой трубы длиной $l_2 = 350$ см

$$t_3 = \frac{2\Omega}{\mu_3 \omega \sqrt{2g}} (\sqrt{h+l_2} - \sqrt{l_2}) = \frac{2 \cdot 3,14}{0,56 \cdot 0,00196 \sqrt{2 \cdot 9,81}} (\sqrt{1,8+3,5} - \sqrt{3,5}) = 557,2 \text{с} = 9,3 \text{мин},$$

где Ω – площадь сечения резервуара $\Omega = \pi d^2 / 4 = 3,14 \cdot 2^2 / 4 = 3,14 \text{м}^2$; ω – площадь сечения отверстия в дне резервуара или короткой трубы $\omega = \pi d^2 / 4 = 3,14 \cdot 5^2 / 4 = 19,6 \text{см}^2 = 0,00196 \text{м}^2$;

Уменьшение времени опорожнения резервуара с увеличением длины трубы объясняется увеличением напора, а следовательно и скорости истечения.

Ответ; $t_1 = 26,1$ мин; $t_2 = 14,2$ мин; $t_3 = 9,3$ мин.

Пример 10.4. Определить силу $F_{\text{п}}$, которую нужно приложить к поршню насоса диаметром $D = 100$ мм, чтобы подавать в напорный бак постоянный расход воды $Q = 2,5$ л/с при температуре $t = 12^\circ\text{C}$, если высота подъема воды в установке $h = 4$ м, а избыточное давление на свободной поверхности в напорном баке $p_{\text{и}} = 200$ кПа. Трубопровод стальной новый длиной $\ell = 32$ м, диаметром $d = 40$ мм и имеет два плавных поворота под углом $\alpha = 90^\circ$ $R_0/d = 1,5$, задвижку со

степенью открытия $\alpha/d = 0,5$ (см. рис. 10.4). Трением поршня в цилиндре пренебречь.

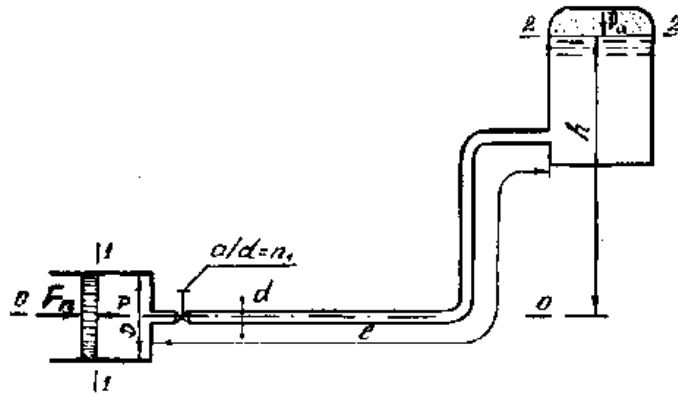


Рис. 10.4. Расчетная схема

Решение. Согласно закона гидростатики сила, приложенная к поршню цилиндра, будет равна

$$F_{\Pi} = p\Omega,$$

где p – давление в цилиндре насоса;

Ω – площадь поршня насоса.

Для определения давления в цилиндре насоса составляется уравнение Бернулли для сечений 1 – 1 и 2 – 2 относительно плоскости отсчета 0 – 0 (см. рис. 10.4), которое после подставки исходных величин приводится к расчетному виду

$$\frac{p}{\rho g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = h + \frac{p_u}{\rho g} + h_{mp},$$

откуда давление в цилиндре

$$p = p_u + \rho g \left(h + h_{mp} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right).$$

Из анализа последнего уравнения следует, что все величины, за исключением потерь напора в трубопроводе, известны. Их величину определим по (7.1)

$$h_{mp} = \sum h_{мест} + h_{ql} = (\zeta_{в.с} + 2\zeta_{н.п} + \zeta_3 + \zeta_{вых} + \lambda \frac{l}{d}) \frac{V^2}{2g},$$

где V – средняя скорость движения воды в трубопроводе

$$V = Q/\omega = Q/(0,785d^2) = 0,0025/(0,785 \cdot 0,04^2) = 1,99 \text{ м/с};$$

$\zeta_{в.с.}$ – коэффициент гидравлического сопротивления на внезапное сужение и определяется по зависимости [13, с. 85]

$$\zeta_{в.с.} = 0,5(1 - \omega/\Omega) = 0,5[1 - (\frac{d}{D})^2] = 0,5[1 - (\frac{40}{100})^2] = 0,42;$$

$\zeta_{п.п}$ – то же, на плавный поворот, определяется по зависимости [13, с. 87]

$$\zeta_{п.п} = 0,73A \cdot B \cdot C;$$

A, B, C – коэффициенты, учитывающие: угол поворота и при $\alpha = 90^\circ$ A = 1,0; относительный радиуса кривизны и при $R_0/d = 1,5$ B = 0,17; форму поперечного сечения и для круглого сечения C = 1,0.

Тогда

$$\zeta_{п.п} = 0,73 \cdot A \cdot B \cdot C = 0,73 \cdot 1,0 \cdot 0,17 \cdot 1,0 = 0,12;$$

ζ_3 – то же, на задвижку. Определяется по отношению $a/d = 0,5$ [13, с. 90] $\zeta_3 = 5,30$;

$\zeta_{вых}$ – то же, на выход в резервуар больших размеров $\zeta_{вых} = 1,0$ [5, с. 86].

Для определения гидравлического коэффициента трения предварительно рассчитываются:

$$Re = \frac{V \cdot d}{\nu} = \frac{199 \cdot 4}{0,0124} = 64194,$$

где ν – кинетическая вязкость воды и при $t = 12^\circ\text{C}$ $\nu = 0,0124$ Ст [13, с. 14];

$$Re_{\Delta_3} = 27(\frac{d}{\Delta_3})^{1,14} \approx 20 \frac{d}{\Delta_3} = 20 \frac{40}{0,03} = 26667,$$

где Δ_3 – эквивалентная равномерно-зернистая шероховатость и для новых стальных труб $\Delta_3 = 0,03$ мм [13, с. 70];

$$Re_{кв} = 21,6 \cdot C \cdot \frac{d}{\Delta_3} \approx 500 \frac{d}{\Delta_3} = 500 \frac{40}{0,03} = 666667.$$

Так как

$$Re_{гл} = 26667 < Re = 64194 < Re_{кв} = 666667,$$

то будет переходная область гидравлического сопротивления и гидравлический коэффициент трения определим по формуле А. Д. Альтшуля

$$\lambda = 0,11(\frac{\Delta_3}{d} + \frac{68}{Re})^{0,25} = 0,11(\frac{0,03}{40} + \frac{68}{64194})^{0,25} = 0,0227$$

Теперь рассчитываются потери напора в трубопроводе

$$h_{mp} = (\zeta_{в.с} + 2\zeta_{н.п} + \zeta_3 + \zeta_{вых} + \lambda \frac{\ell}{d}) \frac{V^2}{2g} =$$

$$= (0,42 + 2 \cdot 0,12 + 5,30 + 1,0 + 0,0227 \frac{32}{0,04}) \frac{1,99^2}{2 \cdot 9,81} = 25,12 \cdot 0,202 = 5,07 \text{ м}$$

Тогда давление в цилиндре насоса будет

$$p = p_u + \rho g (h + h_{mp} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}) = 200 \cdot 10^3 + 1000 \cdot 9,81 \cdot$$

$$\cdot (4,0 + 5,07 - \frac{1,05 \cdot 0,32^2}{2 \cdot 9,81}) + 288923 \text{ Па} = 288,9 \text{ кПа},$$

где V_1 – средняя скорость движения потока в цилиндре насоса

$$V_1 = Q/\Omega = Q/(0,785D^2) = 0,0025/(0,785 \cdot 0,1^2) = 0,32 \text{ м/с}.$$

Окончательно, сила, приложенная к поршню цилиндра, будет равна

$$F_{п} = p \cdot \Omega = p \cdot 0,785D^2 = 288923 \cdot 0,785 \cdot 0,1^2 = 2268 \text{ Н} \approx 2,27 \text{ кН}.$$

Ответ: $F_{п} = 2,27 \text{ кН}$.

Пример 10.5. Определить расход, пропускаемый сифоном, из водоема А в водоем В (см. рис. 11.2), если разность уровней $H = 1,5 \text{ м}$, длина сифона $\ell = 75 \text{ м}$, диаметр сифона $d = 200 \text{ мм}$. Трубы стальные, находящиеся в эксплуатации. Температура воды $t = 15^\circ\text{С}$. Скоростными напорами в водоемах пренебречь.

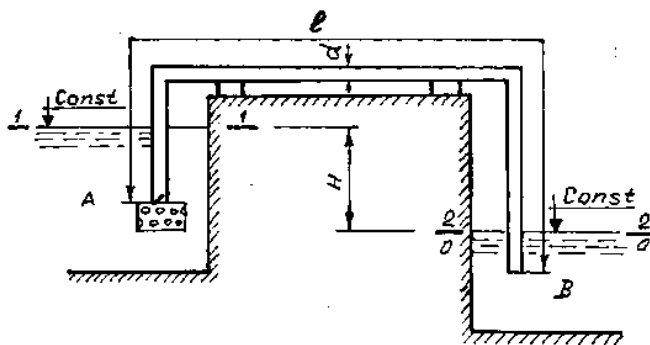


Рис. 11.2. Расчетная схема

Решение. Составим уравнение Бернулли для сечений 1–1 и 2–2, приняв за плоскость отсчета сечение 2–2 и после подстановки исходных величин, получим

$$H = h_{тр},$$

т.е. весь напор затрачивается на преодоление гидравлических сопротивлений. Подставим значение потерь в последнее уравнение

$$H = (\zeta_{в.с} + 2\zeta_{н.п} + \zeta_3 + \zeta_{вых} + \lambda \frac{\ell}{d}) \frac{V^2}{2g}.$$

Определим коэффициенты местных гидравлических сопротивлений:

сетка с клапаном $\zeta_{с.к.} = 5,2$ [13, с. 85];

резкий поворот $\alpha = 90^\circ$ $\zeta_{п} = 1,10$ [13, с. 87];

выход из трубопровода $\zeta_{вых} = 1,0$ [13, с. 86].

Для определения гидравлического коэффициента трения необходимо знать режим движения. Так как скорость движения потока неизвестна, предполагаем, что движение происходит в квадратичной области сопротивления и гидравлический коэффициент трения определим по (8.10)

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{\Delta_s}{d} \right)^{0,25} = 0,11 \left(\frac{0,2}{200} \right)^{0,25} = 0,0196,$$

где Δ_s – абсолютная эквивалентная шероховатость принята для трубопровода после нескольких лет эксплуатации [13, с. 70].

Подставим значения гидравлических коэффициентов сопротивления в исходное уравнение

$$H = (\zeta_{сет} + 2\zeta_{п} + \zeta_{вых} + \lambda \frac{\ell}{d}) \frac{V^2}{2g} = (5,2 + 2 \cdot 1,1 + 1,0 + 0,0196 \frac{75}{0,2}) = 15,75 \frac{V^2}{2g},$$

откуда

$$V = \sqrt{\frac{2gH}{15,75}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,5}{15,75}} = 1,37 \text{ м/с}$$

Теперь уточним область гидравлического сопротивления, для чего вычислим:

$$R_e = \frac{V \cdot d}{\nu} = \frac{137 \cdot 20}{0,0114} = 240351;$$

$$R_{егл} = 27 \left(\frac{d}{\Delta_s} \right)^{1,14} \approx 20 \frac{d}{\Delta_s} = 20 \frac{200}{0,2} = 20 \cdot 10^3$$

$$R_{екв} = 21,6 \cdot C \cdot \frac{d}{\Delta_s} \approx 500 \frac{d}{\Delta_s} = 500 \frac{200}{0,2} = 500 \cdot 10^3,$$

где ν – кинематическая вязкость и для воды при $t = 15^\circ\text{C}$ $\nu = 0,0114$ Ст [13, с.14].

Так как

$R_{егл} = 20 \cdot 10^3 < R_e = 240351 < R_{екв} = 500 \cdot 10^3$, то будет переходная область сопротивления и гидравлический коэффициент трения определим по (8.8).

$$\lambda_{пер} = 0,11 \left(\frac{\Delta_s}{d} + \frac{68}{Re} \right)^{0,25} = 0,11 \left(\frac{0,2}{200} + \frac{68}{2400351} \right)^{0,25} = 0,0208$$

Уточним гидравлические сопротивления по длине трубопровода

$H = (8,4 + 0,0208 \frac{75}{0,2}) = 16,2 \frac{V^2}{2g}$, откуда уточненная величина средней скорости будет

$$V = \sqrt{\frac{2gH}{16,2}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,5}{16,2}} = 1,35 \text{ м/с}$$

Так как расхождение между значениями средней скорости незначительное, то больше приближений делать не целесообразно. Тогда величина расхода, пропускаемого сифоном, будет

$$Q = V \cdot \omega = V \cdot 0,785d^2 = 1,35 \cdot 0,785 \cdot 0,2^2 = 0,0424 \text{ м}^3/\text{с} = 42,4 \text{ л/с.}$$

Ответ: $Q = 42,4 \text{ л/с.}$

Пример 10.6. Для пропуска воды под проезжей частью дороги необходимо проложить железобетонный дюкер (см. рис. 10.6). Определить диаметр дюкера, который обеспечил бы пропуск расхода $Q = 0,95 \text{ м}^3/\text{с}$ при разности уровней воды $H = 0,10 \text{ м}$, температура которой $t = 15^\circ\text{C}$. Принять длину дюкера $\ell = 15 \text{ м}$, угол поворота $\alpha = 30^\circ$, среднюю скорость потока в подводящем канале $V_1 = 0,7 \text{ м/с}$, в отводящем – $V_2 = 0,8 \text{ м/с}$, высоту эквивалентной шероховатости стенок дюкера $\Delta_s = 1,0 \text{ мм}$.

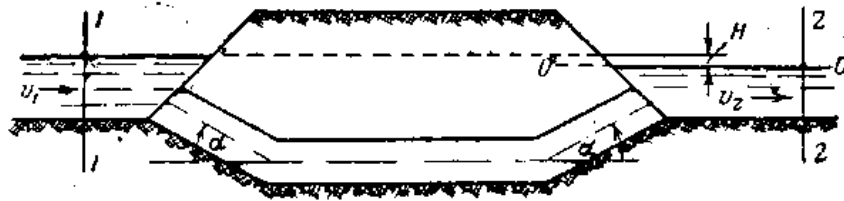


Рис. 10.6. Схема дюкера

Решение. Составим уравнение Бернулли для сечений 1–1 и 2–2 относительно плоскости отсчета 0–0. Выберем в качестве произвольных точек в сечениях точки, расположенные на свободной поверхности воды.

Тогда

$$H + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_{mp}$$

или

$$H = \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_{mp}$$

Примем для открытых потоков $\alpha_1 = \alpha_2 = 1,10$, считая движение в канале плавно изменяющимся. Тогда

$$H = \frac{1,1 \cdot 0,8^2}{2 \cdot 9,81} - \frac{1,1 \cdot 0,7^2}{2 \cdot 9,81} + h_{mp} = 0,008 + h_{mp}$$

Подставим в последнее уравнение потери напора, выраженные через скорость в V ,

$$H = (\zeta_{вх} + 2\zeta_{пов} + \lambda \frac{\ell}{d}) \frac{V^2}{2g} + \frac{(V - V_2)^2}{2g} + 0,008.$$

По [13, с.83, 87] примем $\zeta_{вх} = 0,5$; $\zeta_{пов} = 0,20$.

В последнем уравнении функцией диаметра являются средняя скорость движения потока и гидравлический коэффициент трения, зависящий от режима движения и области сопротивления. Поэтому задача решается способом подбора или графоаналитическим способом. Задаемся рядом диаметров дюкера d_i (см. табл. 10.1) и для каждого его значения рассчитывается H_i . На основании этих данных, приведенных в табл. 10.1, строится график функциональной зависимости $H = f(d)$ (см. рис. 10.7).

Т а б л и ц а 10.1. Расчет потерь напора в дюкере при разных его диаметрах

d , м	ω , м ²	V , м/с	Re	$Re_{гг}$	$Re_{кв}$	Область сопротивления	λ	H , м
0,8	0,503	1,89	1326000	16000	400000	квадратичная	0,0207	0,302
0,9	0,636	1,49	1178000	18000	450000	То же	0,0201	0,172
1,0	0,785	1,21	1060000	20000	500000	То же	0,0196	0,106
1,2	1,131	0,84	884000	24000	600000	То же	0,0187	0,040

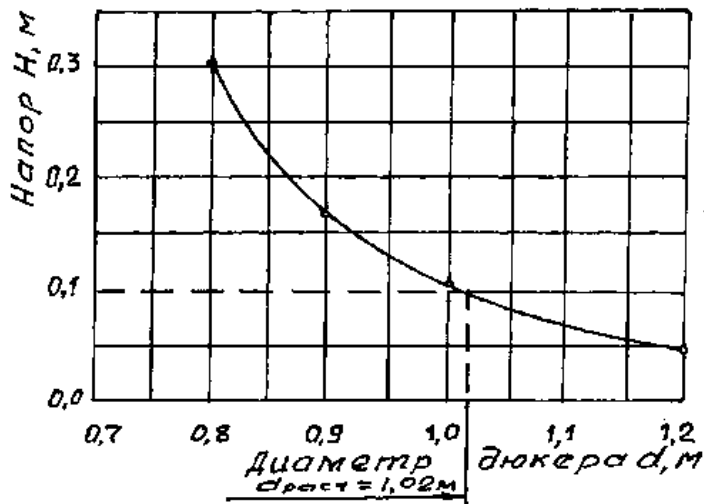


Рис. 10.7. График функциональной зависимости напора от диаметра дюкера

Из графика (см. рис. 10.7) принимается диаметр дюкера при напоре $H = 0,10$ м, который равен $d_{расч} = 1,02$ м. Принимаем окончательно диаметр дюкера $d = 1,0$ м, которому соответствует скорость $V = 1,21$ м/с.

Ответ: $d = 1,0$ м.

Тема 11. Установившееся напорное движение жидкости в гидравлически длинных трубопроводах

Пример 11.1. По трубопроводу, состоящему из трех последовательно соединенных участков труб (см. рис. 11.1), подводится вода потребителю от напорного резервуара А. Определить отметку пьезометрического напора в резервуаре А при размерах труб: $l_1 = 240$ м; $l_2 = 310$ м; $l_3 = 180$ м; $d_1 = 200$ мм; $d_2 = 125$ мм; $d_3 = 75$ мм, если расход воды $Q = 4$ л/с. Трубы новые чугунные. Свободный напор в конце трубопровода $H_{св} = 8$ м.

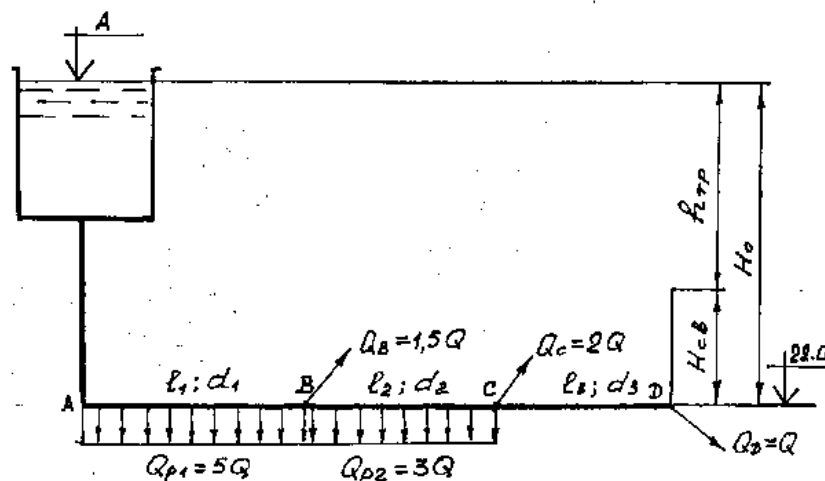


Рис. 11.1. Расчетная схема трубопровода

Решение. Пренебрегая скоростными напорами в резервуаре и на выходе из трубопровода из уравнения Бернулли получим величину напора $H_0 = H_{св} + h_{тр} = H_{св} + K_M (h_{дл1} + h_{дл2} + h_{дл3})$,

где K_M – коэффициент, учитывающий потери напора на местные гидравлические сопротивления и принимается $K_M = 1,05 \dots 1,10$; $h_{дл1}$, $h_{дл2}$, $h_{дл3}$ – потери напора на участках трубопровода.

Тогда отметка пьезометрической линии в напорном резервуаре будет

$$\nabla_A = \nabla_D + H_0$$

Предварительно определяются расчетные расходы на каждом участке трубопровода по (11.5):

$$Q_{CD} = Q_D = 4,0 \text{ л/с};$$

$$Q_{BC} = Q_D + Q_C + 0,55Q_{p2} = Q + 2Q + 0,55 \cdot 3 \cdot Q = 18,6 \text{ л/с};$$

$$Q_{AB} = Q_B + Q_C + Q_D + Q_{p2} + 0,55Q_{p1} =$$

$$= Q + 2Q + 3Q + 1,5Q + 0,55 \cdot 5 \cdot Q = 41,0 \text{ л/с}.$$

Потери напора в длинном трубопроводе рассчитываются по (11.4), расчет которых для примера покажем только для участка АВ, а для остальных участков трубопровода приводятся в табл. 11.1.

Установим область сопротивления, для чего из табл. 13.1 [1, с 259] определим $V_{кв1} = 3,19 \text{ м/с}$ и вычислим среднюю скорость движения потока

$$V_1 = \frac{Q_{AB}}{\omega_1} = \frac{41,0}{31,416} = 1,30 \text{ м/с}$$

где площадь трубы принята из табл. ПВ [1, с. 593] при $d_1 = 200 \text{ мм}$.

Так как $V_1 = 1,30 \text{ м/с} < V_{кв1} = 3,10 \text{ м/с}$, то область сопротивления неквадратичная и поправочный коэффициент $\theta_2^1 = 1,165$ [1, с. 592].

Для новых чугунных труб при $d = 200 \text{ мм}$ удельное сопротивление составит $A_{кв} = 0,00647 \text{ с}^2/\text{л}^2$ [1, с. 593]. Тогда потери напора на первом участке трубопровода будут

$$h_{дл1} = \theta_2^1 (Q_{расч.}^{AB})^2 L_1 A_{кв1} = 1,165 \cdot 41,0^2 \cdot 0,24 \cdot 0,00647 = 3,04 \text{ м}$$

Т а б л и ц а 11.1. Расчет потерь напора на участках трубопровода

Название участка	$Q_{расч.}$, л/с	$V_{кв.}$, м/с	V , м/с	Область сопротивления	θ_2	$A_{кв.}$, $\text{с}^2/\text{л}^2$	L , км	$H_{дл.}$, м
BC	18,6	2,90	1,52	неквадратичная	1,135	0,0776	0,31	9,44
CD	4,0	2,65	0,90	то же	1,250	1,167	0,18	4,20

Тогда полный напор для трубопровода составит

$$H_0 = H_{св} + K_M (h_{дл1} + h_{дл2} + h_{дл3}) = 8,0 + 1,075 (3,04 + 9,44 + 4,20) = 25,93 \text{ м}.$$

Отметка пьезометрического напора в напорном резервуаре будет

$$\nabla_A = \nabla_D + H_0 = 22,0 + 25,93 = 47,93 \text{ м}.$$

Ответ: $\nabla_A = 47,93$ м.

Пример 11.2. Вода в количестве $Q = 91,0$ л/с транспортируется по трубопроводу из трех параллельно соединенных труб. Найти распределение общего расхода Q по отдельным линиям Q_1, Q_2, Q_3 и потерю напора $h_{тр} = H$ между узловыми точками А и В (см. рис. 11.2), если размеры труб $\ell_1 = 500$ м, $d_1 = 150$ мм; $\ell_2 = 350$ м, $d_2 = 150$ мм; $\ell_3 = 1000$ м, $d_3 = 200$ мм. Трубы стальные, находящиеся в эксплуатации длительное время.

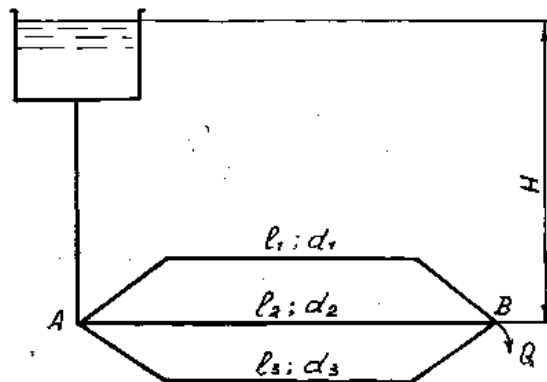


Рис. 11.2. Расчетная схема трубопровода

Решение. При параллельном соединении труб напор в узловых точках А и В для всех линий будет одинаковым и если принять $h_M = 0$, то потери напор по длине будет равны напору H и определяться по формуле (11.11).

$$h_{ол} = H = Q^2 / \left(\sum_{i=1}^n \frac{\theta_{ii} \cdot K_{квi}}{\sqrt{\ell_i}} \right)^2$$

Так как расходы на линиях трубопровода неизвестны, допускаем наличие квадратичной области сопротивления и тогда $\theta_1^1 = \theta_1^{11} = \theta_1^{111} = 1,0$. Для стальных труб, длительное время находящихся в эксплуатации, так называемые нормальные трубы расходные характеристики определим по [1, с. 593] или табл. 9 приложения и будут равны: $K_{кв1} = K_{кв2} = 158,4$ л/с; $K_{кв3} = 340,8$ л/с. Подставим исходные величины в приведенное выше уравнение и получим

$$H = Q^2 / \left(\sum_{i=1}^3 \frac{\theta_i \cdot K_{квi}}{\sqrt{\ell_i}} \right)^2 = 91,0^2 / \left(\frac{158,4}{\sqrt{500}} + \frac{158,4}{\sqrt{350}} + \frac{340,8}{\sqrt{1000}} \right)^2 = 11,946 \text{ м}$$

Расходы на каждом участке трубопровода определим по формуле (11.3)

$$Q = \theta_1 K_{кв} \sqrt{J} = \theta_1 K_{кв} \sqrt{\frac{H}{\ell}}$$

Тогда расход для каждого участка трубопровода составит:

$$Q_1 = K_{кв1} \sqrt{\frac{H}{\ell_1}} = 158,4 \sqrt{\frac{11,946}{500}} = 24,48 \text{ л/с};$$

$$Q_2 = K_{кв2} \sqrt{\frac{H}{\ell_2}} = 158,4 \sqrt{\frac{11,946}{500}} = 29,26 \text{ л/с};$$

$$Q_3 = K_{кв3} \sqrt{\frac{H}{\ell_3}} = 340,8 \sqrt{\frac{11,946}{1000}} = 37,25 \text{ л/с}.$$

Проверяем правильность принятого предложения о наличии квадратичной области сопротивления в трубах. Для этого вычислим средние скорости на отдельных участках труб и сравним эти скорости с граничными скоростями $V_{кв}$ для квадратичной области сопротивления. Из табл. 13.1 [1, с. 259] находим $V_{кв1} = V_{кв2} = 0,95 \text{ м/с}$; $V_{кв3} = 1,0 \text{ м/с}$.

$$V_1 = \frac{Q_1}{\omega_1} = \frac{24,48}{17,671} = 1,38 \text{ м/с} > V_{кв1} = 0,95 \text{ м/с};$$

$$V_2 = \frac{Q_2}{\omega_2} = \frac{29,26}{17,671} = 1,666 \text{ м/с} > V_{кв1} = 0,95 \text{ м/с};$$

$$V_3 = \frac{Q_3}{\omega_3} = \frac{37,25}{31,416} = 1,19 \text{ м/с} > V_{кв3} = 1,0 \text{ м/с}$$

Следовательно, на всех участках трубопровода наблюдается квадратичная область сопротивления и принятое предположение подтвердилось. Для контроля проверим общий расход:

$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 24,48 + 29,26 + 37,25 = 91,0 \text{ л/с}$, что указывает на достоверность расчета.

