

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
И ПРОДОВОЛЬСТВИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ,
НАУКИ И КАДРОВОЙ ПОЛИТИКИ

Учреждение образования
«БЕЛОРУССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ
ОРДЕНОВ ОКТЯБРЬСКОЙ РЕВОЛЮЦИИ
И ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»

Н. В. Васильева, Л. И. Мельникова

ГИДРАВЛИКА

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ОТКРЫТЫХ ПОТОКОВ И СООРУЖЕНИЙ

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
по образованию в области сельского хозяйства в качестве
учебно-методического пособия
для студентов учреждений, обеспечивающих получение
высшего образования I ступени по специальностям
1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство,
1-74 04 01 Сельское строительство и обустройство территорий*

Горки
БГСХА
2022

УДК 532.5(075.8)

ББК 30.123я73

В19

*Рекомендовано методической комиссией
мелиоративно-строительного факультета
25.10.2021 (протокол № 2)
и Научно-методическим советом БГСХА
27.10.2021 (протокол № 2)*

Авторы:

кандидат технических наук, доцент *Н. В. Васильева*;
старший преподаватель *Л. И. Мельникова*

Рецензенты:

кандидат технических наук, доцент *О. П. Мешик*;
кандидат технических наук, доцент *А. С. Анженков*

Васильева, Н. В.

В19 Гидравлика. Гидравлические расчеты открытых потоков и сооружений : учебно-методическое пособие / Н. В. Васильева, Л. И. Мельникова. – Горки : БГСХА, 2022. – 161 с.
ISBN 978-985-882-167-8.

Рассмотрены виды движения жидкости в открытых руслах. Обобщены основные теоретические положения, приведены методики расчета установившегося равномерного и неравномерного движения жидкости по применяемым в практике способам, особенности возникновения гидравлического прыжка в призматических руслах правильной формы, расчет сопряженных глубин прыжка по применяемым в практике формулам. Рассмотрены типы водосливов, расчет сопряжения потоков в нижнем бьефе водосливов, водобойных сооружений, обобщен справочный материал.

Для студентов учреждений, обеспечивающих получение высшего образования I ступени по специальностям 1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство, 1-74 04 01 Сельское строительство и обустройство территорий.

УДК 532.5(075.8)

ББК 30.123я73

ISBN 978-985-882-167-8

© УО «Белорусская государственная
сельскохозяйственная академия», 2022

ВВЕДЕНИЕ

При расчетах, связанных с движением жидкости в открытых руслах, необходимо исследовать поведение потока только при установившемся движении. Движение в открытом русле считается установившимся, если глубина потока в данном сечении не изменяется в течение рассматриваемого интервала времени. Оно в свое время может быть равномерным и неравномерным (изменяющимся). Если глубина потока по длине изменяется, но остается постоянной в течение рассматриваемого интервала времени, то такое движение называется установившимся, неравномерным. Кроме того, в призматических руслах правильной формы может возникать особый вид движения жидкости – гидравлический прыжок, характеризующийся резким, скачкообразным изменением глубин потока.

Равномерное движение жидкости в открытых руслах наступает только в случае равновесия движущих сил и сил сопротивления. Для достижения такого равновесия требуется достаточно большая длина потока. Равномерное движение имеет место в призматических каналах, имеющих постоянный уклон дна. На практике чаще встречается неравномерное установившееся движение потоков в открытых руслах, которому соответствует изменение по длине потока средней скорости, глубины и площади живого сечения ($V \neq \text{const}$, $h \neq \text{const}$ и $\omega \neq \text{const}$).

Причинами его возникновения может служить, например, устройство в русле потока подпорного сооружения, перепада, быстротока, а также смена уклона дна русла на большую или меньшую величину. В зависимости от причины, нарушающей равномерное движение, глубины потока будут или увеличиваться вдоль по течению, или же уменьшаться. В первом случае в гидравлике кривую свободной поверхности потока принято называть кривой подпора, во втором – кривой спада.

Гидравлический прыжок – это явление скачкообразного или резко-го изменения глубин потока при переходе его из бурного состояния в спокойное.

Гидравлические расчеты по определению геометрических параметров поперечного сечения канала, расчет кривых свободной поверхности потока, прыжковой функции являются довольно трудоемкими, требуют специальных знаний и профессиональных навыков, большого объема справочной информации и сложных вычислительных работ. Настоящее учебно-методическое пособие представляет собой система-

тизированную на основе имеющейся специальной и учебной литературы работу по разделам «Равномерное движение жидкости в открытых руслах», «Установившееся неравномерное движение жидкости в открытых руслах» и «Гидравлический прыжок» типовой программы дисциплины «Гидравлика» для специальности 1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство.

Пособие содержит также раздел «Водосливы», в котором представлены расчеты сопряжения потоков в нижнем бьефе водосливов, гидравлические расчеты водобойных сооружений.

