

Федеральное агентство по образованию

.....

Государственное образовательное учреждение
САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ

К.В.Зотов М.Ю.Патрина

**Расчёты водопропускных сооружений на каналах
гидромелиоративных систем**

Методические указания

Санкт-Петербург
2010

Расчёты водопропускных сооружений на каналах гидромелиоративных систем:
Метод. указ./Сост.: К.В.Зотов, М.Ю.Патрина.

Пособие соответствует государственному образовательному стандарту дисциплины «Сооружения гидромелиоративных систем» специальности 280401 «Мелиорация, рекультивация и охрана земель».

Приведены общие положения и необходимые сведения для гидравлических расчётов водовыпусков различных типов, а также необходимые справочные материалы.

Методические указания предназначены для студентов инженерно-строительного факультета при изучении курса «Сооружения гидромелиоративных систем» в качестве руководства для курсового и дипломного проектирования внутрисистемных гидротехнических сооружений.

Содержание

	Стр.
1. Гидравлический расчет открытых сооружений	4
2.Трубчатые сооружения	12
3. Расчёт быстотоков	14
4.Расчёт перепадов	16
5. Сопряжение бьефов	19
6. Расчёт водобойного колодца	22
7. Водобойный колодец, расширяющийся в плане	24
Список литературы	30

1. Гидравлический расчет открытых сооружений

Размеры водопропускных отверстий определяют на пропуск максимальных расчетных расходов, при полностью открытых отверстиях.

Открытые сооружения в гидравлическом отношении представляют собой водосливы с широким порогом, подтопленные или неподтопленные (рис.1).

Водослив считается подтопленным, если $h_n \geq n \cdot H_0$, где n - коэффициент или критерий подтопления, изменяющейся от 0,75 до 0,87 в зависимости от коэффициента расхода m и коэффициента потока при выходе потока в нижний бьеф

$$V_n = \frac{B \cdot h_n}{\Omega_{H.Б.}} \quad (1)$$

где B - ширина водослива, h_n и $\Omega_{H.Б.}$ - соответственно, глубина подтопления и площадь живого сечения в нижнем бьефе. В первом приближении можно принимать $n=0,8$. Более точно критерий подтопления определяется по графику, составленному по формуле Р.Р. Чугаева (Рис.2).

Неподтопленный водослив.

Глубина на пороге принимается обычно равной критической глубине:

$$h = h_{кр} - \frac{2 \cdot \varphi^2}{1 + 2 \cdot \varphi^2}; H_0 = \sqrt[3]{2 \cdot m^2} \cdot H_0 \approx 0.6 \cdot H_0 \quad (2)$$

где φ - коэффициент скорости;

m - коэффициент расхода.

Ширина водосливного фронта “ b ” определяется по формуле:

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

где Q - расчётный расход, m - коэффициент расхода, H_0 - напор на пороге водослива с учётом скорости подхода.

Числовые значения коэффициентов φ и m (по Н.Н. Павловскому) приведены в таблице 1. При ориентированных расчетах можно принимать $\varphi = 0,92$; $m = 0,35$.

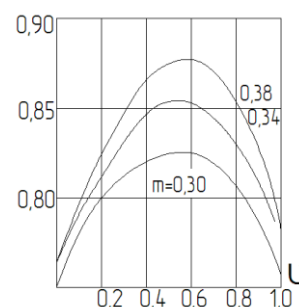


Рис. 2. Графики для определения коэффициента

Таблица 1

Условия истечения	φ	m
При отсутствие гидравлических сопротивлений	1	0,385
При хорошо подобранной форме входа	0,95	0,65
Порог с закругленным входным ребром	0,92	0,350
При притупленном входном ребре	0,88	0,335
При незакругленном входном ребре (острая кромка)	0,85	0,320
При неблагоприятных гидравлических условиях	0,80	0,300

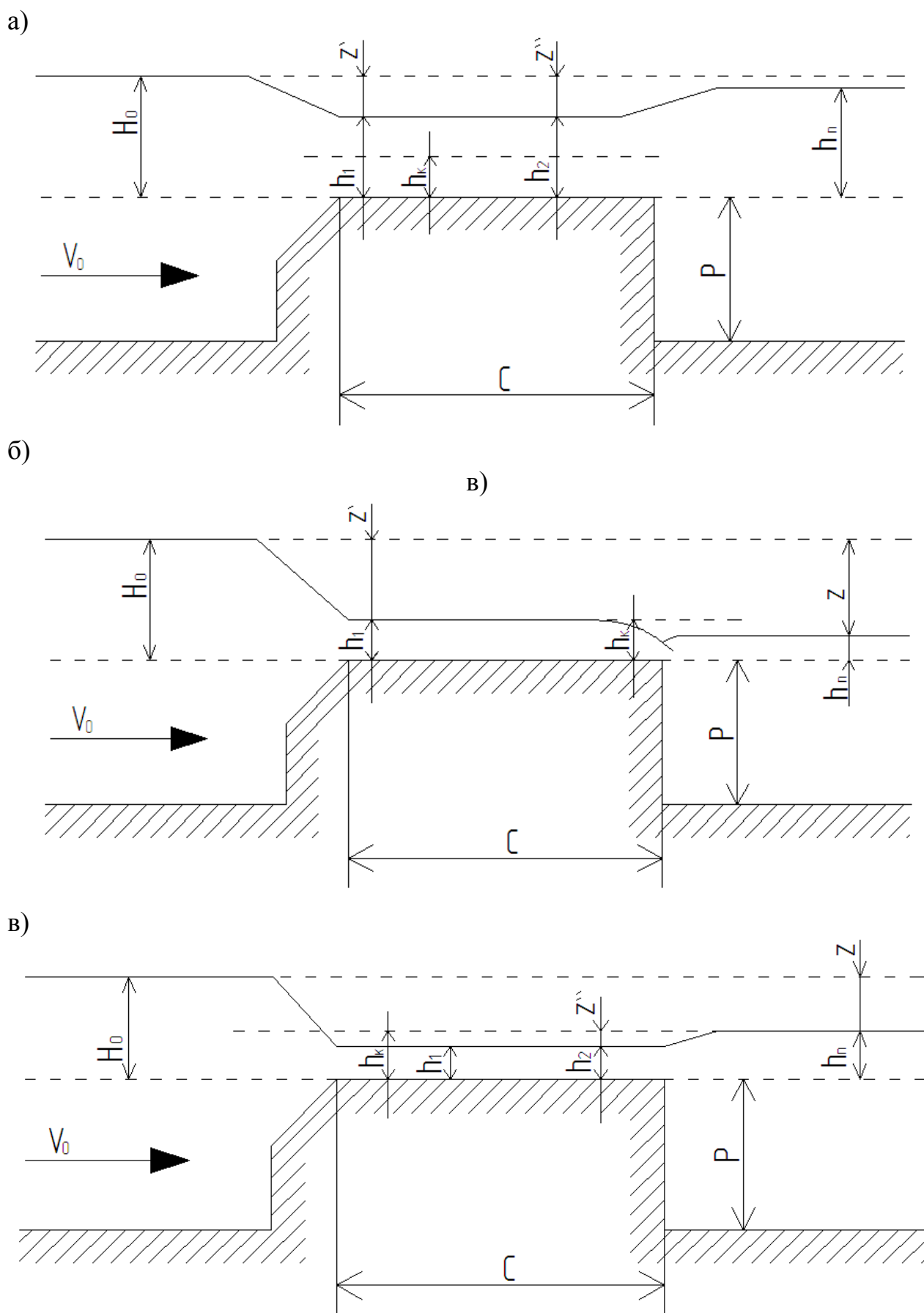


Рис. 1. Расчётные схемы подтопленного (а) и неподтопленного (б) и (в) ВОДОСТОКОВ.

Подтопленный водослив

Глубина на пороге в этом случае принимается равной глубине подтопления, то есть ширина водосливного фронта определяется по формуле:

$$b = \frac{Q}{\varphi h_n \sqrt{2g(H_0 - h_n)}}, \quad (4)$$

где все обозначения указаны выше, или по зависимости

$$b = \frac{Q}{\varphi \sigma_n \sqrt{2gH_0^{3/2}}}, \quad (5)$$

где σ_n – коэффициент подтопления, зависящий от отношения $\frac{h_n}{H_0}$

Числовые значения приведены в таблице 2.

Таблица 2

$\frac{h_n}{H_0}$	до 0,7	0,8	0,85	0,90	0,95	0,98	0,999
σ_n	1,0	0,928	0,855	0,739	0,552	0,360	0,082

Если скорость на пороге подтопления водослива равна V , то перепад Z (подпор перед сооружением) будет равен:

$$Z = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{V_0^2}{2g} \quad (6)$$

где V_0 – скорость подхода (в верхнем бьефе), V – скорость на пороге водослива.

При большей площади поперечного сечения потока перед водосливом, пренебрегая скоростью подхода ($V_0 \approx 0$), получим

$$Z = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (7)$$

На первом этапе расчетов величины глубины потока в конце входного участка, коэффициенты расхода и скорости принимаются ориентировочными, так как они зависят от геометрии входных и выходных элементов конструкций сооружений, которые будут приняты при конструировании.

