

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Кафедра «Гидротехническое и энергетическое  
строительство, водный транспорт и гидравлика»

М. И. Богданович  
В. А. Евдокимов

# ВОДОЗАБОРНЫЙ ГИДРОУЗЕЛ

Пособие  
для студентов специальности  
1-70 04 01 «Водохозяйственное строительство»

В 3 частях

Часть 2

*Рекомендовано учебно-методическим объединением по образованию  
в области строительства и архитектуры*

Минск  
БНТУ  
2022

УДК 627.83:378.147.091.313(075.8)

ББК 38.774я7

Б73

**Р е ц е н з е н т ы:**

доцент кафедры «Энергетика» БГАТУ,  
канд. техн. наук, доцент *А. М. Кравцов*;  
начальник отдела мониторинга и государственного  
водного кадастра РУП ЦНИИКИВР *В. Н. Корнеев*

**Богданович, М. И.**

Б73 Водозаборный гидроузел : пособие для студентов специальности 1-70 04 01 «Водохозяйственное строительство» : в 3 ч. / М. И. Богданович, В. А. Евдокимов. – Минск : БНТУ, 2019. – Ч. 2. – 2022. – 47 с.  
ISBN 978-985-583-338-4 (Ч. 2).

В пособии содержатся пояснения по выполнению разделов курсового проекта на тему «Водозаборный гидроузел».

Даны рекомендации по конструированию и расчету водоприемника и приплотинной части отводящего канала в объеме, соответствующем учебной программе учреждения высшего образования для специальности 1-70 04 01 «Водохозяйственное строительство» по учебной дисциплине «Гидротехнические сооружения». Приведены необходимые справочные материалы.

Часть 1 вышла в 2019 г.

УДК 627.83:378.147.091.313(075.8)

ББК 38.774я7

ISBN 978-985-583-338-4 (Ч. 2)

ISBN 978-985-583-397-1

© М. И. Богданович,

В. А. Евдокимов, 2022

© Белорусский национальный  
технический университет, 2022

## **ВВЕДЕНИЕ**

Вторая часть пособия по выполнению курсового проекта на тему «Водозаборный гидроузел» посвящена разделам, связанным с проектированием водоприемника водозаборного гидроузла и отводящего канала.

Данная часть пособия призвана облегчить работу студентов при проектировании и расчетах водоприемника и части канала, расположенных в его нижнем бьефе, непосредственно за рисбермой, т. е. в приплотинной части. В пособии представлена информация из нормативных документов, справочной и учебной литературы [1–9], необходимая для решения названных задач.

## РАЗДЕЛ 1. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРИПЛОТИННОЙ ЧАСТИ ОТВОДЯЩЕГО КАНАЛА

Целью гидравлического расчета отводящего канала водоприемника является расчет параметров живого сечения потока с расходом воды, равным расчетному расходу, и конструирование русла канала, соответствующего этим параметрам. При этом русло должно быть устойчивым к размыву и заилению. Форма его поперечного сечения зависит от инженерно-геологических, топографических условий строительства, технологии производства работ и может иметь несколько вариантов [2–4]. В курсовом проекте рекомендуется принять трапециевидную форму живого сечения потока и соответственно канала.

Исходными данными для расчета являются расчетный расход –  $Q$ , коэффициент заложения откосов –  $m$ , коэффициент шероховатости –  $n$ , уклон дна канала –  $i$ . Определяемые величины: ширина по дну –  $b$ , нормальная глубина –  $h$ , средняя скорость потока –  $v$ .

Расчет и конструирование ведутся методом последовательных приближений. В первом приближении вычисляются параметры  $b$ ,  $h$ ,  $v$ . Полученное значение средней скорости проверяется на попадание в интервал допустимых скоростей – незаилающей  $v_s$  и неразрывающей  $v_n$ , а так же оценивается состояние потока. При необходимости производятся корректировка исходных данных и повторные расчеты.

### 1.1. Определение исходных данных для расчета

Расчетные расходы оросительных каналов зависят от графика водоподачи и могут быть максимальными –  $Q_{\max}$ , минимальными –  $Q_{\min}$  и форсированными –  $Q_f$  [2]. Первые два расхода определяются максимальной и минимальной ординатами графика водоподачи, форсированный – получают путем умножения максимального расхода  $Q_{\max}$  на коэффициент форсировки  $k_f$  [2] (табл. 1.1).

Таблица 1.1

Коэффициенты форсировки расхода в мелиоративных каналах

$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	<1	1–10	10–50	50–100	>100
$k_f$	1,2	1,15	1,1	1,05	1,0

Расход  $Q_{\max}$  используется для определения параметров потока в канале,  $Q_{\min}$  – для проверки незаиляемости и обеспечения водозабора из магистрального канала в распределители,  $Q_f$  – при определении превышения отметок дамб и бровок берм над уровнем воды в канале. В рамках курсового проекта целесообразно ограничиться строгим решением первой и третьей задач, а вторую в учебных целях решить при  $Q_{\max}$ . Таким образом, в рамках курсового проекта в качестве расчетного расхода необходимо принять расход  $Q = Q_{\max} = Q_{\text{м.к.}} + Q_{\text{пр}} + Q_{\text{р.з}}$ , где  $Q_{\text{м.к.}}$  – расход воды в начале магистральной части канала (приведен в задании на курсовое проектирование);  $Q_{\text{пр}}$  – расход на промыв наносов, который присутствует в сумме в случае, если головным отстойником в проекте является отстойник с непрерывным промывом наносов. Его значение следует взять из ранее выполненного расчета отстойника;  $Q_{\text{р.з}}$  – расход рыбоотвода от рыбозащитного сооружения. Величина расхода  $Q_{\text{р.з}}$  зависит от типа рыбозащитного сооружения. В курсовом проекте целесообразно принять рыбозащитное сооружение в виде плоской сетки и разместить его в отводящем канале водоприемника не только при проектировании бесплотинных гидроузлов, но, в учебных целях, и при проектировании плотинных. По рекомендациям [3]  $Q_{\text{р.з}}$  может быть принят  $(0,1-0,2) Q_{\text{м.к.}}$ .

Коэффициент заложения откосов канала  $m$  должен соответствовать инженерно-геологическим условиям площадки строительства. Его значение выбирается в соответствии с характеристикой грунтов основания, приведенной в задании на курсовое проектирование, по табл. 1.2, 1.3, содержащим данные из ТКП 45 – 3.04 – 2005 [4] в объеме, необходимом для выполнения курсового проекта.

Таблица 1.2

Коэффициенты заложения  $m$  откосов каналов и дамб

Грунт	Коэффициенты заложения $m$ откосов	
	подводные	надводные
Галечник и гравий с песком	1,25–1,50	1,00
Глина, суглинок тяжелый и средний	1,00–1,50	0,50–1,00
Суглинок легкий, супесь	1,25–2,00	1,00–1,50

Окончание табл. 1.2

Грунт	Коэффициенты заложения $m$ откосов	
	подводные	надводные
Песок мелкий	1,50–2,50	1,00–2,00
Песок пылеватый	3,00–3,50	2,50

Таблица 1.3

Значения коэффициента заложения наружных откосов дамб каналов, устраиваемых в насыпи или полунасыпи

Грунт	Коэффициент заложения $m$
Глина, суглинок тяжелый и средний	0,75–1,0
Суглинок легкий	1,0–1,25
Супесь	1,0–1,5
Песок	1,25–2,0

Коэффициент шероховатости зависит от расчетного расхода воды в необлицованных земляных каналах или типа одежды в облицованных каналах. Для каналов в земляном русле  $n$  принимаются по [3] (табл. 1.4).

Таблица 1.4

Значения коэффициента шероховатости  $n$  для нормально эксплуатируемых, необлицованных каналов в земляном русле

$Q$ , м <sup>3</sup> /с	<1	1,0–25,0	>25
$N$	0,03–0,025	0,025–0,0225	0,025–0,020

Для облицованных каналов  $n$  принимаются по [4] (табл. 1.5).

Таблица 1.5

Значения коэффициента шероховатости  $n$  для каналов с облицовкой

Облицовка	Коэффициенты шероховатости $n$ каналов с облицовкой
Бетонная хорошо отделанная	0,012–0,014
Бетонная грубая	0,015–0,017

Облицовка	Коэффициенты шероховатости $n$ каналов с облицовкой
Сборные железобетонные лотки	0,012–0,015
Покрытия из асфальтобитумных материалов	0,013–0,016
Одернованное русло	0,03–0,035

Значение уклона дна канала в первом приближении принимается в соответствии с заданием на курсовое проектирование и в процессе расчетов может быть изменено для обеспечения условий неразмываемости или незаиляемости.

## 1.2. Расчет параметров потока

Расчет параметров выполняется для условий равномерного движения спокойного потока. Расчетной формулой является формула Шези:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}, \quad (1.1)$$

где  $Q$  – расчетный расход, м<sup>3</sup>/с;

$\omega$  – площадь живого сечения потока, м<sup>2</sup>;

$R$  – гидравлический радиус, м;

$\chi$  – смоченный периметр, м;

$C$  – коэффициент Шези, м<sup>0,5</sup>/с;

$i$  – уклон дна канала.

Для принятой трапецидальной формы потока площадь его живого сечения, смоченный периметр, гидравлический радиус определяются по формулам

$$\omega = (b + mh)h; \quad (1.2)$$

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}; \quad (1.3)$$

$$R = \frac{\omega}{\chi}. \quad (1.4)$$

Коэффициент Шези вычисляется по формуле

$$C = \frac{1}{n} R^y. \quad (1.5)$$

Показатель степени вычисляется по формуле Павловского [4]:

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1).$$

В рамках курсового проектирования могут применяться упрощенные формулы Павловского: при  $R < 1$  м,  $y \approx 1,5\sqrt{n}$ ; при  $R > 1$  м,  $y \approx 1,3\sqrt{n}$ .

Могут применяться и иные формулы для вычисления коэффициента Шези, например:  $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$ , или таблицы значений коэффициента  $C$ , имеющиеся в справочной литературе [2, 5].

Уклон дна канала в первом приближении принимается по заданию на курсовое проектирование. Ширина по дну и нормальная глубина потока определяются методом подбора. Для этого вычисляется рациональное соотношение –  $\beta = b/h$  – ширины по дну к глубине потока по формуле С. А. Гиршкана [2]:

$$\beta = 3\sqrt[4]{Q} - m. \quad (1.6)$$

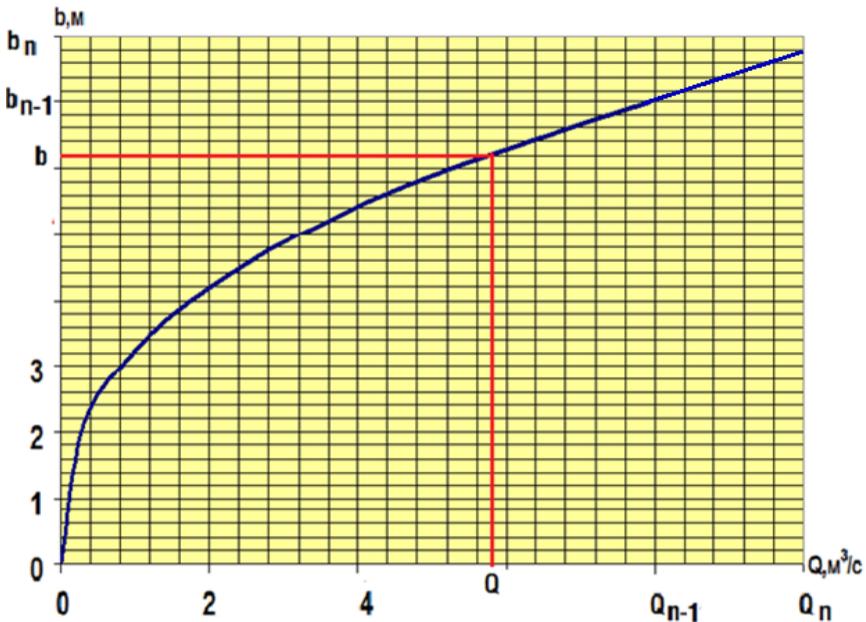
Далее задаются рядом произвольных значений  $b$  и для каждого из них:

- 1) определяется значение  $h$  по соотношению:  $h = b/\beta$ ;
- 2) находится площадь живого сечения потока  $\omega$  по формуле (1.2);
- 3) определяется смоченный периметр по формуле (1.3);
- 4) находится гидравлический радиус из равенства (1.4);
- 5) рассчитывается коэффициент Шези по формуле (1.5);
- 6) подставляются найденные значения в формулу (1.1) и вычисляется расход воды в потоке;
- 7) полученные значения заносятся в таблицу, форма которой соответствует табл. 1.6;

Таблица 1.6

Данные для определение ширины потока по дну

$b_i, \text{м}$	$h_i, \text{м}$	$w_i, \text{м}^2$	$\chi_i, \text{м}$	$R_i, \text{м}$	$C_i, \text{м}^{0.5}/\text{с}$	$Q_i, \text{м}^3/\text{с}$
$b_1$	$h_1$	$\omega_1$	$\chi_1$	$R_1$	$C_1$	$Q_1$
...	...	...	...	...	...	...
$b_n$	$h_n$	$\omega_n$	$\chi_n$	$R_n$	$C_n$	$Q_n$

8) по данным таблицы строится график  $b = f(Q)$  (рис. 1.1);Рис. 1.1 График зависимости  $b = f(Q)$  канала9) по графику для расчетного расхода  $Q$  определяется значение ширины потока по дну;10) принимается ряд значений глубины потока и для каждого из них при постоянной ширине  $b$  вычисляются параметры потока по формулам (1.2–1.5) и расходы воды по формуле (1.1);

11) заносятся в таблицу (табл. 1.7) полученные в п. 10 значения;

Таблица 1.7

Данные для определения нормальной глубины потока  $h$   
при постоянной ширине  $b$

$h_{i_2}$ , м	$w_{i_2}$ , м <sup>2</sup>	$\chi_{i_2}$ , м	$R_{i_2}$ , м	$C_{i_2}$ , м <sup>0.5</sup> /с	$Q_{i_2}$ , м <sup>3</sup> /с
$h_1$	$\omega_1$	$\chi_1$	$R_1$	$C_1$	$Q_1$
...	...	...	...	...	...
$h_n$	$\omega_n$	$\chi_n$	$R_n$	$C_n$	$Q_n$

12) по данным табл. 1.7 строится график  $h = f(Q)$  (рис. 1.2);

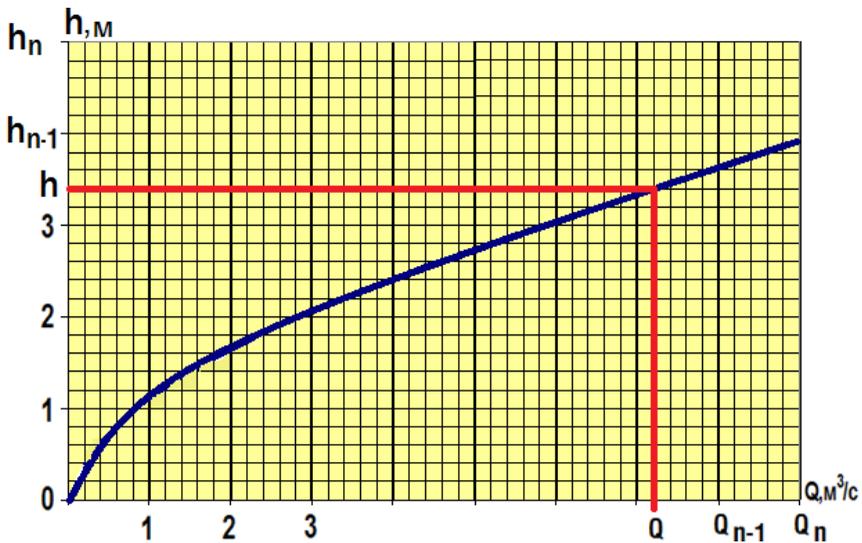


Рис. 1.2. График зависимости  $h = f(Q)$  канала с шириной равной  $b$

13) по построенному графику для расчетного расхода  $Q$  определяется значение нормальной глубины потока;

14) вычисляется средняя скорость потока  $v = \frac{Q}{\omega}$ , м/с, где  $\omega$  — площадь живого сечения, вычисленная по полученным  $b$  и  $h$ ;

15) определяется незаияющая скорость  $v_s$ . С целью упрощения расчетов в рамках курсового проектирования допустимо примене-

ние формулы Леви:  $v_s = 0,5\sqrt{R}$  [5], и подобных ей, не учитывающих наличия в потоке заиляющих частиц. Для более точных расчетов в проектной практике используются формулы, учитывающие гидравлическую крупность и другие характеристики наносов;

16) определяется неразмывающая скорость потока  $v_n$  [5] по грунтам, слагающим русло канала: для связных – по табл. 1.8, для несвязных – по табл. 1.9. Для несвязных грунтов в рамках курсового проектирования допускается принять следующие  $d_{cp}$ : крупнообломочные галечниковые грунты – 10 мм, гравийные – 2,5 мм; песчаные крупные – 0,75 мм, средние – 0,37 мм, мелкие – 0,15 мм;

Таблица 1.8

Допускаемые неразмывающие средние скорости (м/с)  
для связных грунтов при  $R = 1-3$  м

Грунт	Допускаемая скорость $v_n$ , м/с
Илистые грунты	0,50–0,60
Супесь: слабая	0,70–0,80
уплотненная	1,0
Суглинок: легкий	0,70–0,80
средний	1,0
плотный	1,10–1,20
Глина: мягкая	0,70
нормальная	1,20–1,40
плотная	1,50–1,80

Примечание. Пересчет величины  $v_n$  на другие гидравлические радиусы  $R$  проводится по зависимости  $v_{n1} = v_n(R/2)^{0,125}$ .

Таблица 1.9

Допускаемые неразмывающие скорости для несвязных грунтов

Средний размер частиц грунта, мм	Глубина потока (м), $v_n$ (м/с)			
	0,5	1,0	3,0	5,0
1	2	3	4	5
0,15	0,36	0,38	0,42	0,44
0,25	0,37	0,39	0,41	0,45

1	2	3	4	5
0,37	0,38	0,41	0,46	0,48
0,50	0,41	0,44	0,50	0,52
0,75	0,47	0,51	0,57	0,59
1,0	0,51	0,55	0,62	0,65
2,0	0,64	0,70	0,79	0,83
2,5	0,69	0,75	0,86	0,9
3,0	0,73	0,80	0,91	0,96
5,0	0,87	0,96	1,10	1,17
10,0	1,10	1,23	1,42	1,51

17) выполняется проверка условия  $v_s < v < v_n$  (1.1). Если это условие выполняется, то расчет завершается;

18) при  $v \geq v_n$  должен быть уменьшен уклон дна или подобрана облицовка канала и выполнен перерасчет параметров потока. При облицовке канала изменится величина коэффициента шероховатости, принятого в первом приближении, до значения  $n = n_1$ , соответствующего запроектированной облицовке. Значение  $n_1$  принимается по табл. 1.5;

19) при  $v < v_s$  производится увеличение уклона дна и пересчет параметров потока. При этом контролируется условие  $i < i_{cr}$ , где  $i_{cr}$  – критический уклон дна канала. Значение критического уклона  $i_{cr}$  вычисляется по формуле

$$i_{cr} = \frac{g\chi_{cr}}{\alpha C_{cr}^2 B_{cr}}$$

где  $\alpha = 1,1$  – коэффициент учета кинетической энергии потока;

$\chi_{cr}$ ,  $C_{cr}$ ,  $\alpha$ ,  $B_{cr}$  – соответственно, смоченный периметр; коэффициент Шези; ширина потока по верху, вычисляемые при критической глубине потока. Критическая глубина  $h_{кр}$  в свою очередь вычисляется по формуле

$$h_{кр} = 0,4823 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2}}$$

Если  $i < i_{cr}$ , то расчет завершается.

### 1.3. Конструирование поперечного профиля приплотинной части магистрального канала

В результате гидравлического расчета определены параметры живого сечения потока: ширина по дну –  $b$ , нормальная глубина –  $h$ , соответствующая расчетному расходу –  $Q$ , заложение откоса –  $m$ . Они должны использоваться при построении поперечного профиля канала трапецеидальной формы (п. 1.1). Конструкция канала зависит в основном от топографических условий местности. Линия дна с соответствующим уклоном наносится на продольный профиль трассы канала. От нее вверх, на расстоянии  $H$ , равном высоте откоса, откладывается линия бровки канала. В зависимости от ее положения относительно поверхности земли канал будет выполняться в выемке, полувыемке – полунасыпи или в насыпи (рис. 1.3) [3]. Величина  $H = h_f + \Delta h$ , где  $h_f$  – глубина воды в канале при форсированном расходе, которая определяется по кривой  $h = f(Q)$  для значения расхода, равного  $Q_f$  (см. п. 1.1). Превышение гребней дамб и бровок берм каналов над максимальным уровнем воды  $\Delta h$  следует назначать в соответствии с рекомендациями [4] по табл. 1.10.

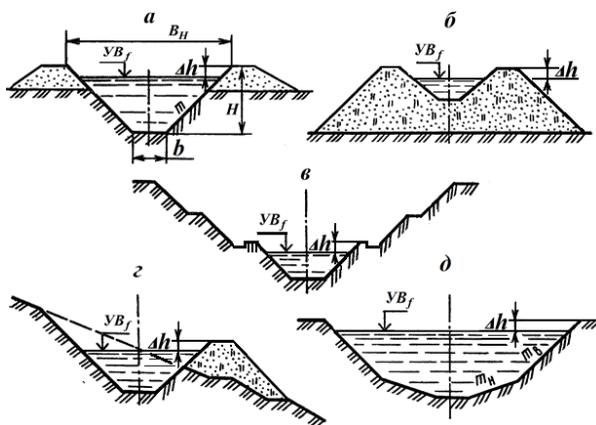


Рис. 1.3. Формы и конструкции поперечных сечений каналов:  
 а – трапецеидальная в полувыемке – полунасыпи; б – то же в насыпи;  
 в – то же в глубокой выемке с бермами; г – то же на косогоре;  
 д – то же полигональная в выемке;  $yB_f$  – уровень воды при форсированной  
 глубине в канале;  $\Delta h$  – превышения гребней дамб и бровок берм каналов  
 над уровнем воды при форсированном расходе

В рамках курсового проекта чертеж поперечного профиля выполняется на миллиметровке формата А4 для канала в выемке (рис. 1.4). Чертеж помещается в пояснительную записку.

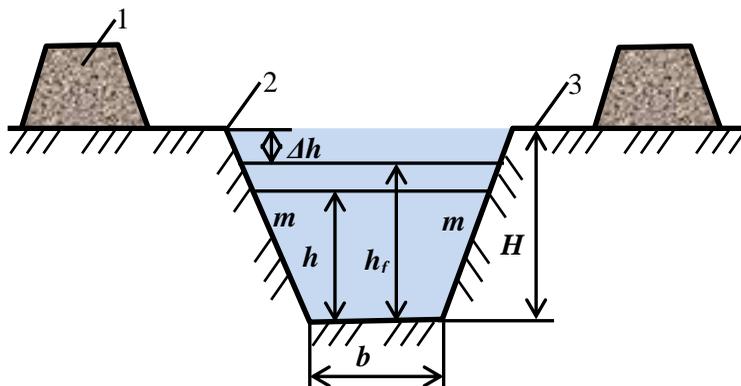


Рис. 1.4. Поперечный профиль трапециoidalного канала:  
 1 – кавальер; 2 – бровка; 3 – берма;  
 $H$  – высота откоса;  $h_f$  – форсированная глубина канала;  
 $h$  – нормальная глубина канала;  $\Delta h$  – превышение дамб и бровок берм над форсированным уровнем воды в канале

Ширину дамб каналов по верху или ширину берм необходимо принимать из условий производства работ и удобства эксплуатации.