Ответ: $Q_1 = 24,48 \text{ л/с}$; $Q_2 = 29,26 \text{ л/с}$; $Q_3 = 37,25 \text{ л/с}$; $H = 11,95 \text{ м}$.

Пример 11.3. Для расчетной схемы, показанной на рис. 11.3, выполнить гидравлический расчет разомкнутой водопроводной сети, являющейся составной частью проектируемой автономной системы сельскохозяйственного водоснабжения.

Определить экономически наиболее выгодные диаметры труб из условия пропускания расчетных расходов и обеспечения свободного напора в узловых точках $H_{св} = 12,0 \text{ м}$, а также отметку уровня воды в водонапорной башне или пьезометрического напора в гидроаккумуляторе водоподъемной установки.

Расчеты выполнить для условий, если трубы чугунные новые, базовые величины $Q = 4,0 \text{ л/с}$ и $l = 150 \text{ м}$, отметки заложения оси трубопровода в узловых точках показаны на схеме (см. рис. 11.3).

Решение. Для каждого участка водопроводной сети по зависимости (3.8) вычисляются расчетные расходы:

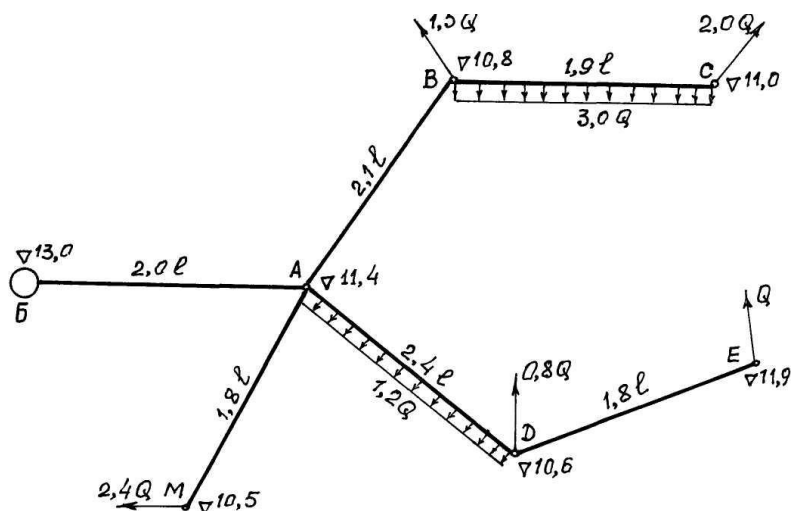


Рис. 11.7. Расчетная схема разомкнутой водопроводной сети

$$Q_{BA} = 2Q + 3Q + 1,5Q + Q + 0,80Q + 1,2Q + 2,4Q = 11,9Q = 11,9 \cdot 4,0 = 47,6 \text{ л/с};$$

$$Q_{AB} = 2Q + 3Q + 1,5Q = 6,5Q = 6,5 \cdot 4,0 = 26,0 \text{ л/с};$$

$$Q_{BC} = 2Q + 0,55 \cdot 3Q = 3,65Q = 3,65 \cdot 4,0 = 14,6 \text{ л/с};$$

$$Q_{AD} = Q + 0,8Q + 0,55 \cdot 1,2Q = 2,46Q = 2,46 \cdot 4,0 = 9,84 \text{ л/с};$$

$$Q_{DE} = Q = 4,0 \text{ л/с};$$

$$Q_{AM} = 2,4Q = 2,4 \cdot 4,0 = 9,6 \text{ л/с}.$$

По указанным ранее критериям выбирается магистральная линия водопроводной сети. Для данной схемы ею может быть линия БАВС или БАДЕ, которые имеют соответственно длину $l_{B-C} = 4 \text{ л} = 4 \cdot 150 = 600 \text{ м}$ и $l_{B-E} = 4,2 \text{ л} = 4,2 \cdot 150 = 630 \text{ м}$. Из вышеприведенных расчетов видно, что по участкам линии АВС проходят значительно большие по величине расчетные расходы, чем по линии АДЕ (см. рис.11.3). Из расчетной зависимости (11.4) видно, что потери напора по длине потока зависят от расчетного расхода во второй степени. Поэтому является очевидным, что они на линии АВС будут большими, чем на линии АДЕ и за магистральную принимается линия БАВС.

Теперь по зависимости (11.15) рассчитываются экономически наиболее выгодные диаметры труб по магистральной линии водопроводной сети и округляются до ближайших большего или меньшего стандартных диаметров согласно [1, с. 593, табл. П.V]:

$$d_{BC}^{\text{расч}} = k_3 Q_{BC}^{0,43} = 0,845 \cdot 0,0146^{0,43} = 0,137 \text{ м},$$

принимается $d_{BC} = 150 \text{ мм}$;

$$d_{AB}^{\text{расч}} = k_3 Q_{AB}^{0,43} = 0,845 \cdot 0,026^{0,43} = 0,176 \text{ м,}$$

принимается $d_{AB} = 150 \text{ мм;}$

$$d_{BA}^{\text{расч}} = k_3 Q_{BA}^{0,43} = 0,845 \cdot 0,0476^{0,43} = 0,228 \text{ м,}$$

принимается $d_{BA} = 200 \text{ мм,}$

где k_3 – коэффициент, учитывающий материал трубопровода и экономические факторы, влияющие на строительство и эксплуатацию трубопровода. Принят согласно рекомендациям к формуле (11.15).

По формуле (11.4) рассчитываются потери напора на каждом участке магистральной линии. Так как для каждого участка трубопровода расчеты выполняются по одинаковой методике, то они приводятся в табличной форме (табл. 11.1).

Т а б л и ц а 11.1. Расчет потерь напора на участках магистральной линии

Наименование участка	Расчетный расход	Диаметр трубы	Площадь сечения ω , $\text{дм}^2 \cdot 10$	Средняя скорость потока V , м/с	Квадратичная скорость $V_{\text{кв}}$, м/с	Поправочный коэффициент на зону	Длина участка трубопровода	Удельное сопротивление $A_{\text{кв}}$, $\text{с}^2/\text{Л}^2$	Потери напора по длине $h_{\text{дл}}$, м	Полные потери напора $h_{\text{тр}}$, м
БА	47,6	200	31,416	1,52	3,10	1,135	300	0,00647	4,99	5,49
АВ	26,0	150	17,671	1,47	2,95	1,146	315	0,02957	7,22	7,94
ВС	14,6	150	17,671	0,83	2,95	1,270	285	0,02957	2,28	2,51

Зная величину потерь напора, определяются отметки пьезометрической линии магистрали в узловых точках:

$$\nabla_{\text{п}}^{\text{с}} = \nabla_{\text{о}}^{\text{с}} + H_{\text{св}} = 11,0 + 12,0 = 23,0 \text{ м;}$$

$$\nabla_{\text{п}}^{\text{в}} = \nabla_{\text{п}}^{\text{с}} + h_{\text{тр}}^{\text{вс}} = 23,0 + 2,51 = 25,51 \text{ м;}$$

$$\nabla_{\text{п}}^{\text{а}} = \nabla_{\text{п}}^{\text{в}} + h_{\text{тр}}^{\text{ав}} = 25,51 + 7,94 = 33,45 \text{ м;}$$

$$\nabla_{\text{п}}^{\text{б}} = \nabla_{\text{п}}^{\text{а}} + h_{\text{тр}}^{\text{ба}} = 33,45 + 5,49 = 38,94 \text{ м.}$$

Тогда высота водонапорной башни составит

$$H_{\text{б}} = \Delta_{\text{п}}^{\text{б}} - \Delta_0^{\text{б}} = 38,94 - 13,0 = 25,94 \text{ м}$$

или пьезометрический напор в гидроаккумуляторе водоподъемной установки

$$p_{\text{б}} = \rho g H_{\text{б}} = 1000 \cdot 9,81 \cdot 25,94 = 254,5 \text{ кПа.}$$

Теперь определим диаметры труб тупиковых линий. Предварительно рассмотрим тупиковую линию АМ. Определим для нее величину напора

$$H_{AM} = \nabla_{II}^A - \nabla_{II}^M = \nabla_{II}^A - (\nabla_0^M + H_{cb}) = 33,45 - (10,5 + 12,0) = 10,95 \text{ м}$$

и гидравлический уклон

$$J_{AM} = H_{AM}/l_{AM} = 10,95/(1,8 \cdot 150) = 0,0406.$$

Из формулы (11.3) определяется расчетная расходная характеристика:

$$k_{AM} = Q_{AM}/\sqrt{J_{AM}} = 9,6/\sqrt{0,0406} = 47,64 \text{ л/с.}$$

Из табл. П.V [1, с. 593] для чугунных новых труб для данной расходной характеристики соответствует больший стандартный диаметр $d_1 = 100$ мм и меньший – $d_2 = 75$ мм.

Для достижения минимальной массы труб тупиковую линию АМ выполним из двух вышеуказанных диаметров. Длину трубы диаметром $d_1 = 100$ мм определим по зависимости (11.6):

$$\begin{aligned} l_{AM_1} &= \left(\frac{H_{AM}}{Q_{AM}^2} - A_{KB_2} l_{AM} \right) / (A_{KB_1} - A_{KB_2}) = \\ &= \left(\frac{10,95}{9,6^2} - 1,1672 \cdot 0,27 \right) / (0,25316 - 1,1672) = 0,215 \text{ км} = 215 \text{ м.} \end{aligned}$$

Длину трубы диаметром $d_2 = 75$ мм определим по зависимости (3.10)

$$\begin{aligned} l_{AM_2} &= \left(\frac{H_{AM}}{Q_{AM}^2} - A_{KB_1} l_{AM} \right) / (A_{KB_2} - A_{KB_1}) = \\ &= \left(\frac{10,95}{9,6^2} - 0,25316 \cdot 0,27 \right) / (1,1672 - 0,25316) = 0,055 \text{ км} = 55 \text{ м.} \end{aligned}$$

Для контроля проверим общую длину трубопровода тупиковой линии АМ:

$$l_{AM} = l_{AM_1} + l_{AM_2} = 215 + 55 = 270 \text{ м,}$$

что соответствует действительной длине и указывает на достоверность расчета.

Теперь выполним расчет тупиковой линии АЕ. Определим для нее также величину напора

$$H_{A-E} = \nabla_{II}^A - \nabla_{II}^E = \nabla_{II}^A - (\nabla_0^E + H_{cb}) = 33,45 - (11,9 + 12,0) = 9,55 \text{ м}$$

и средний гидравлический уклон

$$J_{A-E} = \frac{H_{A-E}}{l_{A-E}} = \frac{9,55}{4,2 \cdot 150} = 0,01516.$$

Из формулы (11.3) определим расчетные расходные характеристики для каждого участка тупиковой линии ADE:

$$k_{DE} = \frac{Q_{DE}}{\sqrt{J_{A-E}}} = \frac{4,0}{\sqrt{0,01516}} = 32,49 \text{ л/с};$$

$$k_{AD} = \frac{Q_{AD}}{\sqrt{J_{A-E}}} = \frac{9,84}{\sqrt{0,01516}} = 79,92 \text{ л/с}.$$

Из табл. П.V [1, с. 593] для чугунных новых труб для данных расходных характеристик соответствуют больший и меньший стандартные диаметры труб для каждого участка тупиковой линии ADE:

участок DEd₁ = 100 мм и d₂ = 75 мм;
участок ADD₁ = 125 мм и d₂ = 100 мм.

По формуле (11.4) рассчитаем потери напора на каждом участке тупиковой линии ADE для каждого диаметра. Расчеты выполняются в табличной форме (табл. 11.2).

Анализ потерь напора на участках тупиковой линии ADE (см. табл. 11.2) показывает, что на участке AD диаметр трубы должен быть d_{AD} = 125 мм, а на участке DE – d_{DE} = 100 мм. Сочетание других диаметров труб на тупиковой линии дают большую величину, чем действующий напор H_{A-E} = 9,55 м.

Т а б л и ц а 11.2. Расчет потерь напора на участках тупиковой линии ADE

Наименование участка	Расчетный расход Q, л/с	Диаметр трубы, мм	Площадь сечения ω, дм ² ·10	Средняя скорость потока V, м/с	Квадратичная скорость V _{кв} , м/с	Поправочный коэффициент на зонусопротивления Θ ₂	Длина участка Трубопровода, м	Удельное сопротивление A _{кв} , с ² /л ²	Потери напора по длине h _{дл} , м	Полные потери напора h _{тр} , м
AD	9,84	125	12,272	0,80	2,88	1,28	360	0,07763	3,46	3,81
	9,84	100	7,854	1,25	2,80	1,17	360	0,25316	10,32	11,36
DE	4,0	100	7,854	0,51	2,80	1,42	270	0,25316	1,55	1,71
	4,0	75	4,418	0,90	2,65	1,25	270	1,1672	6,30	6,93

Ответ: H_Б = 25,94 м; d_{БА} = 200 мм; d_{AB} = d_{BC} = 150 мм;
d_{AD} = 125 мм; d_{DE} = 100 мм; d₁^{AM} = 100 мм; d₂^{AM} = 75мм; l_{AM1} = 215 м; l_{AM2} = 55 м.

Пример 11.4. Для расчетной схемы, показанной на рис. 11.4, выполнить гидравлический расчет разомкнутой водопроводной сети, являющейся составной

частью проектируемой автономной системы сельскохозяйственного водоснабжения.

Определить диаметры труб из условия пропуска расчетных расходов и обеспечения свободного напора в узловых точках $H_{CB} = 10,0$ м, если свободный напор в пункте Б $H_{CB}^B = 25,0$ м.

Расчеты выполнить для условий, если трубы стальные новые, базовые величины $Q = 3,0$ л/с и $l = 120$ м, отметки заложения оси трубопровода в узловых точках показаны на схеме (см. рис. 11.4).

Решение. Для каждого участка водопроводной сети по зависимости (11,5) вычисляются расчетные расходы:

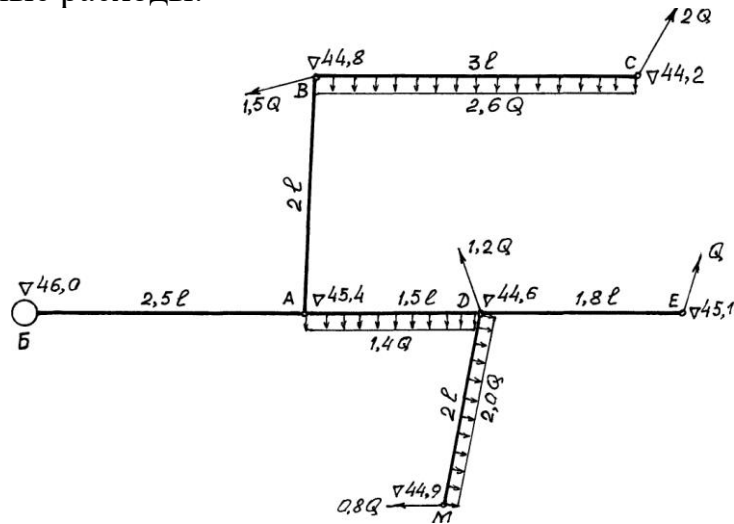


Рис. 11.4. Расчетная схема разомкнутой водопроводной сети

$$Q_{BA} = 2Q + 2,6Q + 1,5Q + Q + 1,2Q + 1,4Q + 0,8Q + 2Q = 12,5Q = 12,5 \cdot 3,0 = 37,5 \text{ л/с};$$

$$Q_{AB} = 2Q + 2,6Q + 1,5Q = 6,1Q = 6,1 \cdot 3,0 = 18,3 \text{ л/с};$$

$$Q_{BC} = 2Q + 0,55 \cdot 1,4Q + 2Q + 0,8Q = 5,77Q = 5,77 \cdot 3,0 = 17,31 \text{ л/с};$$

$$Q_{DE} = Q = 3,0 \text{ л/с};$$

$$Q_{DM} = 0,8Q + 0,55 \cdot 2Q = 1,9Q = 1,90 \cdot 3,0 = 5,7 \text{ л/с}.$$

По указанным ранее критериям выбирается магистральная линия водопроводной сети. Для данной схемы может быть линия БАВС или БАДЕ, которые имеют соответственно $l_{B-C} = 7,5 \ell = 7,5 \cdot 120 = 900$ м и $l_{B-E} = 5,8 \ell = 5,8 \cdot 120 = 696$ м. Из вышеприведенных расчетов видно, что по участкам линии АВС проходят значительно большие по величине расчетные расходы, чем по линии АДЕ (см. рис. 11.4). Анализ этих участков водопроводной сети показывает, что линия АВС имеет наибольшую длину, т.е. $l_{A-C} = 7,5 \ell = 7,5 \cdot 120 = 900$ м, и расчетные расходы по участкам. Поэтому для данной схемы за магистральную линию следует принять линию БАВС.

Для магистральной линии определим величину действующего напора

$$H_{B-C} = \nabla_{II}^B - \nabla_{II}^C = (\nabla_o^B + H_{CB}^B) - (\nabla_o^C + H_{CB}) = (46,0 + 25,0) - (44,2 + 10,0) = 16,8 \text{ м}$$

и средний гидравлический уклон

$$J_{B-c} = \frac{H_{B-c}}{l_{B-c}} = \frac{16,8}{7,5 \cdot l} = \frac{16,8}{7,5 \cdot 120} = 0,01867$$

Из формулы (11.3) определяются расчетные расходные характеристики для каждого участка магистральной линии:

$$k_{BA} = \frac{Q_{BA}}{\sqrt{J_{B-C}}} = \frac{37,5}{\sqrt{0,01867}} = 274,47 \text{ л/с};$$

$$k_{AB} = \frac{Q_{AB}}{\sqrt{J_{B-C}}} = \frac{18,3}{\sqrt{0,01867}} = 133,94 \text{ л/с};$$

$$k_{BC} = \frac{Q_{BC}}{\sqrt{J_{B-C}}} = \frac{10,29}{\sqrt{0,01867}} = 75,32 \text{ л/с}.$$

Из табл. П.V [1, с. 593] для стальных новых труб по данным расходным характеристикам принимаются большие и меньшие стандартные диаметры труб:

участок БА $d_1 = 200$ мм и $d_2 = 150$ мм;

участок АВ $d_1 = 150$ мм и $d_2 = 125$ мм;

участок ВС $d_1 = 125$ мм и $d_2 = 100$ мм.

По формуле (11.9) рассчитываются потери напора на каждом участке магистральной линии для большего и меньшего диаметров труб. Так как расчеты выполняются для каждого участка по одинаковой методике, то они ведутся в табличной форме (табл. 11.3).

Т а б л и ц а 11.3. Расчет потерь напора на участках магистральной линии

Наименование участка	Расчетный расход Q , л/с	Длина участка трубопровода l , м	Диаметр трубы d , мм	Площадь сечения ω , $\text{дм}^2 \cdot 10$	Средняя скорость потока V , м/с	Квадратичная скорость $V_{\text{кв}}$, м/с	Поправочный коэффициент на зону сопротивления Θ_2	Удельное сопротивление $A_{\text{кв}}$, $\text{с}^2/\text{л}^2$	Потери напора по длине $h_{\text{дл}}$, м	Полные потери напора $h_{\text{тр}}$, м
БА	37,5	300	200	31,416	1,19	3,50	1,080	0,00631	2,87	3,02
			150	17,671	2,12	3,35	1,036	0,02881	12,59	13,22
АВ	18,3	240	150	17,671	1,04	3,35	1,095	0,02881	2,54	2,66
			125	12,272	1,49	3,28	1,065	0,07548	6,46	6,78
ВС	10,29	360	125	12,272	0,84	3,28	1,114	0,07548	3,20	3,36
			100	7,854	1,31	3,20	1,075	0,24624	10,09	10,59

На основании вычисленных потерь напора на участках магистральной линии определяются их диаметры труб. Для этого берутся различные, наиболее приемлемые из условия потерь напора варианты сочетания диаметров труб по магистральной линии (табл. 11.4).

Т а б л и ц а 11.4. **Определение диаметра труб на участках магистральной линии**

Наименование участка а	Диаметр труб d, мм	Потери напора при сочетании диаметра труб на участках магистральной линии					
		1	2	3	4	5	6
БА	200	3,02	3,02	–	3,02	3,02	–
	150	–	–	13,22	–	–	13,22
АВ	150	2,66	–	2,66	2,66	–	–
	125	–	6,78	–	–	6,78	6,78
ВС	125	3,36	3,36	3,36	–	–	3,36
	100	–	–	–	10,59	10,59	–
Сумма потерь напора по варианту сочетания Н, м		9,04	13,16	19,24	16,27	20,39	23,3

За расчетный принимается вариант, в котором наилучшим образом используется величина расчетного напора $H_{Б-С} = 16,8$ м по магистральной линии. Как видно из табл. 11.4, этому условию соответствует четвертый вариант, при котором диаметры труб на участках магистральной линии принимаются за расчетные: $d_{БА} = 200$ мм; $d_{АВ} = 150$ мм; $d_{ВС} = 100$ мм.

Определив диаметры труб магистральной линии, а, следовательно, и потери напора, вычисляются отметки пьезометрической линии магистрали в узловых точках:

$$\begin{aligned} \nabla_{\Pi}^B &= \nabla_0^B + H_{CB}^B = 46,0 + 25,0 = 71,0 \text{ м;} \\ \nabla_{\Pi}^A &= \nabla_{\Pi}^B - h_{\text{тр}}^{BA} = 71,0 - 3,02 = 67,98 \text{ м;} \\ \nabla_{\Pi}^B &= \nabla_{\Pi}^A - h_{\text{тр}}^{AB} = 67,98 - 2,66 = 65,32 \text{ м;} \\ \nabla_{\Pi}^C &= \nabla_{\Pi}^B - h_{\text{тр}}^{BC} = 65,32 - 10,59 = 54,73 \text{ м.} \end{aligned}$$

Свободный напор в узловой точке С составит

$$H_{CB}^c = \nabla_{\Pi}^c - \nabla_0^c = 54,73 - 44,2 = 10,53 \text{ м,}$$

что несколько больше требуемого $H_{CB} = 10,0$ м.

Теперь выполним расчет тупиковых линий по направлению АД. Так как они расходятся по двум линиям, т.е. DE и DM (см. рис. 11.4), то в этом случае тупи-

ковые линии делятся на первый и второй порядок. Выбор тупиковой линии первого порядка производится аналогично, как и магистральной линии. Из расчетной схемы (см. рис. 11.4) видно, что тупиковой линией первого порядка является линия ADM, расчет которой выполняется в первую очередь.

Определим для нее величину действующего напора

$$H_{A-M} = \nabla_{\Pi}^A - \nabla_{\Pi}^M = \nabla_{\Pi}^A - (\nabla_0^M + H_{cb}) = 67,98 - (44,9 + 10,0) = 13,08 \text{ м}$$

и средний гидравлический уклон по линии

$$J_{A-M} = \frac{H_{A-M}}{l_{A-M}} = \frac{H_{A-M}}{3,5l} = \frac{13,08}{3,5 \cdot 120} = 0,03114.$$

Из формулы (11.3) определим расчетные расходные характеристики для каждого участка тупиковой линии ADM:

$$k_{AD} = \frac{Q_{AD}}{\sqrt{J_{A-M}}} = \frac{17,31}{\sqrt{0,03114}} = 98,09 \text{ л/с};$$

$$k_{DM} = \frac{Q_{DM}}{\sqrt{J_{A-M}}} = \frac{5,70}{\sqrt{0,03114}} = 32,30 \text{ л/с}.$$

Из табл. П.V [1, с. 593] для стальных новых труб для данных расходных характеристик определяют больший и меньший стандартные диаметры труб для каждого участка тупиковой линии ADM:

участок AD $d_1 = 125$ мм и $d_2 = 100$ мм;

участок DM $d_1 = 100$ мм и $d_2 = 75$ мм.

По формуле (11.4) рассчитываются потери напора на каждом участке тупиковой линии ADM для каждого диаметра. Так как расчеты выполняются по одной методике, то они ведутся в табличной форме (табл. 11.5).

Т а б л и ц а 11.5. Расчет потерь напора на участках тупиковой линии

Наименование участка	Расчетный расход Q, л/с	Длина участка трубопровода l, м	Диаметр трубы d, мм	Площадь сечения ω , $\text{дм}^2 \cdot 10$	Средняя скорость потока v, м/с	Квадратичная скорость $v_{кв}$, м/с	Поправочный коэффициент на зону сопротивления Θ_2	Удельное сопротивление $A_{кв}$, $\text{с}^2/\text{л}^2$	Потери напора по длине $h_{дл}$, м	Полные потери напора $h_{тр}$, м
AD	17,31	180	125	12,272	1,41	3,28	1,070	0,07548	4,36	4,57
			100	7,854	2,20	3,20	1,034	0,24624	13,73	14,42
DM	5,7	240	100	7,854	0,73	3,20	1,132	0,24624	2,17	2,28
			75	4,418	1,29	3,00	1,075	1,1337	9,50	9,98

Анализ потерь напора на участках тупиковой линии ADM (см. табл. 11.5) показывает, что на участке AD диаметр трубы должен быть $d_{AD} = 125$ мм, а на участке DM – $d_{DM} = 100$ мм. Сочетания других диаметров труб на тупиковой линии дают общие потери напора значительно большую величину, чем действующий напор $H_{A-M} = 13,08$ м.

Теперь рассчитаем тупиковую линию второго порядка DE, для чего определим величину действующего напора

$$\begin{aligned} H_{DE} &= \nabla_{\Pi}^D - \nabla_{\Pi}^E = (\nabla_{\Pi}^A - h_{\text{тр}}^{\text{AD}}) - (\nabla_0^E + H_{\text{св}}) = \\ &= (67,98 - 4,57) - (45,10 + 10,00) = 12,88 \text{ м} \end{aligned}$$

и гидравлический уклон

$$J_{DE} = \frac{H_{DE}}{l_{DE}} = \frac{12,88}{1,8 \cdot 120} = 0,05963.$$

Из формулы (11.3) определим расчетную расходную характеристику

$$k_{DE} = \frac{Q_{DE}}{\sqrt{J_{DE}}} = \frac{3,00}{\sqrt{0,05963}} = 12,285 \text{ л/с.}$$

Для данной расходной характеристики из табл. П.V [1, с. 593] для стальных новых труб принимается больший $d_1 = 75$ мм и меньший $d_2 = 50$ мм диаметры труб.

Для достижения минимальной массы труб тупиковую линию DE выполним из двух вышеуказанных диаметров. Длину трубы диаметром $d_1 = 75$ мм определим по зависимости (11.6):

$$\begin{aligned} l_{DE_1} &= \left(\frac{H_{DE}}{Q_{DE}^2} - A_{\text{кв}_2} l_{DE} \right) / (A_{\text{кв}_1} - A_{\text{кв}_2}) = \\ &= \left(\frac{12,88}{3,0^2} - 9,804 \cdot 0,216 \right) / (1,1337 - 9,804) = 0,079 \text{ км} = 79 \text{ м.} \end{aligned}$$

Длину трубы диаметром $d_2 = 50$ мм определим по зависимости (11.7):

$$\begin{aligned} l_{DE_2} &= \left(\frac{H_{DE}}{Q_{DE}^2} - A_{\text{кв}_1} l_{DE} \right) / (A_{\text{кв}_2} - A_{\text{кв}_1}) = \\ &= \left(\frac{12,88}{3,0^2} - 1,1337 \cdot 0,216 \right) / (9,804 - 1,1337) = 0,137 \text{ км} = 137 \text{ м,} \end{aligned}$$

где $\dot{A}_{\text{еа}_1}$, $\dot{A}_{\text{еа}_2}$ – удельные сопротивления для труб соответственно диаметром $d_1 = 75$ мм и $d_2 = 50$ мм.