В более точных расчетах при установленных формах конструирования сооружений глубина на пороге подтопленного водослива определяется по зависимости

$$h = h_n - Z'' = h_n - \xi_{bc} \cdot h_k \quad (8)$$

где h_n – глубина подтопления, h_k – критическая глубина, ξ_{bc} – относительный перепад восстановления, определяемый по графику, приведенному на рис.2.

Глубина воды на пороге неподтопленного водослива определяется по формуле

$$Q = \varphi h_1 b \sqrt{2g(H_0 - h_1)} \quad (9)$$

при известных Q, b и H_0 , то есть путем решения кубического уравнения

$$h_1^3 - H_0 \cdot h_1 + \left(\frac{m}{\varphi}\right)^2 \cdot H_0^3 = 0 \quad (10)$$

При этом коэффициент φ принимается в зависимости от коэффициента расхода m согласно таблице 3 (по Д.И. Кумину).

Таблица 3

m	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38
φ	0,943	0,950	0,956	0,963	0,970	0,976	0,983	0,990	0,996

Для быстрого определения h_1 можно пользоваться формулой

$$h_1 = kH_0, \quad (11)$$

где значение коэффициента k находится по графику (рис. 3).

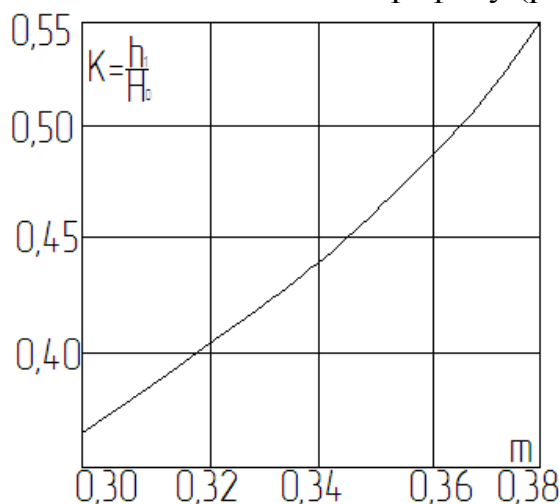


Рис. 3 График $m=f(k)$

Коэффициент расхода в первом приближении следует принимать $m=0,36$, если входные ребра водослива округлены или притуплены, а также если верховые грани устоев и водосливной стенки имеют наклон в сторону верхнего бьефа. Во всех случаях принимают $m=0,32$.

При уточненном расчете в техническом проекте коэффициент расхода определяется по способу Д.И. Кумина следующим образом:

- а) если водослив без бокового сжатия, то есть $B=b$, или без порога, то есть высота водосливной стенки $P_b=0$, то коэффициент расхода принимается, соответственно, по таблице 4 и 5;
- б) если водослив имеет боковое сжатие, $b < B$ и высоту порога $P_b > 0$, – по одной из следующих формул:

$$m = m_\eta + (m_\beta - m_\eta)\bar{H}_\eta + (0,385 - m_\eta)\bar{H}_\eta\bar{H}_\beta \quad (12)$$

или

$$m = m_\beta + (m_\eta - m_\beta)\bar{H}_\beta + (0,385 - m_\beta)\bar{H}_\eta\bar{H}_\beta \quad (13)$$

(числовое значение коэффициента m_η берется из последней строчки таблицы 4 (при $n = \infty$) соответственно профилю водосливной стенки, а значение коэффициента m_β – из первой строки таблицы 5 соответственно условиям бокового сжатия). Вычисление производится по формуле (12) если окажется, что $m_\beta > m_\eta$, или по формуле (13), если $m_\beta < m_\eta$.

Значения \bar{H}_η и \bar{H}_β . Вычисляются по формулам:

$$\bar{H}_\eta = \frac{H}{H + 2P_b}, \quad (14)$$

$$\bar{H}_\beta = \frac{b}{3,5B - 2,5B}, \quad (15)$$

При расчёте отверстий, образованных забральными балками, а так же для схемы из-под затвора “под уровень” (рис.4) принимается формула:

$$Q = \omega \mu \sqrt{2gz_0}, \quad (16)$$

где μ – коэффициент расхода, ω – площадь отверстия.

z_0 – перепад с учётом скоростного напора скорости подхода V_0 :

$$z_0 = z + \frac{V_0^2}{2g} \quad (17)$$

Таблица 4

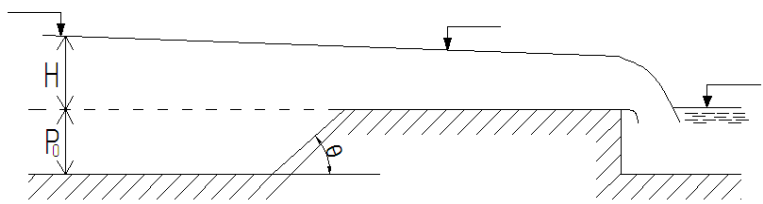
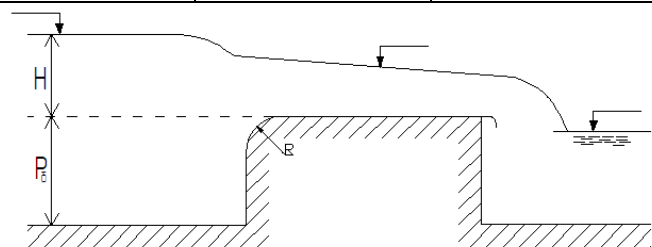
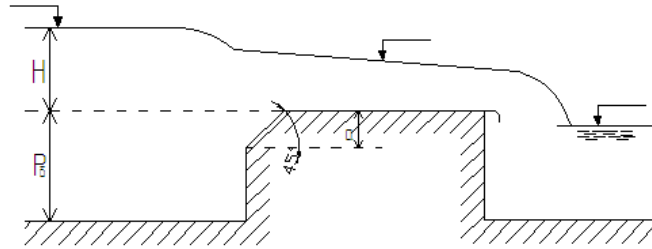
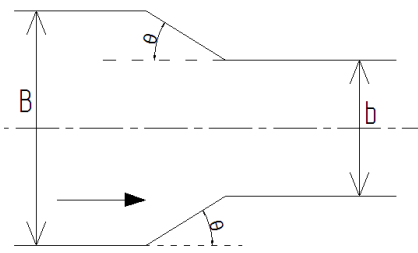
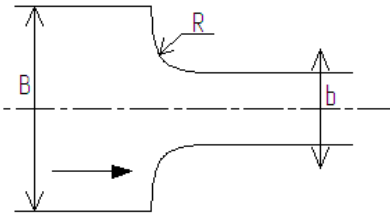
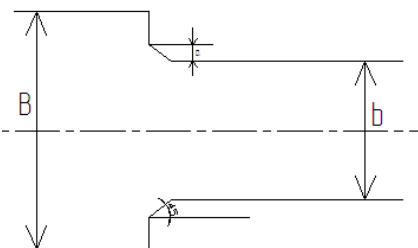
$\eta = \frac{P_b}{H}$					
	$\text{ctg } \theta$				
	0	1	2	2,5	
0,2	0,366	0,377	0,382	0,382	
0,6	0,350	0,370	0,79	0,380	
1,0	0,342	0,367	0,377	0,378	
2,0	0,333	0,363	0,475	0,377	
6,0	0,325	0,362	0,374	0,376	
∞	0,320	0,358	0,373	0,375	
$\eta = \frac{P_b}{H}$					
	r/H				
	0,025	0,10	0,4	0,8	1,0
0,2	0,372	0,375	—	—	—
0,6	0,631	0,367	0,374	—	—
1,0	0,355	0,362	0,371	0,376	—
2,0	0,349	0,358	0,368	0,375	0,382
6,0	0,344	0,354	0,366	0,373	0,380
∞	0,340	0,351	0,364	0,372	0,375
$\eta = \frac{P_b}{H}$					
	a/H				
	0,025	0,1	2		
0,2	0,371	0,376	—		
0,6	0,359	0,376	—		
1,0	0,353	0,363	—		
2,0	0,347	0,358	—		
6,0	0,341	0,354	0,360		
∞	0,337	0,362	0,358		

Таблица 5

$\eta = \frac{b}{B}$				
	$\text{ctg } \theta$			
	0	1	2	3
0,0	0,320	0,350	0,353	0,350
0,2	0,324	0,352	0,355	0,352
0,4	0,330	0,356	0,358	0,356
0,6	0,340	0,361	0,363	0,361
0,8	0,353	0,369	0,370	0,39
1,0	0,385	0,385	0,385	0,385
$\eta = \frac{b}{B}$				
	r/B			
	0	0,1	0,3	0,5
0,0	0,320	0,342	0,354	0,360
0,2	0,324	0,345	0,356	0,362
0,4	0,330	0,349	0,359	0,364
0,6	0,340	0,354	0,363	0,368
0,8	0,355	0,365	0,371	0,373
1,0	0,385	0,385	0,385	0,385
$\eta = \frac{b}{B}$				
	r/B			
	0	0,1	0,3	0,5
0,0	0,320	0,342	0,354	0,360
0,2	0,324	0,345	0,356	0,362
0,4	0,330	0,349	0,359	0,364
0,6	0,340	0,354	0,363	0,368
0,8	0,355	0,365	0,371	0,373
1,0	0,385	0,385	0,385	0,385

Коэффициент расхода μ по данным Н.Н. Павловского изменяется в пределах от 0,6 до 0,9. В первом приближении можно считать $\mu = 0,7$.