Таблица 1.10

Превышение дамб и бровок берм над максимальным уровнем воды в канале

Расход воды в канале, $\text{м}^3/\text{с}$	Превышения дамб и бровок берм канала, м	
	без облицовки и с грунтово-пленочным экраном	с облицовкой
До 1	0,20	0,15
Св. 1 до 10	0,30	0,20
Св. 10 до 30	0,40	0,30
Св. 30 до 50	0,50	0,35
Св. 50 до 100	0,60	0,40

#### 1.4. Пример гидравлического расчета и конструирования приплотинной части магистрального канала

*Исходные данные для расчета:*

В приплотинной части магистрального канала располагаются рыбозащитное сооружение и головной отстойник периодического действия.

Условия содержания канала принимаются нормальными.

Грунтом основания магистрального канала является глина.

Уклон дна канала  $i = 0,0016$  (приведен в задании на курсовое проектирование).

Расход воды в начале магистральной части канала (приведен в задании на курсовое проектирование) –  $Q_{м.к} = 5 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Расход рыбоотвода от рыбозащитного сооружения принят:

$$Q_{р.з} = 0,2Q_{м.к} = 1,0 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Принимается трапецеидальная форма канала.

Вычисляется расчетный расход канала:

$$Q = Q_{\max} = Q_{м.к} + Q_{р.з} = 5 + 1 = 6 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Значение коэффициента заложения откосов выбирается по табл. 1.2, для глинистого грунта основания  $m = 1,0$ . Коэффициент шероховатости принимается  $n = 0,024$  по табл. 1.3, как для нормально эксплуатируемого, необлицованного канала в земляном русле при расчетном расходе  $Q = 6 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Вычисляется рациональное соотношение  $\beta = b/h$  ширины по дну к глубине потока по формуле (1.6):  $\beta = 3\sqrt[4]{Q} - m = 3\sqrt[4]{6} - 1 = 3,7$ .

Задается ряд значений  $b_i$  в диапазоне от 1 до 6 м и для каждого из них:

1) определяется значение  $h_i$  по соотношению  $h_i = b_i / \beta$ . Первое из них  $h_1 = 1/3,7 = 0,27 \text{ м}$ ;

2) находится площадь живого сечения потока  $\omega_i$  по формуле (1.2). Величина первой из них  $\omega = (b + mb)h = (1 + 1 \cdot 0,27)0,27 = 0,34 \text{ м}^2$ ;

3) определяется смоченный периметр  $\chi_i$  по формуле (1.3). Величина первого из них  $\chi_1 = b + 2h\sqrt{1+m^2} = 1 + 2 \cdot 0,27\sqrt{1+1^2} = 1,76$  м;

4) находится гидравлический радиус  $R_i$  по формуле (1.4). Величина первого из них  $R_1 = \omega / \chi = 0,34 / 1,76 = 0,19$  м;

5) рассчитывается коэффициент Шези  $C_i$  по формуле (1.5). Величина первого из них  $C_1 = \frac{1}{n} R_1^y = \frac{1}{0,025} 0,19^{0,23} = 28,44$  м<sup>0,5</sup>/с, где

$y = 1,5\sqrt{n} = 1,5\sqrt{0,024} = 0,23$  при  $R < 1$  м. При  $R > 1$  м –  $y = 1,3\sqrt{n} = 1,3\sqrt{0,024} = 0,20$ ;

6) подставляются найденные значения в формулу 1.1 и вычисляется  $Q_i$  – расход воды в потоке. Величина первого из них  $Q_1 \approx 0,1$  м<sup>3</sup>/с;

7) полученные для каждого значения  $b_i$  величины  $h_i, w_i, \chi_i, R_i, C_i, Q_i$  заносятся в табл. 1.11;

Таблица 1.11

Данные для определения ширины потока по дну

$b_i, \text{ м}$	$h_i, \text{ м}$	$w_i, \text{ м}^2$	$\chi_i, \text{ м}$	$R_i, \text{ м}$	$C_i, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$	$Q_i, \text{ м}^3/\text{с}$
1	0,27	0,34	1,76	0,19	28,55	0,1
1,5	0,41	0,78	2,65	0,29	31,34	0,2
2	0,54	1,37	3,53	0,39	33,56	0,4
2,5	0,68	2,15	4,41	0,49	35,36	0,7
3	0,81	3,09	5,29	0,58	36,76	1,1
4	1,08	5,49	7,05	0,78	39,35	2,3
5	1,35	8,57	8,82	0,97	41,38	4,42
6	1,62	12,34	10,59	1,17	42,99	7,2

8) по данным таблицы строится график  $b = f(Q)$  (рис. 1.5);

9) по графику определяется для расчетного расхода  $Q = 6$  м<sup>3</sup>/с значение ширины потока по дну  $b = 5,7$  м;

10) принимается ряд значений глубины потока и для каждого из них при постоянной ширине  $b = 5,7$  м вычисляются параметры потока по (1.2–1.5) и расходы воды по (1.1);

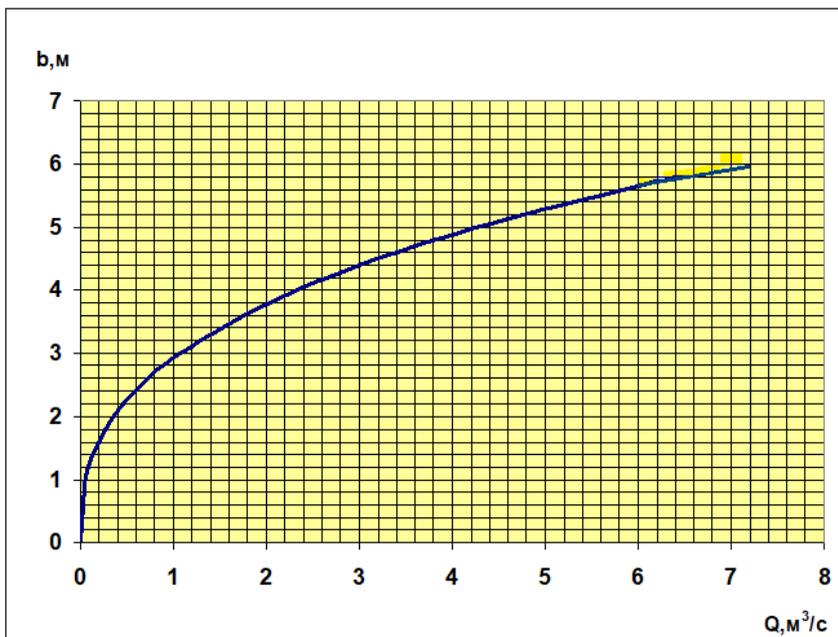


Рис. 1.5 График зависимости  $b = f(Q)$  канала

Таблица 1.12

Данные для определения нормальной глубины потока при постоянной ширине  $b$

$b, \text{ м}$	$h_i, \text{ м}$	$w_i, \text{ м}^2$	$\chi_i, \text{ м}$	$R_i, \text{ м}$	$C_i, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$	$Q_i, \text{ м}^3/\text{с}$
5,7	0,30	1,80	6,55	0,27	30,88	0,4
5,7	0,60	3,78	7,40	0,51	35,68	1,2
5,7	0,90	5,94	8,25	0,72	38,63	2,5
5,7	1,20	8,28	9,09	0,91	40,77	4,1
5,7	1,50	10,80	9,94	1,09	42,35	5,9
5,7	1,80	13,50	10,79	1,25	43,56	8,3

- 11) заносятся в табл. 1.12 полученные в п. 10 значения;
- 12) по данным табл. 1.12 строится график  $h = f(Q)$  (рис. 1.6);
- 13) по построенному графику для расчетного расхода  $Q = 6 \text{ м}^3/\text{с}$  определяется значение нормальной глубины потока  $h = 1,53 \text{ м}$ .

14) вычисляется средняя скорость потока  $v = Q / \omega = 6 / 11,06 = 0,54$  м/с, где  $\omega$  площадь живого сечения, вычисленная по полученным  $b$  и  $h - \omega = (b + mh)h = (5,7 + 1 \cdot 1,53)1,53 = 11,06 \text{ м}^2$ ;

15) определяется незаилающая скорость  $v_s$  по формуле Леви:  $v_s = 0,5\sqrt{R} = 0,5\sqrt{1,1} = 0,52$  м/с, где  $R$  – гидравлический радиус, вычисленный по полученным  $b$  и  $h$ :  $R = \omega / \chi = 11,06 / 10,03 = 1,1$  м, где  $\chi$  вычисляется по формуле  $\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2} = 5,7 + 2 \cdot 1,53\sqrt{1+1^2} = 10,03$  м;

16) определяется неразмывающая скорость потока  $v_n$  по грунтам, слагающим русло канала: для глины, принимая ее мягкой,  $v_n = 0,7$  м/с; (по табл. 1.8).

17) проверяется условие  $v_s = 0,52$  м/с  $< v = 0,54$  м/с  $< v_n = 0,7$  м/с. Так как условие выполняется, то рассчитанные размеры канала удовлетворяют условиям незаиляемости и неразмываемости.

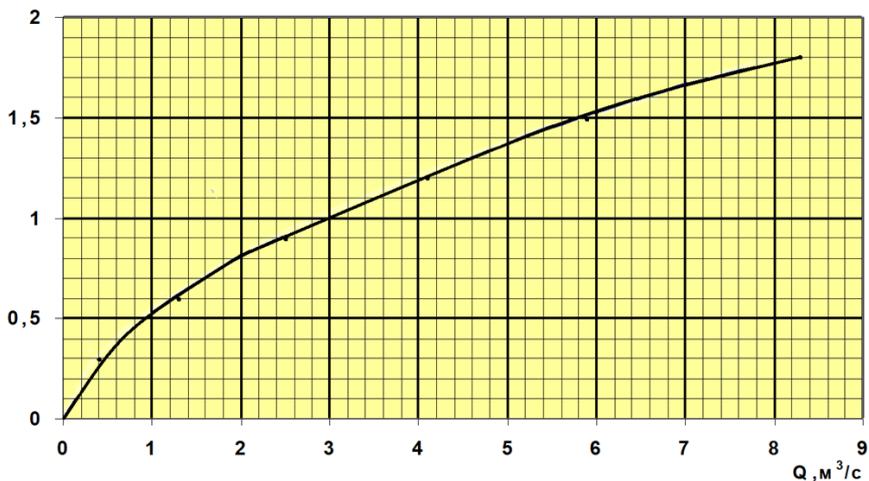


Рис. 1.6. График зависимости  $h = f(Q)$  канала

Выполняется конструирование поперечного профиля приполювной части магистрального канала. Поперечный профиль канала

принимается соответствующим принятому поперечному сечению потока: трапецеидальной формы. Ширина канала по дну принимается равной расчетной ширине потока по дну:  $b = 5,7$  м, нормальная глубина канала – нормальной глубине потока  $h = 1,53$  м, заложение откоса канала  $m = 1$ . Канал возводится в выемке. Высота откоса определяется по формуле  $H = h_f + \Delta h$ . Для определения  $h_f$  – глубины воды в канале при форсированном расходе – воспользуемся кривой  $h = f(Q)$ , представленной на рис. 1.6. Расход  $Q_f = k_f Q = 1,15 \cdot 6 = 6,9$  м<sup>3</sup>/с, где  $k_f = 1,15$  – коэффициент форсировки расхода в канале (определен по табл. 1.1) для расхода  $Q = 6$  м<sup>3</sup>/с. Тогда по рис. 1.6 –  $h_f = 1,65$  м. Превышения гребней дамб и бровок берм каналов над максимальным уровнем воды  $\Delta h = 0,3$  м назначается в соответствии с табл. 1.9. Тогда высота откоса будет  $H = h_f + \Delta h = 1,65 + 0,3 = 1,95$  м. По полученным данным строится поперечный профиль канала.