Для контроля проверим общую длину трубопровода тупиковой линии DE:

$$l_{DE} = l_{DE_1} + l_{DE_2} = 79 + 137 = 216 \text{ м,}$$

что соответствует действительной длине и указывает на достоверность расчета.

Ответ: $d_{BA} = 200$ мм; $d_{AB} = 150$ мм; $d_{BC} = 100$ мм; $D_{AD} = 125$ мм;
 $d_{DM} = 100$ мм; $d_1^{DE} = 75$ мм; $l_{DE1} = 79$ м; $d_2^{DE} = 50$ мм; $l_{DE} = 137$ м.

Более полно решение задач по этой теме приводится в литературе [4, с. 81...106; 5, с. 113...138; 6, с. 122...157].

Тема 12. Неустановившееся движение жидкости в напорных трубопроводах (гидравлический удар)

Пример 12.1. Определить повышение давления Δp в стальном трубопроводе при закрытии запорного устройства за время $t_3 = 5,0$ с, если диаметр трубопровода $d = 300$ мм, его длина $\ell = 3250$ м, расход транспортируемой воды $Q = 145$ л/с, толщина стенок $\delta = 6$ мм.

Решение. Предварительно установим вид гидравлического удара, для чего определим скорость распространения ударной волны по формуле (12.1).

$$C_0 = \frac{\alpha_{зв}}{\sqrt{1 + \frac{d}{\delta} \cdot \frac{E_{ж}}{E}}} = \frac{1435}{\sqrt{1 + \frac{300}{6} \cdot 0,01}} = 1171,7 \text{ м/с},$$

где $\alpha_{зв}$ – скорость распространения звука в рассматриваемой жидкой среде и для воды $\alpha_{зв} = 1435$ м/с;

$E_{ж}/E$ – отношение объемного модуля упругости воды к модулю упругости стали $E_{ж}/E = 0,01$ (см. табл. 12.1).

Время фазы составит

$$t_{\phi} = 2\ell/C_0 = 2 \cdot 3250/1171,7 = 5,55 \text{ с}.$$

Так как $t_3 = 5,0$ с $< t_{\phi} = 5,55$ с, то гидравлический удар будет прямой и повышение давления в трубопроводе определим по формуле Н. Е. Жуковского (12.3).

$$\Delta p = \rho V_0 C_0 = 1000 \cdot 2,05 \cdot 1171,7 = 2402 \text{ кПа},$$

где V_0 – скорость движения потока до возникновения гидравлического удара.

$$V_0 = \frac{Q}{\omega} = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 0,145}{3,14 \cdot 0,3^2} = 2,05 \text{ м/с}$$

Ответ: $\Delta p = 2402$ кПа.

Пример 12.2. Определить толщину δ стенок чугунного трубопровода из условия, чтобы напряжение в них от дополнительного давления при гидравлическом ударе при мгновенном закрытии запорного устройства не превышало $[6] = 14,7$ МПа. Диаметр трубопровода $d = 300$ мм, средняя скорость движения воды в трубопроводе до закрытия запорного устройства составляла $V_0 = 1,50$ м/с.

Решение. Напряжение в стенках трубопровода от повышения давления при гидравлическом ударе определим по формуле Мариотта (3.8).

$$\sigma = \frac{\Delta\rho \cdot d}{2\delta},$$

где $\Delta\rho$ – повышение давления в трубопроводе при гидравлическом ударе и при мгновенном закрытии запорного устройства определяется по формуле Н. Е. Жуковского (12.3).

$$\Delta\rho = \rho V_0 C_0;$$

C_0 – скорость распространения волны гидравлического удара и определяется по формуле (12.1).

$$C_0 = \frac{\alpha_{зв}}{\sqrt{1 + \frac{d}{\delta} \cdot \frac{E_{жк}}{E}}} = \frac{1435}{\sqrt{1 + \frac{300}{\delta} \cdot 0,02}} = \frac{1435}{\sqrt{\frac{\delta + 6}{\delta}}},$$

$\alpha_{зв}$ – скорость распространения звука в рассматриваемой жидкой среде и для воды $\alpha_{зв} = 1435$ м/с; $E_{жк}/E$ – отношение объемного модуля упругости воды к модулю упругости чугуна $E_{жк}/E = 0,02$ (см. табл. 12.1).

Подставим в первое уравнение значение повышения давления при гидравлическом ударе

$$\sigma = \rho V_0 \frac{1435}{\sqrt{(\delta + 6)/\delta}} \cdot d/(2\delta) \quad \text{или}$$

$$\delta \sqrt{(\delta + 6)/\delta} = 1435 \rho V_0 d / (2\sigma) = 1435 \cdot 1000 \cdot 1,50 \cdot 300 / (2 \cdot 14700000) = 21,964.$$

откуда

$$\delta^2 + 6\delta - 482,43 = 0.$$

Решая последнее квадратное уравнение относительно толщины стенок трубопровода, получим $\delta = 19,2$ мм.

Ответ: $\delta = 19,2$ мм.

Тема 13. Установившееся плавно изменяющееся движение жидкости в открытых руслах

Пример 13.1. Построить график удельной энергии сечения трапецидального русла с шириной канала по дну $b = 8,0$ м при угле наклона откосов $\Theta = 45^\circ$ для расхода $Q = 12,0$ м³/с и определить критическую глубину и критический уклон. Условие содержания канала хорошее.

Решение. Вычислим удельную энергию сечения для условий поставленной задачи для разных глубин, предварительно частично упростив уравнение (13.6):

$$\mathcal{E} = h + \frac{aV^2}{2g} = h + \frac{aQ^2}{2g} \omega^{-2} = h + \frac{1,1 \cdot 12^2}{2 \cdot 9,81} \omega^{-2} = h + 8,073 \omega^{-2}.$$

Расчеты по определению удельной энергии сечения приведены в таблице 13.1.

Т а б л и ц а 13.1. Расчет удельной энергии сечения

Глубина наполнения h, м	0,20	0,40	0,62	0,80	1,0	1,5	2,0
Площадь живого сечения $\omega, \text{м}^2$	1,64	3,36	5,34	7,04	9,00	14,25	20,00
Кинетическая энергия $\mathcal{E}_{\text{кин}}, \text{м}$	3,00	0,72	0,28	0,16	0,10	0,04	0,02
Удельная энергия сечения, $\mathcal{E}, \text{м}$	3,20	1,12	0,90	0,96	1,10	1,54	2,02

По данным табл. 13.1 построим график (рис. 13.2) удельной энергии сечения. Минимум удельной энергии сечения получился при $h = 0,62$ м, которая и является критической глубиной для условия задачи.

Теперь определим критическую глубину по формуле М.М.Скибы (13.9), для чего определяется:

$$h'_{\text{к.п}} = \sqrt[3]{\frac{aQ^2}{g^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 12,0^2}{9,81 \cdot 8,0^2}} = 0,632 \text{ м};$$

$$Z_{\text{п}} = mh'_{\text{кр.пр}}/B = 1,0 \cdot 0,632/8,0 = 0,079;$$

$$\delta = (1+Z_{\text{п}})^{-1} = (1+0,079)^{-1} = 0,927;$$

$$x = \sqrt[3]{\delta} = \sqrt[3]{0,927} = 0,975;$$

$$\kappa = x - 0,1034(1-x)\sqrt{x} = 0,975 - 0,1034(1-0,975)\sqrt{0,975} = 0,972,$$

где $m = \text{ctg}\Theta = 1,0$ – коэффициент заложения откосов канала.

Тогда критическая глубина составит

$$h_{\text{к.т}} = \kappa \cdot h_{\text{к.п}} = 0,972 \cdot 0,632 = 0,61 \text{ м}.$$

Для определения критического уклона по формуле (13.11), предварительно определим:

смоченный периметр

$$x_k = b + 2h_k \sqrt{1+m^2} = 8,0 + 2 \cdot 0,61 \sqrt{1+1,0^2} = 9,725 \text{ м};$$

ширину канала по урезу воды

$$B_k = b + 2mh_k = 8,0 + 2 \cdot 1,0 \cdot 0,61 = 9,22 \text{ м};$$

коэффициент Шези по (8.6)

$$C_k = \frac{1}{n} + 17,72 \lg R_k = \frac{1}{0,025} + 17,72 \lg 0,54 = 35,26 \text{ м}^{0,5} / \text{с},$$

где $n = 0,025$ – коэффициент шероховатости и принят по табл. П.Ш [1, с 590];
 R_k – гидравлический радиус, соответствующий критической глубине

$$R_k = \frac{\omega_k}{\chi_k} = \frac{5,252}{9,725} = 0,54 \text{ м}$$

Тогда критический уклон составит

$$i_{кр} = \frac{g}{a} \frac{\chi_k}{C_k^2} = \frac{9,81}{1,10} \frac{9,725}{35,26^2 \cdot 9,22} = 0,00757.$$

Ответ: $h_{кр} = 0,62 \text{ м}; \quad i_{кр} = 0,00757$.

Тема 14. Равномерное движение жидкости в открытых призматических руслах (каналах)

Пример 14.1. Определить ширину по дну канала трапецеидального профиля сечения для пропуска расхода $Q = 5,2 \text{ м}^3/\text{с}$ при глубине наполнения $h_0 = 1,21 \text{ м}$ и уклоне дна канала $i = 0,0006$, если грунт ложа канала – суглинок тяжелый, а условие эксплуатации канала – хорошее.

Проверить устойчивость ложа канала на размыв.

Решение. В зависимости от грунта ложа канала определим коэффициент заложения откосов $m = 1,0$, а по условию эксплуатации [1, табл. П.Ш, с. 590] устанавливаем коэффициент шероховатости $n = 0,025$.

Покажем решение данной задачи различными способами.

Способ подбора. Произвольно задаемся шириной канала по дну $b_1 = 3,5 \text{ м}$ и по (14.4...14.6) вычисляются гидравлические характеристики потока.

площадь живого сечения:

$$\omega_1 = b_1 h_0 + m h_0^2 = 3,5 \cdot 1,2 + 1,0 \cdot 1,2^2 = 5,64 \text{ м}^2;$$

длина смоченного периметра

$$\chi_1 = b_1 + 2h_0 \sqrt{1+m^2} = 3,5 + 2 \cdot 1,2 \sqrt{1+1,0^2} = 6,89 \text{ м};$$

гидравлический радиус $R_1 = \omega_1 / \chi_1 = 5,64 / 6,89 = 0,82 \text{ м};$

показатель степени в формуле Шези

$$y_1 = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R_1}(\sqrt{n} - 0,10) = \\ = 2,5\sqrt{0,025} - 0,13 - 0,75\sqrt{0,82}(\sqrt{0,025} - 0,10) = 0,226;$$

коэффициент Шези

$$C_1 = \frac{1}{n} R_1^{y_1} = \frac{1}{0,025} 0,82^{0,226} = 38,22 \text{ м}^{0,5} / \text{с}$$

Тогда расход потока будет равен

$$Q_1 = C_1 \omega_1 \sqrt{R_1 i} = 38,22 \cdot 5,64 \sqrt{0,82 \cdot 0,0006} = 4,78 \text{ м}^3 / \text{с}$$

Так как вычисленный расход $Q_1 = 4,78 \text{ м}^3 / \text{с} < Q = 5,2 \text{ м}^3 / \text{с}$ и разность составляет более 5%, то задаемся еще раз шириной канала по дну b_2 , которая должна быть больше b_1 . Принимаем $b_2 = 4,0 \text{ м}$. Производятся аналогичные вычисления, в результате которых получим величину расхода во втором приближении $Q_2 = 5,40 \text{ м}^3 / \text{с}$. Вычисленный расход $Q_2 = 5,40 \text{ м}^3 / \text{с} > Q = 5,2 \text{ м}^3 / \text{с}$, а разность составляет $\Delta Q = 3,65\%$. Поэтому принятую во втором приближении ширину канала по дну $b_2 = 4,0 \text{ м}$ можно считать за расчетную, если дополнительно не оговорено о необходимости более высокой точности гидравлического расчета.

Средняя скорость движения воды в канале

$$V = Q/\omega = 5,2/(4,0 \cdot 1,2 + 1,0 \cdot 1,2^2) = 0,83 \text{ м/с},$$

а допустимая неразмывающая скорость $V_{\max} = (0,85 \dots 1,0) \text{ м/с}$ для суглинка плотного. Так как $V = 0,83 \text{ м/с} < V_{\max} = (0,85 \dots 1,0) \text{ м/с}$, то русло канала будет устойчиво на размыв.

Графоаналитический способ. Методика решения задач по данному способу рассмотрена выше. Задается рядом значений b_i и по формулам (14.4)...(14.6), (14.1) и (14.2) соответственно вычисляются ω_i , χ_i , R_i , y_i и C_i , а по (13.4) – величина расхода, результаты расчета которых приведены в табл. 14.5.

Т а б л и ц а 14.1. Результаты расчета расхода в зависимости от ширины канала по дну

№ п.п.	b, м	ω , м ²	χ , м	R, м	y	C, м ^{0,5} /с	Q, м ³ /с
1	0	1,44	3,39	0,425	0,237	32,66	0,75
2	1	2,64	4,39	0,577	0,232	35,20	1,73
3	2	3,84	5,39	0,711	0,229	37,00	2,94
4	3	5,04	6,39	0,789	0,227	37,91	4,16
5	4	6,24	7,39	0,843	0,225	38,49	5,40

По данным табл. 14.1 строится график функциональной зависимости $Q = f(b)$ (рис. 14.1), из которого по величине расчетного расхода $Q = 5,2 \text{ м}^3 / \text{с}$ определяется величина $b = 3,85 \text{ м}$.

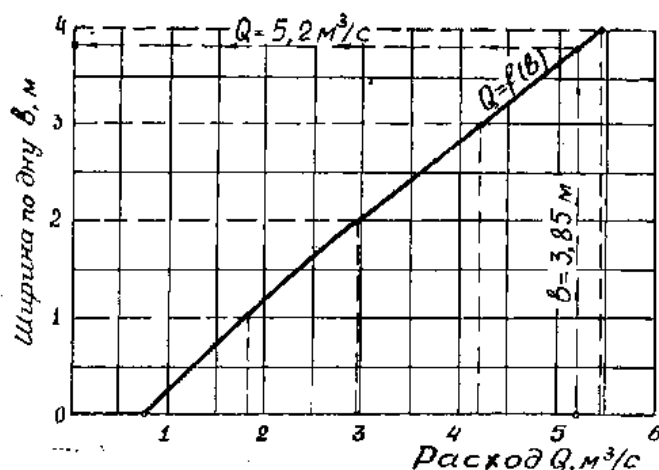


Рис. 14.1. График функциональной зависимости расхода от ширины канала по дну

Т а б л и ч н ы й с п о с о б. По (14.14) рассчитывается функция

$$F(R) = Q / (4m_0 \sqrt{i}) = 5,2 / (4 \cdot 1,828 \sqrt{0,0006}) = 29,03 \text{ м}^3 \text{ с}$$

По табл. П. VI [1, с. 594] по значению $F(R)$ и коэффициенту шероховатости $n = 0,025$ отыскивается гидравлически наивыгоднейший радиус, который равен $R_{г.н} = 0,89$ м. Вычисляется отношение $h/R_{г.н} = 1,20/0,89 = 1,34$, по которому при коэффициенте заложения откосов $= 1,0$ по табл. П. VII [1, с. 600] отыскивается отношение $b/R_{г.н} = 4,36$. Тогда искомая ширина канала по дну

$$b = b / R_{г.н} \cdot R_{г.н} = 4,36 \cdot 0,89 = 3,88 \text{ м.}$$

Анализ результатов расчета показывает, что по всем способам ширина канала по дну получилась практически одинаковой и окончательно необходимо принять ближайшее стандартное значение, т.е. $b = 4,0$ м.

Ответ: $b = 4,0$ м/с; $V = 0,83$ м/с.

Пример 14.2. Определить геометрические параметры r и h_0 канала параболического профиля для пропуска расхода $Q = 9,1$ м³/с, уклоне дна канала $i = 0,0006$, коэффициенте шероховатости русла $n = 0,025$ при соотношении $B/h_0 = 8,0$.

Решение. Так как расчетные зависимости для определения гидравлических характеристик потока канала параболического профиля существенно отличаются от аналогичных для трапецеидального профиля, то для получения практических навыков по гидравлическому расчету каналов покажем различными способами.

С п о с о б п о д б о р а. Задается произвольной глубиной наполнения канала $h_{01} = 1,3$ м и из уравнения (14.12) определим

$$r = \frac{1}{3} (B/h_{01})^2 h_{01} = \frac{1}{8} 8,0^2 \cdot 1,3 = 10,4 \text{ м}$$

Затем по (14.9)...(14.11) вычисляются гидравлические характеристики потока: площадь живого сечения

$$\omega = \frac{2}{3} B_1 h_{01} = \frac{2}{3} \frac{B}{h_{01}} \cdot h_{01}^2 = \frac{2}{3} \cdot 8 \cdot 1,3^2 = 9,01 \text{ м}^2 ;$$

длина смоченного периметра

$$\chi_1 = p_1 [\sqrt{2\tau_1(1+2\tau_1)} + \ln(\sqrt{2\tau_1} + \sqrt{1+2\tau_1})] =$$

$$10,4 [\sqrt{2 \cdot 0,125(1+2 \cdot 0,125)} + \ln(\sqrt{2 \cdot 0,125} + \sqrt{1+2 \cdot 0,125})] = 10,82 \text{ м},$$

где $\tau_1 = h_{01} / \rho_1 = 1,3 / 10,4 = 0,125$;

гидравлический радиус

$R_1 = \omega_1 / \chi_1 = 9,01 / 10,82 = 0,83 \text{ м}$;

показатель степени в формуле Шези

$$y_1 = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{Ri}(\sqrt{n} - 0,10) = 2,5\sqrt{0,025} - 0,13\sqrt{0,83}(\sqrt{0,025} - 0,10) = 0,226;$$

Коэффициент Шези

$$C_1 = \frac{1}{n} R_1^{y_1} = \frac{1}{0,025} \cdot 0,83^{0,226} = 38,385 \text{ м}^{0,5} / \text{с}$$

Тогда расход потока

$$Q_1 = C_1 \omega_1 \sqrt{R_1 i} = 38,385 \cdot 9,01 \sqrt{0,83 \cdot 0,0006} = 7,73 \text{ м}^3 / \text{с}$$

Так как вычисленный расход $Q_1 = 7,73 \text{ м}^3 / \text{с} < Q = 9,10 \text{ м}^3 / \text{с}$ и разность составляет более 5%, то необходимо задаваться другим значением глубины наполнения канала, которое должно быть больше h_{01} . Принимаем $h_{02} = 1,4 \text{ м}$.

Производятся аналогичные вычисления, в результате которых получаем $Q_2 = 9,49 \text{ м}^3 / \text{с} > Q = 9,1 \text{ м}^3 / \text{с}$, а разность составляет 4,28%. Поэтому принятую во втором приближении глубину наполнения канала $h_{02} = 1,4 \text{ м}$ можно считать за расчетную, если дополнительно не оговорено о необходимости более высокой точности гидравлического расчета канала, а параметр параболы $\rho_2 = 11,2 \text{ м}$.

Средняя скорость движения воды в канале $V = Q / \omega = 9,1 / 10,45 = 0,87 \text{ м} / \text{с}$, которую необходимо сравнить с допустимой неразмывающейся скоростью.

Графоаналитический способ. Методика решения задач по данному способу рассмотрена выше, по которой для данного примера выполнены расчеты и приведены в табл. 14.2.

Т а б л и ц а 14.2. Результаты расчета расхода в зависимости от глубины наполнения

h, м	p, м	τ	ω, м ²	χ, м	R, м	y	C, м ^{0,5} /с	Q, м ³ /с
1,2	9,6	0,125	7,68	9,98	0,77	0,227	37,70	6,22
1,3	10,4	0,125	9,01	10,82	0,83	0,226	38385	7,73
1,4	11,2	0,125	10,45	11,65	0,90	0,224	39,07	9,49
1,5	12,0	0,125	12,00	12,48	0,96	0,222	39,64	11,42

По данным табл. 14.2 строится график функциональной зависимости $Q = f(h_0)$ (рис. 14.2), из которого по величине расхода $Q = 9,1 \text{ м}^3/\text{с}$ определена искомая глубина наполнения канала $h_0 = 1,38 \text{ м}$. Параметр параболы $p = (1/8) \cdot 1,38 \cdot 8,0^2 = 11,04 \text{ м}$.

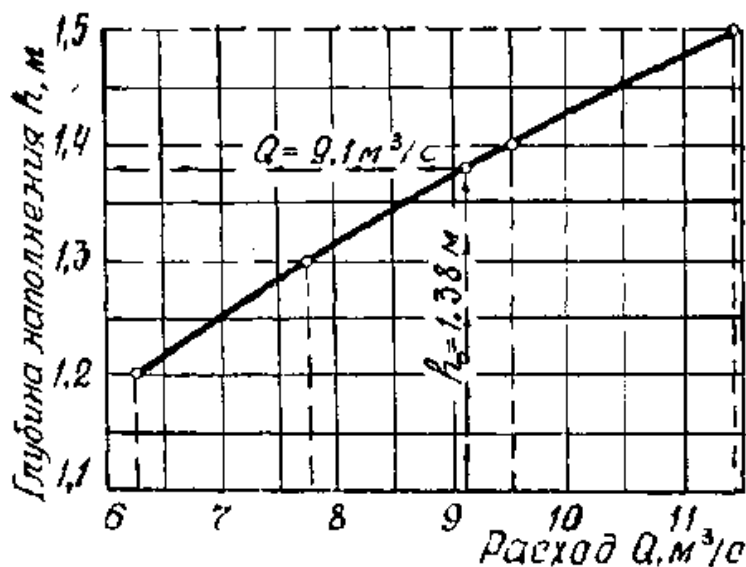


Рис. 14.2. График функциональной зависимости расхода от глубины наполнения канала

Т а б л и ч н ы й с п о с о б . По (14.15) рассчитывается функция $F(R) = 0,152 Q / \sqrt{i} = 1,1524 \cdot 9,1 / \sqrt{0,0006} = 56,00 \text{ м}^3/\text{с}$. Из табл. VI [1, с. 594] по значению $F(R)$ и шероховатости $n = 0,925$ определяется гидравлически наивыгоднейший радиус $R_{г.н} = 1,09 \text{ м}$.

Из табл. П. IX [1, с. 607] по величине $V/h_0 = 8,0$ определяются отношения $h/R_{г.н} = 1,23$ и $p/R_{г.н} = 9,91$. Тогда искомые геометрические элементы поперечного сечения канала

$$h_0 = (h/R_{г.н}) \cdot R_{г.н} = 1,23 \cdot 1,09 = 1,34 \text{ м};$$

$$P = (P/R_{г.н}) \cdot R_{г.н} = 9,91 \cdot 1,09 = 10,80 \text{ м}.$$

Окончательные размеры канала, учитывая все три способа расчета, можно принять: $h_0 = 1,35 \text{ м}$; $p = 11,0 \text{ м}$.

Ответ: $h_0 = 1,35 \text{ м}$; $p = 11,0 \text{ м}$.

Пример 14.3. Определить геометрические размеры канала трапецидального профиля сечения для пропуска расхода $Q = 7,6 \text{ м}^3/\text{с}$ при уклоне дна канала $i = 0,00084$, если грунт ложа канала – суглинок средний, условие эксплуатации – среднее, а отношение $\beta = v/h_0 = 0,8$.

Решение. Для суглинка среднего коэффициент заложения откосов $m = 1,5$, а по табл. П. III [1, с. 590] устанавливаем коэффициент шероховатости русла $n = 0,0275$.

Как отмечалось выше, задачи данного типа имеют аналитическое решение.

А н а л и т и ч е с к о е р е ш е н и е . По зависимости (14.22) определим глубину наполнения канала.

$$h_0 = \left(\frac{Q \cdot n (\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0,7}}{\sqrt{i(\beta+m)^{1,7}}} \right)^{0,37} = \left(\frac{7,6 \cdot 0,0275 (0,8 + 2\sqrt{1+1,5^2})^{0,7}}{\sqrt{0,00084} (0,8+1,5)^{1,7}} \right)^{0,37} = 1,81^{0,37} \text{ м}$$

Тогда ширина канала по дну будет

$$b = \beta \cdot h_0 = 0,8 \cdot 1,81 = 1,45 \text{ м.}$$

Средняя скорость движения воды в канале

$V = Q/\omega = Q/(bh_0 + mh_0^2) = 7,6/(1,45 \cdot 1,81 + 1,5 \cdot 1,81^2) = 1,01 \text{ м/с}$, а допустимая неразмывающая скорость $V_{\max} = (0,7 \dots 0,9) \text{ м/с}$ для суглинка среднего. Так как $V = 1,01 \text{ м/с} > V_{\max} = (0,7 \dots 0,9) \text{ м/с}$, то русло канала не будет устойчиво на размыв и требуется его крепление.

Т а б л и ч н ы й с п о с о б. По зависимости (14.14) вычислим специальную функцию

$$F(R) = \frac{Q}{4m_0\sqrt{i}} = \frac{7,6}{4 \cdot 2,106 \sqrt{0,00084}} = 31,13 \text{ м}^3 \text{ с}$$

Из табл. П. VI [1, с. 594] по значению $F(R)$ и коэффициенту шероховатости $n = 0,0275$ принимается гидравлически наивыгоднейший радиус, который равен $R_{г.н} = 0,946 \text{ м}$. Затем вычисляется характеристика живого сечения потока.

$$\sigma = \frac{m_0 h_0}{b + m h_0} = \frac{m_0}{\beta + m} = \frac{2,106}{0,8 + 1,5} = 0,92,$$

где $m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m = 2\sqrt{1+1,5^2} - 1,5 = 2,106$.

По величине $\sigma = 0,92$ из табл. П. VII [1, с. 600] отыскиваются значения $h/R_{г.н} = 1,918$ и $b/R_{г.н} = 1,51$. Тогда геометрические размеры канала будут:

$$h_0 = \frac{h}{R_{г.н}} R_{г.н} = 1,918 \cdot 0,946 = 1,81 \text{ м};$$

$$b = \frac{b}{R_{г.н}} R_{г.н} = 1,51 \cdot 0,946 = 1,43 \text{ м.}$$

Ответ: $h_0 = 1,81 \text{ м}$; $b = 1,45 \text{ м}$.

Пример 14.4. Для условий примера 14.3 определить геометрические параметры канала, чтобы средняя скорость движения потока была $V \leq V_{\max}$.

Решение. Данный тип задачи, как отмечалось выше, имеет аналитическое решение и с помощью специальных таблиц проф. И. И. Агроскина.

А н а л и т и ч е с к о е р е ш е н и е. Так как для суглинка среднего $V_{\max} = (0,70 \dots 0,90) \text{ м/с}$, то за расчетную среднюю скорость движения потока примем $V = 0,8 \text{ м/с}$. Тогда по (14.23) определим величину гидравлического радиуса

$$R = (V \cdot n / \sqrt{i})^{1,43} = (0,8 \cdot 0,0275) \sqrt{0,00084}^{1,43} = 0,68 \text{ м}$$

Теперь составим систему уравнений (14.24):

$$\omega = Q/V = 7,6/0,8 = 9,50 \text{ м}^2 = bh_0 + mh_0^2;$$

$$\chi = \omega / R = 9,50/0,68 = 13,97 \text{ м} = b + 2h_0\sqrt{1+m^2}$$

Решим данную систему уравнений относительно h_0 и b при $m = 1,50$ и в итоге получим:

$$\begin{array}{ll} h_{01} = 0,77 \text{ м} & \text{и} \quad b_1 = 11,2 \text{ м;} \\ h_{02} = 5,86 \text{ м} & \text{и} \quad b_2 = -7,2 \text{ м.} \end{array}$$

Вторая пара значения корней системы уравнений недействительна и поэтому геометрические параметры канала будут $h_0 = 0,77$ м и $b = 11,2$ м.