Методики расчетов и справочный материал по рассматриваемым разделам будут использоваться студентами при курсовом проектировании ряда специальных дисциплин, а также при разработке дипломных проектов. Данное издание позволит студентам более качественно изучить довольно сложные и очень важные для практических целей разделы гидравлики и существенно сэкономить время. При усвоении теоретических вопросов четырех разделов изучения только данного пособия недостаточно, так как оно имеет ограниченный объем. Поэтому кроме указанного пособия необходимо использовать учебники, рекомендуемые в списке литературы.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

Основной

1. Штеренлихт, Д. В. Гидравлика: учебник / Д. В. Штеренлихт. – Москва: Колос, 2008. – 656 с.
2. Чугаев, Р. Р. Гидравлика: учебник / Р. Р. Чугаев. – 4-е изд., перераб. и доп. – Л.: Энергоиздат, 1982. – 672 с.
3. Сборник задач по гидравлике: учеб. пособие / В. А. Большаков, Ю. М. Константинов, В. Н. Попов [и др.]. – 4-е изд., перераб. и доп. – Киев: Выщ. шк., 1979. – 336 с.
4. Нестеров, М. В. Гидравлика: учеб. пособие / М. В. Нестеров, Л. И. Мельникова, И. М. Нестерова. – Горки: БГСХА, 2016. – 224 с.
5. Справочник по гидравлическим расчетам: учеб. пособие / П. Г. Киселев, А. Д. Альтшуль, Н. В. Данильченко [и др.]. – Изд. 5-е. – Москва: Энергия, 1974. – 312 с.

Дополнительный

6. Богомолов, А. И. Гидравлика: учебник / А. И. Богомолов, К. А. Михайлов. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – Москва: Стройиздат, 1972. – 648 с.
7. Чертоусов, М. Д. Гидравлика: специальный курс / М. Д. Чертоусов. – Москва: Госэнергоиздат, 1962. – 630 с.
8. Гульков, Н. Ф. Гидравлика: лаб. практикум / Н. Ф. Гульков, М. А. Жарский. – Горки: БГСХА, 2010. – 129 с.
9. Справочное пособие по гидравлике, гидромашинам и гидроприводам / Я. М. Вильнер, Я. Т. Ковалев, Б. Б. Некрасов [и др.]. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – Минск: Выш. шк., 1985. – 382 с.
10. Гульков, Н. Ф. Расчеты сопрягающих сооружений: учеб. пособие / Н. Ф. Гульков, М. В. Нестеров. – Горки: БГСХА, 1999. – 176 с.

1. РАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ (КАНАЛАХ)

1.1. Общие сведения

Изучение движения воды в каналах при равномерном движении имеет большое практическое значение для решения многих инженерных задач, связанных с проектированием и гидравлическим расчетом их для различных по назначению целей.

Равномерное движение характеризуется параллельностью и прямолинейностью линий токов. Размеры, форма живых сечений и средняя скорость движения потока по его длине не изменяются. В безнапорном равномерном потоке глубины также будут неизменными по длине. Следовательно, пьезометрический уклон свободной поверхности I_{Π} при равномерном движении равен гидравлическому уклону I , который в свою очередь равен уклону дна i , т. е. $I_{\Pi} = I = i$. Для выполнения этого условия необходимо, чтобы величина $\alpha V^2 / (2g)$ по длине потока также оставалась постоянной. Последнее возможно только при соблюдении следующих условий:

- расход жидкости в русле постоянен ($Q = \text{const}$);
- русло призматическое, т. е. параметры (за исключением глубины), характеризующие форму поперечного сечения, по всей длине русла остаются постоянными;
- глубина потока h постоянна по его длине;
- линия дна не имеет перелома, т. е. имеет постоянный уклон ($i = \sin \alpha = \text{const}$);
- шероховатость дна и стенок русла постоянна по длине ($n = \text{const}$);
- местные сопротивления отсутствуют.

На практике же удовлетворить всем указанным условиям одновременно очень сложно. Поэтому практически чаще рассматривают условное равномерное движение, заменяя истинные значения параметров некоторыми средними значениями на рассматриваемом участке потока.

1.2. Основные расчетные зависимости

Основной расчетной формулой установившегося равномерного движения жидкости является формула Шези, которая относительно средней скорости и расхода записывается в следующем виде:

$$V = C\sqrt{R}i; \quad (1.1)$$

$$Q = C \omega \sqrt{R}i, \quad (1.2)$$

где C – коэффициент Шези;

R – гидравлический радиус.

Величина коэффициента Шези C может быть определена по следующим формулам:

Маннинга

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}; \quad (1.3)$$

Н. Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y; \quad (1.4)$$

И. И. Агроскина

$$C = \frac{1}{n} + 17,72 \lg R, \quad (1.5)$$

где y – показатель степени в формуле Павловского, определяемый при $R < 1,0$ м $y = 1,5\sqrt{n}$, а при $3,0$ м $> R > 1,0$ м $y = 1,3\sqrt{n}$;

n – коэффициент шероховатости, определяемый в зависимости от характеристики ложа канала и по условию эксплуатации по табл. 1.1 прил. 1.