При расчёте таких же отверстий, но для случая истечения воды в “сухой канал (лоток)” (рис. 5) используется зависимость:

$$b\varepsilon_0 = \frac{Q\sqrt{1+\varepsilon\frac{a}{H}}}{\varphi\sqrt{2gH}} \quad (18)$$

где φ – поправочный коэффициент, учитывающий влияние потерь напора,

b – ширина лотка,

ε – коэффициент сжатия струи.

Значение φ (по А.Д. Альтшулю) приведены в таблице 6.

Таблица 6

$Fr = \frac{V_0^2}{gH}$	0	0,01	0,025	0,06	0,1 и выше
φ	1,06	1,0	0,97	0,96	0,96

Величина коэффициента сжатия струи (по Н.Е. Жуковскому) при истечении из-под вертикального плоского затвора дана в таблице 7.

Таблице 7

Q/H	ε	Q/H	ε	Q/H	ε	Q/H	ε
0,00	0,611	0,30	0,625	0,55	0,650	0,80	0,720
0,10	0,615	0,35	0,628	0,60	0,660	0,85	0,745
0,15	0,618	0,40	0,630	0,65	0,675	0,90	0,780
0,20	0,620	0,45	0,638	0,70	0,690	0,95	0,835
0,25	0,622	0,50	0,645	0,75	0,705	1,00	1,000

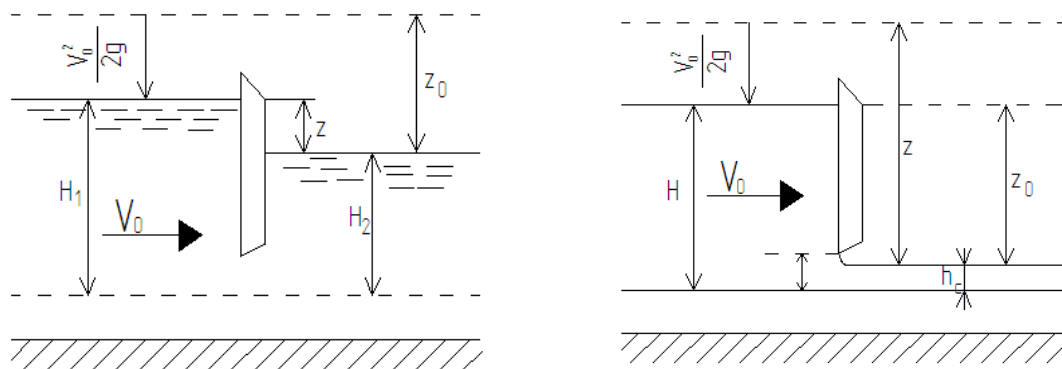


Рис. 4. Расчетная схема истечения из-под затвора “под уровень”

Рис. 5. Расчетная схема истечения из-под затвора в сухой канал (лоток)

2. Трубчатые сооружения

Трубчатые сооружения могут проектироваться на пропуск расчётного расхода при безнапорном, полунапорном или напорном режимах.

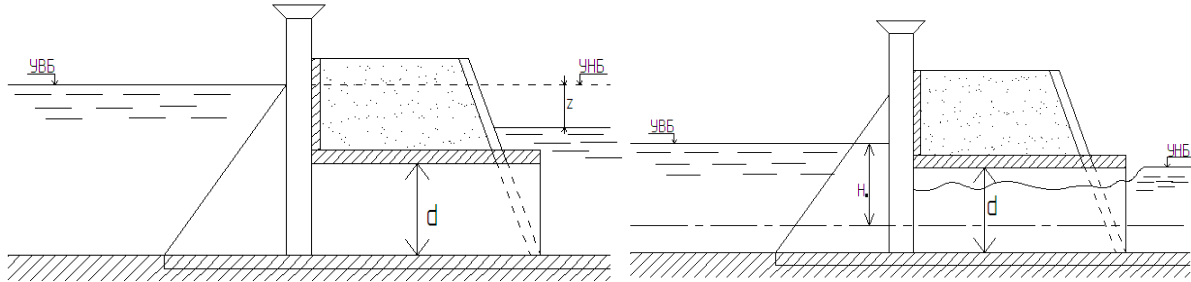


Рис. 6. Расчётная схема трубчатого регулятора, работающего в напорном режиме.

Рис. 7. Расчётная схема трубчатого регулятора, работающего в полунапорном режиме.

Водовыпуски, входящие в состав узлов сооружений, обычно рассчитываются на их работу в напорном режиме, для чего необходимо затопление входного и выходного отверстий трубы (рис. 6). Площадь поперечного сечения трубы ω определяется по формуле:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gz}, \quad (19)$$

где Q – расчётный расход,
 μ – коэффициент расхода,
 g – ускорение силы тяжести,
 z – перепад уровней.

Коэффициент расхода трубчатых сооружений, работающих в напорном режиме, равен:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\xi_{ex} + \xi_{mp} + \xi_{vbx}}} \quad (20)$$

где ξ_{ex} , ξ_{mp} , ξ_{vbx} – коэффициенты сопротивления на вход ($\xi_{ex} = 0,25-0,40$), на трение по длине и выход ($\xi_{vbx} = 0,80-0,85$). Коэффициент сопротивления на трение по длине для круглых труб принимается равным:

$$\xi_{mp} = 2gh^2L \left(\frac{4}{d} \right)^{1+2y} \quad (21)$$

где n – коэффициент шероховатости (для бетонных и железобетонных труб $n = 0,012-0,014$), g – ускорение силы тяжести, L – длина трубы, d – диаметр трубы, y – показатель степени, принимаемый приближенно равным $1/6$.

Поскольку приведенные зависимости не позволяют получить диаметр трубы в явном виде, задача решается подбором или с помощью графиков.

В начальный период работы канала входное отверстие трубы будет затоплено, а выходное – нет. При этом в трубе будет иметь место полунапорный режим (рис. 7). В этом случае пропускная способность сооружения проверяется по формуле:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH_0}, \quad (22)$$

где H_0 – напор над центром входного отверстия, остальные обозначения – прежние.

В безнапорном режиме обычно работают ливнеспуски и трубы–переезды. Пропускная способность круглых труб определяется по формуле:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH_0}, \quad (23)$$

где коэффициент расхода $m = \frac{x}{a+bx}$; $x = \frac{H_0}{d}$; d – диаметр трубы, H_0 – напор на водосливе, a и b – постоянные. По Ю.Г. Полубояринову для круглого водослива с прямоугольным входом ребром $a = 0,83$ и $b = 2,90$. Для водослива без бокового сжатия $a = 0,7$ и $b = 1,92$.

3. Расчёт быстротоков

Для выпуска воды из магистрального канала в обросши, а иногда, в случае больших уклонов местности, и в оросительные каналы младших порядков применяют перепады и быстротоки.

Быстротоки – это короткие каналы, проводящие воду из верхнего бьефа в нижний по жесткому руслу с уклоном больше критического (рис. 8, 9).

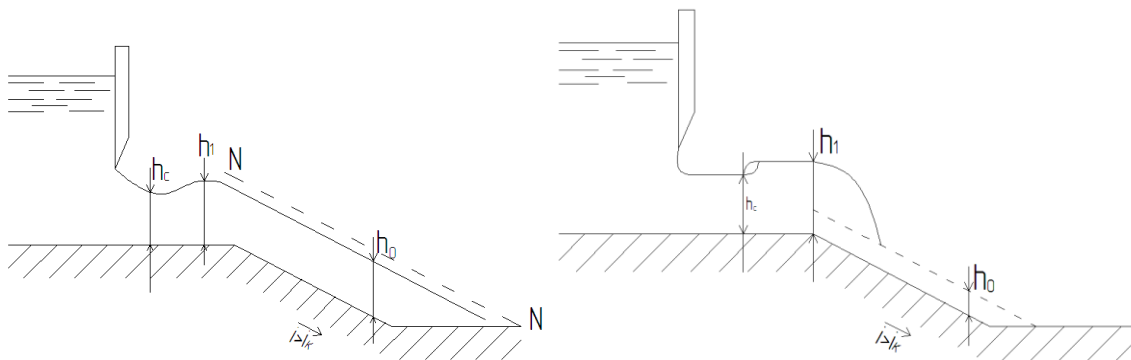


Рис. 8. Варианты свободной поверхности на быстротоках

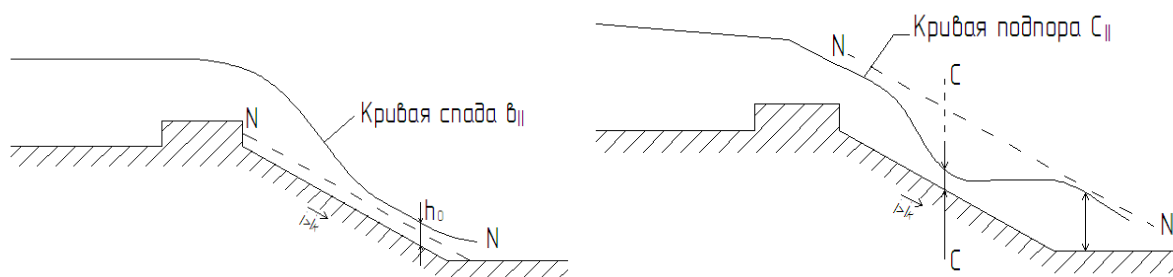


Рис. 9. Кривые свободной поверхности на быстротоке при схеме истечения из-под щита

Размеры водопропускных отверстий быстротоков рассчитываются по зависимости (3) как для неподтопленных водосливов с широким порогом. Гидравлический расчет быстротоков постоянной ширины сводится к построению неравномерного движения Бахметова:

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - \bar{j}) \cdot \varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1) \quad (24)$$

При расчёте быстротока переменной ширины (рис. 10) решается одна из следующих задач:

при заданных формах и параметрах русла строится кривая свободной поверхности;

при заданных гидравлических параметрах потока определяются гидравлические характеристики русла (обратная задача).