Т а б л и ч н ы й с п о с о б. Из формулы Шези для средней скорости определим величину

$$C = \sqrt{R} = V/\sqrt{i} = 0,8/\sqrt{0,00084} = 27,60 \text{ м/с}$$

Из табл. П. VI [1, с. 594] по $C\sqrt{R}$ и $n = 0,0275$ отыскиваем значение гидравлического радиуса $R = 0,68$ м.

Теперь берется отношение

$$R/R_{г.н} = 0,68/0,946 = 0,719,$$

где $R_{г.н}$ принят из решения примера 14.3.

По значению $R/R_{г.н}$ из П. VII [1, с. 600] приложения отыскиваются отношения $h/R_{г.н} = 0,812$ и $b/R_{г.н} = 11,84$. Тогда $h_0/R_{г.н} \cdot R_{г.н} = 0,812 \cdot 0,946 = 0,77$ м и $b = b/R_{г.н} \cdot R_{г.н} = 11,84 \cdot 0,946 = 11,2$ м.

Анализ результатов расчета показывает, что такие геометрические параметры канала применять нецелесообразно из технико-экономических соображений, т.е. требуется большая площадь отчуждения земли и сложность эксплуатации. Поэтому является очевидным, что наиболее целесообразно геометрические параметры канала принять из условия гидравлически наивыгоднейшего профиля или близкого к нему.

Определим геометрические параметры канала для гидравлически наивыгоднейшего профиля и сравним с ранее полученными. Для данного случая $R/R_{г.н} = 1,0$. Тогда из табл. П. VII [1, с. 600] по $R/R_{г.н}$ отыскиваются отношения: $h/R_{г.н} = 2,0$ и $b/R_{г.н} = 1,21$ и значения геометрических параметров канала будут:

$$h_{01} = h/R_{г.н} \cdot R_{г.н} = 2,0 \cdot 0,946 = 1,89 \text{ м};$$

$$b_1 = b/R_{г.н} \cdot R_{г.н} = 1,21 \cdot 0,946 = 1,14 \text{ м.}$$

Средняя скорость движения потока составит

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{Q}{b_1 h_{01} + m h_{01}^2} = \frac{7,6}{1,14 \cdot 1,89 + 1,5 \cdot 1,89^2} = 1,01 \text{ м/с}$$

и больше максимально допустимой на размыв $V_{\max} = (0,7 \dots 0,9) \text{ м/с}$.

Предварительное технико-экономическое сравнение геометрических параметров канала, полученных из условия средней скорости движения потока и гидравлически наивыгоднейшего профиля, показывает о целесообразности последнего.

Ответ: $h_0 = 0,77$ м; $b = 11,2$ м;
 $h_{01} = 1,89$ м; $b_1 = 1,14$ м.

Тема 15. Установившееся неравномерное плавно изменяющееся движение жидкости в открытых призматических руслах

Пример 15.1. Канал трапецеидального профиля, сечения с шириной по дну $b = 10$ м, коэффициентом заложения откосов $m = 2,0$, коэффициентом шероховатости $n = 0,020$ и уклоном дна $i = 0,0009$ пропускает расход $Q = 25$ м³/с. В русле канала поставлено подпорное сооружение, вызвавшее подъем уровня воды на $\Delta h = 0,55$ м по сравнению с нормальным его положением. Определить вид кривой СПП и выполнить ее расчет по способам Н. Н. Павловского и И. И. Агроскина.

Решение. 1. Рассчитывается нормальная глубина потока в канале. Расчет выполняется с помощью вспомогательных табл. проф. И. И. Агроскина, для чего по (14.14) определяется вспомогательная функция

$$F(R) = Q / (4m_0 \sqrt{i}) = 25 / (4 \cdot 2,472 \sqrt{0,0009}) = 84,28 \text{ м}^3/\text{с},$$

$$\text{где } m_0 = 2 \sqrt{1+m^2} - m = 2 \sqrt{1+2^2} - 2 = 2,472.$$

По значению $F(R) = 84,28$ м³/с в табл. П. VI [1, с. 594] находится гидравлически наивыгоднейший радиус $R_{г.н} = 1,218$ м. Далее по $b/R_{г.н} = 10,0/1,218 = 8,21$ и $m = 2,0$ находится в табл. П. VII [1, с. 600] $h/R_{г.н} = 1,069$ и искомое значение нормальной глубины.

$$h_0 = h/R_{г.н} \cdot R_{г.н} = 1,069 \cdot 1,218 = 1,30 \text{ м}.$$

2. Рассчитывается критическая глубина потока в канале по формуле М. М. Мкибы (13.9), для чего определяются:

$$h_{к.н} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 25^2}{9,81 \cdot 10^2}} = 0,89 \text{ м}$$

$$Z_{к.н} = \frac{h_{к.н} m}{b} = 2,0 \cdot 0,89 / 10 = 0,178;$$

$$\delta = (1 + Z_n)^{-1} = (1 + 0,178)^{-1} = 0,849;$$

$$x = \sqrt[3]{0,849} = 0,947;$$

$$k = x - 0,1034(1-x)\sqrt{x} = 0,947 - 0,1034(1-0,947)\sqrt{0,947} = 0,942.$$

Тогда критическая глубина

$$h_{к.т} = k \cdot h'_{к.н} = 0,942 \cdot 0,89 = 0,84 \text{ м}.$$

3. Дается анализ кривой СПП по дифференциальному уравнению (13.3). Так как $h_0 = 1,30 \text{ м} > h_{к.т} = 0,84 \text{ м}$, то поток находится в спокойном состоянии и $\Pi_k < 1,0$. В русле потока установлено подпорное сооружение и глубина перед ним равна

$$h_{\text{соор}} = h_0 + \Delta h = 1,30 + 0,55 = 1,85 \text{ м.}$$

Тогда $h > h_0$ и соответственно $k > k_0$, а отношение $k_0/k < 1,0$. Следовательно

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - (k_0/k)^2}{1 - \Pi_k} = + \frac{+}{+} > 0,$$

что указывает на увеличение глубин вдоль потока, т.е. в канале образуется кривая подпора типа Ia.

4. Устанавливаются граничные глубины кривой СПП. За начало кривой подпора типа Ia принимается

$$h_{\text{нач.}} = (1,03 \dots 1,05) h_0 = 1,04 \cdot 1,30 = 1,35 \text{ м.}$$

Глубина в конце кривой СПП принимается равной глубине у сооружения, т.е.

$$h_{\text{кон.}} = h_{\text{соор.}} = 1,85 \text{ м.}$$

Следовательно, кривую СПП необходимо рассчитывать между глубинами $h_{\text{нач}} = 1,35 \text{ м}$ и $h_{\text{кон}} = 1,85 \text{ м}$.

Весь поток между этими глубинами разбивается шестью сечениями, т.е. на пять расчетных участков между ними, определение длины которых зависит от способа решения дифференциального уравнения (13.1).

Расчет кривой подпора по способу Н. Н. Павловского. Так как для каждого участка потока, расположенного между принятыми глубинами, ведутся одинаковые вычисления, то их удобно выполнять в табличной форме (табл. 15.1). По формулам (14.4)... (14.7) определяются для каждого сечения гидравлические параметры потока (ω , χ , R, C, B) и по формуле Шези (11.1) определяется фиктивный расход Q' . Так как в этом способе гидравлический показатель русла $x = 2,0$, то новая переменная $Z = Q' / Q$. Значение функции новой переменной $\Phi(Z)$ при $i > 0$ и $x = 2,0$ равна $\Phi(Z) = \frac{1}{2} \ln \frac{1+Z}{1-Z}$.

Длина кривой СПП между принятыми сечениями определяется по (15.3), а общую длину между граничными глубинами находится как сумму длин между этими сечениями $l_{н-к} = \sum l_i$, которая окончательно составляет $l_{н-к} = 1129,7 \text{ м}$.

Т а б л и ц а 15.1. Результаты расчета кривой подпора по способу Н. Н. Павловского

№ сечения	h, м	Δh , м	ω , м ²	X, м	R, м	C , м ^{0,5} /с	B, м	Q' , м ³ /с	Z
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1,35		17,145	16,037	1,069	50,51	15,40	2686	1,074
2	1,45	0,10	18,705	16,484	1,135	50,97	15,80	30,47	1,219

3	1,55	0,10	20,305	16932	1,199	51,40	16,20	34,28	1,371
4	1,65	0,10	21,945	21,379	1,263	51,80	16,60	38,33	1,533
5	1,75	0,10	23,625	17,826	1,325	52,16	17,00	42,55	1,702
6	1,85	0,10	25,345	18,273	1,387	52,52	17,40	47,03	1,881

Продолжение табл 15.1.

ΔZ	Π'_k	$(1 - \Pi'_{k,cp})$	$\Phi(z)$	$\Delta\Phi(z)$	$[13] \times [15]$	$[11] - [16]$	$\frac{a}{i}$	$\ell_i, м$	Примечание
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	0,247		1,688						
1,45	0,251	0,751	1,158	–	–0,383	0,528	766,28	404,6	m=2,0
1,52		0,747		0,510					
0,162	0,255	0,743	0,927	–	–0,173	0,325	730,99	237,6	n=0.020
0,169		0,740		0,231					
1,79	0,259	0,736	0,742	–	–0,137	0,299	685,87	205,1	i=0.0009
				0,185					
	0,262		0,674	–	–0,050	0,219	657,46	144,0	h=1,30м
				0,068					
	0,265		0,614	–	–0,044	0,233	620,73	138,4	
				0,060					

$\ell_{н-к} = 1129,7 м$

Для контроля по формуле (15.3) рассчитаем длину кривой СПП непосредственно по конечным сечениям, т.е.

$$\begin{aligned}
 \ell_{н-к} &= \frac{a}{i} \left\{ Z_2 - Z_1 - (1 - \Pi'_{к,ср}) [\Phi(Z_2) - \Phi(Z_1)] \right\} = \\
 &= \frac{h_k - h_n}{(Z_k - Z_n)i} \left\{ Z_k - Z_n - \left(1 - \frac{\Pi'_{к,к} + \Pi'_{к,н}}{2}\right) [\Phi(Z_k) - \Phi(Z_n)] \right\} = \\
 &= \frac{1,85 - 1,35}{(1,881 - 1,074)0,0009} [1,881 - 1,074 - (1 - \frac{0,247 + 0,265}{2}) \cdot (0,614 - 1,668)] = \\
 &= 688,4[0,807 - 0,744(-1,054)] = 1095,4 м
 \end{aligned}$$

Расхождение в расчете длины кривой СПП составляет

$$\Delta\ell = \frac{\sum \ell_i - \ell_{н-к}}{\ell_{н-к}} 100 = \frac{1129,7 - 1095,4}{1095,4} 100 = 3,1\%$$

что указывает на достоверность расчета и отсутствие грубых ошибок.

Расчет кривой подпора по способу И. И. Агроскина. Методика расчета кривой СПП по этому способу существенно отличается от рассмотренной выше. Установив граничные глубины, по (15.11) для них рассчитываются гидравлические характеристики живого сечения. В зависимости от количества принятых сечений принимается такое же количество промежуточных значений характеристик живого сечения σ_i . При этом их промежуточные значения желательно принимать кратными четному числу (см. табл. 15.2). Это позволит в дальнейшем принимать

значения табличных функций $F(\sigma)$ и $\theta(\sigma)$ без интерполяции. Затем из (15.11) соответственно величине характеристики живого сечения определяется глубина потока

$$h_i = v\sigma_i / (m_0 - m\sigma_i)$$

Используя зависимости (15.9) и (15.10), рассчитывают Z и Π_k' , в которых значения функций $F(\sigma)$, $\theta(\sigma_0)$ и $\theta(\sigma)$ принимают соответственно по табл. П. XIII, П. XIV [1]. Значение функции $\Phi(Z)$ при положительном уклоне принимается по табл. П. X [1]. Длина кривой СПП между принятыми сечениями определяется по (15.3), а общую длину между граничными глубинами находят как сумму длин между этими сечениями $\ell_{н.к} = 1146,5$ м.

Т а б л и ц а 15.2. Результаты расчета кривой подпора по способу И. И. Агроскина

№ сечения	h, м	σ	F(σ)	Z	ΔZ	$\theta(\sigma)$	Π_k'	(1- $\Pi_{к.ср.}$)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1,350	0,263	1,524	1,024	0,058 0,035 0,033 0,070 0,048	0,389	0,246	0,752 0,748 0,744 0,740 0,733
2	1,465	0,280	1,485	1,082		0,396	0,251	
3	1,533	0,290	1,463	1,117		0,401	0,254	
4	1,602	0,300	1,442	1,150		0,406	0,257	
5	1,747	0,320	1,403	1,220		0,418	0,264	
6	1,850	0,334	1,377	1,268		0,426	0,270	

Продолжение табл. 15.2.

$\Phi(z)$	$\Delta\Phi(z)$	[9]x[11]	[6]-[12]	Δh , м	a i	ℓ , м	Примечание
10	11	12	13	14	15	16	17
0,442							
0,241	-0,201	-0,1512	0,2092	0,114	2183,91	456,9	$\sigma_0 = 0,255$
0,187	-0,054	-0,0404	0,0754	0,069	2190,48	165,2	$F(\sigma_0) = 1,545$
0,153	-0,034	-0,0253	0,0583	0,069	2323,23	135,4	
0,108	-0,045	-0,0333	0,1033	0,145	2301,59	237,8	
0,087	-0,021	-0,154	0,0634	0,103	2384,26	151,2	

$\ell_{н.к} = 1146,5$ м.

Длина кривых СПП при $I < 0$ и $I = 0$ рассчитывается по аналогичной методике по (15.4), (15.5) с учетом замечаний, указанных выше. Функции $F(z)$ и $f(z)$, соответствующие $i > 0$ и $i = 0$, приводятся в П. XI, П. XII [1].

Аналогично, как и по способу Н. Н. Павловского, для контроля по (15.3) рассчитываем длину кривой СПП непосредственно по конечным сечениям, т.е.

$$\begin{aligned}
l_{n-k} &= \frac{h_k - h_n}{(Z_k - Z_n)i} \left\{ Z_k - Z_n - \left(1 - \frac{\Pi'_{k,k} - \Pi_{k,n}}{2} \right) [\Phi(Z_k) - \Phi(Z_n)] \right\} = \\
&= \frac{1,85 - 1,35}{(1,268 - 1,024)0,0009} [1,268 - 1,024 - \\
&- \left(1 - \frac{0,270 + 0,246}{2} \right) \cdot (0,087 - 0,422)] = \\
&= 2276,9 [0,244 - 0,742(-0,355)] = 1155,3 \text{ м}
\end{aligned}$$

Расхождение в расчете длины кривой СПП составляет

$$\Delta l = \frac{\sum l_i - l_{n-k}}{l_{n-k}} 100 = \frac{1146,5 - 1155,3}{1155,3} 100 = -0,8\%,$$

что указывает на достоверность расчета и отсутствие грубых ошибок.

Расхождение в определении длины кривой СПП по способам Н. Н. Павловского и И. И. Агроскина, как видно из расчетов, тоже незначительное, что указывает на возможное применение каждого из них. Построение кривой СПП по способу Н. Н. Павловского показано на рис. 15.1.

Кривое СПП можно рассчитывать и по другим способам, которые изложены в учебной и справочной литературе по гидравлике, например [1, 2, 3]. В связи с ограниченным объемом они не рассматриваются, а при необходимости могут быть изучены самостоятельно.

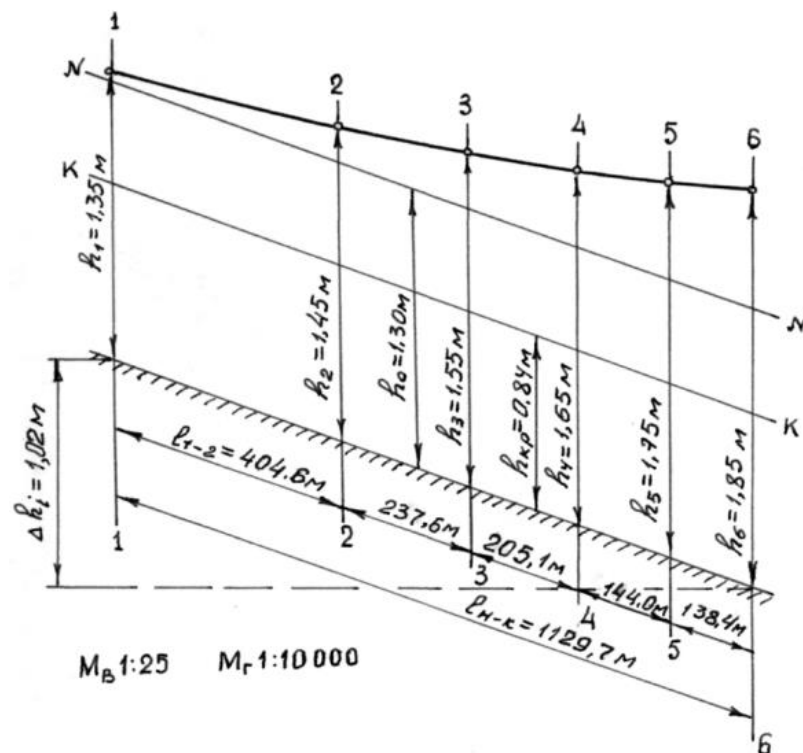


Рис. 15.1. Кривая свободной поверхности потока в трапецидальном канале, рассчитанная по способу Н. Н. Павловского

Тема 16. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК

Пример 16.1. Установить характер сопряжения потока в каналах прямоугольного сечения шириной $b = 10$ м при изменении уклона дна с $i_1 = 0,07$ на $i_2 = 0,00098$, если $Q = 20$ м³/с, а также вид и параметры гидравлического прыжка. Коэффициент шероховатости русла $n = 0,017$.

Решение. Прежде всего, определим состояние потока на первом и втором участках канала. Для этого определим критическую и нормальные глубины на каждом участке канала.

Критическая глубина не зависит от уклона дна канала и на всем протяжении при одинаковой ширине по дну будет иметь постоянное значение согласно уравнения (13.8)

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 2,0^2}{9,81}} = 0,765 \text{ м},$$

где q – удельный расход и равен $q = Q/b = 20/10 = 2,0$ м³/с на 1 п.м.

Теперь определим нормальные глубины на обоих участках канала с помощью специальных таблиц проф. И. И. Агроскина. Для этих целей вычислим вспомогательные функции по (14.14):

$$F(R)_1 = Q/(4m_0\sqrt{i_1}) = 20/(4 \cdot 2\sqrt{0,07}) = 9,45 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$F(R)_2 = Q/(4m_0\sqrt{i_2}) = 20/(4 \cdot 2\sqrt{0,00098}) = 79,86 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$\text{где } m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m = 2\sqrt{1+0^2} - 0 = 2,0$$

Из табл. П. VI [1, с. 594] по значениям $F(R)$ и n определим гидравлически наиболее выгодные радиусы для каждого участка канала: $R_{г.н.1} = 0,500$ м; $R_{г.н.2} = 1,124$ м.

Берется отношение

$$b/R_{г.н.1} = 10/0,500 = 20,00$$

и $b/R_{г.н.2} = 10/1,124 = 8,90$, по значению которых и коэффициенту заложения откосов $m = 0$ из табл. П. VII [1, с. 600] определяются значения отношений:

$$\frac{h_1}{R_{г.н.1}} = 0,595; \frac{h_2}{R_{г.н.2}} = 1,023.$$

Тогда
$$h_0 = \frac{h_1}{R_{г.н.1}} \cdot R_{г.н.1} = 0,595 \cdot 0,500 = 0,30 \text{ м}$$

$$h_{02} = \frac{h_2}{R_{г.н.2}} R_{г.н.2} = 1,023 \cdot 1,124 = 1,15 \text{ м}$$

Так как нормальные глубины получились для первого участка меньше критической глубины, а для второго – больше критической глубины, то следует вывод, что состояние потока на первом участке канала – бурное, а на втором участке – спокойное.

Переход потока из бурного в спокойное состояние может произойти только в форме гидравлического прыжка. Следовательно, теперь необходимо уточнить вид и место положения гидравлического прыжка.

Для определения места положения гидравлического прыжка относительно сечения смены уклона дна канала условно поставим его в предельное положение относительно этого сечения. Тогда $h'_{01} = h_{01} = 0,30$ м, а вторую сопряженную глубину определим по уравнению (16.3).

$$h''_{01} = 0,5h'_{01}(\sqrt{1+8\Pi_{\kappa 1}} - 1) = 0,5 \cdot 0,3(\sqrt{1+8 \cdot 15,1} - 1) = 1,51 \text{ м},$$

где $\Pi_{\kappa 1}$ – параметр кинетичности по первой сопряженной глубине гидравли-

$$\text{ческого прыжка } \Pi_{\kappa 1} = \frac{q^2}{g(h'_{01})^3} = \frac{2,0^2}{9,81 \cdot 0,3^3} = 15,10$$

Так как $h_{01} = 1,51 \text{ м} > h_{02} = 1,15 \text{ м}$, то гидравлический прыжок находится в отогнанном положении относительно сечения смены уклона дна канала. Поэтому действительная первая сопряженная глубина h' и ее определим по уравнению (16.3), приняв вторую сопряженную глубину $h'' = h_{02} = 1,15$ м.

$$\text{Тогда } h' = 0,5h''(\sqrt{1+8\Pi_{\kappa 2}} - 1) = 0,5 \cdot 1,15(\sqrt{1+8 \cdot 0,268} - 1) = 0,44 \text{ м},$$

где $\Pi_{\kappa 2}$ – параметр кинетичности по второй сопряженной глубине гидравли-

$$\text{ческого прыжка } \Pi_{\kappa 2} = \frac{q^2}{g(h'')^3} = \frac{2,0^2}{9,81 \cdot 1,15^3} = 0,268.$$

Отношение $h''/h' = 1,15 / 0,44 = 2,6 > 2,0$ и $\Pi_{\kappa 2} = 0,268 < 0,375$, то гидравлический прыжок будет совершенным. Его длину можно определить по формуле Н. Н. Павловского (16.9)

$$\ell_{\text{пр}} = 2,5 (1,9h'' - h') = 2,5 (1,9 \cdot 1,15 - 0,44) = 4,36 \text{ м}.$$

Ответ: гидравлический прыжок совершенный; $h' = 0,44$ м; $h'' = 1,15$ м; $\ell_{\text{пр}} = 4,36$ м.

Тема 17. Водосливы. Истечение из-под затворов

Пример 17.1. Определить ширину B прямоугольного водослива с тонкой стенкой для пропуска расхода $Q = 0,520 \text{ м}^3/\text{с}$, если высота порога со стороны верхнего бьефа $p = 0,4$ м и геометрический напор $H = 0,35$ м. Ширина подводящего (прямоугольного) канала $B = 2,4$ м. Истечение через водослив свободное.

Решение. Предполагается, что истечение потока через водослив происходит без бокового сжатия. Тогда коэффициент расхода его определяется по формуле (17.3)

$$m_0 = (0,405 + 0,003/H)[1 + 0,55(\frac{H}{H + \rho_1})^2] =$$

$$(0,405 + 0,003/0,35)[1 + 0,55(\frac{0,35}{0,35 + 0,4})^2] = 0,463.$$

При этом ширина порога водослива определится из (17.2)

$$B^1 = \frac{Q}{m_0 \sqrt{2g} H^{3/2}} = \frac{0,52}{0,463 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,35^{3/2}} = 1,22 \text{ м.}$$

Так как $B = 2,4 \text{ м} > B^1 = 1,22 \text{ м}$, то истечение потока через водослив происходит с боковым сжатием. В этом случае коэффициент расхода определяется по формуле (17.4)

$$m_{c_1} = (0,405 + 0,003/H - 0,03 \frac{B - e}{B}) [1 + 0,55(\frac{e}{B})^2 (\frac{H}{H + \rho_1})^2] =$$

$$(0,405 + 0,003/0,35 - 0,03 \frac{2,4 - 1,22}{2,4}) [1 + 0,55(\frac{0,35}{0,35 + 0,4})^2 (\frac{1,22}{2,4})^2] = 0,411.$$

С учетом полученного коэффициента расхода ширина порога водослива составит

$$e_1 = \frac{Q}{m_{c_1} \sqrt{2g} H^{3/2}} = \frac{0,52}{0,411 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,35^{3/2}} = 1,38 \text{ м.}$$

Теперь выполним второе приближение и уточним коэффициент расхода водослива по (17.4)

$$m_{c_2} = (0,405 + 0,003/0,35 - 0,03 \frac{2,4 - 1,38}{2,4}) [1 + 0,55(\frac{0,35}{0,35 + 0,4})^2 (\frac{1,38}{2,4})^2] = 0,417.$$

Во втором приближении ширина порога водослива составит

$$e_2 = \frac{Q}{m_{c_2} \sqrt{2g} + H^{3/2}} = \frac{0,52}{0,417 \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 1,36 \text{ м.}$$

Так как расхождение между двумя последними приближениями незначительное, т.е. составляет 1,5 %, то окончательную ширину порога водослива принимаем со второго приближения $e = e_2 = 1,36 \text{ м}$.

О т в е т: $e = 1,36 \text{ м}$.

Пример 17.2. Определить число пролетов $n_{п}$ открытого водосброса, который представляет водослив практического профиля криволинейной формы, очерченный по координатам Кричера –Офицерова (форма I), и высоту его p со стороны НБ, если НПУ (нормальный подпорный уровень) находится на отметке порога водослива (см. рис. 17.1), при приведенных ниже условиях.

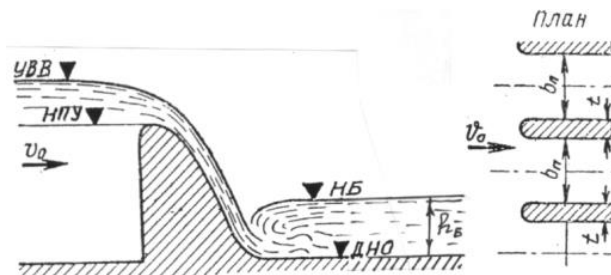


Рис. 17.1. Расчетная схема открытого водосброса

Расчетные условия

Отметки:

уровень высоких вод (УВВ).....	127,5 м;
нормальный подпорный уровень (НПУ).....	124,7 м;
дна в нижнем бьефе (дно).....	116,9 м;
уровня воды в НБ (УВ).....	126,7 м;
расчетный расход Q	420 м ³ /с;
ширина пролета водослива $b_{п}$	5 м;
скорость потока перед водосливом V_0	0,95 м/с;
форма устоев (бычков) α	0,20;
толщина бычков t	0,80 м.

Отводящее русло прямоугольное шириной $b_{р} = b_{п}n_{п} + (n_{п} - 1)t$.

Решение. Число пролетов водослива определяется из уравнения расхода водослива (17.1).

$$n_{п} = \frac{Q}{\sigma_{п} \varepsilon m b_{п} \sqrt{2gH}^{3/2}},$$

где $\sigma_{п}$ – коэффициент подтопления. Предварительно принимается истечение свободным и $\sigma_{п} = 1,0$;

ε – коэффициент бокового сжатия потока и определяется по (17.10).

$$\varepsilon = 1 - \alpha \frac{H_0}{b_{п} + H_0} = 1 - 0,2 \frac{2,85}{5,0 + 2,85} = 0,927;$$

a – коэффициент, учитывающий форму бычков в плане $a = 0,20$ по условию примера;

H_0 – полный напор

$$H_0 = \nabla_{УВВ} - \nabla_{НПУ} + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 127,5 - 124,7 + \frac{1,1 \cdot 0,95^2}{2 \cdot 9,81} = 2,85 \text{ м};$$

m – коэффициент расхода водослива и для формы I принимается $m = 0,49$.
Тогда

$$n_{н1} = \frac{42,0}{1,0 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5,0 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,85^{3/2}}} = 8,7 \text{ пр}$$

Принимается целое число пролетов $n_{п} = 9$ пр.