Из существующего большого количества формул для определения коэффициента Шези в отечественной гидромелиоративной практике наибольшее распространение получила формула профессора И. И. Агроскина (1.5) и академика Н. Н. Павловского (1.4), которая также рекомендуется ТКП 45-3.04-8–2005(02250) – мелиоративные системы и сооружения.

Следует обратить внимание, что коэффициент Шези имеет размерность м^{0.5}/с, а в формулах (1.3), (1.4), (1.5) гидравлический радиус подставляется только в метрах. Для каналов с гидравлическим радиусом $R > 5,0$ м коэффициент Шези следует определять по каналам, работающим в аналогичных условиях.

Иногда в открытых руслах шероховатость по периметру может заметно различаться. Так, откосы канала могут быть укреплены бетонной одеждой или каменной наброской, а дно может быть грунтовым. Русло может иметь неоднородную шероховатость по периметру при наличии ледового покрова, шероховатость нижней поверхности которого отличается от шероховатости откосов и дна канала.

При наличии неоднородной шероховатости по периметру канала расчет коэффициента Шези проводится аналогично по формулам (1.3), (1.4), (1.5) с введением в них так называемого приведенного коэффициента шероховатости. Если известны части смоченного периметра с различной шероховатостью, например, χ_1, χ_2, χ_3 и соответственно коэффициенты шероховатости для этих частей периметра n_1, n_2, n_3 , то приведенный коэффициент шероховатости рекомендуется определять по формуле академика Н. Н. Павловского:

$$n_{пр} = [(\chi_1 \cdot n_1 + \chi_2 \cdot n_2 + \dots + \chi_n \cdot n_n) / \chi]^{1/2}, \quad (1.6)$$

где χ – полная длина смоченного периметра.

По вычисленному значению приведенного коэффициента шероховатости расчет ведется как и для обычного русла с однородной шероховатостью.

1.3. Гидравлические элементы живого сечения потока

В настоящее время в гидротехнической практике наиболее распространенными формами поперечных сечений (а следовательно, и живых сечений) каналов являются трапециевидная и параболическая (рис. 1.1). Что же касается прямоугольной и треугольной форм, то их можно рассматривать как частные случаи трапециевидной.

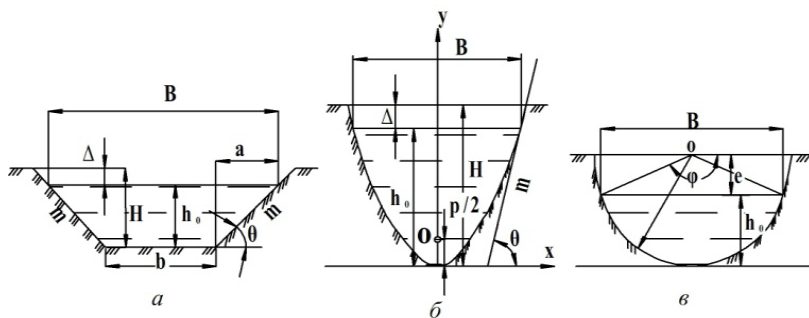


Рис. 1.1. Схемы поперечного сечения каналов: а – трапециевидное; б – параболическое; в – сегментное

Для каналов *трапециевидного* поперечного сечения в учебной и справочной литературе пользуются следующими обозначениями и терминами:

b – ширина канала по дну;
 h_0 – глубина наполнения канала, или нормальная глубина наполнения;

$H = h_0 + \Delta$ – высота поперечного сечения;

Δ – запас в дамбах;

B – ширина канала по урезу воды;

θ – угол наклона откосов канала;

$m = \operatorname{ctg} \theta = a / h_0$ – коэффициент заложения откосов. Для прямоугольного поперечного сечения $m = 0$. Принимается в зависимости от грунтов ложа канала.

Пользуясь принятыми понятиями и обозначениями и применяя очевидные геометрические соотношения, можно записать зависимости для основных гидравлических характеристик и их взаимосвязь:

площадь живого сечения

$$\omega = bh_0 + mh_0^2; \quad (1.7)$$

смоченный периметр

$$\chi = b + 2h_0\sqrt{1+m^2}; \quad (1.8)$$

гидравлический радиус

$$R = \omega / \chi, \quad (1.9)$$

где b – ширина канала по дну;

m – коэффициент заложения откосов, назначаемый в зависимости от категории грунта по табл. 1.2 прил. 1;

ширина потока по урезу воды

$$B = b + 2mh_0; \quad (1.10)$$

характеристика коэффициента заложения откосов

$$m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m; \quad (1.11)$$

характеристика живого сечения

$$\sigma = m_0h_0 / (b + mh_0) = m_0h_0 / b_{\text{ср}}. \quad (1.12)$$

В качестве характеристики трапецидального живого сечения часто используется величина

относительная ширина канала по дну

$$\beta = b / h_0, \quad (1.13)$$

значение которой в зависимости от коэффициента заложения откосов рекомендуется принимать в пределах, приведенных в табл. 1.1.