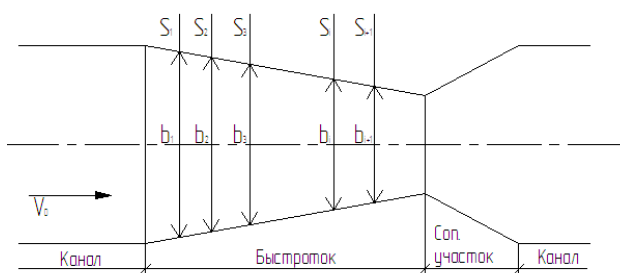


Рис.10. План-схема быстротока переменной ширины

Наиболее простым является расчет быстротоков с постоянной глубиной по зависимости, предложенной В.Д. Журиным:

$$\Delta S = \left(\frac{\alpha C^2}{g \chi} \right)_{cp} \cdot \frac{b_1 - b_2}{\eta_1 - \eta_2} \cdot [\varphi \eta_2 - \varphi \eta_1] \quad (25)$$

где $\Delta S = S_i - S_{i+1}$ – длина рассчитываемого участка быстротока, C – коэффициент Шези, g – ускорение силы тяжести, χ – смоченный периметр, b_1, b_2 – ширина быстротока в сечениях S_1, S_2 ;

$\eta = k/k_0$ – отношение расходной характеристики данного сечения к

характеристике при равномерном движении $k = \omega c \sqrt{R}$; $k_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$.

$\varphi \eta$ – функция, определяемая по таблицам для построения кривых подпора и спада при гидравлическом показателе русла $x = 2,0$. Решение удобно проводить в табличной форме, предварительно вычислив k_0 и, далее, задаваясь значениями b_1, b_2, \dots, b_n . В таблице 8 приведена форма для расчета быстротока переменной ширины. По первой и последней графам строится план быстротока (рис. 10).

Таблица 8

b_i , м	χ , м	C^2	$\frac{\alpha C^2}{g \chi}$	$\left(\frac{\alpha C^2}{g \chi} \right)^2$	$K, \text{м}^3/\text{с}$	$\eta = \frac{K}{K_0}$	$b_i - b_{i+1}$, м	$\eta_i - \eta_{i+1}$, м	$\varphi(\eta_i)$	$\varphi(\eta_i) - \varphi(\eta_{i+1})$	$\Delta S = S_i - S_{i+1}$, м	S_i м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13

Быстротоки с усиленной шероховатостью.

Для уменьшения и стабилизации скорости на быстротоках применяют искусственную шероховатость. Гидравлический расчет усиленной шероховатости заключается в выборе такого типа её, который обеспечивал бы скорость течения, не превышающую предельной – V_{\max} . Ход расчета быстротоков с усиленной шероховатостью приводится в соответствующей литературе [6].

4. Расчёт перепадов

Для преодоления больших разностей в отметках дна старшего и младшего каналов часто устраивают перепады, создающие сосредоточенное падение дна в одном створе (рис. 11,12). Входная часть одноступенчатого перепада обычно представляет собой водослив с широким порогом, поэтому расчет размеров водопропускных отверстий выполняется как для неподтопленных водосливов по формуле (3).

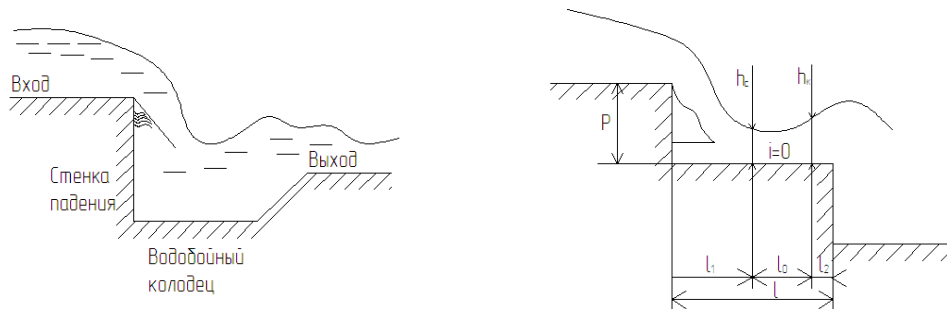


Рис.11. Схема одноступенчатого перепада

Рис.12. Расчетная схема к определению длины ступени перепада

В многоступенчатых перепадах входная часть рассчитывается так же, как и в одноступенчатых, и специальному расчёту подлежит лишь величина падения на каждой ступени устанавливается в зависимости от величины общего перепада.

В месте падения струи на первой ступени в поток образуется сжатое сечение с глубиной h_c после сжатой глубины на горизонтальной ступени образуется кривая подпора. (рис. 13). Если длина ступени l недостаточна, то кривая подпора дает в конце ступени глубину $h < h_c$ и удельная энергия потока в конечном сечении не будет минимальной. Это приводит к накоплению кинетической энергии в потоке и может вызвать перескакивание струи через следующие ступени перепада с возможным разрушением сооружения. Поэтому длину ступени l_k многоступенчатого перепада без водобойных стенок принимают и такой, чтобы на ней разместилась кривая подпора с глубины h_c до глубины h_k с небольшим запасом, то есть

$$l_k = l_1 + l_0 + l_2 \quad (26)$$

где l_1 – дальность полета струи, l_0 – длина кривой подпора, l_2 – запас длины ступени. По предложению В.Д. Журина для большинства случаев дальности полета струи применяются формула

$$l_1 = p + hk \quad (27)$$

где критическая глубина $h_k = \sqrt{\frac{\alpha Q^2}{b^2 g}}$ (для прямоугольного сечения), а длина

кривой подпора l_0 определяется по упрощенной формуле:

$$l_0 = \frac{1}{i_k} (0,75h_k - h_0) \quad (28)$$

Где i_k – критический уклон.

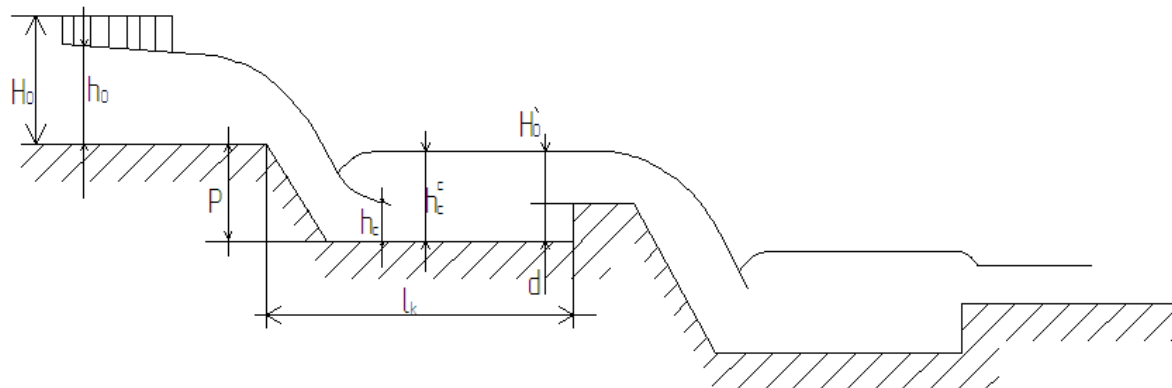


Рис.13. Двухступенчатый перепад ($n=2$)

Запас длины ступени принимают $l_2 = 2h_k$

Порядок расчёта многоступенчатого колодезного перепада (с водобойными стенками) следующий. В качестве исходных данных обычно задается расчётный Q , форма поперечного сечения подводящего кала (обычно трапециевидная) и его средняя ширина B_k , ширина перепада b , глубина в старшем канале h_0 , скорость на входе H_0 , напор на входе с учетом скорости подхода ..выбранное число ступеней перепада n , глубина на ступенях (назначается проектировщиком) d , высота ступени p (см.рис. 13).

В начале подбором определяется глубина h_c в сжатом сечении на дне колодца:

$$h_0 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(p + H_0 - h_c)}} \quad (29)$$

где $q = Q/b$ – удельных расход, m^3/cm , φ – коэффициент скорости.

Коэффициент скорости определяется по графикам, приведенным на рис. 14.