Теперь проверяется характер истечения потока через водослив по указанным выше условиям (см. вопрос «Истечение потока через водослив практического профиля»).

Первое условие выполняется, так как $\nabla_{УВ} = 126,7 > \nabla_{НПУ} = 124,7$ м.

Теперь проверяется второе условие. Для этого определяется место положения гидравлического прыжка относительно сооружения. Вторую сопряженную глубину h_c'' определим с помощью специальных таблиц [1, табл. П. XX]. Для этих целей вычисляется вспомогательная функция (17.18).

$$\phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = \frac{8,17}{0,95 \cdot 10,65^{3/2}} = 0,247,$$

где φ – коэффициент скорости водослива. Принят $\varphi = 0,95$;

q – удельный расход потока в НБ сооружения $q = Q/v_p = 420/51,4 = 8,17 \text{ м}^3/\text{с}$ на 1 п.м;

v_p – ширина отводящего русла за сооружением $v_p = v_{пn} + (n_{п} - 1) t = 5 \cdot 9 + (9 - 1) \cdot 0,8 = 51,4$ м;

E_0 – удельная энергия падающего потока относительно дна в НБ

$E_0 = H_0 + P = H_0 + \nabla_{НПУ} - \nabla_{ДНО} = 2,85 + 124,7 - 116,9 = 10,65$ м.

Тогда $\tau_c'' = 0,414$ [1, табл. П. XX] и $h_c'' = \tau_c'' \cdot E_0 = 0,414 \cdot 10,65 = 4,41$ м. Глубина воды в НБ сооружения равна

$h_B = \nabla_{УВ} - \nabla_{ДНО} = 126,7 - 116,9 = 9,8$ м.

Так как $h_B = 9,8 \text{ м} > h_c'' = 4,41$ м, то за сооружением гидравлический прыжок находится в надвинутном положении. Следовательно, истечение потока через водослив будет подтопленное. Значение коэффициента подтопления определяется из справочной литературы [1, с. 448, табл. 22.11] по величине

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_B - P}{H_0} = \frac{9,8 - 7,8}{2,85} = 0,702,$$

где Δ – превышение уровня воды в НБ сооружения над порогом водослива и составляет $\sigma_{n1} = 0,933$.

Теперь уточняется число пролетов водосброса с учетом подтопления

$$n_{n2} = \frac{420}{0,933 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5 \cdot 9 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 2,85^{3/2}} = 9,33 \text{шт}$$

Окончательно принимается число пролетов $n_n = 9$. Так как расчетное число пролетов отличается от принятого, то необходимо уточнить величину напора

$$H_{01} = \left(\frac{Q}{\sigma_n \varepsilon m \varepsilon_n n_n \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{420}{0,933 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5 \cdot 9 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,91 \text{ м},$$

а геометрический напор составит

$$H_1 = H_{01} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,91 - \frac{1,1 \cdot 0,95^2}{2 \cdot 9,81} = 2,86 \text{ м}$$

Тогда отметка НПУ (порога водослива) составит

$$\nabla_{\text{НПУ1}} = \nabla_{\text{УВВ}} - H_1 = 127,5 - 2,86 = 124,64 \text{ м.}$$

Теперь уточняется коэффициент подтопления, для чего определяется

$$\frac{\Delta}{H_{01}} = \frac{\nabla_{\text{УВ}} - \nabla_{\text{НПУ1}}}{H_{01}} = \frac{126,7 - 124,64}{2,91} = 0,708$$

и $\sigma_{n2} = 0,926$. С учетом уточненной величины коэффициента подтопления полный напор составит

$$H_{02} = \left(\frac{Q}{\sigma_{n2} \varepsilon m \varepsilon_n n_n \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{420}{0,926 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5 \cdot 9 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,93 \text{ м},$$

Разность изменения напоров при уточнениях составляет менее 1%. Поэтому окончательный напор принимается $H_0 = H_{02} = 2,93$ м. Геометрический напор составит

$$H = H_0 - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,93 - \frac{1,1 \cdot 0,95^2}{2 \cdot 9,81} = 2,88 \text{ м}$$

и отметка НПУ будет

$$\nabla_{\text{НПУ}} = \nabla_{\text{УВВ}} - H = 127,5 - 2,88 = 124,62 \text{ м,}$$

а высота водослива со стороны нижнего бьефа равна

$$p = \nabla_{\text{НПУ}} - \nabla_{\text{дно}} = 124,62 - 116,9 = 7,72 \text{ м}$$

Ответ: $p_{\text{п}} = 9$; $p = 7,72 \text{ м}$.

Пример 17.3. Определить расход Q потока при истечении через водослив с широким порогом (см. рис. 17.2), если $H = 0,85 \text{ м}$, $p_1 = 0,50 \text{ м}$, $h_6 = 1,12 \text{ м}$, ширина водослива равна ширине подводящего канала $b = 1,28 \text{ м}$.

Решение. Определим расход потока в первом приближении без учета скорости подхода при свободном истечении по (17.1)

$$Q_1 = m b \sqrt{2g} H^{3/2} = 0,35 \cdot 1,28 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,85^{3/2} = 1,56 \text{ м}^3 / \text{с}$$

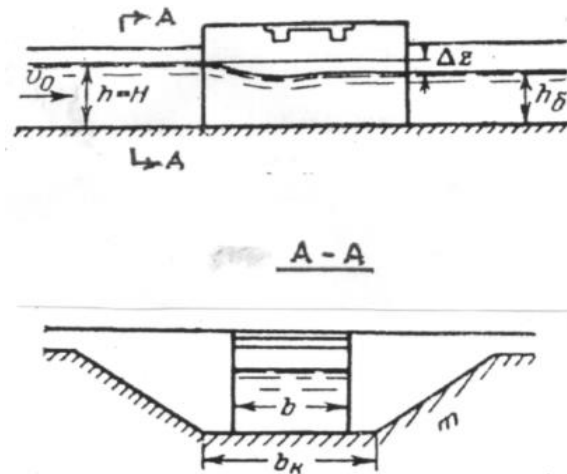


Рис. 17.2. Расчетная схема

Коэффициент расхода $m = 0,35$ принят из табл. П. VIII [1, с. 620] для прямоугольного входного ребра при $p_1/H = 0,50/0,85 \approx 0,6$.

Скорость подхода потока к водосливу составит

$$V_{01} = \frac{Q_1}{v(H + p_1)} = \frac{1,56}{1,28(0,85 + 0,50)} = 0,90 \text{ м/с}$$

Тогда полный напор будет

$$H_{01} = H + \frac{2V_{01}^2}{2g} = 0,85 + \frac{1,1 \cdot 0,90^2}{2 \cdot 9,81} = 0,895 \text{ м}$$

Расход во втором приближении составит

$$Q_2 = 0,35 \cdot 1,28 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,895^{3/2} = 1,68 \text{ м}^3 / \text{с}$$

При этом скорость подхода

$$V_{02} = \frac{Q_2}{\varepsilon(H + p_1)} = \frac{1,68}{1,28(0,85 + 0,50)} = 0,97 \text{ м/с}$$

и полный напор составит

$$H_{02} = H + \frac{2V_{02}^2}{2g} = 0,85 + \frac{1,1 \cdot 0,97^2}{2 \cdot 9,81} = 0,903 \text{ м}$$

Расход в третьем приближении будет

$$Q_3 = 0,35 \cdot 1,28 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,903^{3/2} = 1,70 \text{ м}^3 / \text{с}$$

и отличается от второго приближения всего на 1,2%. Поэтому расход, полученный в третьем приближении принимается за окончательный.

Теперь проверим подтопление водослива. Превышение уровня воды в нижнем бьефе над порогом водослива $\Delta = h_6 - p = 1,12 - 0,50 = 0,62$ м. Отношение $\Delta/H_0 = 0,62/0,903 = 0,69$. Из табл. 22.3 [1, с. 439] при $m = 0,35$, $k_2 = 0,825$. Имеем $k_2 = 0,825 > \Delta/H_0 = 0,69$, следовательно, водослив не подтоплен и истечение потока свободное.

Ответ: $Q = 1,70 \text{ м}^3/\text{с}$.

Пример 17.4. Определить ширину b между опорами моста над трапецидальным каналом при следующих условиях: расход воды в канале $Q = 14,8 \text{ м}^3/\text{с}$, $h_6 = 1,90$ м, $m_k = 1,50$, ширина канала по дну $b_k = 7,0$ м, опоры моста имеют прямоугольную форму в плане. Подпор воды перед мостом не должен превышать $\Delta Z = 0,20$ м (см. рис. 17.2).

Решение. Движение воды между опорами моста будет как через водослив с широким порогом при $p = 0$. При заданном подпоре ΔZ глубина воды перед мостом (в данном случае напор H) будет:

$$H = h_6 + \Delta Z = 1,90 + 0,20 = 2,10 \text{ м.}$$

Средняя скорость движения потока перед мостом

$$V_0 = Q/\omega = \frac{Q}{(\varepsilon_k + m_k H)H} = \frac{14,8}{(7 + 1,5 \cdot 2,10)2,10} = 0,69 \text{ м/с}$$

и полный напор составит

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,10 + \frac{1,1 \cdot 0,69^2}{2 \cdot 9,81} = 2,13 \text{ м}$$

Принимая ориентировочно $b/b_k = 0,50$ находим в табл. 32 приложения значение коэффициента расхода $m = 0,335$.

Для проверки подтопления водослива найдем из табл. 33 приложения при $m = 0,335$ значение величины $\kappa_2 = 0,85$;

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{H_0 - P}{H_0} = \frac{1,90 - 0}{2,13} = 0,892;$$

$$\frac{\Delta}{H_0} = 0,892 > \kappa_2 = 0,85,$$

следовательно, водослив подтоплен, и истечение потока будет несвободное. По значениям величин

$$\frac{\Delta}{H_0} = 0,892 \quad \text{и} \quad \varepsilon = \frac{v \cdot \Delta}{\Omega_{нв}} = \frac{3,5 \cdot 1,9}{(7 + 1,5 \cdot 1,9) \cdot 1,9} = 0,355$$

(полагая ориентировочно $v = v_k/2 = 3,5$ м) находим в табл. 34 приложения значение коэффициента подтопления $\sigma_{п} = 0,91$. По формуле (17.12) находим ширину пролета моста.

$$\sigma = \frac{Q}{\sigma_{п} m \sqrt{2g H_0^{3/2}}} = \frac{14,8}{0,91 \cdot 0,335 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,13^{3/2}}} = 3,53 \text{ м}$$

Уточнения расчета не требуется, так как ориентировочно принятое отношение v/v_k при полученной ширине пролета $v = 3,53$ м правильно.

Ответ: $b = 3,53$ м.

Пример 17.5. Определить расход воды Q через трубу прямоугольного поперечного сечения (см. рис. 17.3) при следующих расчетных условиях: подводящий и отводящий канал трапецеидального профиля сечения с шириной по дну $v_k = 4,0$ м и откосами с коэффициентом заложения $m_k = 1,50$. Глубина воды в канале перед трубой $h_1 = 1,70$ м, за трубой $h_2 = 1,33$ м. Ширина трубы $v_T = 2,0$ м, высота $h_T = 1,8$ м, длина $\ell = 6,0$ м. Оголовок трубы в плане прямоугольный.

Решение. Труба безнапорная, так как ее высота больше глубины воды в канале. Определим расход как через водослив с широким порогом ($\ell \approx 4H$) с учетом бокового сжатия при $p = 0$.

В первом приближении, не учитывая средней скорости подхода потока и полагая водослив неподтопленным, расход определим по (17.1).

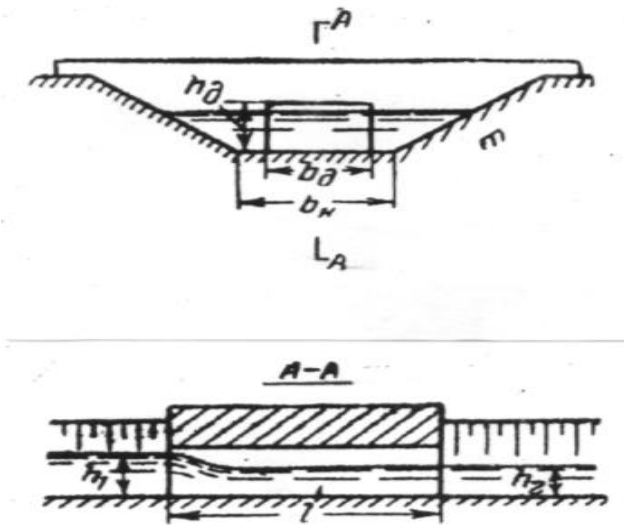


Рис. 17.3. Расчетная схема

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} = 0,335 \cdot 2,0\sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 1,7^{3/2} = 6,58 \text{ м}^3/\text{с}$$

где $m = 0,335$ принят по табл. П. XIX [1, с. 621] при $v_T/v_K = 2,0/4,0 = 0,5$.
Полный напор с учетом скорости подхода составит

$$H_0 = H + \frac{\alpha V^2}{2g} = 1,7 + \frac{1,1 \cdot 0,59^2}{2 \cdot 9,81} = 1,72 \text{ м}$$

$$\text{где } V = \frac{Q}{\omega} = \frac{Q_1}{\omega_K h_1 + m_K h_1^2} = \frac{6,58}{4 \cdot 1,7 + 1,5 \cdot 1,7^2} = 0,59 \text{ м/с}$$

Расход, вычисленный по (17.1) с учетом скорости подхода будет

$$Q = 0,335 \cdot 2\sqrt{2 \cdot 9,81} 1,72^{3/2} = 6,69 \text{ м}^3/\text{с}$$

Теперь проверим подтопление водослива. Определим отношение

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_2 - p}{H_0} = \frac{1,33 - 0}{1,72} = 0,773$$

а относительная глубина на пороге водослива при $m = 0,335$ будет $k_2 = 0,85$ [1, с. 439, табл. 22.3]. Так как $\frac{\Delta}{H_0} = 0,773 < k_2 = 0,85$, следовательно, водослив не подтоплен, т.е. истечение свободное и расход $Q_2 = Q = 6,69 \text{ м}^3/\text{с}$ вычислен верно.
Ответ: $Q = 6,69 \text{ м}^3/\text{с}$.

Пример 17.6. Регулятор прямоугольного сечения разделен бычками толщиной $t = 0,6 \text{ м}$ на три пролета шириной $b_n = 3,4 \text{ м}$ каждый. Для поддержания постоянного уровня воды в верхнем бьефе при пропуске различных расходов регулятор

оборудован тремя плоскими вертикальными затворами. Определить, на какую высоту α нужно поднимать все затворы, чтобы пропустить расходы $Q_1 = 19,6 \text{ м}^3/\text{с}$, $Q_2 = 16,7 \text{ м}^3/\text{с}$ и $Q_3 = 14,7 \text{ м}^3/\text{с}$ при постоянном напоре $H = 2,5 \text{ м}$. График изменения бытовой глубины в канале при пропуске различных расходов $Q = f(h_B)$ представлен на рис. 17.4. Коэффициент скорости при истечении воды из-под затвора принят $\varphi = 0,95$.

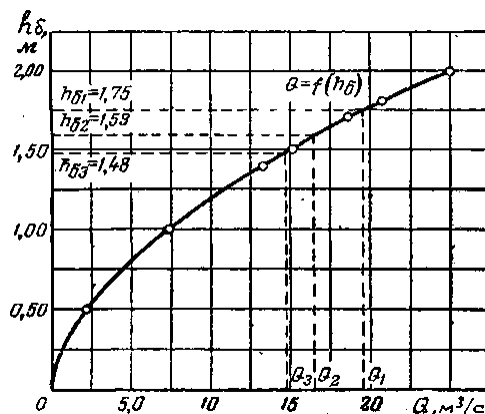


Рис. 17.4. График функциональной зависимости расхода от бытовой глубины

Решение. Определим вначале высоту открытия затворов при $Q_1 = 19,6 \text{ м}^3/\text{с}$.

Вычислим среднюю скорость подхода при этом расходе, учитывая, что подводящее и отводящее русло прямоугольное и имеет ширину

$$v_p = 3v_n + 2t + 2\frac{t}{2} = 3 \cdot 3,4 + 2 \cdot 0,6 + 2 \frac{0,6}{2} = 12,0 \text{ м},$$

где $t/2$ – толщина каждого бычка, примыкающего к боковой стенке регулятора;

$$V_0 = \frac{Q}{v_p H} = \frac{19,6}{12 \cdot 2,5} = 0,653 \text{ м/с}$$

Тогда полный напор перед затворами регулятора составит

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,5 + \frac{1,1 \cdot 0,653^2}{2 \cdot 9,81} = 2,52 \text{ м}$$

Установим характер истечения потока из-под затворов. Для этого вычислим

$$\phi(\tau_c) = \frac{q_p}{\varphi E_0^{3/2}} = \frac{1,63}{0,95 \cdot 2,52^{3/2}} = 0,42,$$

где q_p – удельный расход $q_p = Q/v_p = \frac{19,6}{12,0} = 1,63 \text{ м}^3/\text{с}$ на 1 п.м. в нижнем бьефе регулятора.

E_0 – полная удельная энергия $E_0 = H_0$.

По табл. П. XX [1, с. 622] имеем $\tau_c'' = 0,522$.

Вторая сопряженная глубина

$$h''_c = \tau_c'' E_0 = 0,522 \cdot 2,52 = 1,32 \text{ м.}$$

По графику на рис. 17.4 расходу $Q_1 = 19,6 \text{ м}^3/\text{с}$ соответствует глубина в нижнем бьефе $h_B = 1,75 \text{ м}$. Так как $h''_c = 1,32 \text{ м} < h_B = 1,75 \text{ м}$, то истечение из-под затвора будет несвободное подтопленное.

Данную задачу решим двумя способами. Вначале рассмотрим способ последовательных приближений и зададимся $a_1 = 0,65 \text{ м}$.

Тогда

$$a_1/H = 0,65/2,5 = 0,26.$$

Этому значению по табл. 23.1 [1, с. 456] соответствует коэффициент вертикального сжатия потока $\varepsilon = 0,623$. Коэффициент расхода $\mu = \varepsilon\varphi = 0,623 \cdot 0,95 = 0,592$. Глубина потока в сжатом сечении $h_c = \varepsilon \cdot a_1 = 0,623 \cdot 0,65 = 0,405 \text{ м}$. Подтопленную глубину в сжатом сечении определим по (17.25)

$$\begin{aligned} h_{Z_1} &= \sqrt{h_B^2 - \frac{2q^2}{g}(h_B - h_c)/(h_B h_c)} = \\ &= \sqrt{1,75^2 - \frac{2 \cdot 1,92^2}{9,81}(1,75 - 0,505)/(1,75 \cdot 0,405)} = 1,28 \text{ м,} \end{aligned}$$

где q – удельный расход потока, вытекаемого из-под затвора $q = Q_1/v = 19,6/(3 \cdot 3,4) = 1,92 \text{ м}^3/\text{с}$ на 1 п.м.

Тогда расход потока составит

$$\begin{aligned} Q_1' &= \mu v a_1 \sqrt{2g(H_0 - h_{Z_1})} = \\ &= 0,592 \cdot 3 \cdot 3,4 \cdot 0,65 \sqrt{2 \cdot 9,81(2,52 - 1,28)} = 19,36 \text{ м}^3/\text{с.} \end{aligned}$$

Так как вычисленный расход $Q_1' = 19,36 \text{ м}^3/\text{с} < Q_1 = 19,6 \text{ м}^3/\text{с}$, то задаемся несколько большей высотой открытия затвора a и расчет повторяется. При $a_2 = 0,66 \text{ м}$, $\varepsilon = 0,623$, $\mu = 0,592$, $h_c = 0,411 \text{ м}$.

Подтопленная глубина в сжатом сечении будет

$$h_{Z_2} = \sqrt{1,75^2 - \frac{2 \cdot 1,92^2}{9,81}(1,75 - 0,411)/(1,75 \cdot 0,411)} = 1,29 \text{ м,}$$

Расход потока, вытекаемый из-под затвора, во втором приближении будет

$$Q_1'' = 0,592 \cdot 3 \cdot 3,4 \cdot 0,66 \sqrt{2 \cdot 9,81(2,52 - 1,29)} = 19,6 \text{ м}^3 \text{ с},$$

что равно расчетному.

Следовательно, высота открытия затвора $a = a_2 = 0,66$ м.

Теперь рассмотрим решение данной задачи другим способом, т.е. использованием специальных таблиц. Для этого из уравнения (17.26) глубину h_z определим подбором

$$h_z^2 + \frac{2q}{g} \varphi \sqrt{2g(H_0 - h_z)} = h_B^6 + \frac{2q}{gh_B}.$$

После подстановки исходных величин получим

$$h_z^2 + \frac{2 \cdot 1,92}{9,81} \cdot 0,95 \sqrt{2 \cdot 9,81(2,52 - h_z)} = 1,75^2 + \frac{2 \cdot 1,92^2}{9,81 \cdot 1,75}$$

или

$$h_z^2 + 1,647 \sqrt{2,52 - h_z} = 3,492 \text{ м}^2$$

Задаемся глубиной $h_z < h_B$, добиваясь, чтобы левая часть последнего уравнения была равна правой, т.е. $3,492 \text{ м}^2$. Пусть $h_z = 1,29$ м. Тогда $1,29^2 + 1,647 \sqrt{2,52 - 1,29} = 3,491 \text{ м}^2 \approx 3,492 \text{ м}^2$.

Окончательно принимается $h_z = 1,29$ м.

Заменим в уравнении расхода (17.24) $\mu = \varepsilon \varphi$ и, разделив обе части на H_0 ,

найдем
$$\frac{\varepsilon a}{H_0} = \frac{q}{\varphi H_0 \sqrt{2g(H_0 - h_z)}}.$$

Так как скорость подхода невелика и скоростной напор в задаче составляет лишь 1 % от геометрического напора, то высоту открытия затвора можно приближенно определить без скоростного напора. Поставив числовые значения в последнее уравнение и полагая $H_0 \approx H_1$, определим

$$\frac{\varepsilon a}{H} = \frac{1,92}{0,95 \cdot 2,5 \sqrt{2 \cdot 9,81(2,5 - 1,29)}} = 0,166.$$

Этому значению в табл. 23.1 [1, с.456] соответствует $a/H = 0,266$, откуда

$$a = \frac{a}{H} \cdot H = 0,266 \cdot 2,5 = 0,665 \text{ м}$$

Расхождение между вычисленными двумя способами значениями высоты открытия затвора примерно 1 %, что допустимо. Окончательно принимается высота открытия затвора при $Q_1 = 19,6 \text{ м}^3/\text{с}$ $a = 0,66 \text{ м}$.

Расчет высоты открытия затвора при $Q_2 = 16,7 \text{ м}^3/\text{с}$ и $Q_3 = 14,8 \text{ м}^3/\text{с}$ проводится аналогично вышеописанному. Окончательно получены $a_2 = 0,53 \text{ м}$ и $a_3 = 0,45 \text{ м}$.

На основании полученных данных можно построить график функциональной зависимости $Q = f(a)$, позволяющий графически решать данную задачу.

Ответ: $a_1 = 0,66 \text{ м}$; $a_2 = 0,53 \text{ м}$; $a_3 = 0,45 \text{ м}$.

Тема 18. Расчеты сопряжения бьефов и водобойных сооружений

Пример 18.1. Узел гидротехнических сооружений включает открытый водосброс (см. рис. 18.1), в качестве которого принят водослив практического профиля криволинейной очертания (форма I) и имеет $n_{\text{п}} = 5$ пролетов, разделенных бычками (опорами моста) толщиной $t = 0,9 \text{ м}$, шириной в свету $b_{\text{п}} = 6,0 \text{ м}$. Отметка гребня водослива составляет $\nabla_{\text{гр}} = 30,2 \text{ м}$, нормального подпорного уровня (НПУ) (уровень верхней кромки затвора) – $\nabla_{\text{НПУ}} = 317 \text{ м}$, дна русла – $\nabla_{\text{дно}} = 19,4 \text{ м}$.

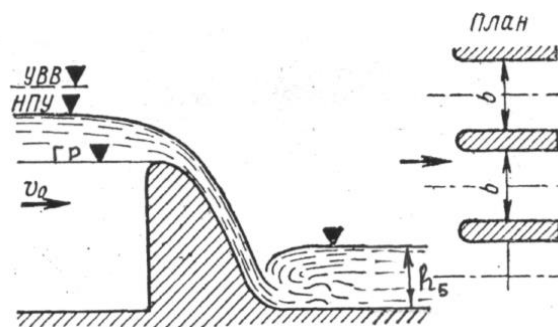


Рис. 18.1. Расчетная схема

Средняя скорость подхода потока к водосбросу при уровне высоких вод (УВВ) равна $V_0 = 0,95 \text{ м/с}$, а при НПУ – $V_{01} = 0,80 \text{ м/с}$.

Требуется:

1. Рассчитать сопряжение потоков за водосбросом при расчетном расходе $Q_{\text{расч}}$ для нижнего бьефа, полагая расход изменяющимся в пределах от Q_{max} при $\nabla_{\text{УВВ}} = 32,6 \text{ м}$ до Q_{min} при $\nabla_{\text{НПУ}}$, при полностью открытых затворах. Для определения глубины $h_б$ в реке принять русло ее прямоугольного сечения шириной $b_{\text{р}} = n_{\text{п}}b_{\text{п}} + (n_{\text{п}} - 1)t$, коэффициент шероховатости как для грубой бетонировки, а уклон дна $i = 0,00032$;

2. При расчетном расходе $Q_{\text{расч}}$ рассчитать длину крепления русла в нижнем бьефе водосброса. В случае отогнанного положения гидравлического прыжка запроектировать водобойный колодец;

3. Построить профиль водослива по координатам совместно с водобойным колодцем.

Решение. 1. Расчет сопряжения за водосбросом. Прежде всего, установим расчетный расход для нижнего бьефа, т.е. такой, при котором создаются наиболее неблагоприятные условия, а именно: возникает наибольшая длина отгона гидравлического прыжка и, следовательно, для сопряжения с надвинутым прыжком необходима наибольшая глубина водобойного колодца.

Для определения расчетного расхода необходимо вычислить разность между второй сопряженной глубиной h_c'' и бытовой глубиной h_b для ряда расходов. Расход, при котором эта разность будет наибольшей, будет расчетным для нижнего бьефа, так как при этом расходе будет наибольшая длина отгона гидравлического прыжка.

Вычислим полные напоры при отметке УВВ и НПУ:

$$H_{0УВВ} = \nabla_{УВВ} - \nabla_{zp} + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 32,6 - 30,2 + \frac{1,1 \cdot 0,95^2}{2 \cdot 9,81} = 2,45 \text{ м};$$

$$H_{0НПУ} = \nabla_{НПУ} - \nabla_{zp} + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 31,7 - 30,2 + \frac{1,1 \cdot 0,80^2}{2 \cdot 9,81} = 1,54 \text{ м}$$

Задаваясь рядом напоров H_0 в интервале $2,45 \text{ м} \leq H_0 \leq 1,54 \text{ м}$, определим коэффициенты расхода m_i по зависимости (17.6) и бокового сжатия потока ε_i по (17.10), вычислим величины расходов Q_i по уравнению (17.1) при условии свободного истечения потока через водослив и вторую сопряженную глубину h_c'' для различных расходов в последовательности, указанной в табл. 18.1.

Бытовую глубину h_b в отводящем русле определим при условии равномерного режима жидкости по методике, приведенной в теме 14 и последовательности, указанной в табл. 18.1.