Если принять ширину канала $b = \beta \cdot h_0$, тогда характеристика живого сечения:

$$\sigma = m_0 / (\beta + m). \quad (1.14)$$

Таблица 1.1. Значения β в зависимости от коэффициента заложения откосов (ТКП 45-3.04-8-2005)

Коэффициент заложения откосов	1,0	1,5	2,0	2,5
Величина β	0,8–3,0	0,6–3,1	0,5–3,4	0,4–3,8

Для каналов *параболического* поперечного сечения, очерченных по уравнению $x^2 = 2p \cdot y$, в учебной и справочной литературе пользуются следующими обозначениями и терминами (см. рис. 1.1):

p – параметр параболы. Размерная линейная величина;

$\tau = h_0 / p$ – относительная глубина;

$m = 1/\sqrt{2\tau}$ – крутизна откоса на урезе воды.

Выражения для основных гидравлических характеристик и их взаимосвязь имеют следующие зависимости:

длина смоченного периметра

$$\chi = p \cdot N, \quad (1.15)$$

где $N = \sqrt{2\tau(1+2\tau)} + \ln(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau})$;

площадь живого сечения

$$\omega = 2/3 \cdot B \cdot h_0 = 4/3 h_0 \sqrt{2ph_0} = 1,8856 \cdot \tau^{1,5} \cdot p^2; \quad (1.16)$$

гидравлический радиус

$$R = \omega / \chi = 2Bh_0 / (3pN) = 1,8856 \tau^{1,5} p / N; \quad (1.17)$$

$$\tau = h_0 / p;$$

ширина канала по урезу воды

$$B = 2 \sqrt{2ph_0} = 2,828 p \sqrt{\tau}. \quad (1.18)$$

Круглое (сегментное) русло определяется радиусом r . Для определения гидравлических характеристик круглого сечения требуется значение глубины h_0 , а относительная глубина:

$$h_0 / r = 2 \sin^2 \varphi / 4,$$

где φ – центральный угол сегмента, который и принят в качестве характеристики рассматриваемого сечения.

1.4. Гидравлически наивыгоднейший поперечный профиль сечения каналов

Поперечный профиль живого сечения, имеющий наибольший гидравлический радиус и пропускающий расход при наименьшей площади живого сечения, называется гидравлически наивыгоднейшим профилем. Он обеспечивается при следующих соотношениях:

для каналов трапециевидального поперечного сечения $h_0 / R_{г.н} = 2,0$, а характеристика живого сечения

$$\sigma_{г.н} = 1,0; \beta_{г.н} = 2 (\sqrt{1 + m^2} - m); \quad (1.19)$$

$$(CR^{2,5})_{г.н} = F(R) = Q / (4m_0 \sqrt{i}); \quad (1.20)$$

для каналов параболического поперечного сечения

$$\tau_{г.н} = 1,8856; \psi_{г.н} = (\omega / R^2)_{г.н} = 6,56;$$

$$(CR^{2,5})_{г.н} = F(R) = 0,1524Q / \sqrt{i}; \quad (1.21)$$

для каналов сегментного поперечного сечения

$$\varphi_{г.н} = \pi; \psi_{г.н} = (\omega / R^2)_{г.н} = 2\pi = 6,28.$$

Следует отметить, что полукруг – абсолютно гидравлически наивыгоднейший профиль среди всех возможных форм живого сечения.

1.5. Допустимые скорости движения воды в каналах

Для обеспечения устойчивости ложа канала необходимо принимать расчетное значение средней скорости V движения потока, при котором в канале не будет происходить ни размыв, ни заиление, т. е.

$$[V_{\min}] < V < [V_{\max}], \quad (1.22)$$

где V_{\min} – минимальная допустимая средняя скорость, так называемая незаиляющая скорость;

V_{\max} – максимально допустимая средняя скорость, при которой русло не размывается при пропуске расчетного расхода, так называемая неразмывающая скорость.

За незаилающую скорость принимается наименьшее значение средней скорости движения воды, при которой поток способен транспортировать без осаждения находящиеся в нем взвешенные наносы.

Под допустимой неразмывающей средней скоростью понимается наибольшее значение средней скорости движения воды, при которой поток не может вызвать недопустимого для нормальной эксплуатации размыва (разрушения) русла.

Для предварительного определения допустимой неразмывающей скорости при отсутствии данных о гидравлических элементах канала можно воспользоваться эмпирической формулой Гиршкана:

$$[V_{\max}] = K \cdot Q^{0,1}, \quad (1.23)$$

где Q – расчетный расход потока, м³/с;

K – коэффициент, зависящий от грунта ложа канала (табл. 1.2).