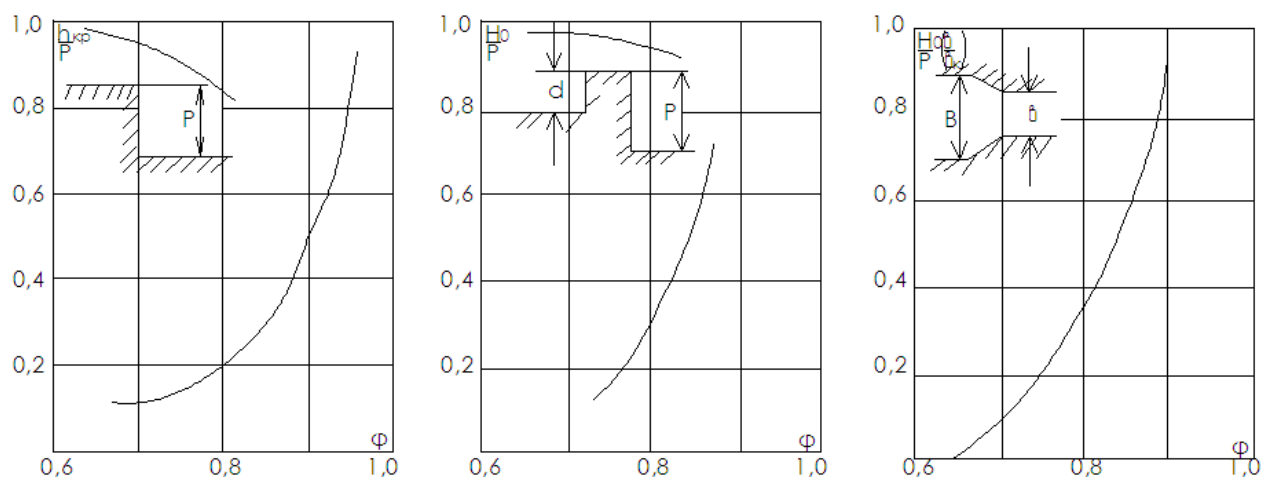


Рис. 14. графики для определения коэффициента φ

Затем определяется сопряженная глубина

$$h_c^c = 0,5h_c \left[\sqrt{1 + \frac{8}{gh_c} \left(\frac{q}{h_c} \right)^2} - 1 \right] \quad (30)$$

и напор над порогом водослива на ступени

$$H'_0 = \left(\frac{q}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (31)$$

где коэффициент расхода $m = 0,42$ принимается как для водослива с острым порогом. Глубина воды на пороге первой ступени

$$H' = H'_0 - \frac{V^2}{2g} = H'_0 - \frac{1}{g} \left(\frac{q}{h^c} \right)^2 \quad (32)$$

Глубина колодца (высота на первой ступени):

$$d' = h_c^c - H' \quad (33)$$

Величина ...сравнивается с первоначальной принятой и из двух значений выбирается большее (с запасом). Глубина воды в первом колодце:

$$t = d' + H' \quad (34)$$

Коэффициент запаса в глубине колодца:

$$K_3 = \frac{t}{h_c^c} \quad (35)$$

Вторая и последующие ступени перепада рассчитываются аналогичным образом. Расчёт последней ступени – низового водобойного колодца рассмотрен ниже, в разделе “Расчёт сопряжения бьефов”.

5. Сопряжение бьефов

В нижнем бьефе любого из сооружений вододелительного узла необходимо предусматривать надежное крепление.

В общем случае длина крепления определяется как:

$$l_{кр} = l_{от} + l_n + l_{nn} \quad (36)$$

где $l_{от}$ – дальность отлета струи; l_n – длина прыжка; l_{nn} – длина послепрыжкового участка.

Для уменьшения общей длины крепления следует предусматривать мероприятия, обеспечивающие получение за сооружением затопленного прыжка: водобойные колоды, водобойные стенки, зубья, ковши и т.п.

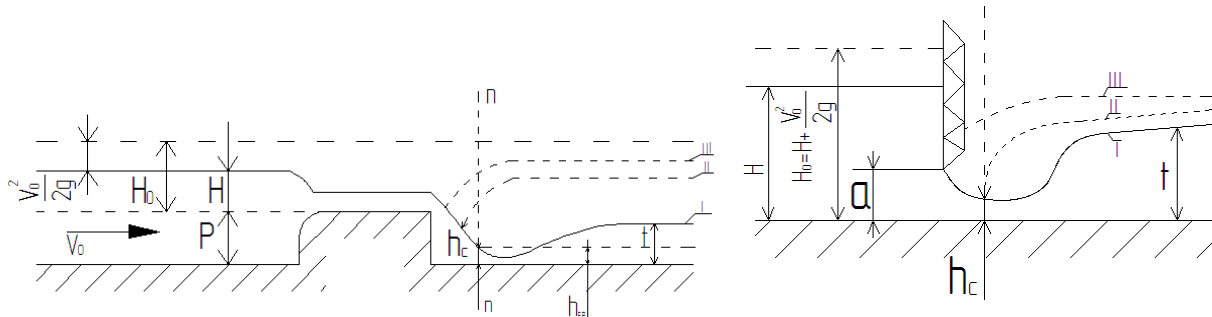


Рис.15. Схемы сопряжения бьефов

Рис.16. Формы сопряжения бьефов в схеме истечения из-под щита

Сопряжение бьефов может быть разделено на следующие основные схемы: схема водослива (рис. 15) и схема истечения из-под щита (рис. 16). Каждая из названных схем может иметь преимущественно донный характер распределения скоростей (небольшие скорости у дна) или поверхностный режим (наибольшие скорости у поверхности).

Во всех случаях сопряжение будет беспрыжковым, если в нижнем бьефе за сооружением русло имеет уклон $i > i_{кр}$. И “бытовая” глубина $t \leq h_{кр}$. Во всех иных случаях при бытовой глубине $t > h_{кр}$ Образуется прыжок. На рис. 15 изображены три возможные формы сопряжения при схеме водослива: прыжок отогнана (1), прыжок в критическом положении (2) и прыжок надвинут (3).

Определение формы сопряжения при условии, что удельный расход ..., коэффициент расхода q и высота порога t заданы, производится следующим образом.

В начале определяется глубина “сжатого сечения”, то есть глубина потока h_c в нижнем бьефе в сечении $n-n$, причем h_c определяется из уравнения

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(p + H_0 - h_c)} \quad (37)$$

Которое приводится к кубическому уравнению:

$$(p + H_0)h_c^2 - h_c^3 = \frac{q^2}{\varphi^2 2g} \quad (38)$$

где φ – коэффициент скорости, определяемый по таблице 9.

Таблица 9

Условия истечения	Коэффициент
Истечение через водослив с широким порогом	0,95-0,85
Истечение из-под щита или из донных отверстий	1,00-0,97
Перепады без щитов в головной части	1,00
Перепады со щитами в головной части	1,00-0,97

Уравнение (38) решается или методом подбора или графо-аналитическим построением кривой:

$$y = (p + H_0)h_c^2 - h_c^3 \quad (39)$$

и далее по известному значению $y = \frac{q^2}{\varphi^2 2g}$ определяется искомая величина в сжатом сечении.

После вычисляется так называемая “раздельная глубина”, равная глубине h_c^c , то есть сопряженная с глубиной h_c в сжатом сечении. Для прямоугольного русла раздельная глубина определяется по формуле:

$$h_{\text{разд}} = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_{\text{xc}}} \right)} - 1 \right] \quad (40)$$

после чего по условию

$$h_{\text{разд}} \begin{matrix} \geq \\ \leq \end{matrix} t \quad (41)$$

решается вопрос о форме сопряжения, а именно: если окажется, что $h_{\text{разд}} > t$, то будет иметь место первая форма – прыжок отогнана, если $h_{\text{разд}} = t$, то прыжок в критическом положении, если $h_{\text{разд}} < t$, то будет иметь место третья форма – прыжок затоплен.

В схеме истечения из-под щита (см. рис.16) также возможны три формы сопряжения, подобные указанным выше в схеме водослива. Какая из этих форм конкретно имеет место, определяется на основании того же критерия (41) с использованием зависимости (40). Определение глубин h_c в сжатом сечении в данном случае производится по формуле:

$$h_c = \varepsilon a \quad (42)$$

где ε – коэффициент сжатия; a – высота открытия отверстия. Значения коэффициента сжатия ε можно определить по данным Н.Е. Жуковского из таблицы 10.

Таблица

10

a/H	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
ε	0,615	0,620	0,625	0,630	0,645	0,660

Если при проведении указанных расчетов выяснилось, что в нижнем бьефе имеет место затопленный прыжок, то в этом случае можно назначит длину крепления в соответствии с формулой (36).

По М.Д. Чертоусову для водослива с широким порогом дальность отлета струи определяется как:

$$l_{om} = 1,64H_0(p + 0,24H_0) \quad (43)$$

где H_0 – напор на пороге водослива с учётом скорости подхода;

p – высота ступени падения.

Длина прыжка может быть определена лишь весьма приближенно.

Для практических расчётов могут быть рекомендованы зависимости Д.И.