## РАЗДЕЛ 2. КОНСТРУИРОВАНИЕ ВОДОПРИЕМНИКА И ЕГО ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

Водоприемники плотинных или бесплотинных гидроузлов – это гидротехнические сооружения для забора воды в водовод в соответствии с графиками водопотребления. Их конструктивные элементы должны исключать попадание в них влекомых наносов, плавника, шуги и льда. Водоприемники могут быть открытого, закрытого (трубчатого) и диафрагмового типов (рис. 2.1).

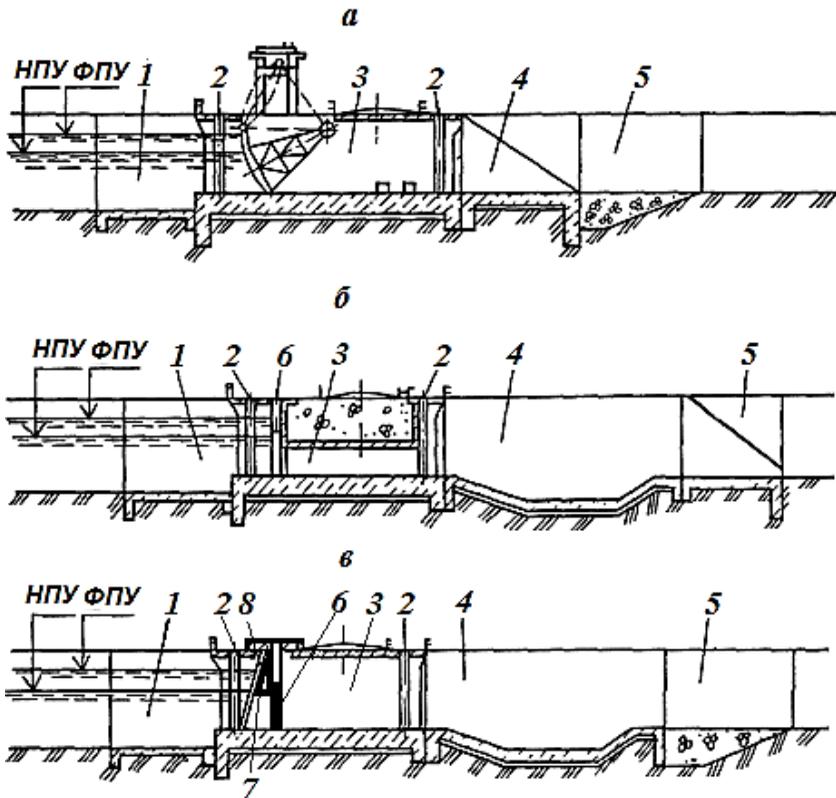


Рис. 2.1. Конструкции водоприемников:

*а* – открытый; *б* – закрытый; *в* – диафрагмовый;

*1* – входная часть; *2* – ремонтный затвор; *3* – водовыпуск; *4* – выходная часть;

*5* – гибкое крепление; *6* – рабочий затвор; *7* – диафрагма;

*8* – сороудерживающая решетка

Открытые водоприемники применяют при напорах до 5 м. При больших напорах, а также при значительных количествах в реке плавника, корчей, шуги и льда на водоприемниках устраиваются диафрагмы (забральные стенки) (рис. 2.1, в) или применяются водоприемники трубчатого типа. Отметка нижней кромки диафрагмы назначается ниже отметки НПУ не менее чем на 1 метр. В общем случае в конструктивном отношении водоприемники состоят [3] из входной части, выполненной струенаправляющими стенками, понуром и порогами различных конструкций; водовыпуска, представляющего собой железобетонную коробчатую конструкцию, в пределах которой могут располагаться сороудерживающая решетка, диафрагма (рис. 2.1, в), ремонтные и рабочие затворы (рис. 2.1, а, б, в); выходной части в виде гасителя избыточной энергии и участка сопряжения сооружения с отводящим каналом (рисберма).

В плотинных гидроузлах с карманом водоприемный фронт водоприемника по отношению к водосливному фронту водосбросной плотины гидроузла располагается под углом  $90^\circ$ , в гидроузлах с наносоперехватывающими промывными галереями и донно-решетчатых – под углом  $90^\circ$ – $115^\circ$ , ферганского типа – в пределах  $110^\circ$ – $120^\circ$ .

## 2.1. Конструирование водоприемника

В рамках курсового проекта рекомендуется выбрать открытый водоприемник (рис. 2.1, а). Его конструирование может быть выполнено на примере рис. 2.2. Для плотинных водозаборных гидроузлов с карманом, с наносоперехватывающими галереями и ферганского типа входная часть водоприемника может быть частью подводящего русла гидроузла. Тогда понур водоприемника может быть частью общего понура всех водосбросных сооружений гидроузла. В донно-решетчатых гидроузлах входной частью водоприемника является аванкамера, в которую поступает вода из галереи решетчатого пролета водосбросной плотины ГУ. Выходная часть водоприемника может объединяться с водовыпуском единой водобойной плотой.

Отметка порога водоприемника в соответствии с [10] должна быть выше отметки порога промывных пролетов водосбросной плотины не менее чем на 1,5 м с целью предотвращения попадания донных наносов в магистральный канал. Высота порога со стороны верхнего бьефа  $p_n$  назначается в пределах  $1/4$ – $1/2$  от глубины воды

в верхнем бьефе ( $h_1$ ) при НПУ [2, 3, 6]. Со стороны нижнего бьефа высота порога  $p_t$  в первом приближении может быть принята равной нулю и уточняется по результатам гидравлического расчета сопряжения бьефов.

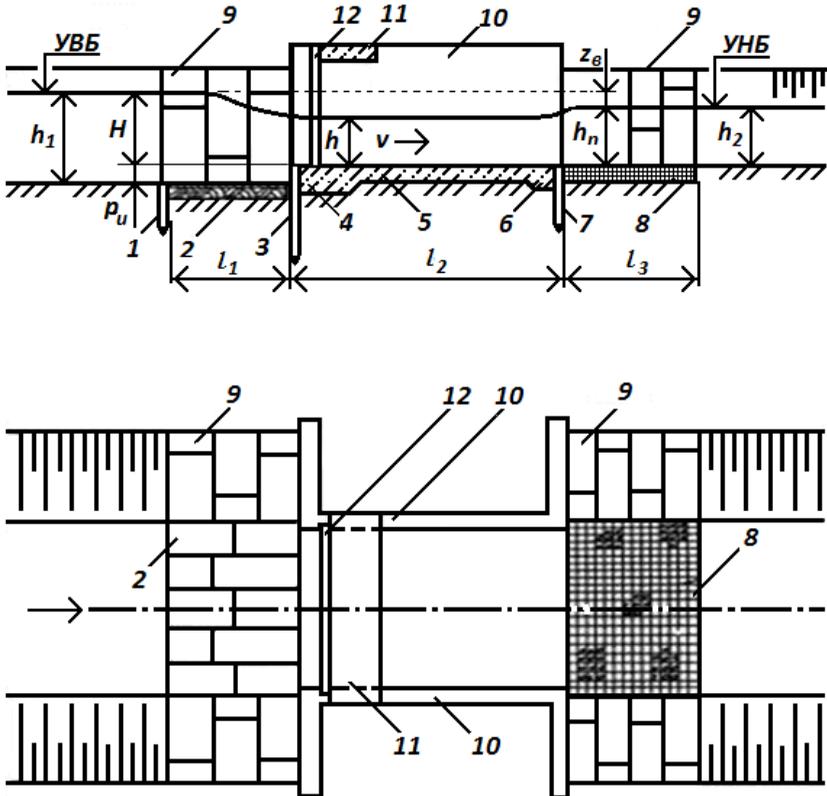


Рис. 2.2 . Открытый водоприемник:

- $h_1, h_2$  – глубины в верхнем и нижнем бьефах;  $H$  – напор на пороге водослива;  
 $p_u$  – высота порога со стороны верхнего бьефа;  $h$  – глубина воды на пороге;  
 $v$  – скорость течения на пороге;  $h_n$  – глубина подтопления водослива;  
 $z_v$  – перепад уровней между верхним и нижнем бьефами;  
 $l_1, l_2, l_3$  – длины понура, водобоя и рисбермы;  
 1 – понурный шпунт; 2 – понур; 3 – королевый (центральный) шпунт;  
 4, 5, 6 – верховой зуб, средняя часть, низовой зуб водобоя; 7 – водобойный шпунт;  
 8 – рисберма; 9 – крепление откосов плитами с омоноличиванием;  
 10 – береговые устои; 11 – служебный мост; 12 – паз для затвора

Если  $p_i = 0$ , то отметка порога равна отметке дна приплотинной части магистрального канала, которая определяется как разность значений уровня воды в канале и глубины воды при расчетном расходе в канале. Отметка уровня воды в канале определяется по зависимости  $\downarrow УНБ = \downarrow НПУ - Z_b$ , где  $Z_b$  – перепад уровней воды (потери напора) на водоприемнике, принимаемый в пределах 0,1–0,5 м [8]. В курсовом проекте он принимается при выполнении предыдущих разделов. Тогда отметка порога  $\downarrow пор = \downarrow УНБ - h_2$ , где  $h_2 = h$  – глубина воды в канале при расчетном расходе, а напор на пороге водоприемника  $H = \downarrow НПУ - \downarrow пор$ . Глубина воды в верхнем бьефе перед порогом  $h_1 = H + p_u$ , где  $p_u = (0,25–0,5)h_1$ . Например, назначив  $p_u = 0,5h_1$ , получим  $h_1 = 2H$ . Отметка дна в верхнем бьефе водоприемника  $\downarrow дна = \downarrow пор - p_u$ . Ее значение должно учитываться в последующих разделах курсового проекта при конструировании, расчете и компоновке других сооружений гидроузла.

Флюбет водоприемника обычно рассматривается в нескольких вариантах [2, 3], отличающихся как формой, так и размерами его элементов. Окончательную конструкцию подземного контура принимают в результате технико-экономического сопоставления этих вариантов.

Основные размеры флюбета (длина, ширина) устанавливаются в ходе гидравлического расчета сооружения с учетом размещения гасителя избыточной энергии потока, а также затворов, служебных и проезжих мостов. В рамках курсового проектирования продольные размеры частей флюбета (рис. 2.2) можно назначить исходя из расчетных глубин воды в верхнем ( $h_1$ ) и нижнем ( $h_2$ ) бьефах (табл. 2.1).

Таблица 2.1

К выбору длины частей флюбета водоприемника

Тип водоприемника	Длина, м		
	$l_1$	$l_2$	$l_3$
Водоприемники – водовыпуски и подпорные сооружения	$(1–2)h_1$	$(2–4)h_1$	$(3–5)h_2$
Сбросные и промывные сооружения	$(2–4)h_1$	$(3–5)h_1$	$(5–8)h_2$

Для удлинения пути фильтрации при повышенной водопроницаемости грунта основания применяются шпунты. Число их рядов может быть от одного до трех (рис. 2.2). Длина шпунта принимается не менее 2 м. Размеры водобоя уточняются расчетами сопряжения бьефов. Под водобоем может располагаться дренаж для уменьшения давления фильтрационного потока. Его параметры определяются по результатам фильтрационных расчетов.