Таблица 1.2. Значения коэффициента K в формуле (1.23)

Несвязные грунты	K	Связные грунты	K
Песок:		Супесь	0,53
средний	0,45–0,50	Суглинок:	
крупный	0,50–0,60	легкий	0,57
Гравий:		средний	0,62
мелкий	0,60–0,75	тяжелый	0,68
средний	0,75–0,90	Глина	0,75
крупный	0,90–1,00	Глина тяжелая	0,85
Галька:			
мелкая	1,00–1,30	–	–
средняя	1,30–1,45		
крупная	1,45–1,60		

Допускаемая неразмывающая скорость потока зависит от вида грунта ложа канала или материала его крепления. Значения допустимых неразмывающих скоростей V_{\max} для каналов, проходящих в грунтах, а также торфов представлены в табл. 1.2, 1.3 прил. 1, а для каналов с искусственным креплением – в табл. 1.4 прил. 1.

Величину незаилающей скорости ($V_{\text{нез}}$, м/с) согласно нормативной литературе, рекомендуется определять по следующим формулам:

$$V_{\text{нез}} = 0,3 \cdot R^{0,25}; \quad (1.24)$$

$$V_{\text{нез}} = A \cdot Q^{0,2}, \quad (1.25)$$

где R – гидравлический радиус, м;

Q – расчетный расход, м³/с;

A – эмпирический коэффициент, значения которого зависят от средневзвешенной гидравлической крупности (табл. 1.3).

Таблица 1.3. Значения эмпирического коэффициента A

Средневзвешенная гидравлическая крупность W , мм/с	<1,5	1,5–3,5	>3,5
Эмпирический коэффициент A	0,33	0,44	0,55

Незаиляющая средняя скорость $V_{\text{нез}}$ соответствует состоянию, когда мутность потока ρ_n (т. е. содержание наносов в единице объема воды) равна его транспортирующей способности ρ_t . Транспортирующая способность потока – это количество взвешенных наносов, содержащееся в единице объема воды, которое поток способен транспортировать без их осаждения.

Чтобы предотвратить заилиние канала. Необходимо обеспечить условие:

$$\rho_t \geq \rho_n, \quad (1.26)$$

где ρ_t – транспортирующая способность канала, г/м³;

ρ_n – мутность потока (фактическое количество взвешенных наносов в потоке).

Транспортирующую способность канала следует определять по формулам:

при $0,002 < W \leq 0,008$ м/с

$$\rho_t = 700 (V / W)^{3/2} \sqrt{R i}; \quad (1.27)$$

при $0,0004 < W \leq 0,002$ м/с

$$\rho_t = 350 V \sqrt{V R i / W_{\text{cp}}}, \quad (1.28)$$

где W – гидравлическая крупность частиц средневзвешенного диаметра, принимаемая по табл. 1.4;

V – средняя скорость движения воды в канале, м/с;

R – гидравлический радиус канала, м;

i – уклон дна канала;

Е. А. Замарина

$$\rho_{\tau} = 0,022 (V / W_0) \sqrt{V R i / W_{cp}}, \quad (1.29)$$

где W_0 , W_{cp} – соответственно приведенная и средневзвешенная гидравлическая крупность наносов.

Гидравлическая крупность – это скорость выпадения фиксированного диаметра взвешенных наносов в стоячей воде.

Средневзвешенные диаметр частиц d_{cp} и гидравлическая крупность наносов W_{cp} определяется соответственно в зависимости от процентного содержания каждого диаметра в общем количестве взвешенных наносов и средней гидравлической крупности каждой фракции.

Среднегеометрическое значение гидравлической крупности фракции:

$$W_{фп} = 1/3 (W_{1i} + W_{2i} + \sqrt{W_{1i} W_{2i}}), \quad (1.30)$$

где W_{1i} , W_{2i} – крайние значения гидравлической крупности и для рассматриваемой фракции, которые приводятся в табл. 1.4.

Тогда

$$W_{cp} = \sum W_{фп} \cdot P_i / 100, \quad (1.31)$$

$$d_{cp} = \sum d_i \cdot P_i / 100, \quad (1.32)$$

где P_i – процентное содержание по массе отдельных фракций или диаметра частиц взвешенных наносов, %.

Таблица 1.4. Значения гидравлической крупности наносов

d , мм	W , мм/с	d , мм	W , мм/с	d , мм	W , мм/с	d , мм	W , мм/с
0,005	0,0175	0,125	10,81	0,50	54,00	1,25	115,0
0,01	0,0692	0,150	15,60	0,55	59,40	1,50	125,6
0,02	0,277	0,175	18,90	0,60	64,80	1,75	139,2
0,03	0,623	0,200	21,60	0,65	70,20	2,00	152,9
0,04	1,11	0,225	24,30	0,70	73,20	2,25	166,2
0,05	1,73	0,250	27,00	0,75	77,00	2,50	176,5
0,06	2,49	0,275	29,90	0,80	80,70	2,75	185,0
0,07	3,39	0,300	32,40	0,85	84,00	3,00	192,5
0,08	4,43	0,350	37,80	0,90	87,50	3,25	201,0
0,09	5,61	0,400	43,20	0,95	90,60	3,50	208,5
0,10	6,92	0,450	48,60	1,00	94,40	4,00	222,5