Кумина:

$$l_n = 6(h_2 + h_c) \quad (44)$$

где h_2 – глубина воды в нижнем бьефе; h_c – глубина в сжатом сечении;

или М.Д. Чертоусова:

$$l_n = 10,3h_c(\sqrt{Fr_c} - 1)^{0,87} = 10,3h_c \left[\left(\sqrt{\frac{h_{kp}}{h_c}} \right) - 1 \right]^{0,87} \quad (45)$$

где Fr – число Фруда в сжатом сечении.

Зависимость (45) легко решается с помощью графика $l_n/h_c = f(\lambda)$, где

$\lambda = \sqrt{Fr_c}$, приведенного на рис.17.

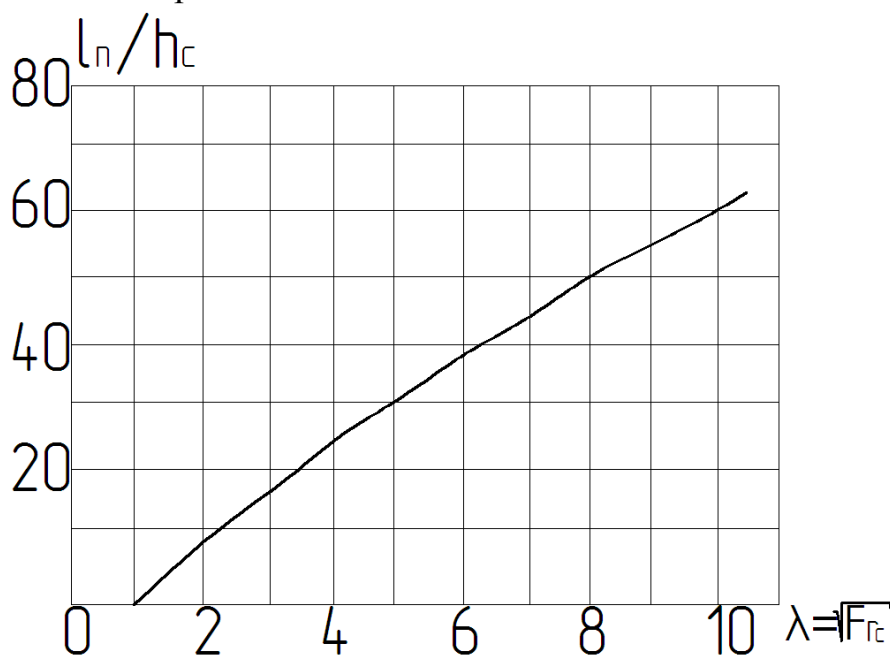


Рис.17. График $l_n/h_c = f(\lambda)$

На длине l_{mn} послепрыжкового участка происходит затухание пульсаций до величин, свойственных равномерному движению, а так же выравнивание эпюры осредненных скоростей до той формы, которая также отвечает равномерному движению.

Для практических расчетов можно принимать

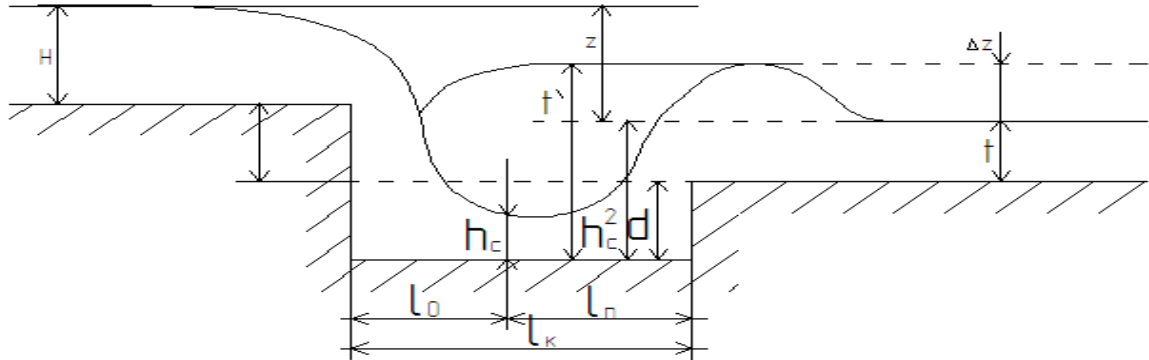
$$l_{mn} \approx (10 \div 15)h_2 \quad (46)$$

где h_2 – глубина в русле за послепрыжковым участком.

6. Расчёт водобойного колодца

Для устранения отгона прыжка и для его затопления устраивают водобойные колодцы или водобойные стенки, увеличивающие глубину за сооружением (рис. 18).

а)



б)

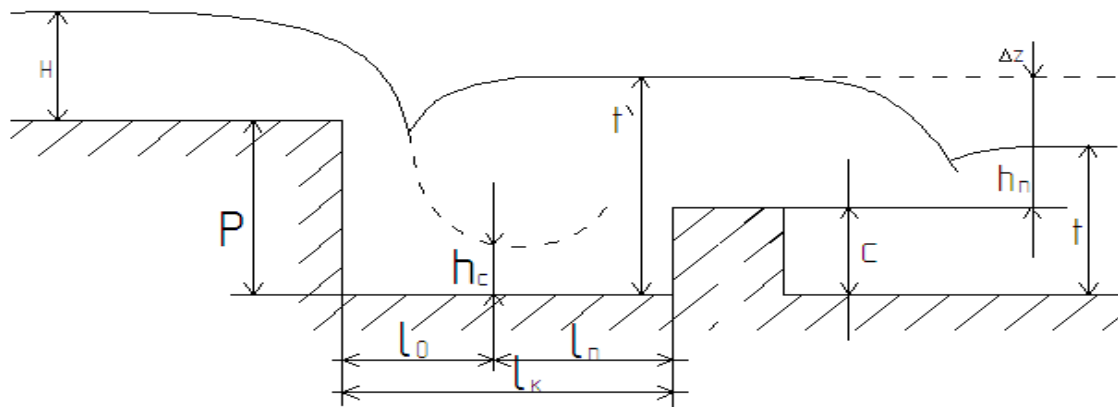


Рис.18. расчетные схемы водобойного колодца (а) и водобойной стенки (б)

Расчёт водобойного колодца определяется из условия получения в нижнем бьефе за сооружением глубины t' , равной или большей раздельной глубины, $h_{\text{разд}}$ (сопряжение с глубиной сжатого сечения h_c у дна колодца), то есть по формуле:

$$t' = d + t + \Delta Z \geq h_c^c = h_{\text{разд}} \quad (47)$$

Для колодца с прямоугольным поперечным сечением $h_{\text{разд}}$ определяется по формуле (40).

Перепад ΔZ , образующийся при выходе потока из водобойного колодца в русло нижнего бьефа, равен

$$\Delta Z = \frac{V_6^2}{\varphi^2 2g} - \frac{V_0^2}{2g} \quad (48)$$

где $\varphi = 0,80 - 0,95$ – коэффициент скорости, V_6 – средняя скорость в нижнем бьефе, соответствующая бытовой глубине, V_0 – средняя скорость в водобойном колодце.

Производя расчёт с “запасом”, на практике обычно пренебрегают величиной ΔZ , то есть увеличивают минимально необходимую глубину t' , на 5-10%. Глубину водобойного колодца находят по условию:

$$d = (1,05 \div 1,1) \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{kp}}{h_c} \right)^3} - 1 \right] \quad (49)$$

Уравнение (49) решается методом последовательного приближения. Для произвольного выбранных значений d_1, d_2, \dots вычисляются соответствующие значения глубины сжатого сечения h_{c1}, h_{c2}, \dots и ряд значений d'_1, d'_2, \dots по формуле (49). Вычисление продолжают до совпадения $d_n = d'_n$. Расчёты производить в табличной форме.

Длин водобойного колодца L_κ определяется [6] как

$$L_\kappa = l_{om} + \beta l_n \quad (50)$$

где l_{om} – дальность отлета струи; l_n – длина прыжка, $\beta = 0,7 \div 0,8$. Значения l_{om} и l_n определяются, соответственно, по формулам (43) и (45).

7. Водобойный колодец, расширяющийся в плане

Гаситель применяется для одно– и двухочковых трубчатых гидротехнических сооружений при напорном и безнапорном режиме в трубах, а также для открытия сооружений с небольшой шириной водосливного фронта. Настоящая методика расчёта рекомендуется при числах Фруда потока за трубой $Fr \leq 7$, степени расширения потока в плане в пределах гасителя $Fr \leq 6$ и угле расширения $\delta = 10 \div 30^\circ$. Расчётная схема приведена на рис. 19.