Устраивается рисберма, имеющая гибкую конструкцию из каменной наброски или сборных шарнирно связанных железобетонных плит. При бетонной облицовке канала рисберма может отсутствовать.

Толщина понура, в рамках курсового проекта, назначается конструктивно. При этом необходимо учитывать, что понур водоприемника может быть частью понура, общего для всех водосбросных сооружений ГУ. Для грунтового понура, толщина в его начале принимается – 0,4–0,6 м, к водобою увеличивается до 1–2 м [3], или рассчитывается по формуле

$$t_2 = t_1 + 0,05h_1,$$

где  $t_1$ ,  $t_2$  – толщина соответственно в начале понура и у водобоя.

Толщину понура из бетона назначают в пределах 0,15–0,30 м.

Водобой может выполняться в виде плиты, имеющей верховые и низовые зубья. Толщина различных частей водобоя может приниматься в следующих пределах: верхового зуба –  $t_3 = (0,4–0,7)h_1$ , средней части –  $t_4 = 0,55\sqrt{h_1}$ , низового зуба –  $t_5 \leq (0,05–0,1)A$ , где  $A = \min(T, l_0)$ ;  $T$  – мощность водопроницаемого основания;  $l_0$  – горизонтальная проекция водонепроницаемых частей флютбета [3]. В рамках курсового проектирования можно принять  $T > l_0$ . Очертания верхового и низового зубьев принимаются конструктивно и в последующем уточняются по результатам расчета на прочность.

Конструктивное оформление входной части водоприемника в бесплотинных и плотинных донно-решетчатых гидроузлах зависит от угла между осями подводящего канала и водоприемника и может быть выполнено в виде обратной стенки, ныряющей стенки, косой плоскости, раструба и их комбинаций (рис. 2.3). В плотинных гидроузлах с наносоперхватывающими галереями, с карманом, ферган-

ского типа, входная часть у водоприемника как таковая отсутствует, поскольку водоприемник является боковым водосливом в устье промывного пролета водосбросной плотины гидроузла. Характеристикой конструкции переходного участка на входе служит коэффициент формы  $a$ . Чем больше значение  $a$ , тем невыгоднее в гидравлическом отношении данная конструкция.

Выходная часть водоприемника при любых гидроузлах оформляется в соответствии с рис. 2.3.

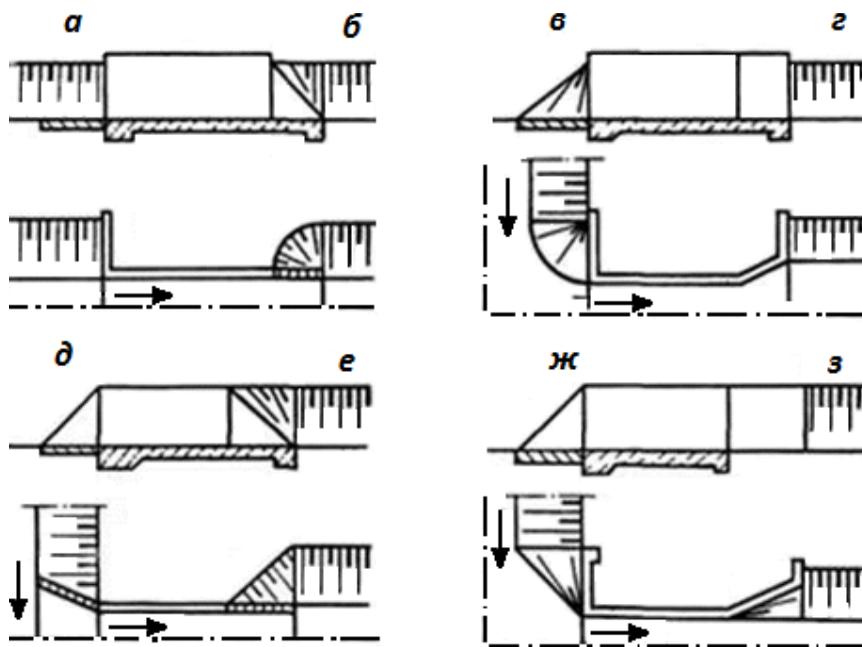


Рис. 2. 3. Конструкции перехода от откосов к устоям водоприемника:

- $a$  – обратная стенка;  $b$  – ныряющая стенка с закруглением;
- $v$  – обратная стенка с конусом (боковой отвод);  $g$  – раструб с обратной стенкой;
- $d$  – ныряющая стенка (боковой отвод);  $e$  – ныряющая стенка с треугольной вставкой;
- $ж$  – косяя плоскость (боковой отвод);  $z$  – косяя плоскость

Водовыпуск (водобой) водоприемника проектируют в виде лотка прямоугольного и реже других поперечных сечений.

**Устои сооружения** – это бетонные или железобетонные подпорные стенки. Отметку верха стен на входном участке водоприемника

принимают равной отметке гребня сооружений. Эту отметку следует назначать с учетом возвышения над расчетным уровнем воды. Возвышения гребня сооружений  $h_r$  определяют по двум расчетным случаям уровня воды в верхнем бьефе:

- нормальному подпорному уровню (НПУ);
- форсированному подпорному уровню (ФПУ).

Из двух значений принимается большее. В нижнем бьефе высоту стен определяют с учетом принятой конструкции гасителя. Толщина устоев при их высоте 2–4 м обычно составляет для бетонных – 0,5–0,7 м, для железобетонных – 0,2 м.

Поперечные размеры водопропускных отверстий водоприемника определяются из условия пропуска через него расхода  $Q$ , который необходимо обеспечить в приплотинной части канала при отметке НПУ в верхнем бьефе и полностью открытых затворах. Его величина определяется в п. 1.1. В гидравлическом отношении водоприемник рассматривают как водослив с широким порогом при подтопленном истечении. Суммарная ширина отверстий  $B$  определяется из формулы [3]:

$$Q = \delta \varepsilon \varphi B h_n \sqrt{2gZ_b}, \quad (2.1)$$

где  $\delta$  – коэффициент, учитывающий угол,  $\beta$ , – угол между продольными осями водоприемника и водосбросных сооружений гидроузла. Значения  $\delta$  определяются по табл. 2.2. В рамках курсового проектирования рекомендуется принять значения  $\beta$ : для водоприемников ГУ ферганского типа –  $30^\circ$ ; донно-решетчатых –  $0^\circ$ ; с наносоперехватывающими галереями и с карманом –  $90^\circ$ ;

$\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия. В первом приближении принимается  $\varepsilon = 1$ ;

$\varphi$  – коэффициент скорости. В первом приближении принимается по табл. 2.3 в зависимости от типа входного порога водослива. Например, для порога на рис. 2.2  $\varphi = 0,76\text{--}0,88$ ;

$h_n$  – глубина подтопления, м,  $h_n = h_2 - p_t$ . В первом приближении принимается  $p_t = 0$  (см. рис. 2.2);

$g$  – ускорение свободного падения, м/с<sup>2</sup>;

$Z_b$  – разность уровней воды в бьефах при НПУ, м (см. рис. 2.2).

Таблица 2.2

Значения коэффициента  $\delta$  в формуле (2.1)

Угол $\beta$ , град.	0	30	45	60	75	90
$\delta$	1	0,97	0,95	0,93	0,90	0,86

Таблица 2.3

Значения коэффициента  $\varphi$ 

Тип порога	$\varphi$
прямоугольный, шероховатый	0,76–0,88
прямоугольный, гладкий	0,84
с закругленным входным ребром	0,93
с хорошо округленным ребром	0,98
донный слив (порог отсутствует)	0,99

Из формулы 2.1:

$$B = \frac{Q}{\delta \varepsilon \varphi h_n \sqrt{2gZ_B}}. \quad (2.2)$$

Полученную ширину  $B$  разделяют бычками на пролеты в соответствии с типовыми размерами отверстий, согласно ТКП 45–3.04–169 «Гидротехнические сооружения. Основные положения» табл. 2.4.

Таблица 2.4

Значение размеров водопропускных прямоугольных отверстий, перекрываемых затворами

Ширина (пролет) отверстий, м	0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,25; 1,5; 1,75; 2; 2,25; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 6; 7; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 24; 27; 30
Высота отверстий, м	0,6; 0,8; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2,0; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 6,5; 7; 7,5; 8; 8,5; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 16; 17; 18; 19; 20

Число отверстий по возможности выбирается не менее трех. Толщина бычков  $t$  принимается равной  $1/3$  их высоты, но не менее  $1,5$  м на связных грунтах и  $1$  м – на несвязных. Значение ширины, полученной от деления  $B$  на количество пролетов, рекомендуется округлять до ближайших размеров (табл. 2.4) в меньшую сторону. Для поверхностных отверстий высотой считается расстояние по вертикали от порога до нормального подпорного уровня воды. Высота бычка включает высоту отверстия и превышение над НПУ соответствующее принятой отметке гребня плотины.

На несвязных грунтах бычки отрезают от водобоя продольными швами на расстоянии  $1$  м от его боковой грани, на связных грунтах бычки и водобой составляют коробку со швами посередине или без шва. Длина бычков диктуется конструкцией рабочего затвора и необходимостью устройства переезда.

Полная ширина водоприемного фронта водоприемника будет равна:

$$B_{\text{вп}} = nb + t(n - 1), \quad (2.3)$$

где  $n$  – принятое количество пролетов;

$b$  – ширина одного пролета, м;

$t$  – толщина бычков, м.

Уточняется коэффициент бокового сжатия по формуле Замарина [2]:

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{H_0 + b}, \quad (2.4)$$

где  $a$  – коэффициент формы, характеризующий конструкцию переходного участка в водоприемник (рис. 2.3). Принимаются следующие значения коэффициента формы: фронтальный отвод –  $0,2$ ; боковой отвод –  $0,07-0,13$  [3];

$H_0$ , – напор на пороге водослива с учетом скорости подхода, определяется по формуле, м:

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \cos \beta, \quad (2.5)$$

где  $V_0$  – скорость потока на подходе к водоприемнику;

$\alpha$  – коэффициент Кориолиса;

$\beta$  – угол между продольной осью водоприемника и осью водосбросных сооружений гидроузла. При  $\beta = 90^\circ H_0 = H$ .

Уточняется коэффициент скорости подтопленного водослива  $\varphi_n$  по формуле

$$\varphi_n = \varphi - \frac{0,013}{m^3} \sqrt{\frac{h_n}{H_0}} - 0,8. \quad (2.6)$$

Значение коэффициента расхода  $m$  определяется по формуле А. Р. Берзинского [5]:

– при закругленной входной грани водослива  $p_u$

$$m = 0,36 + 0,01 \frac{3 - p_u/H_0}{1,2 + p_u/H_0}; \quad (2.7)$$

– при прямоугольной входной грани водослива

$$m = 0,36 + 0,01 \frac{3 - p_u/H_0}{0,46 + 0,75 p_u/H_0}. \quad (2.8)$$

Если на входе в водоприемник устанавливаются дополнительные конструктивные элементы, вызывающие стеснение водного потока, то в расчет вместо коэффициента  $\varphi_n$  вводится  $\varphi_p$ :

$$\varphi_p = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{\varphi_n^2} + \sum \xi_i}}, \quad (2.9)$$

где  $\sum \xi_i$  – сумма местных коэффициентов сопротивления, создаваемых дополнительными конструктивными элементами на входе в водоприемник.

Наиболее часто на открытых водоприемниках устанавливаются сородерживающие решетки и забральные балки.

Коэффициент сопротивления решетки  $\zeta_p$  зависит от отношения толщины стержней  $s$  к просвету между ними  $s'$  и может быть определен по табл. 2.5.