Среднюю скорость V , при которой не будет происходить заиливание канала, можно выразить из формулы Е. А. Замарина (1.29):

$$\rho W_0 / 0,022 = V \sqrt{V R i / W_{cp}};$$

при этом необходимо возвести обе части уравнения в квадрат:

$$(\rho W_0 / 0,022)^2 = (V \sqrt{V R i / W_{cp}})^2;$$

$$(\rho W_0 / 0,022)^2 = V^3 (R i / W_{cp});$$

откуда

$$V = \sqrt[3]{\left(\frac{\rho W_0}{0,022}\right)^2 \cdot \frac{W_{cp}}{R i}}, \quad (1.33)$$

при $0,0004 \leq W_{cp} < 0,002$ м/с, $\rightarrow W_0 = 0,002$ м/с;

при $0,002 \leq W_{cp} \leq 0,008$ м/с, $\rightarrow W_0 = W_{cp}$.

При отсутствии данных по взвешенным наносам незаиляющую среднюю скорость $V_{нез}$ можно определить по формуле Ласея:

$$V_{нез} = 0,64 \sqrt{R}. \quad (1.34)$$

При расчете осушительных каналов допускается принимать $V_{нез} = 0,3$ м/с, если надо предотвратить осаждение ила, и $V_{нез} = 0,5$ м/с, если надо предотвратить осаждение песка. При опасности зарастания ложа канала травянистой растительностью $V_{нез}$ должно быть не менее 0,5–0,6 м/с [1].

1.6. Типы задач при гидравлическом расчете каналов

Равномерное движение воды в каналах характеризуется следующими параметрами: каналы трапецидального поперечного сечения – расходом Q , уклоном i , коэффициентами шероховатости n и заложения откосов m , средней скоростью V движения потока, глубиной наполнения h_0 и шириной канала по дну b ; каналы параболического поперечного сечения – Q , i , n , V , h_0 и параметром параболы p . Из анализа основных расчетных зависимостей и исходных величин, на основании которых производится расчет каналов, можно выделить три основных типа задач, встречающихся при их гидравлическом расчете.

Задачи первого типа. Заданы Q , i , n , m , h_0 , требуется определить для каналов трапецидального профиля сечения ширину канала по дну b , а для параболического – параметр параболы p и среднюю ско-

рость V движения потока или заданы соответственно b и p , а требуется определить глубину наполнения канала h_0 и среднюю скорость V движения потока.

Задачи второго типа. Заданы Q , i , n , m , требуется определить параметры живого сечения канала: для трапецидального – h_0 и b , для параболического – h_0 и p , а также среднюю скорость V движения потока. Решение задач этого типа при указанных исходных величинах имеет неопределенность, которая устраняется введением дополнительных условий:

- канал должен быть гидравлическим наивыгоднейшего профиля, т. е. иметь $\beta_{г.н} = 2(\sqrt{1+m^2} - m)$ или $\sigma_{г.н} = 1,0$ для трапецидального, или $\tau_{г.н} = 1,8856$ для параболического сечения;

- канал должен иметь заданные отношения $\beta = b / h_0$ для трапецидального, $\tau = h_0 / p$ или B / h_0 – для параболического сечения, рекомендуемые значения которых приводятся в табл. 1.5.

Таблица 1.5. Рекомендуемые значения геометрических параметров канала параболического сечения

Грунты	Параметр параболы p при глубине воды в межень		B / h
	До 0,5 м	До 1 м	
Торф сильно разложившийся (>50 %)	2,5–4,0	4,5–8,0	6–8
Супеси и пески крупнозернистые	2,5–4,0	4,5–8,0	6–8
Пески мелкозернистые	6,0–9,0	12,0–18	10–12
Суглинки иловатые	4,0–6,0	8,0–12	8–10
Глина пластичная	6,0–12	12–24	10–14

Задачи третьего типа. В задачах этого типа также, как и в задачах второго типа, требуется определить параметры живого сечения канала, но при известной величине средней скорости V движения потока. Величина $V = [V_{\max}]$ обычно принимается в соответствии с неравенством (1.22), если оно только выполнимо.

На основании гидравлического расчета устанавливаются геометрические размеры канала, проверяется устойчивость его русла на размыв и заиление. Основной расчетной формулой при гидравлическом расчете каналов является формула Шези (1.2), а также формулы, по которым определяются гидравлические характеристики потока (1.7)–(1.18).

В настоящее время решение уравнения Шези может производиться различными способами в зависимости от типа задач, из которых наибольшее распространение получили аналитический, графоаналити-

ческий, при помощи специальных таблиц, по специальным программам на ЭВМ.