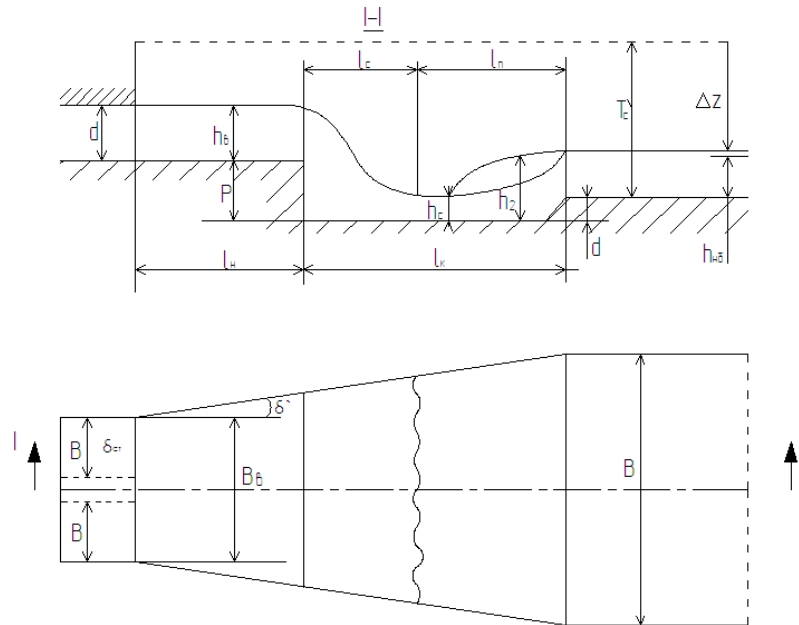


Рис. 19. расчетная схема к гидравлическому расчету водобойного колодца, расширяющегося в плане.

Порядок расчёта

1. Определяется число Фруда на выходе из трубы:

$$Frb = \frac{V_b^2}{gh_b} \quad (51)$$

2. Определяется степень расширения потока в плане:

$$\beta_b = \frac{B}{b_k} \quad (52)$$

где b_b – ширина потока на выходе из трубы, B – ширина отводящего канала по урезу воды при двухочковой трубе

$$b_b = 2b_{mp} + \delta_{cm} \quad (53)$$

δ_{cm} – толщина промежуточной стенки между трубами.

3. Величина перепада между дном трубы и дном отводящего канала принимается такой, чтобы поток, который растекается в воронке перед перепадом, не подтапливался со стороны нижнего бьефа. В случае недостаточной величины перепада будет происходить подтопление потока перед перепадом, что приведет к отрыву потока от стенок, образованию окол

них водоворотов и возникновению сбойного течения. Колодец в этом случае работает плохо. Высота уступа перепада должна быть не меньше

$$P = (0,6 \div 0,7)h_{нб} \quad (54)$$

4. Назначается длина расширяющейся части порога-перепада.:

$$L_n = 2a \quad (55)$$

где a – высота трубы.

5. Определяется угол θ по графику $\theta = f(Fr)$ (рис. 20), где θ – угол отклонения крайней струи потока от первоначального направления при выходе из трубы.

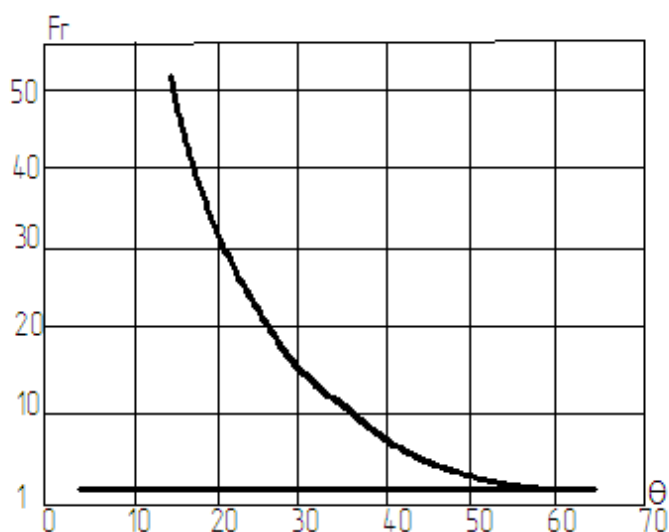


Рис.20. График $\theta = f(Fr)$

6. Угол расширения воронки “ δ ” должен удовлетворять зависимости:

$$30^\circ \geq \delta \leq \theta - 10^\circ \quad (56)$$

Величина δ назначается по конструктивным соображениям, с учетом необходимой степени расширения потока.

7. определяется средняя глубина воды в сечении на повороте перепада – ... с помощью. Уравнения Бернулли:

$$h_s + \frac{V_b^2}{2g} = h_y + \frac{V_y^2}{2g} = h_y + \frac{Q^2}{2gh_y^2b_y^2} \quad (57)$$

где

$$b_y = b_b + 2l_n \operatorname{tg} \delta \quad (58)$$

h_y – находится подбором из уравнения (57).

8. Определяется дальность падения струи:

$$L_c = 2\varphi \left(P + \frac{h_y}{2} \right) \sqrt{\frac{T_0'}{P + \frac{h_y}{2}} - 1} \quad (59)$$

$$T_0 = h_y + \frac{V_y^2}{2g} + P \quad (60)$$

где T_0 – удельная энергия сечения в конце перепада относительно дна колодца, φ – коэффициент скорости на водосливе – в данном случае можно принять равным $0,90 \div 0,95$.

9. Глубина потока в сжатом сечении за перепадом определяется по формуле:

$$T_0 = h_c + \frac{Q^2}{2g\varphi_c^2 h_c^2 b_c^2} \quad (61)$$

где φ_c – коэффициент скорости в сжатом сечении, $\varphi_c = 0,9$, а ширина потока в сжатом сечении за перепадом определяется по формуле:

$$b_c = b_b + (L_n + L_c)2tg\delta \quad (62)$$

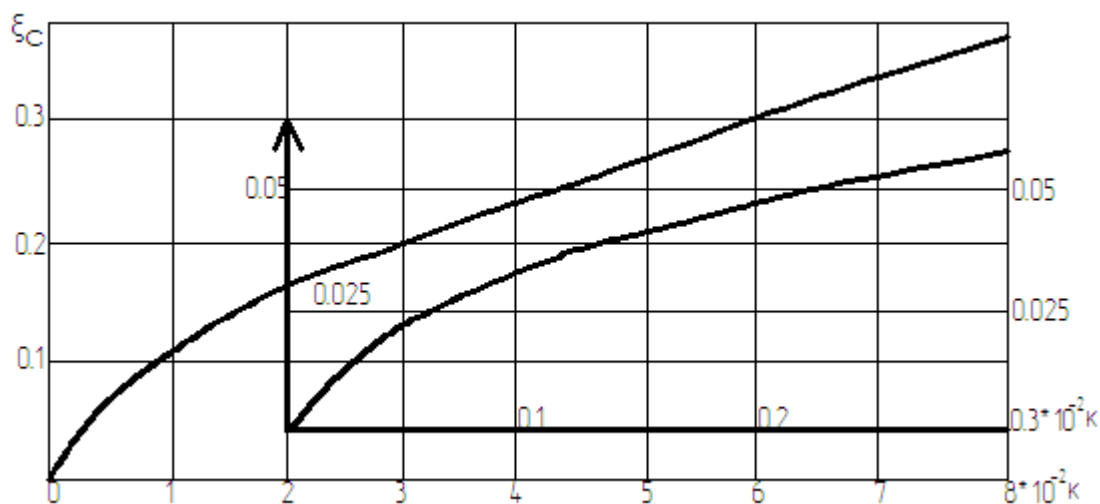


Рис.21. График $\xi = f(K)$

При решении уравнения (61) можно пользоваться графиком на рис. 21

где $\xi_c = \frac{h_c}{T_0}$

$$K = \frac{Q^2}{2g\varphi_c^2 b_c^2 T_0^3} \quad (63)$$

10. Определяется число Фруда в сжатом сечении

$$Fr = \frac{V_c^2}{gh_c} = \frac{Q}{gb_c^2 h_c^2} \quad (64)$$

11. Определяется отношение:

$$\beta = \frac{b_c}{h_c} \quad (65)$$

12. По одному из графиков на рис. 22–24 определяется величина:

$$\eta = \frac{h_2}{h_c} \quad (66)$$

Величина η определяется в зависимости от Fr и β при заданном “ δ ”.

13. По величине “ η ” определяется вторая взаимная глубина при прыжке:

$$h_2 = \eta h_c \quad (67)$$

14. Характер сопряжения бьефов за перепадом определяется соотношением величин $h_{нб}$ и h_2 . Если $h_2 > h_{нб}$, то прыжок отогнан и необходим водобойный колодец.