Таблица 2.5

Коэффициент  $\zeta_p$   
 $s/s'$

$s/s'$	<1/10	1/8	1/6	1/4	1/2
$\zeta_p$	0,05	0,09	0,15	0,23	0,36

Коэффициент сопротивления забральной балки  $\zeta_3$ , в зависимости от отношения глубины погружения забральной балки  $h$  к напору  $H$ , можно определять по табл. 2.6.

Таблица 2.6

Коэффициент  $\zeta_3$

$h/H$	0,1	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
$\zeta_3$	0	0,05	0,09	0,15	0,23	0,36

Окончательно пропускная способность отверстий проверяется по формуле, подставляя в нее уточненные значения  $\varepsilon$ ,  $\varphi$  и  $H_0$  [7]:

$$Q = a\delta\varepsilon\varphi_p b n h_n \sqrt{2g(H_0 - h_n)}, \quad (2.10)$$

где  $a$  – коэффициент, учитывающий перепад восстановления  $Z_{bc}$ .

Значение  $a$  определяется по табл. 2.7 в зависимости от плавности выхода и параметра  $v_H$ :

$$v_H = \frac{B h_n}{\Omega},$$

где  $\Omega$  – площадь живого сечения водоприемника в начале водобоя,  
 $\Omega = B_{вн} h_n$ .

Коэффициенты  $a$ 

$v_n$	0	0,3	0,5	0,7
$a$ при неплавном выходе	1	1,15	1,3	1,2
$a$ при плавном выходе	1,3	1,5	1,45	1,3

Выполняется сравнение полученного по формуле (2.9) расхода с расчетным расходом водоприемника. Расход по формуле (2.9) должен быть не меньше расчетного, но и не должен превышать расчетный более чем на 5 процентов. В противном случае выполняется изменение размеров элементов водоприемника или даже его конструкции.

Расчет сопряжения бьефов за водоприемником имеет своей целью не только оценку правильности предположения о затопленном истечении через водослив, принятого в начале расчета, но и оценку возможности возникновения незатопленного истечения в процессе эксплуатации сооружения. Если водоприемник осуществляет подачу воды на орошение, то перед началом поливного сезона заполнение отводящего канала может быть незначительным или вода в канале может вовсе отсутствовать. В период поливного периода так же могут возникнуть ситуации, приводящие к значительным понижениям уровней воды в отводящем канале. Если сооружение будет работать при незатопленном истечении, то будет возникать опасность подмыва сооружения. Поэтому расчет сопряжения бьефов следует вести для случая истечения из-под затворов при их постепенном поднятии.

Необходимость водобойного колодца и его глубина устанавливаются методом последовательных приближений. Задаются различными величинами поднятия затворов:  $h_3 = 0,1 \text{ Н}; 0,2 \text{ Н}; 0,3 \text{ Н}$  и т. д. Определяют соответствующие им сжатые глубины за затвором  $h_1 = \alpha h_3$ . Так как в начальный период пуск воды осуществляется в незаполненный нижний бьеф, то истечение из-под затвора при его поднятии на  $0,1 \text{ Н}$  будет незатопленным и пропускаемый расход следует определять по формуле

$$Q = \varepsilon \varphi B \alpha h_3 \sqrt{2g(H_0 - \alpha h_3)}, \quad (2.11)$$

где  $B$  – ширина отверстия водоприемника, через которое производится забор воды, м;

$h_3$  – высота поднятия затвора над порогом сооружения, м;

$\alpha$  – коэффициент вертикального сжатия потока, зависящий от отношения  $h_3/H$  (по Н. Е. Жуковскому).

$h_3/H$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$\alpha$	0,615	0,62	0,625	0,63	0,645	0,66	0,69

Вторая сопряженная глубина определяется по формуле

$$h_2 = 0,5h_1 \left[ \sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1^3}} - 1 \right], \quad (2.12)$$

где  $q = Q_1 / B$  – удельный расход воды, м<sup>2</sup>/с;

$Q_1$  – расход воды, вычисленный при  $h_3 = 0,1H$ , м<sup>3</sup>/с.

По кривой зависимости  $Q = f(H)$ , построенной при расчете приплотинной части отводящего канала, определяется глубина  $h_6$  в нижнем бьефе водоприемника при расходе  $Q_1$ .

Сравнивая значения  $h_2$  и  $h_6$ , делается вывод о режиме сопряжения бьефов. Если бытовая глубина  $h_6 > h_2$ , то истечение из-под затвора в конце первого периода становится затопленным и при следующем поднятии затвора на высоту  $0,2H$  пропускаемый расход воды определяется при подтопленном истечении по формуле

$$Q = \varepsilon B(1 - k^2)\alpha h_3 \sqrt{2g(H_0 - \alpha h_3)}, \quad (2.13)$$

где  $k = (h_6 - \alpha h_3) / H_0$ ;

$h_6$  – бытовая глубина за затвором, м.

Если  $h_6 \leq \alpha h_3$ , то  $k = 0$ . Далее, как и при предыдущей величине поднятия затвора, определяются сопряженные глубины и делается вывод о режиме сопряжения бьефов при этом поднятии затвора. Аналогично расчет выполняется и при всех других величинах поднятия затвора. При этом расчет удобно вести в табличной форме (табл. 2.8).

Таблица 2.8

## Определение режима сопряжения бьефов

$h_3$	$h_3/H$	$\alpha$	$\alpha h_3$	$Q$	$Q = Q/B$	$h_2$	$h_6$	$h_2 - h_6$	Тип гидравлического прыжка
	0,1	0,615							
	0,2	0,620							
	0,3	0,625							
	0,4	0,630							
	...	....							
	1,0	—							

Глубина водобойного колодца  $d$  определяется для случая, когда разность  $h_2 - h_6$  наибольшая. При этом должно быть обеспечено условие:

$$h_{\text{кол}} > h_2$$

или

$$h_{\text{кол}} = \delta h_2,$$

где  $h_{\text{кол}}$  – глубина воды в колодце, м;  
 $\delta = 1,05-1,1$  – коэффициент запаса.

Тогда глубина водобойного колодца равна

$$d = \delta h_2 - (h_6 + \Delta Z). \quad (2.14)$$

Перепад  $\Delta Z$  определяется как за затопленным водосливом с широким порогом по формуле

$$\Delta Z = \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_6^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh_{\text{кол}}}. \quad (2.15)$$

Расчет ведется методом последовательных приближений. После первого определения глубины колодца  $d_1$  по формуле (2.14) подбором определяется новое значение сжатой глубины из формулы

$$q = \varphi h_1 \sqrt{2g(H_0 + d_1 - h_1)}. \quad (2.16)$$

Затем по формуле (2.12) определяется вторая сопряженная глубина и по формуле (2.14) – новое значение глубины водобойного колодца. Расчет обычно завершается на третьем приближении, если оно оказывается близким ко второму.

Длину водобойного колодца можно вычислять по формуле

$$L = l_1 + \beta l_{\text{пр}}; \quad (2.17)$$

где  $l_1$  – дальность полета струи, м;

$l_{\text{пр}}$  – длина прыжка, м;

$\beta$  – коэффициент, равный 0,8.

Дальность полета струи и длина прыжка определяются по формулам

$$l_1 = \sqrt{\left(h_2 + \frac{v^2}{2g}\right)(2d + h_2)}; \quad (2.18)$$

$$l_{\text{пр}} = 2,5(1,9h_2 - h_1). \quad (2.19)$$

Длина рисбермы:

$$l_p = (4 - 10)Z - l_{\text{кол}}, \quad (2.20)$$

где  $Z$  – максимальный напор на сооружение.

## 2.2. Пример конструирования и расчета водоприемника

В примере рассматривается проектирование и расчет водоприемника водозабортного гидроузла с карманом при боковым отводе

воды под углом 90 градусов (рис. 2.4). Разрез по оси водоприемника представлен на рис. 2.5

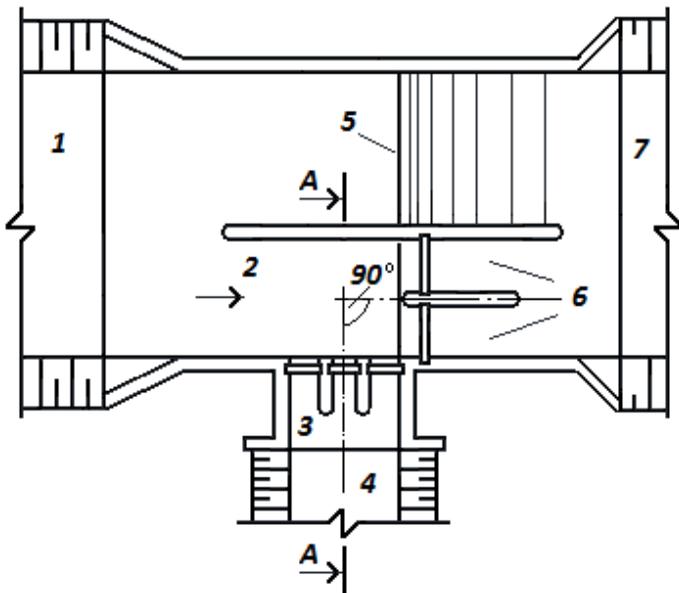


Рис. 2.4. Схема водозаборного гидроузла с карманом:  
 1 – подводящее русло; 2 – карман; 3 – водоприемник;  
 4 – приплотинная часть магистрального канала; 5 – автоматический водослив;  
 6 – промывные отверстия щитовой плотины; 7 – отводящее русло;  
 90° – угол  $\beta$  между продольной осью водоприемника  
 и осью водосбросных сооружений гидроузла;  
 А–А – разрез по оси водоприемника

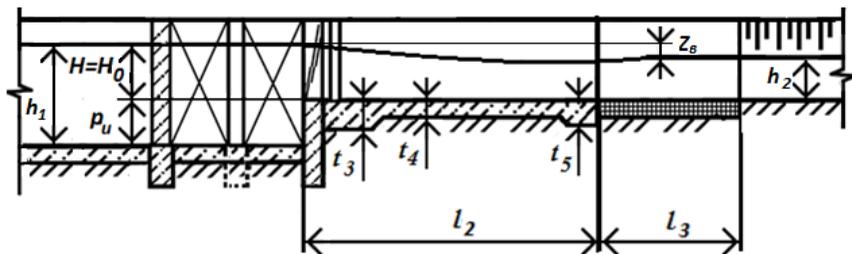


Рис. 2.5. Разрез по оси водоприемника водозаборного гидроузла с карманом

Условные исходные данные:

–  $\downarrow НПУ = 178$  м – значение, полученное при уточнении после расчета отстойника;

–  $Z_B = 0,13$  м – перепад уровней воды (потери напора) на водоприемнике (значение, принятое при расчете отстойника);

–  $Q = 6$  м<sup>3</sup>/с – расход воды, который необходимо обеспечить в приплотинной части канала при отметке НПУ в верхнем бьефе и полностью открытых затворах (значение, принятое при расчете отстойника).

Грунты основания – песок средnezернистый (по заданию на курсовое проектирование).

$h = h_2 = 1,53$  – глубина потока в канале для расчетного расхода  $Q$  (значение, полученное при расчете приплотинной части магистрального канала).

Кривая зависимости  $h = f(Q)$  (рис. 2.6) построена при расчете приплотинной части магистрального канала.