Т а б л и ц а 18.1. Определение расчетного расхода для нижнего бьефа

№ п/п	H_0 , м	$\frac{H}{H_{np}}$	m	ε	Q , м ³ /с	q , м ³ /с	E_0 , м	Φ (τ_c)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	2,45	1,00	0,49	0,968	241,7	7,19	13,25	0,157
2	2,30	0,939	0,483	0,970	219,4	6,53	13,10	0,145
3	2,00	0,816	0,484	0,972	176,8	5,26	12,80	0,121
4	1,70	0,694	0,470	0,976	135,1	4,02	12,50	0,0957
5	1,54	0,629	0,462	0,978	114,7	3,41	12,34	0,0828

Продолжение табл 18.1

T_c''	h_c'' , м	$F(R)_{г.н.}$, м ³ /с	$R_{г.н.}$, м	$B_p/R_{г.н.}$	$h/R_{г.н.}$	h_b , м	$h_c'' - h_b$, м	Примечание
10	11	12	13	14	15	16	17	18
0,337	4,47	1688,9	3,60	9,33	0,989	3,56	0,905	$\alpha = 0,11$

0,325	4,26	1533,1	3,47	9,68	0,968	3,36	0,898	n = 0,017
0,297	3,80	1235,4	3,19	10,53	0,908	2,90	0,902	p = 10,8 м
0,267	3,34	944,0	2,88	11,67	0,847	2,44	0,898	
0,249	3,07	801,5	2,71	12,40	0,814	2,21	0,863	

Из табл. 18.1 видно, что максимальному значению разности $h_c'' - h_6 = 4,47 - 3,56 = 0,905$ м соответствует расчетный расход $Q_{расч} = 241,7$ м³/с. На этом расходе должно быть рассчитано сопряжение в нижнем бьефе водосброса.

Так как $h_c'' = 4,47$ м $>$ $h_6 = 3,56$ м, то имеет место отогнанный гидравлический прыжок.

2. Расчет длины крепления русла и водобойного колодца. Предварительно проверим истечение потока через водослив. Для этого определим высоту водослива со стороны нижнего бьефа

$$\rho = \nabla_{гр} - \nabla_{дно} = 30,2 - 19,4 = 10,8 \text{ м}$$

Так как $p = 10,4$ м $>$ $h_6 = 3,56$ м (см. табл. 18.1), следовательно, истечение через водослив свободное и уточнение расчетного расхода не требуется.

Длина крепления русла в нижнем бьефе водосброса при отогнанном положении гидравлического прыжка определяется по зависимости (18.2).

Длину отгона гидравлического прыжка определим как длину кривой свободной поверхности потока при установившемся неравномерном движении жидкости по уравнению (15.3). Граничными глубинами для нее будут:

сжатая глубина h_c за сооружением (см. рис. 18.4), равная начальной глубине $h_{нач}$

$$h_c = h_{нач} = \tau_c E_0 = 0,0362 \cdot 10,8 = 0,480 \text{ м},$$

где τ_c – относительная сжатая глубина, принята по табл. П. XX [1, с. 622] по $\Phi(\tau_c) = 0,157$, соответствующая $Q_{расч}$ (см. табл. 18.1);

E_0 – удельная энергия верхнего бьефа относительно дна нижнего бьефа, соответствующая $Q_{расч}$ (см. табл. 18.1);

первая сопряженная глубина h_6' гидравлического прыжка, равная конечной глубине $h_{кон}$, и определяется по уравнению (18.1)

$$h_6^1 = 0,5h_6(\sqrt{1+8\Pi_{к.б}} - 1) = 0,5 \cdot 3,56(\sqrt{1+8 \cdot 0,128} - 1) = 0,752 \text{ м},$$

где $\Pi_{к.б}$ – параметр кинетичности потока, рассчитанный по бытовой глубине h_6 , которая является второй сопряженной глубиной гидравлического прыжка.

$$\Pi_{к.б} = \frac{\alpha q^2}{g h_6^3} = \frac{1,1 \cdot 7,19^2}{9,81 \cdot 3,56^3} = 0,128.$$

Так как $\Pi_{к.б} = 0,128 < 0,375$, то в нижнем бьефе водосброса возникает совершенный гидравлический прыжок и уравнение (18.1) применено верно.

Методика расчета длины кривой свободной поверхности потока приводится в теме 15, а ее расчет в табл. 18.2.

Т а б л и ц а 18.2. Расчет длины отгона гидравлического прыжка

№ сечения	h, м	Δh , м	ω , м ²	χ , м	R, м	$C\sqrt{R}$, м/с	Q' , м ³ /с	Z
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.480	0.272	16.13	34.56	0.467	36.20	10.44	0.0432
2	0.752		25.27	35.10	0.720	47.75	21.56	0.0893

Продолжение табл. 18.2

ΔZ	$\frac{a}{i}$	$\Pi_{к'}$	$1 - \Pi'_{к.ср.}$	$\Phi(Z)$	$\Delta \Phi(Z)$	[13] x [15]	[10] – [16]	$\ell_{н-к1}$, м
10	11	12	13	14	15	16	17	18
0,0461	18438,2	0,0979	0,897	0,0432	0,0461	0,0414	0,00475	87,6
		0,109		0,0893				

Длину совершенного гидравлического прыжка определим по формуле Н. Н. Павловского (16.9)

$\ell_{пр} = 2,5 (1,9h'' - h') = 2,5 (1,9 h_B - h_б') = 15,0$ м, а длину послепрыжкового участка по формуле М. С. Вызго (16.20).

$$\ell_{н.п} = \frac{0,4}{n} \cdot h_б = \frac{0,4}{0,017} \cdot 3,56 = 83,8 \text{ м}$$

Тогда длина крепления русла в нижнем бьефе водосброса будет

$$\ell_{кр} = \ell_{отг} + \ell_{пр} + \ell_{п.п} = 87,6 + 15,0 + 83,8 = 186,4 \text{ м.}$$

Так как длина крепления русла достигает значительной величины, то необходимо запроектировать водобойное сооружение (гаситель энергии), в качестве которого в примере рекомендуется водобойный колодец.

Глубина водобойного колодца определяется по зависимости (18.4) и в первом приближении будет

$$d_{к1} = \eta_{зт} h_c'' - (h_б + \Delta Z) = 1,075 \cdot 4,47 - (3,56 + 0,122) = 1,134 \text{ м,}$$

где ΔZ – перепад при выходе потока из водобойного колодца и определяется по зависимости (18.5).

$$\Delta Z = \frac{q_B^2}{2g\varphi_n^2 h_B^2} - \frac{\alpha q_B^2}{2g(h_c'')^2} = \frac{7,19^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,90^2 \cdot 3,56^2} - \frac{1,1 \cdot 7,19^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 4,47^2} = 0,111 \text{ м}$$

где q_B – удельный расход потока в нижнем бьефе сооружения и равен $q = 7,19 \text{ м}^3/\text{с}$ на 1 п.м., соответствующей расчетному расходу (см. табл. 18.1); φ_{Π} – коэффициент скорости. Выходная часть водобойного колодца работает как подтопленный водослив с широким порогом и $\varphi_{\Pi} = 0,90$.

Теперь уточняется вторая сопряженная глубина h_{c1}'' в связи с изменением энергии верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца. Для этих целей вычисляется

$$\phi(\tau_c)_1 = \frac{q_B}{\varphi E_{01}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,384^{3/2}} = 0,139,$$

где E_{01} – удельная энергия верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца

$$E_{01} = E_0 + d_{\text{кл}} = 13,25 + 1,134 = 14,38 \text{ м}$$

Из табл. П.ХХ [1, с. 622] определяется

$$\tau_{c1}'' = 0,318 \text{ и } h_{c1}'' = \tau_{c1}'' \cdot E_{01} = 0,318 \cdot 14,384 = 4,57 \text{ м.}$$

Глубина водобойного колодца во втором приближении будет

$$d_{k2} = \eta_{\text{зт}} h_{c1}'' - (h_6 + \Delta Z) = 1,075 \cdot 4,57 - (3,56 + 0,111) = 1,242 \text{ м.}$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между первым и вторым приближениями составляет

$$\Delta d_k = \frac{d_{k1} - d_{k2}}{d_{k2}} 100 = \frac{1,134 - 1,242}{1,242} 100 = -8,7\%$$

Так как расхождение в определении глубины водобойного колодца значительное, то выполняется третье приближение по аналогичной методике. Вычислим:

$$E_{02} = E_0 + d_{k2} = 13,25 + 1,242 = 14,492 \text{ м;}$$

$$\phi(\tau_c)_2 = \frac{q}{\varphi E_{02}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,492^{3/2}} = 0,137; \quad \tau_{c2}'' = 0,316;$$

$$h_{c2}'' = \tau_{c2}'' E_{02} = 0,316 \cdot 14,492 = 4,58 \text{ м.}$$

Тогда глубина водобойного колодца в третьем приближении будет

$$d_{k2} = \eta_{\text{зт}} h_{c2}'' - (h_6 + \Delta Z) = 1,075 \cdot 4,58 - (3,56 + 0,111) = 1,252 \text{ м.}$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между вторым и третьим приближениями составляет менее 1%. Поэтому глубину водобойного колодца принимаем с третьего приближения, т.е.

$$d_k = d_{k2} = 1,252 \text{ м.}$$

Длина водобойного колодца, т.е. расстояние от сжатого сечения до его уступа, определяется по уравнению (16.12) как длина подпертого гидравлического прыжка

$$l_{\text{кол}} = 3h''_{c2} = 3 \cdot 4,58 = 13,74 \text{ м.}$$

3. Построение профиля водослива. Для построения профиля водослива (форма I) водосброса используются координаты Кригера-Офицерова [1, с.442, табл. 22.5], данные при напоре $H = 1,0$ м. Расчетные координаты x_0 и Z_0 профиля водослива получают путем умножения табличных значений x и Z на величину профилирующего напора $H_{\text{пр}} = 2,4$ м, который соответствует максимальному расходу при отметке уровня высоких вод и приводятся в табл. 18.3.

Т а б л и ц а 18.3. Расчет координат профиля водослива

H = 1,0 м		H _{пр} = 2,40 м		H = 1,0 м		H _{пр} = 2,40 м	
X, м	Z, м	X ₀ , м	Z ₀ , м	X, м	Z, м	X ₀ , м	Z ₀ , м
0,0	0,126	0,000	0,302	1,4	0,565	3,36	1,356
0,1	0,036	0,24	0,086	1,7	0,873	4,08	2,095
0,2	0,007	0,48	0,017	2,0	1,235	4,80	2,964
0,3	0,000	0,72	0,000	2,5	1,960	6,00	4,704
0,4	0,007	0,96	0,017	3,0	2,824	7,20	6,778
0,6	0,060	1,44	0,144	3,5	3,818	8,40	9,163
0,8	0,147	1,92	0,353	4,0	4,930	9,60	11,832
1,0	0,256	2,40	0,614	4,5	6,220	10,80	14,928
1,2	0,393	2,88	0,943				

Для уменьшения динамических нагрузок на дно русла в нижнем бьефе водосброса сопряжение низовой грани его с дном производится по цилиндрической кривой. Радиус ее принимается по табл. 22.6 [1, с. 443] в зависимости от высоты водосброса $r = 10,8$ м и напора $H = 2,4$ м и составляет $R = 4,85$ м. Построение профиля водослива показано на рис. 18.2.

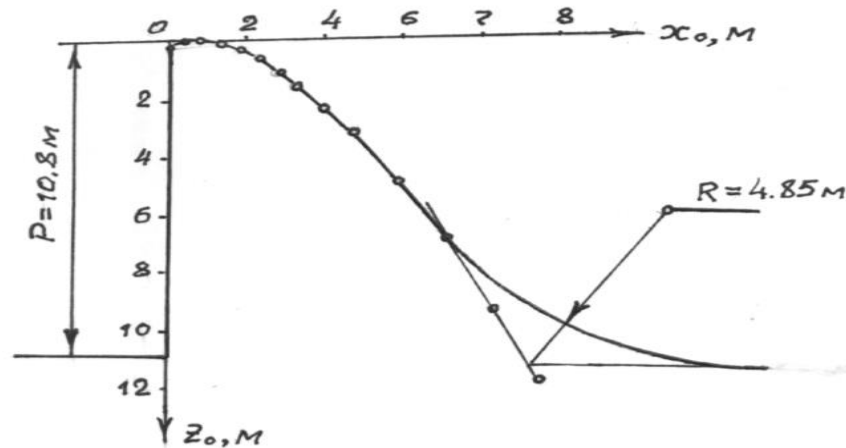


Рис. 18.2. Профиль криволинейного водослива, построенный по координатам Кригера-Офицерова

Пример 18.2. Для условий примера 18.1 вместо водобойного колодца запроектировать и рассчитать водобойную стенку.

Решение. В первом приближении высоту водобойной стенки определим по уравнению (18.7)

$$P_{ст1} = \eta_{зг} h_c'' - H_{ст} = 1,075 \cdot 4,47 - 2,38 = 2,425 \text{ м},$$

где h_c'' – вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка относительно сжатого сечения за водосбросом и принята из табл. 18.1;

$H_{ст}$ – геометрический напор над порогом водобойной стенки.

$$H_{ст} = H_{0,ст} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,503 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 2,38 \text{ м};$$

$H_{0,ст}$ – полный напор над порогом водобойной стенки и в первом приближении определяется при условии свободного истечения потока через нее.

$$H_{0,ст} = \left(\frac{q_B}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{7,19}{0,41 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,503 \text{ м};$$

V_0 – средняя скорость движения потока перед водобойной стенкой

$$V_0 = \frac{q_B}{\eta_{зг} h_c''} = \frac{7,19}{1,075 \cdot 4,47} = 1,496 \text{ м/с}$$

Теперь определим местоположение гидравлического прыжка за водобойной стенкой. Для этого предварительно вычислим

$$\phi(\tau_c)_{cm} = \frac{q_B}{\varphi E_{o,ct}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 4,928^{3/2}} = 0,692,$$

где $E_{o,ct}$ – удельная энергия падающего потока относительно дна нижнего бьефа за водобойной стенкой

$$E_{o,ct} = H_{o,ct} + P_{ct1} = 2,503 + 2,425 = 4,928 \text{ м.}$$

Из табл. П. XX [1, с. 622] по $\Phi(\tau_c)_{ct} = 0,692$ и $\varphi = 0,95$ определяется $\tau''_{c,ct} = 0,634$. Тогда вторая сопряженная глубина $h_{c,ct}''$ будет равна

$$h_{c,ct}'' = \tau''_{c,ct} \cdot E_{o,ct} = 0,634 \cdot 4,928 = 3,12 \text{ м}$$

Так как $h''_{c,ct} = 3,12 < h_6 = 3,56$ м, то гидравлический прыжок за водобойной стенкой находится в надвинутном положении и вторую стенку проектировать не требуется.

Теперь проверяется условие истечение потока через водобойную стенку по неравенствам: $h''_{c,ct} = 3,12 < h_6 = 3,56$ и $p_{ct1} = 2,425 < h_6 = 3,56$ м, следовательно, истечение будет подтопленное и в формулу расхода необходимо ввести коэффициент подтопления σ_n . Для его нахождения определим относительное подтопление

$$\frac{\Delta}{H_{o,cm}} = \frac{h_6 - P_{cm1}}{H_{o,cm}} = \frac{3,56 - 2,425}{2,503} = 0,453$$

Из табл. 22.11 [1, с.448] по значению $\Delta/H_{o,ct} = 0,453$ определяется коэффициент подтопления $\sigma_n = 0,977$ и уточненная величина напора над порогом водобойной стенки составит:

$$H'_{o,cm} = \left(\frac{q_B}{\sigma_n m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{7,19}{0,977 \cdot 0,41 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,542 \text{ м};$$

$$H'_{ct} = H'_{o,cm} - \frac{\alpha V_o^2}{2g} = 2,542 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 2,416 \text{ м}$$

Тогда высота водобойной стенки во втором приближении составит

$$P_{ct2} = \eta_{зт} h_{c,ct}'' - H'_{ct} = 1,075 \cdot 4,47 - 2,416 = 2,39 \text{ м.}$$

Так как расхождение в высоте водобойной стенки между первым и вторым приближениями незначительное и составляет менее 2 %, то можно ее высоту принять из второго приближения $P_{ct} = P_{ct2} = 2,39$ м.

Расстояние от сжатого сечения до верхней грани водобойной стенки, т.е. ее длина, равна длине подпертого гидравлического прыжка и составляет

$$l_{ст} = l_{пр} = 3h_c'' = 3 \cdot 4,47 = 13,41 \text{ м.}$$

Ответ: $P_{ст} = 2,39 \text{ м}$; $l_{ст} = 13,41 \text{ м}$.

Пример 18.3. Для условий примера 18.1 вместо водобойного колодца запроектировать и рассчитать комбинированный водобойный колодец.

Решение. В первом приближении принимается, что высота водобойной стенки и глубина водобойного колодца равна. Тогда высоту водобойной стенки определим по зависимости (18.9)

$$P_{ст1} = 0,5 (\eta_{ст} h_c'' - H_{ст}) = 0,5 (1,075 \cdot 4,47 - 2,38) = 1,21 \text{ м,}$$

где h_c'' – вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка относительно сжатого сечения за водосбросом и принята из табл. 18.1;

$H_{ст}$ – геометрический напор над порогом водобойной стенки.

$$H_{cm} = H_{o.cm} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,503 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 2,38 \text{ м;}$$

$H_{o.ст}$ – полный напор над порогом водобойной стенки и в первом приближении определяется при условии свободного потока через нее

$$H_{o.cm} = \left(\frac{q_B}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{7,19}{0,41 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,503 \text{ м;}$$

V_0 – средняя скорость движения потока перед водобойной стенкой

$$V_0 = \frac{q_B}{\eta_{ст} h_c''} = \frac{7,19}{1,075 \cdot 4,47} = 1,496 \text{ м/с}$$

Теперь определим местоположение гидравлического прыжка за водобойной стенкой. Для этого предварительно вычислим

$$\phi(\tau_c)_{cm} = \frac{q_B}{\phi E_{o.cm}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 3,713^{3/2}} = 1,058,$$

где $E_{o.ст}$ – удельная энергия падающего потока относительно дна нижнего бьефа водобойной стенкой

$$E_{o.ст} = P_{ст1} + H_{o.ст} = 1,21 + 2,503 = 3,713 \text{ м.}$$

Из табл. П. XX [1, с. 622] по $\Phi(\tau_c)_{ст} = 1,058$ и $\varphi = 0,95$ определяется $\tau''_{с.ст} = 0,725$. Тогда вторая сопряженная глубина $h''_{с.ст}$ будет равна

$$h''_{с.ст} = \tau''_{с.ст} E_{о.ст} = 0,725 \cdot 3,713 = 2,69 \text{ м.}$$

Так как $h''_{с.ст} = 2,69 \text{ м} < h_б = 3,56 \text{ м}$, то гидравлический прыжок за водобойной стенкой находится в надвинутном положении и уменьшать ее высоту не требуется.

Теперь проверяется условие истечение потока через водобойную стенку по неравенствам: $h''_{с.ст} = 2,69 \text{ м} < h_б = 3,56 \text{ м}$ и $P_{ст.1} = 1,21 \text{ м} < h_б = 3,56 \text{ м}$, следовательно, истечение будет подтопленное и в формулу расхода необходимо ввести коэффициент подтопления $\sigma_{п}$. Для его нахождения определим относительное подтопление

$$\frac{\Delta}{H_{о.ст}} = \frac{h_б - P_{см.1}}{H_{о.ст}} = \frac{3,56 - 1,21}{2,503} = 0,939$$

Из табл. 22.11 [1, с. 448] по значению $\frac{\Delta}{H_{о.ст}} = 0,939$ определяется коэффициент подтопления $\sigma_{п} = 0,452$ и уточняется величина напора над порогом водобойной стенки

$$H'_{о.ст} = \left(\frac{q_B}{\sigma_{п} m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{7,19}{0,452 \cdot 0,41 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 4,25 \text{ м}$$

$$H_{см}^1 = H'_{о.ст} - \frac{\alpha V_0^2}{2q} = 4,25 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 4,12 \text{ м}$$

Тогда высота водобойной стенки во втором приближении составит

$$P_{ст.2} = 0,5 (\eta_{зт} h''_{с.ст} - H'_{ст}) = 0,5 (1,075 \cdot 4,47 - 4,12) = 0,343 \text{ м}$$

Так как разность высоты водобойной стенки в первом и втором приближении значительная, то снова уточняется относительное подтопление $\Delta/H_{о.ст}$, коэффициент подтопления $\sigma_{п}$, величина напора над порогом водобойной стенки $H_{ст}$ и ее высота. Уточнение производится до тех пор, пока высота водобойной стенки в последних двух приближениях будет примерно одинаковой или отклоняться не больше заданной величины. Расчеты по определению высоты водобойной стенки приведены в табл. 18.4.

Т а б л и ца 18.4. Расчет высоты водобойной стенки

Наименование величиие	Номер приближения						
	1	2	3	4	5	6	7
Относительное подтопление $\Delta/H_{0,ст.}$	0	0,939	0,757	0,873	0,826	0,852	0,846
Коэффициент подтопления $\sigma_{п}$	1,0	0,452	0,795	0,644	0,726	0,700	0,705
Напор над по- рогом водобой- ной стенки $H_{ст.}$, м	2,38	4,12	2,79	3,23	2,97	3,05	3,04
Высота водо- бойной стенки $P_{ст.}$, м	1,21	0,348	1,01	0,788	0,918	0,878	0,883
Разница, %	253.0		66.0	-28.0	14.2	-4.6	0.6

Как видно из табл. 18.4, разница высоты водобойной стенки в последних двух приближениях составляет менее 1 %, то окончательно высота стенки принимается из последнего приближения и составляет $P_{ст} = 0,883$ м.

Глубину водобойного колодца в первом приближении определим из зависимости (18.8)

$$d_{к1} = \eta_{зт} h''_c - (P_{ст} + H_{ст}) = 1,075 \cdot 4,47 - (0,883 + 3,04) = 0,882 \text{ м,}$$

где $H_{ст}$ – напор над порогом водобойной стенки принят из табл. 18.4, соответствующий высоте водобойной стенки.

Теперь уточняется вторая сопряженная глубина h''_c в связи с изменением энергии верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца. Для этих целей вычисляется

$$\phi(\tau_c)_1 = \frac{q_B}{\varphi E_{01}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,13^{3/2}} = 0,142,$$

где E_{01} – удельная энергия верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца.

$$E_{01} = E_0 + d_{к1} = 13,25 + 0,882 = 14,13 \text{ м.}$$

Из табл. П. XX [1, с.622] по значениям $\Phi(\tau_c)_1 = 0,142$ и $\varphi = 0,95$ определяется $\tau_{c1}'' = 0,320$ и $h_{c1}'' = \tau_{c1}'' E_{01} = 0,320 \cdot 14,13 = 4,52$ м.

Глубина водобойного колодца во втором приближении будет

$$d_{к2} = \eta_{зт} h''_{c1} - (P_{ст} + H_{ст}) = 1,075 \cdot 4,52 - (0,883 + 3,04) = 0,936 \text{ м.}$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между первым и вторым приближениями составляет

$$\Delta d_{\kappa} = \frac{d_{\kappa 1} - d_{\kappa 2}}{d_{\kappa 2}} 100 = \frac{0,882 - 0,936}{0,936} 100 = -5,8\%$$

Так как расхождение в определении глубины водобойного колодца значительное, то выполняется третье приближение по аналогичной методике. Вычислим:

$$E_{02} = E_0 + d_{\kappa 2} = 13,25 + 0,932 = 14,19 \text{ м};$$

$$\phi(\tau_c)_2 = \frac{q_B}{\varphi E_{02}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,19^{3/2}} = 0,142; \quad \tau_c'' = 0,320;$$

$$h_{c2}'' = \tau_{c2}'' = 0,32 \cdot 14,19 = 4,54 \text{ м}.$$

Тогда глубина водобойного колодца в третьем приближении будет

$$d_{\kappa 3} = \eta_{\text{зт}} h_{c2}'' - (P_{\text{ст}} + H_{\text{ст}}) = 1,075 \cdot 4,54 - (0,883 + 3,04) = 0,958 \text{ м}.$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между вторым и третьим приближениями составляет около 2%. Поэтому глубину водобойного колодца принимаем из третьего приближения, т.е.

$$d_{\kappa} = d_{\kappa 3} = 0,958 \text{ м}.$$

Длина комбинированного водобойного колодца, т.е. расстояние от сжатого сечения до его уступа, определяется по уравнению (16.12) как длина подпертого гидравлического прыжка

$$\ell_{\text{к.к.}} = 3h_{c2}'' = 3 \cdot 4,54 = 13,62 \text{ м}.$$

Ответ: $p_{\text{ст}} = 0,883 \text{ м}$; $d_{\kappa} = 0,958 \text{ м}$; $\ell_{\text{к.к.}} = 13,62 \text{ м}$.

Тема 19. Гидравлический расчет сопрягающих сооружений

Пример 19.1. На трапецидальном канале для пропуска постоянного расчетного расхода $Q = 18 \text{ м}^3/\text{с}$ проектируется двухступенчатый перепад колодезного типа прямоугольного сечения шириной $b = 9,0 \text{ м}$ при разности отметок дна канала в верхнем и нижнем бьефах (высота перепада) $p_{\text{п}} = 4,4 \text{ м}$. Ступени перепада вертикальные. Для обеспечения в канале режима, близкого к равномерному, во входной части проектируется подпорная стенка, работающая по типу водослива с широким порогом.

Выполнить гидравлический расчет перепада при характеристиках канала: $\epsilon_{\text{к}} = 2,0$; $i = 0,00042$.

Р е ш е н и е. Нормальную глубину в подводящем канале определяем по специальным таблицам профессора И. И. Агроскина, для чего вычисляем функцию

$$F(R) = \frac{Q}{4m_0\sqrt{i}} = \frac{18}{4 \cdot 2,472\sqrt{0,00042}} = 88,80 \text{ м}^3/\text{с}$$

где m_0 – характеристика откоса,

$$m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m = 2\sqrt{1+2^2} - 2 = 2,472$$

По значениям $F(R) = 88,80 \text{ м}^3/\text{с}$ и коэффициенту шероховатости $n = 0,0225$ из табл. П. VI [1?, с. 594] определяем гидравлически наивыгоднейший радиус, который равен $R_{г.н} = 1,295 \text{ м}$.

Затем берем отношение $b_k/R_{г.н} = 9,0/1,295 = 6,95$, по значению которого и коэффициенту заложения откосов $m_k = 2,0$ из табл. П. VII [1, с. 600] берем отношение $h/R_{г.н} = 1,161$. Тогда нормальная глубина наполнения канала

$$h_0 = \frac{h}{R_{г.н}} \cdot R_{г.н} = 1,161 \cdot 1,295 = 1,50 \text{ м}$$

Средняя скорость движения потока составит

$$v = Q/\omega = Q/(b_k h_0 + m_k h_0^2) = 18/(9,0 \cdot 1,5 + 2 \cdot 1,5^2) = 1,00 \text{ м/с}$$

Проектируем сопряжение подводящего канала с входной частью перепада по типу обратных стенок с неплавным входом. Тогда коэффициент расхода водослива определяем по (19.3), где предварительно принимаем $bH/\Omega_{аб} = 0,8$.

$$m_{cl} = 0,3 + 0,08 \frac{bH}{\Omega_{аб}} = 0,3 + 0,08 \cdot 0,8 = 0,364.$$

Приближенный полный напор над гребнем водослива определяем по (17.2), при этом считая истечение свободным, т.е. $\sigma_n = 1,0$.

$$H_{01} = \left(\frac{Q}{m_{cl} b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{18}{0,364 \cdot 9 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 1,16 \text{ м}$$

Геометрический напор

$$H_1 = H_{01} - \frac{\alpha V^2}{2 \cdot g} = 1,16 - \frac{1,1 \cdot 1,0^2}{2 \cdot 9,81} = 1,10 \text{ м}$$

$$\frac{b \cdot H_1}{\Omega_{\text{вб}}} = \frac{9 \cdot 1,10}{18,0} = 0,55,$$

Теперь уточняем отношение $\omega = \Omega_{\text{вб}}$. Так как это отношение отличается от принятого, следовательно, уточняем коэффициент расхода:

$$m_c = 0,3 + 0,08 \cdot 0,55 = 0,344.$$

Тогда уточненный геометрический напор составит:

$$H_0 = \left(\frac{18}{0,344 \cdot 9 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 1,20 \text{ м};$$

$$H = 1,20 - \frac{1,1 \cdot 1,0^2}{2 \cdot 9,81} = 1,14 \text{ м}$$

Высоту подпорной стенки во входной части перепада определяем по (19.1).

$$p_{\text{вх}} = h_0 - H = 1,5 - 1,14 = 0,36 \text{ м.}$$

Высоты ступней принимаем одинаковыми, равными

$$p_{\text{ступ}} = \frac{p_n}{n} = \frac{4,4}{2} = 2,2 \text{ м,}$$

где $n_{\text{ст}}$ – число ступней перепада, $n_{\text{ст}} = 2$.