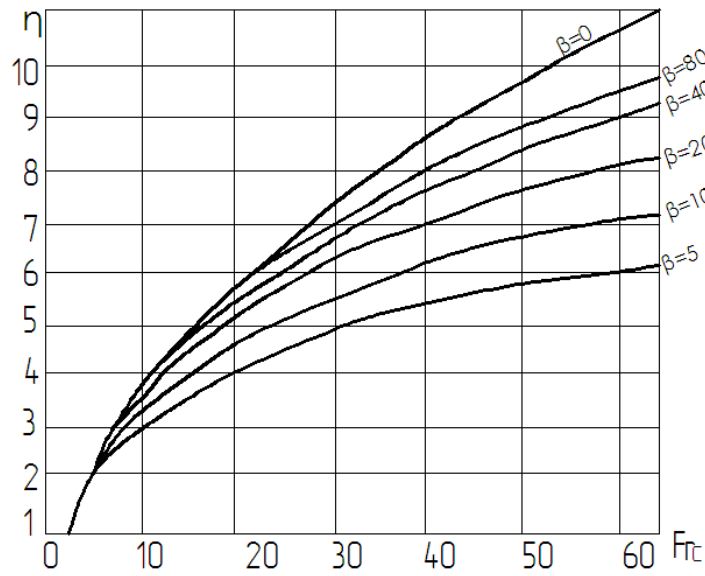


Рис.22. График $\eta = f(Fr_c; \beta)$ при $\delta = 30^\circ$

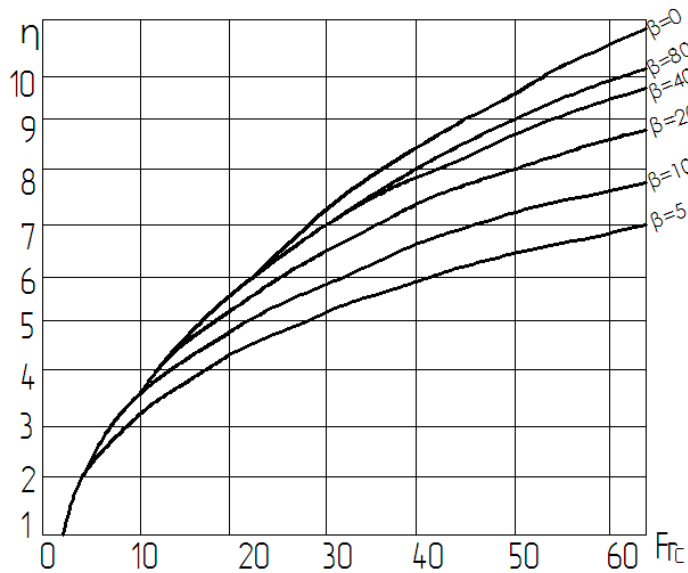


Рис. 23. График $\eta = f(Fr_c; \beta)$ при $\delta = 20^\circ$

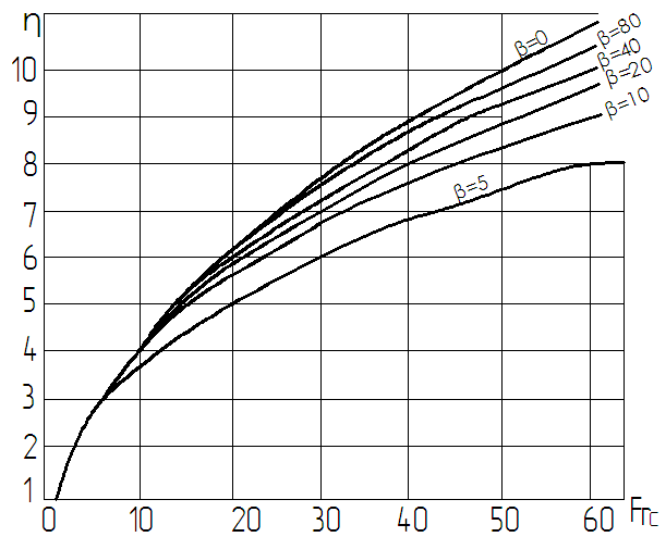


Рис. 24. График $\eta = f(Fr_c; \beta)$ при $\delta = 10^\circ$

15. Глубина расширяющегося в плане водобойного колодца определяется по формуле:

$$d_k = nh_2 - h_n \delta \quad (68)$$

где $n = 0,05 \div 1,1$ – коэффициент запаса.

16. Для обеспечения равномерного выхода потока глубина водобойного колодца должна быть не менее: $d_y \geq 0,6h_{кк}$, где $h_{кк}$ – критическая глубина потока в конце колодца:

$$h_{кк} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb_2^2}} \quad (69)$$

В случае, если $d_g > d_k$, устраивается комбинированный колодец, образованный частично заглублением его днища, на глубину d_c и частично водобойной стенкой высотой:

$$C = d_g - d_k \quad (70)$$

17. Если для затопления прыжка за перепадом водобойного колодца не потребуется (при $h_2 \leq h_{нб}$), то для выравнивания скоростей потока по ширине необходимо устройство водобойной стенки высотой

$$C = 0,6h_{кк} \quad (71)$$

где $h_{кк}$ – критическая глубина в месте установки водобойной стенки.

18. Длина расширяющегося в плане водобойного колодца определяется по эмпирической формуле:

$$l_k = l_c + (2 \div 3)h_{np} \quad (72)$$

где $h_{np} = h_2 - h_c$ – высота пространственного прыжка.

Коэффициент “2” рекомендуется при расчёте водобойных колодцев, коэффициент “3” – водобойных стенок; в случае комбинированного колодца вводится коэффициент – 2,5.

19. Расчёт крепления за расширяющимся в плане водобойным колодцем;
а) назначается общая длина крепления за расширяющимся в плане водобойным колодцем при $\beta \leq 4 \div 6$

$$l_{кн} = (8 \div 12) \quad (73)$$

б) определяется максимальная придонная скорость по приближенной формуле:

$$V_{макс.g} = \frac{2,16}{\lambda^{1/6}} V_{cp} = \frac{2,16}{l/h_{нб}}^{1/6} V_{cp} \quad (74)$$

Где V_{cp} – средняя скорость в отводящем русле, l – расстояние от конца гасителя рассматриваемого сечения, $h_{нб}$ – глубина воды в отводящем русле, соответствующая неразмывающей скорости при пропуске расчетного расхода. При получающихся обычно за расширяющимся колодцем максимальных донных скоростях ($V_{макс.g}$) может потребоваться только крепление камнем;

в) размер камня верхнего слоя крепления назначается в зависимости от $V_{\text{макс.г}}$ (табл.11).

Таблица 11

Придонная скорость	1	2	3	4	5
Диаметр камня, см	3	10-12	25-30	40-50	65-75
Масса камня, кг	0,04	1,4-2,5	22-37	78-138	380-585

г) на половину длины крепления $l_{\text{кк}}$ осуществляется переход к другой толщине камня.

20. Глубина воронки размыва в конце крепления определяется по формуле:

$$h_p = 0,84 \sqrt{\frac{V_{\text{макс.г}} h_{\text{нб}} (1 + \mu)}{V_{n=1}}} \quad (75)$$

где $V_{n=1}$ – допустимая неразмывающая скорость для грунта, слагающего русло при глубине $h = 1\text{м}$

$$\lambda = \frac{l}{h_{\text{нб}}}$$

l – расстояние от гасителя до рассматриваемого сечения.

В зависимости от λ и β по графику (рис. 25) определяется величина μ , которая подставляется в формулу (75).

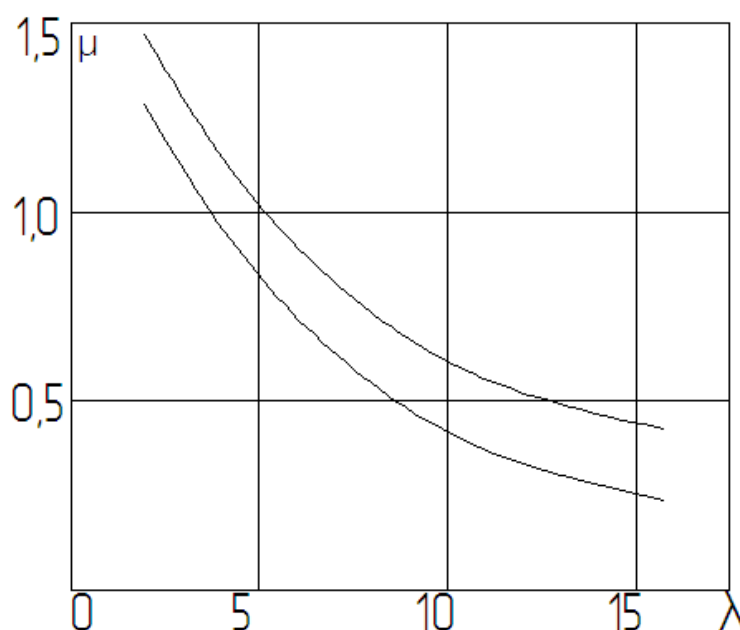


Рис. 25. График $\mu = H_{\text{макс}}/V_{\text{сп}} = f(\lambda)$; 1– при $\beta = 2$, 2– при $\beta = 5$

21. В конце крепления назначается зуб. Объем камня в зубе должен быть достаточным, чтобы покрыть верховой откос воронки размыва, заложение которого принимается $m = 3$.

Список литературы:

1. Курсовое и дипломное проектирование по гидротехническим сооружениям/ Под ред. В.С.Лапшенкова. - М.: Агропромиздат, 1989. – 448 с.
2. Мелиорация и водное хозяйство. 4. Сооружения: Справочник/ Под ред. П.А.Полад-заде. – М.: Агропромиздат, 1987. – 464 с.
3. СНиП П–50–74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения. – М. : Стройиздат, 1975.
4. Гидротехнические сооружения: Справочник проектировщика. – М.:Стройиздат.1983.
5. Дементьев В.Г. Орошение. – М.: колос,1979.
6. СНиП П–52-74. Сооружения мелиоративных систем. Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1975.
7. Указания по проектированию гидротехнических сооружений на каналах оросительных систем. Минводхоз СССР. –М.: Союзводпроект, 1976.
8. Киселев П.Г. Справочник по гидравлическим расчетам.–М.: энергия, 1974
9. Розанов Н.П. Гидротехнические сооружения. – М.: Стройиздат, 1978.