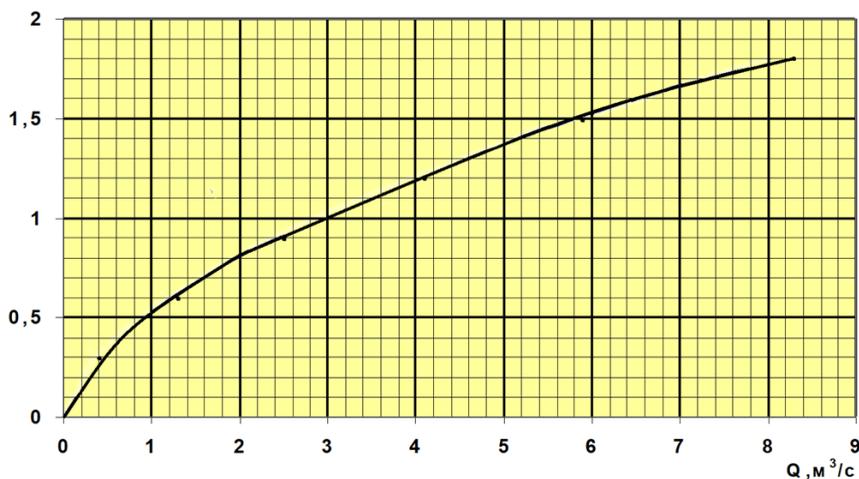


Рис. 2.6. График зависимости  $Q = f(h)$  приплотинной части магистрального канала

Принимается в первом приближении высота порога водоприемника со стороны нижнего бьефа  $p_i = 0$ . Отметка уровня воды в канале –  $\downarrow УНБ = \downarrow НПУ - Z_B = 178 - 0,13 = 177,87$  м. Тогда отмет-

ка порога, равная отметке дна канала, будет  $-\downarrow \text{пор} = \downarrow УНБ - h_2 = 177,87 - 1,53 = 176,34$  м.

Напор на пороге водоприемника  $- H = \downarrow НПУ - \downarrow \text{пор} = 178 - 176,34 = 1,66$  м. Глубина воды в верхнем бьефе перед порогом  $h_1 = H + p_u$ , где  $p_u = (0,25-0,5)h_1$  – высота порога со стороны ВБ. Назначается  $p_u = 0,5h_1$ , тогда  $h_1 = 2H = 3,32$  м, а  $p_u = 0,5h_1 = 1,66$  м. Отметка дна в верхнем бьефе водоприемника  $-\downarrow \text{дна} = \downarrow \text{пор} - p_u = 176,34 - 1,66 = 174,68$  м. Ее значение должно учитываться в последующих разделах курсового проекта при расчете и компоновке других сооружений гидроузла.

Длины частей флютбета  $l_2, l_3$ , т. е. водобоя и рисбермы (рис. 2.5), определяются по данным табл. 2.1. Принимается  $l_2 \approx 3h_1 = 10$  м,  $l_3 \approx 4h_2 = 6$  м. Водобой выполняется в виде плиты, имеющей верховой и низовой зубья. Толщина водобоя принимается в пределах верхового зуба  $- t_3 \approx 0,5h_1 = 1,66$  м, средней части  $- t_4 = 0,55\sqrt{h_1} = 0,55\sqrt{3,32} \approx 1$  м, низового зуба  $- t_5 \approx 0,05A = 0,5$  м, где  $A = \min(T, l_0) = 10$  м; где  $T$  – мощность водопроницаемого основания (в рамках курсового проекта принимается  $T \gg l_0$ );  $l_0 = l_2 = 10$  м – горизонтальная проекция водонепроницаемых частей флютбета. Очертания верхового и низового зубьев принимаются конструктивно.

В рамках курсового проекта толщину рисбермы можно принять равной половине толщины водобоя.

Суммарная ширина водопропускных отверстий водоприемника, работающего в режиме затопленного водослива с широким порогом, выражается из формулы (2.2):

$$B = \frac{Q}{\delta \varepsilon \varphi h_n \sqrt{2gZ_B}}$$

В первом приближении принимается  $\delta = 0,86$  (по табл. 2.2),  $\varphi = 0,76$  (по табл. 2.3),  $\varepsilon = 1$ , тогда:

$$B = \frac{Q}{\delta \varepsilon \varphi h_n \sqrt{2gZ_B}} = \frac{6}{0,86 \cdot 1 \cdot 0,76 \cdot 1,53 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,13}} = 3,76 \text{ м.}$$

Полученная ширина разделяется двумя бычками на три водосливных отверстия, т. е.  $n = 3$ . Ширина каждого из них –  $b = 1,25$  м, в соответствии с табл. 2.4 с округлением в меньшую сторону. Высота отверстия по табл. 2.4 принимается:  $h_{от} = 1,75$  м, т. к. расстояние по вертикали от порога до НПУ равно 1,66 м. В соответствии с заданием на проектирование в основании сооружения залегают несвязные грунты, поэтому толщина бычков  $t$  в первом приближении принимается равной 1 м и они отрезаются от водобоя продольными швами на расстоянии 1 м от его боковой грани. Высота бычка включает высоту отверстия и превышение над НПУ, соответствующее принятой отметке гребня плотины. Полная ширина водоприемного фронта водоприемника вычисляется по формуле (2.3):

$$B_{вп} = nb + t(n - 1) = 3 \cdot 1,25 + 1 \cdot 2 = 5,75 \text{ м.}$$

Уточняется коэффициент бокового сжатия  $\varepsilon$  по формуле (2.4):

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{H_0 + b} = 1 - 0,09 \frac{1,66}{1,66 + 1,25} = 0,95,$$

где  $H_0 = H = 1,66$  м;

$b = 1,25$  м – ширина отверстия;

$a$  – коэффициента формы, характеризующий конструкцию переходного участка в водоприемник, для бокового отвода  $a = 0,07 - 0,13$  [3].

Уточняется коэффициент скорости подтопленного водослива  $\varphi_n$  по формуле (2.6), предварительно вычислив значение коэффициента расхода  $m$  по формуле (2.8) для прямоугольной входной грани порога водоприемника:

$$m = 0,36 + 0,01 \frac{3 - p_u/H_0}{0,46 + 0,75 p_u/H_0} = 0,36 + 0,01 \frac{3 - \frac{1,66}{1,66}}{0,46 + 0,75 \frac{1,66}{1,66}} = 0,37,$$

тогда

$$\varphi_n = \varphi - \frac{0,013}{m^3} \sqrt{\frac{h_n}{H_0} - 0,8} = 0,76 - \frac{0,013}{0,37^3} \sqrt{\frac{1,53}{1,66} - 0,8} = 0,67.$$

Так как на входе устанавливается сороудерживающая решетка, то в расчет вместо  $\varphi_n$  вводится коэффициент  $\varphi_p$ , который вычисляется по формуле (2.9):

$$\varphi_p = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{\varphi_n^2} + \xi_p}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{0,67^2} + 0,15}} = 0,65,$$

где  $\xi_p$  – коэффициент сопротивления решеток, определяемый по табл. 2.5. Принимается отношение толщины стержней  $s$  к просвету между ними  $s'$  как 1:6, тогда по табл. 2.5 коэффициент сопротивления  $\xi_p = 0,15$ .

Окончательно пропускная способность отверстий проверяется по формуле (2.10), подставляя в нее уточненные значения  $\varepsilon = 0,95$ ,  $\varphi_p = 0,65$  и  $H_0 = H = 1,66$  м и определив коэффициент  $a$ , учитывающий перепад восстановления на водосливе с широким порогом  $Z_{вс}$ . Значение  $a$  определяется по табл. 2.7 в зависимости от плавности выхода и параметра  $v_H$ :

$$v_H = \frac{Bh_n}{\Omega} = \frac{3,75 \cdot 1,53}{8,8} = 0,65,$$

где  $\Omega$  – площадь живого сечения водоприемника в начале водобоя:

$$\Omega = B_{вп} h_n = 5,75 \cdot 1,53 = 8,8 \text{ м}^2.$$

При неплавном выходе и  $v_H = 0,65$  по табл. 2.7  $a = 1,23$ .

Тогда по формуле (2.10):  $Q = a \delta \varepsilon \varphi_p b n h_n \sqrt{2g(H_0 - h_n)}$ , расход будет равен

$$Q = 1,23 \cdot 0,86 \cdot 0,95 \cdot 0,65 \cdot 3 \cdot 1,25 \cdot 1,53 \sqrt{2 \cdot 9,81(1,66 - 1,53)} = 6,0 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Полученный расход совпадает с расчетным расходом водоприемника, равным  $6,0 \text{ м}^3/\text{с}$ . Таким образом, принимаются три водосливных отверстия шириной  $b$  по  $1,25$  м каждое, разделенные между собой бычком с толщиной  $t = 1$  м.

### Расчет сопряжения бьефов

Рассматриваются пять схем маневрирования затворами. Для каждой схемы устанавливаются высота подъема затвора и уровень нижнего бьефа. Уровень верхнего бьефа во всех случаях определяется по кривой связи  $h = f(Q)$  (рис. 2.6) в зависимости от расхода, проходящего через водослив.

Приняты следующие схемы маневрирования затворами:

1. Затворы подняты на высоту  $h_3 = 0,1H = 0,17$  м;
2. Затворы подняты на высоту  $h_3 = 0,2H = 0,34$  м;
3. Затворы подняты на высоту  $h_3 = 0,3H = 0,51$  м;
4. Затворы подняты на высоту  $h_3 = 0,4H = 0,68$  м;
5. Затворы подняты полностью:  $h_3 = H = 1,66$  м.

Первая схема:

$$h_3 = 0,1H = 0,17 \text{ м.}$$

Расход воды при истечении из-под затвора на гребне водослива определяется при неподтопленном истечении из-под щита по формуле (2.11), т. к. в начальный период спуск воды осуществляется в незаполненный нижний бьеф:

$$Q = \varepsilon \varphi B \alpha h_3 \sqrt{2g(H_0 - \alpha h_3)},$$

где  $\varepsilon = 0,95$ ;  $\varphi = \varphi_p = 0,65$ ;  $B = 3,75$  м;  $\alpha = 0,615$  (по табл. 2.8);  $h_3 = 0,17$  м;  $H_0 = H = 1,66$  м.

Тогда

$$Q = 0,95 \cdot 0,65 \cdot 3,75 \cdot 0,615 \cdot 0,17 \sqrt{2 \cdot 9,81(1,66 - 0,615 \cdot 0,17)} = 1,33 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Расходу  $Q = 1,33 \text{ м}^3/\text{с}$  соответствует глубина воды в отводящем канале  $h_6 = 0,65$  м (по рис. 2.6).

Удельный расход  $q$  равен

$$q = Q / B_{\text{вп}} = 1,33 / 5,75 = 0,23 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Первая сопряженная глубина равна

$$h_1 = \alpha \cdot h_3 = 0,615 \cdot 0,17 = 0,10 \text{ м.}$$

Вторая сопряженная глубина по формуле (2.12) равна

$$h_2 = 0,5h_1 \left[ \sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1^3}} - 1 \right] = 0,5 \cdot 0,10 \left[ \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 1 \cdot 0,23^2}{9,81 \cdot 0,1^3}} - 1 \right] = 0,28 \text{ м,}$$

где  $\alpha = 1$  – коэффициент Кориолиса.

Сравниваются значения  $h_2$  и  $h_6$ , т. к.  $h_6 = 0,65 \text{ м} > h_2 = 0,28 \text{ м}$ , то при поднятии затворов на высоту  $h_3 = 0,17 \text{ м}$  гидравлический прыжок за водоприемником станет затопленным.

Вторая схема:

$$h_3 = 0,2H = 0,34 \text{ м;}$$

При подтопленном истечении расход воды вычисляется по формуле (2.13):

$$Q = \varepsilon B(1 - k^2)\alpha h_3 \sqrt{2g(H_0 - \alpha h_3)},$$

$$\text{где } k = \frac{(h_6 - \alpha h_3)}{H_0} = \frac{(0,65 - 0,62 \cdot 0,34)}{1,66} = 0,26;$$

$$Q = 0,95 \cdot 3,75(1 - 0,26^2)0,62 \cdot 0,34 \sqrt{2 \cdot 9,81(1,66 - 0,62 \cdot 0,34)} = \\ = 3,70 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Расходу  $Q = 3,70 \text{ м}^3/\text{с}$  соответствует глубина воды в отводящем канале  $h_6 = 1,17 \text{ м}$  (по рис. 2.6).