Энергии потока относительно водобоя первой ступени

$$E_{01} = H_0 + p_{\text{вх}} + p_{\text{ступ}} = 1,20 + 0,36 + 2,20 = 3,76 \text{ м.}$$

Рассчитываем функцию $\Phi(\sigma_c)$ по (17.18)

$$\Phi(\sigma_c) = \frac{q}{\varphi E_{01}^{3/2}} = \frac{2,0}{0,972 \cdot 3,76^{3/2}} = 0,282,$$

где q – удельный расход

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{18}{9} = 2,0 \text{ м}^3/\text{с на 1 п.м.};$$

φ – коэффициент скорости водослива с широким порогом, принят по [1, с. 485] при $m = 0,344$ и составляет $\varphi = 0,972$.

Из табл. П. XX [1, с. 622] $\tau_c'' = 0,455$ и глубина на ступени перепада, сопряженная со сжатой глубиной, будет

$$h_c'' = \tau_c'' E_{01} = 0,455 \cdot 3,76 = 1,71 \text{ м.}$$

Так как

$$p = p_{\text{вх}} + p_{\text{ступ}} = 0,36 + 2,20 = 2,56 > \eta_{\text{зт}} h_c'' = 1,1 \cdot 1,71 = 1,88 \text{ м,}$$

то подпорная стенка во входной части перепада, работающая как водослив с широким порогом, работает без подтопления и, следовательно, $\sigma_{\text{п}} = 1,0$.

В конце ступени перепада проектируем водобойную стенку, которая работает как водослив практического профиля и коэффициент расхода для нее равен $m = 0,42$. Тогда полный напор над стенкой определяем по (17.2)

$$H_{01} = \left(\frac{q}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{2,0}{0,42\sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 1,05 \text{ м.}$$

Средняя скорость на ступени при глубине $\eta_{\text{зт}} h_c'' = 1,88 \text{ м}$ будет

$$v = q/(\eta_{\text{зт}} h_c'') = 2,0/1,88 = 1,05 \text{ м/с,}$$

при этом скоростной напор

$$\frac{\alpha v^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 1,05^2}{2 \cdot 9,81} = 0,06 \text{ м}$$

Геометрический напор над стенкой составит

$$H_1 = H_{01} - \frac{\alpha v^2}{2g} = 1,05 - 0,06 = 0,99 \text{ м}$$

Высоту водобойной стенки на ступени перепада определим из (18.7):

$$p_{\text{ст}} = \eta_{\text{зт}} h_c'' - H_1 = 1,88 - 0,99 = 0,90 \text{ м.}$$

Длину ступени перепада определим по (19.16). Так как поток во входной части перепада движется через водослив с широким порогом, то дальность падения струи определим по (19.19):

$$l_{\text{под}} = 4m\sqrt{H_0(p + 0,24H_0)} = 4 \cdot 0,344\sqrt{1,20 \cdot 0,344\sqrt{1,20 \cdot (2,56 + 0,24 \cdot 1,20)}} = 2,54 \text{ м}$$

Длина подпертого прыжка на ступени

$$l_{\text{пр}} = 3h_c'' = 3 \cdot 1,71 = 5,13 \text{ м.}$$

Толщину водобойной стенки принимаем конструктивно $s = 0,8H_1 = 0,8 \cdot 0,99 = 0,8 \text{ м}$. Тогда длина ступени перепада

$$l_{\text{ст}} = l_{\text{под}} + l_{\text{пр}} + s = 2,54 + 5,13 + 0,80 = 8,47 \text{ м.}$$

Так как перепад двухступенчатый, то его вторая ступень является выгодной частью. Предварительно определим местоположения гидравлического прыжка в выходной части, для чего предварительно вычислим

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = \frac{2,0}{0,95 \cdot 4,15^{3/2}} = 0,249,$$

где $E_0 = p_{\text{ступ}} + p_{\text{ст}} + H_0 = 2,20 + 0,90 + 1,05 = 4,15 \text{ м}$.

Так из табл. П. XX [1, с. 622] находим величину $\tau_c'' = 0,416$ и вторая сопряженная глубина будет

$$h_c'' = \tau_c'' E_0 = 0,416 \cdot 4,15 = 1,73 \text{ м.}$$

Так как по условию задачи параметры подводящего и отводящего каналов одинаковы, то нормальная глубина будет $h_0 = 1,50 \text{ м}$. Тогда $h_c'' = 1,73 \text{ м} > h_0 = 1,50 \text{ м}$, что указывает на отогнанное положение гидравлического прыжка и на необходимость устройства гасителя энергии, в качестве которого принят водобойный колодец.

Глубина водобойного колодца определяется по (18.4)

$$d_{\text{к1}} = \eta_{\text{ст}} h_c'' - (h_0 + \Delta Z) = 1,10 \cdot 1,73 - (1,50 + 0,03) = 0,37 \text{ м,}$$

где величину перепада определим по (3.55):

$$\Delta Z = \frac{q^2}{2g\varphi_n^2 h_0^2} - \frac{\alpha q^2}{2g(h_c'')^2} = \frac{2,0^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,93^2 \cdot 1,50^2} - \frac{1,1 \cdot 2,0^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 1,73^2} = 0,03 \text{ м};$$

φ_n – коэффициент скорости и принят по табл. 22.3 [1, с. 439] при значении коэффициента расхода $m = 0,35$, принятому по П. XVIII [1, с. 620] при значении $p/H = 0,6$.

Так как величина перепада незначительна, то уточнять коэффициент скорости в зависимости от коэффициента расхода по уточненному отношению

$$\frac{p}{H} = \frac{d_{\kappa 1}}{h_0 + \Delta Z} = \frac{0,37}{1,50 + 0,03} = 0,24$$

не имеет смысла.

Теперь уточним удельную энергию верхнего бьефа относительно дна нижнего бьефа, т.е. водобойного колодца:

$$E_{01} = E_0 + d_{\kappa 1} = 4,15 + 0,37 = 4,52 \text{ м.}$$

Тогда

$$\Phi(\tau_c)_1 = \frac{q}{\varphi E_{01}^{3/2}} = \frac{2,0}{0,95 \cdot 4,52^{3/2}} = 0,220.$$

Из табл. П. XX [1, с. 622] находим величину $\tau_{c1}'' = 0,392$ и уточненная вторая сопряженная глубина будет

$$h_{c1}'' = \tau_{c1}'' E_{01} = 0,392 \cdot 4,52 = 1,77 \text{ м.}$$

Глубина водобойного колодца во втором приближении

$$d_{\kappa 2} = \eta_{3T} h_{c1}'' - (h_0 + \Delta Z) = 1,1 \cdot 1,77 - (1,50 + 0,03) = 0,42 \text{ м.}$$

Расхождение глубины водобойного колодца между первым и вторым приближениями составит

$$\Delta d_{\kappa} = \frac{d_{\kappa 2} - d_{\kappa 1}}{d_{\kappa 2}} \cdot 100 = \frac{0,42 - 0,37}{0,42} \cdot 100 = 11,9\%$$

что указывает на его значительную величину.

Определим глубину водобойного колодца в третьем приближении, для чего найдем

$$\Phi(\tau_c)_2 = \frac{q}{\varphi E_{02}^{3/2}} = \frac{2,0}{0,95 \cdot 4,57^{3/2}} = 0,217,$$

$$\text{где } E_{02} = E_0 + d_{\kappa 2} = 4,15 + 0,42 = 4,57 \text{ м.}$$

Тогда

$$\tau_{c2}'' = 0,390 \text{ и } h_{c2}'' = \tau_{c2}'' E_{02} = 0,390 \cdot 4,57 = 1,78 \text{ м,}$$

$$d_{\kappa 3} = \eta_{3T} h_{c2}'' - (h_0 + \Delta Z) = 1,1 \cdot 1,78 - (1,50 + 0,03) = 0,43 \text{ м.}$$

Расхождение глубины водобойного колодца между вторым и третьим приближениями составит

$$\Delta d_k = \frac{d_{k3} - d_{k2}}{d_{k3}} \cdot 100 = \frac{0,43 - 0,42}{0,43} \cdot 100 = 2,3\%$$

что указывает на незначительное расхождение. За расчетную глубину водобойного колодца окончательно принимаем $d_k = d_{k3} = 0,43$ м.

Длину водобойного колодца, т.е. расстояние от ступени перепада до уступа колодца определим по (19.23)

$$l_k = l_{\text{под}} + l_{\text{пр}} = 2,70 + 5,34 = 8,04 \text{ м,}$$

где длина падения рассчитана по (19.18)

$$l_{\text{пад}} = 1,33\sqrt{H_0(p + 0,3H_0)} = 1,33\sqrt{1,08 \cdot (3,53 + 0,3 \cdot 1,08)} = 2,70 \text{ м,}$$

p – высота падения

$$p = p_{\text{ступ}} + p_{\text{ст}} + d_k = 2,20 + 0,90 + 0,43 = 3,53 \text{ м;}$$

$l_{\text{пр}}$ – длина подпертого гидравлического прыжка

$$l_{\text{пр}} = 3h_{c2}'' = 3 \cdot 1,78 = 5,34 \text{ м.}$$

Пример расчета сопряжения потока в нижнем бьефе сооружения в непризматическом русле прямоугольного сечения будет показан в следующем примере при рассмотрении гидравлического расчета быстротока

Пример 19.2. Для условий примера 19.1 во входной части перепада вместо водослива с широким порогом рассчитать щелевой водослив для пропуска расходов от $Q_{\text{мин}} = 5,0 \text{ м}^3/\text{с}$ до $Q_{\text{макс}} = 18,0 \text{ м}^3/\text{с}$.

Решение. Число щелей определяем по (19.12):

$$n_{\text{щ}} = \frac{b}{(1,25 \dots 1,50)h_{\text{макс}}} = \frac{9,0}{1,5 \cdot 1,5} = 4,0,$$

где $h_{\text{макс}}$ – нормальная глубина в канале, соответствующая максимальному расходу, который равен расчетному.

Принимаем окончательно 4 щели. Определим расчетные глубины в подводящем канале перед водосливом по (19.7):

$$h_1 = h_{\text{макс}} - 0,25(h_{\text{макс}} - h_{\text{мин}}) = 1,50 - 0,25(1,50 - 0,73) = 1,31 \text{ м;}$$

$$h_2 = h_{\text{макс}} + 0,25(h_{\text{макс}} - h_{\text{мин}}) = 0,73 + 0,25(1,50 - 0,73) = 0,92 \text{ м,}$$

где $h_{\text{мин}}$ – нормальная глубина в подводящем канале, соответствующая минимальному расходу. Определена по методике, показанной в примере 19.1 и равна $h_{\text{мин}} = 0,73$ м.

Расходы Q_1 и Q_2 при этих глубинах определим по (11.1), где величина $C\sqrt{R}$ принята по табл. П. VI [1, с. 594]. Расчеты сведем в табл. 19.1.

При найденных расходах $Q_1 = 14,06 \text{ м}^3/\text{с}$ и $Q_2 = 7,53 \text{ м}^3/\text{с}$ полные напоры перед водосливом (при высоте порога, равным нулю) соответственно будут равны:

$$H_{01} = h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = 1,31 + \frac{1,1 \cdot 0,92^2}{2 \cdot 9,81} = 1,36 \text{ м;}$$

$$H_2 = h_1 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = 0,92 + \frac{1,1 \cdot 0,76^2}{2 \cdot 9,81} = 0,95 \text{ м}$$

Т а б л и ц а 19.1. Определение расходов Q_1 и Q_2 при глубинах h_1 и h_2

Глубина потока h , м	Площадь сечения ω , м ²	Смоченный периметр χ , м	Гидравлический радиус R , м	$C\sqrt{R}$, м/с	Расход Q , м ³ /с	Средняя скорость V , м/с
1,31	15,22	14,93	1,02	45,05	14,06	0,92
0,92	9,97	13,17	0,76	36,90	7,53	0,76

Расходы потока через одну щель водослива соответственно составят:

$$Q_{щ1} = \frac{Q_1}{n_{щ}} = \frac{14,06}{4} = 3,515 \text{ м}^3/\text{с;}$$

$$Q_{щ2} = \frac{Q_2}{n_{щ}} = \frac{7,53}{4} = 1,882 \text{ м}^3/\text{с}$$

Средняя ширина водослива в выходной плоскости истечения определяем по (19.11) и для каждой величины расхода соответственно составит:

$$b_{ср1} = \frac{Q_{щ1}}{\varepsilon M_1 H_{01}^{3/2}} = \frac{3,515}{0,95 \cdot 2,15 \cdot 1,36^{3/2}} = 1,09 \text{ м;}$$

$$b_{cp2} = \frac{Q_{ц2}}{\varepsilon M_2 H_{02}^{3/2}} = \frac{1,882}{0,95 \cdot 2,10 \cdot 0,95^{3/2}} = 1,02 \text{ м},$$

где коэффициент сжатия потока принят $\varepsilon = 0,95$, а коэффициент расходов по табл. 26.1 [1, с. 516] соответственно напорам.

Ширина по дну щели водослива определяется по (19.14):

$$b_{щ} = \frac{H_1 b_{cp2} - H_2 b_{cp1}}{H_1 - H_2} = \frac{1,31 \cdot 1,02 - 0,92 \cdot 1,09}{1,31 - 0,92} = 0,88 \text{ м},$$

где H_1, H_2 – геометрические напоры перед водосливом и соответственно равны нормальным глубинам h_1 и h_2 в канале.

Коэффициент заложения откоса щели водослива определяется по (19.15):

$$m^1 = 1,25 \frac{b_{cp1} - b_{cp2}}{H_1 - H_2} = 1,25 \frac{1,09 - 1,02}{1,31 - 0,92} = 0,225.$$

Определим ширину B поперечного сечения перепада по фронту щелевого водослива, полагая запас откоса над максимальной глубиной перед входом $a_1 = 0,2$ м и расстояние между щелями по верху $a_2 = 0,4$ м:

$$B = b_{щ} \cdot n_{щ} + 2m^1(p_{\text{макс}} + a_1) n_{щ} + (n_{щ} - 1) a_2 = 0,88 \cdot 4 + 2 \cdot 0,225(1,50 + 0,2) \cdot 4 + (4 - 1) \cdot 0,4 = 7,78 \text{ м}.$$

При заданной ширине перепада $b = 9$ м полученное решение конструктивно выполнимо.

Ответ: $n_{щ} = 4$; $b_{щ} = 0,88$ м; $m^1 = 0,225$.

Пример 19.3. Рассчитать бетонный быстроток на трапецидальном канале для пропуска расхода $Q = 15,0$ м³/с при разности отметок верхнего и нижнего бьефов $Z_0 = 3,0$ м, уклоне дна лотка водоската $i = 0,04$. Поперечное сечение быстротока прямоугольное. Входную часть рассчитать на одной отметке с дном подводящего канала из условия сохранения в канале равномерного движения. В случае отгона гидравлического прыжка в нижнем бьефе рассчитать водобойный колодец. Параметры канала: $v_k = 6,0$ м; $n = 0,025$; $m_k = 1,5$; $i_k = 0,0004$. Построить профиль потока по оси сооружения.

Решение.

Расчет входной части быстротока. Определим нормальную глубину в проводящем канале с помощью специальных таблиц И. И.Агроскина, для чего считаем

$$F(R) = \frac{Q}{4m_0 \sqrt{i_k}} = \frac{15,0}{4 \cdot 2,106 \sqrt{0,0004}} = 89,03 \text{ м}^3 / \text{с},$$

$$\text{где } m_0 = 2\sqrt{1+m_k^2} - m_k = 2\sqrt{1+1,5^2} - 1,5 = 2,106.$$

По значениям $F(R) = 89,03 \text{ м}^3/\text{с}$ и коэффициенту шероховатости $n = 0,025$ из табл. П. VI [1, с. 594] определяем гидравлически наивыгоднейший радиус, который равен $R_{г.н} = 1,35 \text{ м}$.

Затем берем отношение $b_k/R_{г.н} = 6,0/1,35 = 4,44$, по значению которого и коэффициенту заложения откосов $m_k = 1,5$ из табл. П. VII [1, с. 600] берем отношение $h/R_{г.н} = 1,355$.

Тогда нормальная глубина наполнения канала

$$h_0 = \frac{h}{R_{г.н}} R_{г.н} = 1,355 \cdot 1,35 = 1,83 \text{ м}$$

Средняя скорость движения потока

$$v = Q/\omega = Q/(b_k h_0 + m_k h_0^2) = 15,0/(6,0 \cdot 1,83 + 1,5 \cdot 1,83^2) = 0,94 \text{ м/с}.$$

Согласно исходным данным, равномерное движение в подводящем канале поддерживается за счет сужения потока во входной части быстротока. Тогда ширину лотка водоската определим из (17.1), а коэффициент расхода с учетом бокового сжатия – по (17.14). Для определения коэффициента расхода в первом приближении зададимся отношением $bH/\Omega_{аб} = 0,6$.

Тогда

$$m_{c1} = 0,3 + 0,08 \frac{bH}{\Omega_{аб}} = 0,3 + 0,08 \cdot 0,6 = 0,348$$

и

$$b_1 = \frac{Q}{m_{c1} \sqrt{2g} H_0^{3/2}} = \frac{15,0}{0,348 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 1,88^{3/2}} = 3,77 \text{ м},$$

$$H_0 = h_0 + \alpha v^2 / (2g) = 1,83 + \frac{1,1 \cdot 0,94^2}{2 \cdot 9,81} = 1,88 \text{ м}$$

где

Уточним коэффициент расхода

$$m_{c2} = 0,3 + 0,08 \frac{3,77 \cdot 1,83}{16} = 0,334,$$

где H – геометрический напор, $H = h_0 = 1,83 \text{ м}$;

$\Omega_{аб}$ – площадь живого сечения потока в подводящем канале,

$$\Omega_{вб} = b_k h_0 + m_k h_0^2 = 6,0 \cdot 1,83 + 1,5 \cdot 1,83^2 = 16,00 \text{ м}^2.$$

Так как расхождение коэффициента расхода значительное, поэтому уточним ширину лотка водоската:

$$b_2 = \frac{15,0}{0,334 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,88^{3/2}}} = 3,93 \text{ м}$$

Уточним еще раз коэффициент расхода

$$m_{c3} = 0,3 + 0,08 \frac{3,93 \cdot 1,83}{16} = 0,336$$

и ширину лотка водоската

$$b_3 = \frac{15,0}{0,336 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,88^{3/2}}} = 3,91 \text{ м}$$

Так как расхождение ширины лотка водоската в двух последних приближениях незначительное ($\Delta b = 0,77 \%$), то окончательно ширину принимаем $b = 3,9$ м.

Ширину лотка водоската можно также определить путем непосредственного решения уравнений (17.1) и (17.14), т.е.

$$m_c = 0,3 + 0,08 \frac{b \cdot 1,83}{16,0} = 0,3 + 0,00915b$$

$$m_c b = \frac{Q}{\sqrt{2g \cdot H_0^{3/2}}} = \frac{15,0}{\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,88^{3/2}}} = 1,314.$$

Решая совместно эту систему уравнений, получим квадратное уравнение:

$$0,00915b^2 + 0,300b - 1,314 = 0,$$

откуда $b = 3,91 = 3,9$ м.

Расчет водоската быстроточка. Для расчета кривой свободной поверхности потока на водоскате найдем критическую глубину h_k и нормальную глубину $h_{0,б}$ равномерного движения:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 15,0^2}{9,81 \cdot 3,9^2}} = 1,18 \text{ м}$$

$$\text{По } F(R) = \frac{Q}{4m_0\sqrt{i}} = \frac{15,0}{4 \cdot 2,0\sqrt{0,04}} = 9,375 \text{ м}^3/\text{с}$$

$$\text{находим: } R_{г.н} = 0,46 \text{ м; } \frac{b}{R_{г.н}} = \frac{3,90}{0,46} = 8,48; \frac{h}{R_{г.н}} = 1,060$$

$$\text{и } h_{о.б} = \frac{h}{R_{г.н}} R_{г.н} = 1,060 \cdot 0,46 = 0,49 \text{ м}$$

$$\text{где } m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m = 2\sqrt{1+0} - 0 = 2,0$$

Средняя скорость движения потока, соответствующая нормальной глубине:

$$V_0 = \frac{Q}{\omega_0} = \frac{15,0}{3,9 \cdot 0,49} = 7,85 \text{ м/с}$$

Среднюю скорость, соответствующую началу аэрации потока, определим по (19.32):

$$V_{н.а} = 6,7\sqrt{gR}(1 - \Delta/R) = 6,7\sqrt{9,81 \cdot 0,39}(1 - 0,03)^{0,7} = 10,59 \text{ м/с}$$

где R – гидравлический радиус,

$$R = \omega/\chi = bh_{о.б}/(b + 2h_{о.б}) = 3,9 \cdot 0,49/(3,9 + 2 \cdot 0,49) = 0,39 \text{ м;}$$

Δ/R – относительная шероховатость и принята для бетонной поверхности хорошего качества $\Delta/R = 0,03$.

Так как $v_0 = 7,85 \text{ м/с} < v_{н.а} = 10,59 \text{ м/с}$, то аэрации потока на водоскате быстрого течения происходить не будет.

Глубина $h_{о.б} = 0,49 \text{ м}$ меньше $h_k = 1,18 \text{ м}$, следовательно, уклон водоската $i > i_k$ поток перейдет на пороге входной части в бурное состояние и на водоскате сформируется кривая спада типа Шв.

Длина водоската по условиям

$$l_6 = \frac{Z_0}{i} = \frac{3,0}{0,04} = 75 \text{ м.}$$

Рассчитаем кривую спада по уравнению (15.3), а величины Z и Π'_k определим по способу Н. Н. Павловского.

Расчет сведем в табл. 19.2 где принята начальная глубина $h_{нач} = h_k = 1,18 \text{ м}$, а конечная глубина $h_{кон} = (1,03 \dots 1,05)h_{о.б} = 1,04 \cdot 0,49 = 0,51 \text{ м}$.

Так как длина кривой СПП между принятыми сечениями $l_{п.к} = 110,7 \text{ м}$ и больше длины водоската $l_6 = 75,0 \text{ м}$, то требуется ее построение которое выполнено по данным расчета (табл. 19.2) и глубина в конце водоската равна $h_1 = 0,56 \text{ м}$.

Т а б л и ц а 19.2. Расчет кривой СПП на быстротоке

№ сечения	Глубина h , м	Δh , м	Площадь живого сечения ω , м ²	Гидравлический радиус R , м	$C\sqrt{R}$, м/с	Фиктивный расход Q' , м ³ /с	Переменная Z
1	2	3	4	5	6	7	8

1	1,18		4,618	0,737	59,45	54,991	3,666
		-0,08					
2	1,10		4,290	0,703	57,46	49,301	3,287
		-0,10					
3	1,00		3,900	0,661	55,44	43,242	2,833
		-0,10					
4	0,90		3,510	0,616	53,33	34,438	2,496
		-0,10					
5	0,80		3,120	0,567	50,60	31,547	2,105
		-0,10					
6	0,70		2,730	0,515	48,16	26,295	1,753
		-0,10					
7	0,60		2,340	0,459	44,41	20,784	1,386
		-0,09					
8	0,51		1,989	0,404	40,85	16,250	1,083

Продолжение табл. 19.2

1	2	3	4	5	6	7	8
№ сечения	ΔZ	a/i	Параметр кинетичности Π'_k	$1 - \Pi'_{k,ср.}$	$\Phi(Z)$	$\Delta\Phi(Z)$	Расстояние между сечениями l_{1-2} , м
1			13,373		0,281		
	-0,379	5,541		-12,410		0,035	0,307
2			13,447		0,316		
	-0,404	6,188		-12,608		0,046	1,089
3			13,770		0,362		
	-0,387	6,460		-12,964		0,062	2,692
1	2	3	4	5	6	7	8
4			14,157		0,424		
	-0,391	6,394		-13,248		0,092	5,293
5			14,338		0,516		
	-0,352	7,102		-13,591		0,135	10,531
6			14,844		0,651		
	-0,367	6,812		-13,785		0,529	21,821
7			14,726		0,910		
	-0,303	7,426		-13,692		0,700	68,924
8			14,638		1,610		

$$l_{н.к} = \sum l_i = 110,7 \text{ м}$$

Примечание. Значения $C\sqrt{R}$ приняты по табл. П. VI [1, с. 564] при коэффициенте шероховатости лотка водоската $n = 0,014$.

Расчет выходной части быстротока. Рассчитаем сопряжение потока в нижнем бьефе быстротока при условном положении гидравлического прыжка в предельном положении. При необходимости в качестве гасителя энергии примем водобойный колодец. Сопряжение дна водоската с водобойным колодцем выполним по криволинейной поверхности в виде стенки падения (см. рис. 19.7 а раздел б), которая описывается уравнением (9.39).

Теперь определим действительное место положения гидравлического прыжка в нижнем бьефе быстротока. Предварительно примем $h_c = h_1 = 0,55 \text{ м}$.

Так как гидравлический прыжок условно находится в предельном положении русла переменного сечения, то вторую сопряженную глубину определим по (16.16). После постановки исходных данных и выполненных расчетов уравнение примет следующий вид:

$$24,082 \frac{1}{h_{c.1}''} + 13,8(h_{c.1}'')^2 - 0,588h_{c.1}'' = 71,147.$$

которое решено подбором и $h_{c.1}'' = 2,105$ м.

Так как $h_{c.1}'' = 2,105$ м $>$ $h_0 = 1,83$ м, следовательно, гидравлический прыжок будет отогнан. Предварительная глубина водобойного колодца

$$d_{к1} = h_{c.1}'' - h_0 = 2,105 - 1,83 = 0,3 \text{ м.}$$

Определим сжатую глубину в водобойном колодце, где удельная энергия относительно дна колодца

$$E_{01} = h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} + d_{к1} = 0,56 + \frac{1,1 \cdot 6,87^2}{2 \cdot 9,81} + 0,30 = 3,505 \text{ м,}$$

где V_1 – средняя скорость потока в конце водоската,

$$v_1 = Q/\omega_1 = Q/(bh_1) = 15,0/(3,9 \cdot 0,56) = 6,87 \text{ м/с.}$$

По значению специальной функции

$$\Phi(\tau_c)_1 = \frac{q}{\varphi E_{01}^{3/2}} = \frac{3,85}{1,0 \cdot 3,505^{3/2}} = 0,587$$

из табл. G/ {{ x1, с. 622} определяется относительная сжатая глубина $\tau_{c1} = 0,144$, где q – удельный расход, $q = Q/b = 3,85$ м³/с на 1 п.м.

Тогда $h_{c1} = \tau_{c1} E_{01} = 0,144 \cdot 3,505 = 0,505$ м.