Аналитический способ. Этот способ применим при решении задач второго и третьего типов. При решении задач второго типа для каналов трапецеидального профиля при заданном $\beta = b / h_0$ или вычисленном для гидравлически наивыгоднейшего профиля по формуле (1.20) или (1.21) выражаются все гидравлические характеристики потока (ω , χ , R , C) через него. Затем их значения подставляются в формулу Шези, из которой и определяется искомая глубина наполнения канала:

$$h_0 = \left(\frac{Q \cdot n (\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0.7}}{\sqrt{i} (\beta + m)^{1.7}} \right)^{0.37}. \quad (1.35)$$

Ширина канала по дну определится как $b = \beta \cdot h_0$.

Методика решения задач третьего типа заключается в следующем. Из формулы Шези для средней скорости определяется величина $C\sqrt{R} = V / \sqrt{i}$, по значению которой по формуле:

$$R = (V \cdot n / \sqrt{i})^{1.43} \quad (1.36)$$

определяется гидравлический радиус при известном коэффициенте шероховатости. Затем при известных Q , V и R составляется система из двух уравнений:

для трапецеидальных каналов

$$\left. \begin{aligned} \omega &= Q/V = bh_0 + mh_0^2 \\ \chi &= \omega/\chi = b + 2h_0\sqrt{1+m^2} \end{aligned} \right\}; \quad (1.37)$$

для параболических каналов

$$\left. \begin{aligned} \omega &= Q/V = \frac{4}{3}h_0\sqrt{2ph_0} \\ \chi &= \frac{\omega}{R} = pN \end{aligned} \right\}. \quad (1.38)$$

Система уравнений (1.37) относительно b и h_0 имеет непосредственное решение, а система (1.38) относительно p и h_0 решается подбором.

Способ подбора. Задаются произвольным значением неизвестного геометрического элемента живого сечения потока, соизмеряя его с величиной расхода. Вычисляются по формулам (1.7)–(1.14) для трапецидального и по формулам (1.15)–(1.18) для параболического сечений гидравлические характеристики потока, по формуле (1.4) или (1.5) рассчитывается коэффициент Шези, и их значения подставляются в формулу Шези (1.2). Сопоставляется вычисленная величина расхода Q_i с расчетной Q . Если $Q_i > Q$, то значение неизвестной величины геометрического элемента живого сечения потока необходимо уменьшить, а в противном случае – увеличить. Расчет выполняется до тех пор, пока вычисленное значение расхода Q_i не будет равно расчетному Q или абсолютная разность между этими величинами $Q_i - Q$ не будет превышать заданной точности ΔQ , которая принимается в пределах до 5 % от расчетного значения расхода или заданной величины. Средняя скорость движения потока определяется как отношение $V = Q / \omega$.

Графоаналитический способ. По данному способу решаются задачи первого типа, и методика их решения заключается в следующем. Задаются рядом значения (не менее пяти) неизвестной геометрической величины живого сечения потока, вычисляются по формулам (1.7)–(1.14) для трапецидального и по формулам (1.15)–(1.18) для параболического сечений гидравлические характеристики потока, по формуле (1.4) или (1.5) рассчитывается коэффициент Шези, и его значения подставляются в формулу Шези (1.2). Принятая величина неизвестного геометрического элемента живого сечения потока должна быть такой, чтобы при ее значении вычисленный расход частично превышал расчетный. Затем строят график функциональной зависимости расхода от искомой величины, т. е. $Q = f(h_0)$ или $Q = f_1(b)$ для трапецидального и $Q = f_2(h_0)$ или $Q = f_3(p)$ для параболического сечений, из которого по расчетному расходу определяется значение искомой величины.

Табличный способ. В практике наибольшее распространение получили таблицы профессора И. И. Агроскина (табл. П. VI, П. VII, П. IX [1]), которые являются наиболее универсальными и применяются при решении всех типов задач.

Они рассчитаны на основании безразмерной характеристики живого сечения σ (1.12), через которую выражены все гидравлические характеристики потока (формулы (1.7)–(1.9)).

Характеристика живого сечения:

$$\sigma = m_0 h_0 / (b + m h_0) = m_0 h_0 / b_{cp}, \quad (1.39)$$

откуда

$$b_{\text{ср}} = m_0 h_0 / \sigma,$$

где $b_{\text{ср}} = b + mh_0$ – средняя линия трапеции;
площадь живого сечения

$$\omega = bh_0 + mh_0^2 = (b + mh_0)h_0 = b_{\text{ср}}h_0 = m_0h_0^2 / \sigma; \quad (1.40)$$

смоченный периметр

$$\begin{aligned} \chi &= b + 2 h_0 \sqrt{1 + m^2} = (b + mh_0 - mh_0) + 2 h_0 \sqrt{1 + m^2} = \\ &= (b_{\text{ср}} - mh_0) + 2 h_0 \sqrt{1 + m^2} = b_{\text{ср}} + h_0(2 \sqrt{1 + m^2} - m) = \\ &= b_{\text{ср}} [1 + (h_0 / b_{\text{ср}})(2 \sqrt{1 + m^2} - m)] = b_{\text{ср}}[1 + (m_0 h_0 / b_{\text{ср}})] = b_{\text{ср}}(1 + \sigma), \end{aligned} \quad (1.41)$$