Удельный расход  $q$  равен

$$q = Q / B_{\text{вн}} = 3,70 / 5,75 = 0,64 \text{ м}^2/\text{с.}$$

Первая сопряженная глубина равна

$$h_1 = \alpha \cdot h_3 = 0,62 \cdot 0,34 = 0,21 \text{ м.}$$

Вторая сопряженная глубина по формуле (2.12) равна

$$h_2 = 0,5h_1 \left[ \sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1^3}} - 1 \right] = 0,5 \cdot 0,21 \left[ \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 1 \cdot 0,64^2}{9,81 \cdot 0,21^3}} - 1 \right] = 0,53 \text{ м},$$

где  $\alpha = 1$  – коэффициент Кориолиса.

Сравниваются значения  $h_2$  и  $h_6$ , т. к.  $h_6 = 1,17 \text{ м} > h_2 = 0,53 \text{ м}$ , то при поднятии затворов на высоту  $h_3 = 0,34 \text{ м}$  гидравлический прыжок за водоприемником затоплен.

Третья схема:

$$h_3 = 0,3H = 0,51 \text{ м}.$$

При подтопленном истечении расход воды вычисляется по формуле (2.13):

$$Q = \varepsilon B(1 - k^2)\alpha h_3 \sqrt{2g(H_0 - \alpha h_3)},$$

$$\text{где } k = \frac{(h_6 - \alpha h_3)}{H_0} = \frac{(1,17 - 0,625 \cdot 0,51)}{1,66} = 0,51;$$

$$Q = 0,95 \cdot 3,75(1 - 0,51^2)0,625 \cdot 0,51 \sqrt{2 \cdot 9,81(1,66 - 0,625 \cdot 0,51)} = \\ = 4,31 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расходу  $Q = 4,31 \text{ м}^3/\text{с}$  соответствует глубина воды в отводящем канале  $h_6 = 1,28 \text{ м}$  (по рис. 2.6).

Удельный расход  $q$  равен

$$q = Q / B_{\text{ВП}} = 4,31 / 5,75 = 0,75 \text{ м}^2/\text{с}.$$

Первая сопряженная глубина равна

$$h_1 = \alpha \cdot h_3 = 0,625 \cdot 0,51 = 0,32 \text{ м}.$$

Вторая сопряженная глубина по формуле (2.12) равна

$$h_2 = 0,5h_1 \left[ \sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1^3}} - 1 \right] = 0,5 \cdot 0,32 \left[ \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 1 \cdot 0,75^2}{9,81 \cdot 0,32^3}} - 1 \right] = 0,46 \text{ м,}$$

где  $\alpha = 1$  – коэффициент Кориолиса.

Сравниваются значения  $h_2$  и  $h_6$ , т. к.  $h_6 = 1,28 \text{ м} > h_2 = 0,46 \text{ м}$ , то при поднятии затворов на высоту  $h_3 = 0,51 \text{ м}$  гидравлический прыжок за водоприемником затоплен.

Четвертая схема:

$$h_3 = 0,4H = 0,68 \text{ м.}$$

При подтопленном истечении расход воды вычисляется по формуле (2.13):

$$Q = \varepsilon B(1 - k^2)\alpha h_3 \sqrt{2g(H_0 - \alpha h_3)},$$

$$\text{где } k = \frac{(h_6 - \alpha h_3)}{H_0} = \frac{(1,28 - 0,630 \cdot 0,68)}{1,66} = 0,51;$$

$$Q = 0,95 \cdot 3,75(1 - 0,51^2)0,630 \cdot 0,68 \sqrt{2 \cdot 9,81(1,66 - 0,630 \cdot 0,68)} = 5,56 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Расходу  $Q = 5,56 \text{ м}^3/\text{с}$  соответствует глубина воды в отводящем канале  $h_6 = 1,47 \text{ м}$  (по рис. 2.6).

Удельный расход  $q$  равен

$$q = Q / B_{\text{ВП}} = 5,56 / 5,75 = 0,97 \text{ м}^2/\text{с.}$$

Первая сопряженная глубина равна

$$h_1 = \alpha \cdot h_3 = 0,630 \cdot 0,68 = 0,43 \text{ м.}$$

Вторая сопряженная глубина по формуле (2.12) равна

$$h_2 = 0,5h_1 \left[ \sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1^3}} - 1 \right] = 0,5 \cdot 0,43 \left[ \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 1 \cdot 0,97^2}{9,81 \cdot 0,43^3}} - 1 \right] = 0,48 \text{ м,}$$

где  $\alpha = 1$  – коэффициент Кориолиса.

Сравниваются значения  $h_2$  и  $h_6$ , т. к.  $h_6 = 1,47 \text{ м} > h_2 = 0,48 \text{ м}$ , то при поднятии затворов на высоту  $h_3 = 0,51 \text{ м}$  гидравлический прыжок за водоприемником затоплен.

Пятая схема:

$$Q = 6,0 \text{ м}^3/\text{с}; \quad h_6 = 1,53 \text{ м.}$$

Определяется сжатая глубина подбором из формулы (2.16) при  $d_1 = 0$  и  $H_0 = H$ .

$$h_1 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H - h_1)}},$$

где  $q = Q / B_{\text{вп}} = 6,0 / 5,75 = 1,04 \text{ м}^2/\text{с}$ ,

$$\varphi = \varphi_p = 0,65;$$

$$H_0 = H = 1,66 \text{ м.}$$

Первое приближение.

Значение  $h_1$  в подкоренном выражении принимается равным нулю, тогда

$$h_1 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H - h_1)}} = \frac{1,04}{0,65 \sqrt{2 \cdot 9,81(1,66 - 0)}} = 0,28 \text{ м.}$$

Второе приближение. Значение  $h_1$  в подкоренном выражении принимается равным 0,28, тогда

$$h_1 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H - h_1)}} = \frac{1,04}{0,65 \sqrt{2 \cdot 9,81(1,66 - 0,28)}} = 0,31 \text{ м.}$$

Третье приближение. Значение  $h_1$  в подкоренном выражении принимается равным 0,31, тогда

$$h_1 = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(H-h_1)}} = \frac{1,04}{0,65\sqrt{2 \cdot 9,81(1,66-0,31)}} = 0,31 \text{ м.}$$

Окончательно  $h_1 = 0,31$  м.

Вторая сопряженная глубина определяется по формуле

$$h_2 = 0,5h_1 \left[ \sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1^3}} - 1 \right] = 0,5 \cdot 0,31 \left[ \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 1 \cdot 1,04^2}{9,81 \cdot 0,31^3}} - 1 \right] = 0,70 \text{ м.}$$

Сравниваются значения  $h_2$  и  $h_6$ , т. к.  $h_6 = 1,53 \text{ м} > h_2 = 0,70 \text{ м}$ , то при поднятии затворов на полную высоту гидравлический прыжок за водоприемником затоплен.

Результаты вычислений сводятся в табл. 2.9.

Таблица 2.9

#### Определение режима сопряжения бьефов

$h_3$ , м	$h_3/H$	$\alpha$	$\alpha h_3$ , м	$Q$ , м <sup>3</sup> /с	$Q = Q/B$ , м <sup>3</sup> /с	$h_2$ , м	$h_6$ , м	$h_2 - h_6$ , м	Тип гидравлического прыжка
0,17	0,1	0,615	0,1	1,33	0,23	0,28	0,65	-0,37	Затопленный
0,34	0,2	0,620	0,21	3,70	0,64	0,53	1,17	-0,64	Затопленный
0,51	0,3	0,625	0,32	4,31	0,75	0,46	1,28	-0,82	Затопленный
0,68	0,4	0,630	0,43	5,56	0,97	0,48	1,47	-0,99	Затопленный
1,53	1,0	—	—	6,08	1,04	0,70	1,53	-0,83	Затопленный

Т. к. во всех случаях сопряжение бьефов происходит посредством затопленного гидравлического прыжка, то устройства гасителя на плите водобоя не требуется.

По результатам расчетов на миллиметровке формата А4 вычерчивается продольный разрез водоприемника и помещается в пояснительную записку курсового проекта.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Богданович, М. И. Водозаборный гидроузел : пособие : в 3 ч. / М. И. Богданович, В. А. Евдокимов. – Минск: БНТУ, 2019. – Ч. 1. – 66 с.
2. Мелиорация и водное хозяйство : справочник : в 6 т. / П. А. Поладзаде [и др.]; под ред. П. А. Поладзаде. – М.: Агропромиздат, 1987. – Т. 4 : Сооружения. – 464 с.
3. Курсовое и дипломное проектирование по гидротехническим сооружениям : учебное пособие / В. С. Лапшенков [и др.]; под ред. В. С. Лапшенкова. – М.: Агропромиздат, 1989. – 448 с.
4. Мелиоративные системы и сооружения. Нормы проектирования : ТКП 45 – 3.04 – 8 – 2005 (02250). – Введ. 01.07.2006 (с отменой на территории Республики Беларусь СНИП 2.06.03-85). – Минск : Минстройархитектуры, 2006. – 105 с.
5. Справочник по гидравлическим расчетам / П. Г. Киселев [и др.]; под ред. П. Г. Киселева. – М.: Энергия, 1975. – 312 с.
6. Проектирование гидротехнических сооружений : учебное пособие / И. М. Волков, П. Ф. [и др.]. – М.: Колос, 1977. – 384 с.
7. Кириенко, И. И. Гидротехнические сооружения. Проектирование и расчет : учебное пособие / И. И. Кириенко, Ю. А. Химерик. – Киев: Вища школа, 1987. – 253 с.
8. Богославчик, П. М. Проектирование и расчет гидротехнических сооружений : учебное пособие / П. М. Богославчик, Г. Г. Круглов. – Минск: БНТУ, 2003. – 363 с.
9. Круглов, Г. Г. Методическое пособие к курсовому проекту «Водозаборный гидроузел» / Г. Г. Круглов, П. М. Богославчик, Н. В. Сурма. – Минск : БГПА, 1993. – 55 с.
10. Инструкция по проектированию низконапорных плотинных речных водозаборов оросительных систем: ВСН – II – 14 – 76 / Министерство мелиорации и водного хозяйства СССР; сост. К. Ф. Артамонов [и др.]. – М.: Редакционно-издательский отдел В/О «Сюзводпроект», 1977. – 56 с.

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
РАЗДЕЛ 1. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРИПЛОТИННОЙ ЧАСТИ ОТВОДЯЩЕГО КАНАЛА .....	4
1.1. Определение исходных данных для расчета .....	4
1.2. Расчет параметров потока.....	7
1.3. Конструирование поперечного профиля приплотинной части магистрального канала .....	13
1.4. Пример гидравлического расчета и конструирования приплотинной части магистрального канала.....	15
РАЗДЕЛ 2. КОНСТРУИРОВАНИЕ ВОДОПРИЕМНИКА И ЕГО ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ .....	20
2.1. Конструирование водоприемника .....	21
2.2. Пример конструирования и расчета водоприемника.....	34
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ .....	46

Учебное издание

**БОГДАНОВИЧ** Михаил Иванович  
**ЕВДОКИМОВ** Владимир Александрович

## **ВОДОЗАБОРНЫЙ ГИДРОУЗЕЛ**

Пособие  
для студентов специальности  
1-70 04 01 «Водохозяйственное строительство»

В 3 частях

Часть 2

Редактор *Е. О. Германович*  
Компьютерная верстка *Е. А. Беспанской*

Подписано в печать 05.01.2022. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.  
Усл. печ. л. 2,79. Уч.-изд. л. 2,18. Тираж 100. Заказ 949.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.  
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя  
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.