Уточним $h_{c.1}''$, для чего снова решим уравнение (16.16) при $h_c = h_{c1} = 0,505$ м. После подстановки исходных данных и выполненных расчетов оно примет следующий вид:

$$24,082 \frac{1}{h_{c.2}''} + 13,800(h_{c.2}'')^2 - 0,530h_{c.2}'' = 73,928,$$

откуда $h_{c.2}'' = 2,15$ м.

Определим ΔZ по формуле (18.5):

$$\Delta Z = \frac{q^2}{2g\varphi_n^2 h_0^2} - \frac{\alpha q^2}{2g(h_c'')^2} = \frac{3,85^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,975^2 \cdot 1,83^2} - \frac{1,1 \cdot 3,85^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 2,15^2} = 0,06 \text{ м,}$$

где φ_n – коэффициент скорости подтопленного водослива

$\varphi_n = 0,975$, принят по табл. 22.3 [1, с. 439] при значении коэффициента расхода $m = 0,370$. Значение m принято по табл. П. XVIII [1, с. 620] при отношении $\frac{p}{H} = \frac{d_{к1}}{h_0} = \frac{0,30}{1,83} = 0,16$.

Тогда глубина водобойного колодца во втором приближении $d_{к2} = \eta_{эт} h''_c - (h_0 + \Delta Z) = 1,10 \cdot 2,15 - (1,83 + 0,06) = 0,475$ м.

Является очевидным, что расхождение глубины водобойного колодца в первом и втором приближениях составляет более 5 %, что указывает на необходимость последующих приближений для уточнения глубины водобойного колодца, которые приведены в табл. 19.3.

Т а б л и ц а 19.3. Результаты расчета способом последовательных приближений глубины водобойного колодца

Наименование величин	Номер приближения				
	1	2	3	4	5
Удельная энергия E_0 , м	–	3,505	3,681	3,791	3,824
Сжатая глубина h_0 , м	0,56	0,505	0,490	0,478	0,474
Вторая сопряженная глубина, h''_c , м	2,105	2,150	2,250	2,280	2,290
Глубина водобойного колодца d_k , м	0,300	0,475	0,585	0,618	0,629
Расхождение Δd_k , %		36,84	18,80	5,34	1,75

Из табл. 19.3 видно, что окончательная глубина водобойного колодца $d_k = 0,629$ м = 0.63 м.

Теперь определим угол воронки роспуска по (19.24):

$$\operatorname{tg} \theta = 1 / \sqrt{P_{к.с.}} = 1 / \sqrt{14,82} = 0,260,$$

где $P_{к.с.}$ – параметр кинетичности в сжатом сечении,

$$P_{к.с.} = \frac{\alpha q^2}{g h_c^3} = \frac{1,05 \cdot 3,85^2}{9,81 \cdot 0,474^3} = 14,82.$$

Тогда вычисленный угол воронки роспуска

$$\theta = \operatorname{arctg} 0,260 = 16,98^\circ,$$

что значительно больше рекомендуемого. За расчетный угол воронки роспуска принимается $Q = 7^\circ$.

Длина воронки роспуска исходя из геометрических условий определяется по (19.25):

$$l_{\text{вор}} = (b_k - b)/(2q\theta) = (6,0 - 3,9) / (2 \cdot 0,123) = 8,54 \text{ м.}$$

Длина воронки роспуска из условия длины падения потока и размещения гидравлического прыжка $l_{\text{вор}} = l_{\text{пад}} + l_{\text{пр}}$. Длина падения потока определяется по зависимости

$$l_{\text{пад}} = 0,45V_1\sqrt{0,5h_1 + d_k} = 0,45 \cdot 6,87\sqrt{0,5 \cdot 0,56 + 0,63} = 2,945 \text{ м}$$

Так как гидравлический прыжок размещается в прямоугольном русле переменного сечения, то его длина определяется по (19.27):

$$l_{\text{пр}} = l_{\text{п}} / (1 + 0,52 l_{\text{п}} / l) = 9,61 / (1 + 0,52 \cdot 9,61 / 18,8) = 7,591 \text{ м}$$

$$\text{где } l_{\text{п}} = 10,3h_c(\sqrt{\Pi_{\text{к.с}}} - 1)^{0,81} = 10,3 \cdot 0,474(\sqrt{11,099} - 1)^{0,81} = 9,61 \text{ м;}$$

$$\Pi_{\text{к.с}} = \frac{\alpha Q^2}{gb_1^2 h_c^3} = \frac{1,1 \cdot 15,0^2}{9,81 \cdot 4,62^2 \cdot 0,474^3} = 11,099;$$

$$b_1 = 2ltg\theta = 2 \cdot 18,80 \cdot 0,123 = 4,62 \text{ м.}$$

$$l = \frac{b}{2tg\theta} + l_{\text{пад}} = \frac{3,9}{2 \cdot 0,123} + 2,945 = 18,80 \text{ м}$$

Тогда длина воронки роспуска

$$l_{\text{вор}} = l_{\text{пад}} + l_{\text{пр}} = 2,945 + 7,591 = 10,54 \text{ м,}$$

которая принимается за расчетную, так как она больше, чем из геометрических условий. В этом случае угол воронки роспуска уменьшится и составит

$$tg\theta = \frac{b_k - b}{2l_{\text{вор}}} = \frac{6,0 - 3,9}{2 \cdot 10,54} = 0,0996,$$

откуда $-\arctg 0,0996 = 5^{\circ}42'$.

Схема сооружения показана на рис. 19.5.

Ответ: $b = 3,90$; $h_1 = 0,56$ м; $V_1 = 6,87$ м/с; $d_k = 0,63$;

$$l_{\text{вор}} = 10,5 \text{ м; } \theta = 5^{\circ}42'$$

Пример 19.4. Рассчитать быстрое течение с искусственной шероховатостью, схема которого показана на рис. 19.5 раздела 6, на пропуск расхода $Q = 11,0$ м³/с,

чтобы скорость на водоскате не превышала $v_B = 4,5$ м/с. Лоток водоската прямоугольного сечения с регулирующим затвором в головной части. Подводящий и отводящий каналы имеют ширину по дну $b_K = 4,0$ м; $n_K = 0,025$; $m_K = 1,5$; $i_K = 0,00043$. Ширина водоската $b = 4,0$ м, длина $l = 80$ м; $i = 0,20$, материал – бетон, коэффициент шероховатости $n = 0,017$.

Решение.

Расчет входной части быстротока. Нормальную глубину в подводящем и отводящем каналах определим по специальным таблицам И. И. Агроскина, для чего вычислим

$$F(R) = \frac{Q}{4m_0\sqrt{i_K}} = \frac{11,0}{4 \cdot 2,106\sqrt{0,00043}} = 62,97 \text{ м}^3/\text{с}$$

где $m_0 = 2\sqrt{1+m_K^2} - m_K = 2\sqrt{1+1,5^2} - 1,5 = 2,106$.

Тогда $R_{г.н} = 1,184$ м и отношение

$$\frac{b_K}{R_{г.н}} = \frac{4,0}{1,184} = 3,38 \quad \text{и} \quad \frac{h}{R_{г.н}} = 1,520$$

$$h_0 = \frac{h}{R_{г.н}} \cdot R_{г.н} = 1,520 \cdot 1,184 = 1,80 \text{ м.}$$

Искомая глубина наполнения

Определим высоту a_3 открытия затвора для пропуска расхода $Q = 11,0$ м³/с, для чего рассчитаем напор перед ним с учетом скорости подхода:

$$H_0 = h_{o.к} + \frac{\alpha V_K^2}{2g} = 1,80 + \frac{1,05 \cdot 0,91^2}{2 \cdot 9,81} = 1,84 \text{ м,}$$

где v_K – средняя скорость движения потока в подводящем канале

$$V_K = \frac{Q}{\omega_K} = \frac{Q}{bh_{o.к} + m_K h_{o.к}^2} = \frac{11,0}{4 \cdot 1,80 + 1,5 \cdot 1,80^2} = 0,91 \text{ м/с.}$$

По (17.18) рассчитаем специальную функцию

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = \frac{2,75}{0,95 \cdot 1,84^{3/2}} = 1,16,$$

где q – удельный расход, $\frac{11,0}{4} = 2,75$ м³/с на 1 п.м;
 φ – коэффициент скорости и для затвора без порога принят $\varphi = 0,95$.

Из табл. П. XX1, с. 622 по $\Phi(\tau_c) = 1,16$ найдем отношение $a_3/H = 0,491$ и коэффициент вертикального сжатия $\varepsilon = 0,644$. Тогда высота открытия затвора и сжатая глубина за затвором соответственно составят:

$$\alpha_3 = \frac{a_3}{H} \cdot H = \frac{a_3}{H \cdot h_{o,k}} = 0,491 \cdot 1,80 = 0,88 \text{ м};$$

$$h_c = a_3 \varepsilon = 0,88 \cdot 0,644 = 0,57 \text{ м}.$$

Затвор устанавливается перед переломом уклонов на расстоянии напора, т.е. $\ell_3 = H = 1,80 \text{ м}$.

Расчет водоската быстротока. Определим критическую глубину на водоскате

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,10 \cdot 2,75^2}{9,81}} = 0,946 \text{ м}.$$

Нормальная глубина на водостоке определена по специальным таблицам И. И. Агроскина и равна $h_6 = 0,27 \text{ м}$.

При заданной средней скорости движения потока V_b на водоскате глубина на нем составит

$$h_{н.м} = \frac{q}{V_b} = \frac{2,75}{4,50} = 0,61 \text{ м}.$$

Глубина потока, поступающего на водоскат из входной части быстротока, равна примерно сжатой глубине, и нормальная глубина на водоскате оказываются меньше глубины, соответствующей принятой $v_b' = 4,5 \text{ м/с}$. Следовательно, на всем протяжении водоската необходимо устраивать искусственную шероховатость. Так как глубина при искусственной шероховатости $h_{н.ш} = 0,61 \text{ м} < h_k = 0,946 \text{ м}$, то в выходной части быстротока необходимо рассчитать сопряжение потока.

Для достижения на водоскате $v_b = 4,5 \text{ м/с}$, определим необходимый коэффициент Шези с искусственной шероховатостью. Для этого вычислим:

площадь живого сечения

$$\omega = \frac{Q}{V_k} = \frac{11,0}{4,5} = 2,444 \text{ м}^2;$$

смоченный периметр

$$\chi = b + 2h_{н.ш} = 4,0 + 2 \cdot 0,61 = 5,22 \text{ м};$$

гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{2,444}{5,22} = 0,468 \text{ м.}$$

Из формулы (19.35) определим

$$C_{u.u} = \frac{V_6}{\sqrt{Ri}} = \frac{4,50}{\sqrt{0,468 \cdot 0,2}} = 14,709 \text{ м}^{0,5} / \text{с}$$

В качестве искусственной шероховатости примем нормальные ребра с острыми гранями, так как они наиболее простые в изготовлении. Параметры ее определяются из решения уравнения (19.36), определив из него относительную шероховатость

$$n_0 = \frac{h_{u.u}}{\delta} = \frac{1}{c} \left(\alpha + d\beta - \frac{1000}{C_{u.u} S_i} \right).$$

Для принятой шероховатости $\alpha=47,48$; $c = 1,17$; $d = 0,08$; $S_i = 0,9$.
Относительная ширина потока

$$\beta = \frac{b}{h_{u.u}} = \frac{4,0}{0,61} = 6,557.$$

Подставим значение параметров в исходное уравнение

$$n_0 = \frac{h_{u.u}}{\delta} = \frac{1}{1,17} \left(47,48 + 0,08 \cdot 6,557 - \frac{1000}{14,709 \cdot 0,9} \right) = \frac{48,00 - 75,54}{1,17} < 0,$$

из которого видно, что данная искусственная шероховатость не обеспечивает заданной средней скорости движения потока на водоскате.

Примем более эффективную искусственную шероховатость – ребра с одним изломом против течения, для которой $\alpha = 85,77$; $c = 3,85$; $d = -0,80$; $S_i = 1,0$.

Тогда

$$n_0 = \frac{h_{u.u}}{\delta} = \frac{1}{3,85} \left(85,77 - 0,80 \cdot 6,557 - \frac{1000}{14,709 \cdot 1,0} \right) = \frac{85,77 - 73,23}{3,85} = 3,26,$$

$$\delta = \frac{h_{u.u}}{n_0} = \frac{0,61}{3,26} = 0,19 \text{ м.}$$

откуда высота ребер

Из табл. 19.3 раздела 6 видно, что данная искусственная шероховатость рекомендуется при $n_0 = 3,5 \dots 8,0$, а расчетное значение $n_0 = 3,26$. Следовательно, для

достижения принятой средней скорости применять ребра с одним изломом против течения нельзя, что также видно из расчетной высоты ребер ($\delta = 0,19$ м).

Как видно из табл. 19.3 раздела 6, наиболее эффективной искусственной шероховатостью являются зигзагообразные ребра с тремя изломами, для которой $a = 116,10$; $c = 6,10$; $d = -1,20$; $S_i = 1,0$.

Тогда

$$n_0 = \frac{h_{и.ш}}{\delta} = \frac{1}{6,10} \left(116,10 - 1,20 \cdot 6,557 - \frac{1000}{14,709 \cdot 1,0} \right) = \frac{116,10 - 75,85}{6,10} = 6,60$$

откуда $\delta = h_{и.ш}/n_0 = 0,61/6,60 = 0,09$ м.

Величины $n_0 = 6,60$ и $\beta = 6,557$ находятся в пределах рекомендуемых (см табл. 19.3 раздела 6), что указывает на возможное применение данной искусственной шероховатости.

Расстояние между ребрами

$$\lambda = 8\delta = 8 \cdot 0,09 = 0,72 \text{ м.}$$

Расчет выходной части быстротока. Определим местоположение гидравлического прыжка, для чего по (16.3) вычислим

$$h_c'' = 0,5h_c (\sqrt{1 + 8\Pi_{к.с}} - 1) = 0,5 \cdot 0,61 (\sqrt{1 + 8 \cdot 3,55} - 1) = 1,35 \text{ м,}$$

где h_c – сжатая глубина и принята равной глубине в конце водоската $h_c = h_{и.ш} = 0,61$ м;

$\Pi_{к.с}$ – параметр кинетичности при $h_c = 0,61$ м

$$\Pi_{к.с} = \frac{\alpha V_6^2}{gh_c} = \frac{1,05 \cdot 4,5^2}{9,81 \cdot 0,61} = 3,55.$$

Так как $h_c'' = 1,35 \text{ м} < h_0 = 1,80 \text{ м}$, то гидравлический прыжок надвинут на водоскат и гасителя энергии не требуется. Ширина лотка водоската и ширина по дну отводящего канала одинаковые, поэтому воронка не устраивается. Переход от водоската к отводящему каналу можно осуществить по типу обратных конусных стенок с углом $20 \dots 30^\circ$.

Для выяснения местоположения надвинутого гидравлического прыжка определим длину кривой подпора на водоскате между глубинами $h_c'' = 1,35$ м и $h_0 = 1,80$ м. Расчет кривой СПП выполним способом Н. Н. Павловского по формуле (15.3), результаты которого приведены в табл. 19.4.

Т а б л и ц а 19.4. Результаты расчета СПП на водоскате быстротока

№ сече-ни	Глуби-на h, м	Δh , м	Площадь живого сечения Ω , м ²	Смо-чен-ный пери-метр χ , м	Гидравли-ческий радиус R, м	$C\sqrt{R}$, м/с	Фиктив-ный расход Q^1 , м ³ /с
1	1,35	0,45	5,40	6,70	0,806	51,38	124,08
2	1,80		7,20	7,60	0,947	56,82	182,96

Продолжение табл. 19.10

Пере-мен-ная Z	ΔZ	a/i	Параметр кинетич-ности Π^1_k	$1 - \Pi^1_{к.ср}$	$\Phi(Z)$	$\Delta\Phi(Z)$	Расстояние между сече-ниями l_{1-2} , м
11,28	5,35	0,420	41,86	-39,13	0,087	-0,026	1,82
16,63			38,40		0,061		

Примечания: 1. Значения $C\sqrt{R}$ приняты по табл. П. VI [1, с. 590] при коэффициенте шероховатости водоската $n = 0,017$;

2. Значения $\Phi(Z)$ рассчитаны по формуле $\Phi(Z) = \frac{1}{2} \ln \left| \frac{1+Z}{1-Z} \right| + C$ при произвольной постоянной интегрирования $C = 0$, полученной на основании интегрирования исходной зависимости.

Длина надвинутого прыжка определится по формуле (16.12), так как $\Pi_{к.с} > 3,0$ и будет

$$l_{пр} = 3h_c'' = 3 \cdot 1,35 = 4,05 \text{ м.}$$

Тогда длина лотка водоската со стороны нижнего бьефа, на которой не устраивается искусственная шероховатость составит

$$l = l_{н.к} + l_{пр} = 1,82 + 4,05 = 6 \text{ м.}$$

Пример 19.5. Выполнить гидравлический расчет консольного перепада прямоугольного сечения для сброса паводковых вод с расходом $Q = 20 \text{ м}^3/\text{с}$ из водохранилища при исходных данных: длина водоската быстротока $l = 45 \text{ м}$; длина струенаправляющего носка $l_n = 2 \text{ м}$; максимально допустимая $v_{\text{макс}} = 8,0 \text{ м/с}$; коэффициент шероховатости водоската и носка $n = 0,014$; отметка уровня воды в водохранилище $\nabla_{вб} = 211 \text{ м}$; от метка уровня воды в нижнем бьефе $\nabla_{н.б} = 201,5 \text{ м}$; отметка дна русла в нижнем бьефе $\nabla_{д} = 200 \text{ м}$; грунт в нижнем бьефе – глина плотная с $v_{\text{доп}} = 1,5 \text{ м/с}$; схема консольного перепада показана на рис. 19.8 раздела 6.

Решение.

Расчет входной части консольного перепада. Исходя из конструктивных и парктических соображений принимаем удельный расход $q = 4,0$ ($\text{м}^3/\text{с}$)/м, ширину водослива на входе – равной ширине водоската быстротока.

По величине удельного расхода определяем ширину водослива на входе

$$b = Q/q = 20,0/4,0 = 5,0 \text{ м.}$$

Напор на входе водослива, пренебрегая скоростью подхода (вода поступает из водохранилища), определяем из (17.1):

$$H = \left(\frac{Q}{m_c b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{20}{0,343 \cdot 5,0 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 1,907 \text{ м,}$$

где m_c – коэффициент расхода с учетом быкового сжатия принят по табл. П. XIX [1, с. 621] при устройстве обратных стенок с углом конусности 60° .

Расчет водоската быстротока. Так как для водоската быстротока задана максимальная допустимая скорость, то уклон его определяем способом последовательных приближений. Примем в первом приближении уклон дна водоската $i_1 = 0,10$. Теперь определим нормальную глубину на водоскате для условия равномерного режима. Расчет выполним с применением специальных таблиц И. И. Агроскина, для чего определим вспомогательную функцию

$$F(R) = \frac{Q}{4m_0 \sqrt{i_1}} = \frac{20,0}{4 \cdot 2,0 \sqrt{0,10}} = 7,906 \text{ м}^3 / \text{с,}$$

$$\text{где } m_0 = 2\sqrt{1+m_n^2} - m_n = 2\sqrt{1+0} - 0 = 2,0;$$

m_n – коэффициент заложения откоса лотка водоската, $m_n = 0$.

Тогда $R_{г.н} = 0,431$ м, отношение

$$\frac{b}{R_{г.н}} = \frac{5,0}{0,431} = 11,60 \quad \text{и} \quad \frac{h}{R_{г.н}} = 0,850.$$

$$h_{о.б.} = \frac{h}{R_{г.н}} \cdot R_{г.н} = 0,850 \cdot 0,431 = 0,336 \text{ м.}$$

Искомая глубина составит

Определим критическую глубину

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{aq^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 4,0^2}{9,81}} = 1,214 \text{ м}$$

Теперь рассчитаем кривую СПП на водоскате быстротока, где сформируется кривая спада типа Пв, так как $h_{о.б.} = 0,366 \text{ м} < h_k = 1,214 \text{ м}$. Граничными глубинами для нее будут: начальная глубина $h_{нач} = h_k = 1,214 \text{ м}$; конечная глубина $h_{кон} =$

(1,03...1,05) $h_{0,6} = 1,04 \cdot 0,366 = 0,381$ м. Расчет кривой СПП выполним по способу Н. Н. Павловского по уравнению (15.3), результаты которого приведены в табл. 19.5.

Т а б л и ц а 19.5. Расчет кривой СПП на водоскате быстротока

№ сечения ни	Глубина h , м	Δh , м	Площадь живого сечения Ω , м ²	Смо- чен- ный пере- метр χ , м	Гид- равли- ческий радиус R , м	$C\sqrt{R}$, м/с	Фиктив- ный расход Q^1 , м ³ /с
1	1,214		6,07	7,428	0,817	63,24	121,39
2	1,00	-0,214	5,00	7,00	0,714	58,15	91,94
3	0,80	-0,20	4,00	6,60	0,606	52,63	66,57
4	0,60	-0,20	3,00	6,20	0,484	45,82	43,47
5	0,381	-0,219	0,905	5,762	0,331	36,17	21,79

Продолжение табл. 19.5

Пере- мен- ная Z	ΔZ	a/i	Параметр кинетич- ности Π^1_{κ}	$1 - \Pi^1_{\kappa, \text{ср}}$	$\Phi(Z)$	$\Delta\Phi(Z)$	Расстояние между сече- ниями ℓ_{1-2} , м
6,07			36,90		0,167		
4,60	-1,47	1,456	37,87	-38,385	0,221	0,054	0,72
3,33	-1,27	1,575	38,38	-37,325	0,312	0,091	3,35
2,17	-1,16	1,724	39,19	-37,985	0,498	0,186	10,18
1,09	-1,08	2,028	38,46	-37,828	1,573	1,075	80,27

Расчеты показывают, что кривая СПП между принятыми глубинами распространяется на длину $\ell_{н-к} = 94,52$ м, что значительно больше длины водоската быстротока.

По результатам расчета строится при заданных масштабах кривая СПП и от ее начала отлаживается длина водоската быстротока $\ell = 45$ м. В заданном масштабе снимается с чертежа глубина в конце водоската $h_1 = 0,51$ м. Тогда средняя скорость в конце водоската

$$v_1 = \frac{q}{h_1} = \frac{4,0}{0,51} = 7,84 \text{ м/с},$$

что меньше максимально допустимой $v_{\text{макс}} = 8,0$ м/с, но отличается на незначительную величину. Следовательно, принятый уклон водоската быстротока можно оставить за расчетный $i = i_1 = 0,10$.

Ввиду незначительной длины струенаправляющего носка ($l_n = 2,0$ м) глубина потока в конце его принимается $h_n = h_1 = 0,51$ м, а средняя скорость $v_n = v_1 = 7,84$ м/с.

Расчет нижнего бьефа консольного перепада. Длину падения струи относительно СПП в нижнем бьефе определим по (19.41):

$$l_{\text{пад.с.п.}} = \frac{V^2}{g} \sqrt{1 - i_n^2} \left(i_n + \sqrt{i_n^2 + \frac{2gp}{v_n^2}} \right) = \frac{7,84^2}{9,81} \sqrt{1 - 0,2^2} \left(0,2 + \sqrt{0,2^2 + \frac{29,81 \cdot 3,748}{7,84^2}} \right) = 8,05 \text{ м}$$

где i_n – обратный уклон струенаправляющего носка и принят $i_n = 0,20$;

p – высота падения струи

$$p = \nabla_{\text{в.б.}} - \nabla_{\text{н.б.}} - \left(H + l \cdot i - l_{\text{нн}} - \frac{h_n}{2} \right) = 211,0 - 201,5 - \left(1,907 + 45 \cdot 0,1 - 2 \cdot 0,2 - \frac{0,51}{2} \right) = 3,748 \text{ м}$$

Угол наклона струи при входе под уровень нижнего бьефа определим по (19.41):

$$\text{tg} \theta_{\text{вх}} = \sqrt{\text{tg}^2 \theta + \frac{2gp}{v_n^2 \cos^2 \theta}} = \sqrt{0,203^2 + \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 3,748}{7,84^2 \cdot 0,96}} = 1,135,$$

где $\theta = \arcsin 0,2 = 11^{\circ}30'$; $\text{tg} 11^{\circ}30' = 0,203$; $\cos^2 \theta = 1 - \sin^2 \theta = 1 - 0,2^2 = 0,96$.

Тогда $\theta_{\text{вх}} = \arcsin 1,135 = 48,67^{\circ}$.

Длину падения струи относительно дна русла нижнего бьефа определяем по (19.42):

$$l_{\text{пад.дн}} = l_{\text{пад.с.п.}} + h_0 \text{tg} \theta_{\text{вх}} = 8,05 + 1,5/1,135 = 9,37 \text{ м},$$

где h_0 – глубина в нижнем бьефе.

$$h_0 = \nabla_{\text{н.б.}} - \nabla_{\text{д}} = 201,5 - 200,0 = 1,5 \text{ м}.$$

Среднюю скорость, с которой струя достигнет СПП в нижнем бьефе, определяем по (19.47):

$$V_{\text{вх}} = \sqrt{2gE_0} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 7,14} = 11,83 \text{ м/с},$$

$$\text{где } E_0 = p + 0,5h_n + \frac{V_n^2}{2g} = 3,748 + 0,5 \cdot 0,51 + \frac{7,84^2}{2 \cdot 9,81} = 7,14 \text{ м}.$$

Толщину струи на входе под уровень нижнего бьефа определим по (19.49):

$$h_{\text{вх}} = 0,8q/V_{\text{вх}} = 0,8 \cdot 4,0/11,83 = 0,270 \text{ м.}$$

Тогда максимальную глубину воды в яме размыва для связных грунтов (глина плотная) определим по (19.49):

$$\begin{aligned} h_p &= \left(\frac{8,3V_{\text{вх}}h_{\text{вх}}}{V_{\text{доп.я}}} - 7,5h_{\text{вх}} \right) \frac{\sin \theta_{\text{е}}}{1 - 0,175 \text{ctg} \theta_{\text{е,x}}} + 0,25h_0 = \\ &= \left(\frac{8,3 \cdot 11,83 \cdot 0,270}{4,5} - 7,5 \cdot 0,270 \right) \frac{0,751}{1 - 0,175 \cdot 0,869} + 0,25 \cdot 1,5 = 3,81 \text{ м,} \end{aligned}$$

где $V_{\text{доп.я}} \approx 3V_{\text{доп.}} = 3 \cdot 1,5 = 4,5 \text{ м/с.}$

Глубина ямы размыва дна в нижнем бьефе составит

$$h_p = h_{\text{к.р}} \cdot h_0 = 3,81 \cdot 1,50 = 2,31 \text{ м.}$$

Размеры ямы размыва по дну определим по (19.54 и (19.55), которое составят:

$$a = \frac{1}{\sin \theta_{\text{е,x}}} \left(h_{\text{вх}} + 0,43 \frac{h_{\text{к.р}}}{\sin \theta_{\text{е,x}}} \right) = \frac{1}{0,751} \left(0,270 + 0,43 \frac{3,81}{0,751} \right) = 3,78 \text{ м,}$$

$$b = k_{\text{ст}} \cdot b_{\text{о.н}} = 1,1 \cdot 5,0 = 5,5 \text{ м.}$$

Размеры ямы размыва на уровне дна нижнего бьефа определим по (19.56) и (19.55), которые составят:

$$A = a + 2m_a(h_{\text{к.р}} \cdot h_0) = 3,78 + 2 \cdot 1,25 (3,81 \cdot 1,50) = 9,6 \text{ м;}$$

$$B = b + 2m_a(h_{\text{к.р}} \cdot h_0) = 5,5 + 2 \cdot 1,25 (3,81 \cdot 1,50) = 11,13 \text{ м,}$$

где m_a – коэффициент заложения откосов ямы размыва и принят для плотной глины $m_a = 1,25$.

Профиль потока и расчетные величины показаны на рис. 19.8 раздела 6.