где $m_0 = 2\sqrt{1 + m^2} - m$ – характеристика откоса;
гидравлический радиус:

$$\begin{aligned} R &= \omega / \chi = b_{\text{ср}} h_0 / (b + 2 h_0 \sqrt{1 + m^2}) = \\ &= (m_0 h_0^2 / \sigma) / b_{\text{ср}} (1 + \sigma) = m_0 h_0 \cdot h_0 / b_{\text{ср}} \sigma (1 + \sigma) = h_0 / (1 + \sigma). \end{aligned} \quad (1.42)$$

Расчет по таблицам основывается на отыскании в качестве вводного параметра величины гидравлически наивыгоднейшего радиуса $R_{\text{г. н.}}$. Для этого по формуле (1.20) или (1.21) в зависимости от профиля поперечного сечения канала находится вспомогательная функция $F(R_{\text{г. н.}})$, по значению которой и коэффициенту шероховатости n по табл. П. VI [1] находится значение $R_{\text{г. н.}}$. Дальнейший гидравлический расчет канала зависит от типа задачи, и будет показан ниже на конкретных примерах.

Гидравлический расчет каналов в безразмерных величинах.

Более подробно рассмотрим теорию построения таблиц профессора И. И. Агроскина.

При гидравлическом расчете канала эталоном поперечного сечения его является *гидравлически наивыгоднейший профиль*, который характеризуется *гидравлически наивыгоднейшим радиусом* $R_{\text{г. н.}}$.

Гидравлически наивыгоднейший профиль для каналов трапециевидального поперечного сечения обеспечивается при соотношении:

$$(h_0 / R_{\text{г. н.}}) = 2,0; (b_{\text{ср}} / h_{\text{г. н.}}) = m_0 / \sigma; [b_{\text{ср}} / m_0 R]_{\text{г. н.}} = 2,0,$$

а характеристика живого сечения $\sigma_{г.н} = 1,0$,
и относительная ширина канала по дну $\beta_{г.н} = b / h_0$;

$$\beta_{г.н} = m_0 - m = 2(\sqrt{1 + m^2} - m).$$

Значит, площадь живого сечения

$$\begin{aligned}\omega_{г.н} &= bh_0 + mh_0^2 = h_0^2(\beta_{г.н} + m) = 4R_{г.н}^2(2\sqrt{1 + m^2} - 2m + m); \\ \omega_{г.н} &= 4m_0 R_{г.н}^2.\end{aligned}$$

Расход потока:

$$Q = C_{г.н} \omega_{г.н} \sqrt{R_{г.н} i} = C_{г.н} 4m_0 R_{г.н}^{2,5} \sqrt{i},$$

откуда

$$(CR^{2,5})_{г.н} = F(R) = Q / (4m_0 \sqrt{i}), \quad (1.43)$$

где $F(R_{г.н})$ – вспомогательная функция.

Также расход потока можно расшифровать через коэффициент Шези C , который равен по формуле Н. Н. Павловского (1.4) $C = \frac{1}{n} R^y$. Принимая показатель степени $y = 0,2$

$$Q = C_{г.н} \omega_{г.н} \sqrt{R_{г.н} i} = (1/n) R_{г.н}^{0,2} 4m_0 R_{г.н}^{2,5} \sqrt{i},$$

откуда

$$R_{г.н} = (Qn / 4m_0 \sqrt{i})^{1/2,7} = (Qn / 4m_0 \sqrt{i})^{0,37}. \quad (1.44)$$

Для комплексного исследования параметров русла вводится вспомогательная функция $\psi_{г.н}$:

$$\psi = \omega / R^2; \quad \psi_{г.н} = \omega_{г.н} / R_{г.н}^2.$$

Расходная характеристика русла

$$K_0 = C_0 \omega_0 \sqrt{R} = (1/n) R^y \omega \sqrt{R} = (1/n) \psi R^{2,5+y},$$

где $\omega = \psi \cdot R^2$; $\omega_{г.н} = \psi_{г.н} \cdot R_{г.н}^2$

$$nK_0 = \psi R^{2,5+y},$$

$$nK_0 = \psi_{г.н} R_{г.н}^{2,5+y}.$$

Отношение

$$\psi R^{2,5+y} / \psi_{г.н} R_{г.н}^{2,5+y} = 1,0;$$

$$R / R_{г. н} = \sqrt[2.7]{\Psi_{г. н} / \Psi}. \quad (1.45)$$

Более полно живое сечение описывает характеристика живого сечения σ . Ранее гидравлические параметры русла ω , χ , R были выражены через ее значение: $\omega = m_0 h_0^2 / \sigma$ (1.40); $\chi = b_{ср} (1 + \sigma)$ (1.41); $R = h_0 / (1 + \sigma)$ (1.42).

Тогда отношение:

$$R / R_{г. н} = \sqrt[2.7]{\Psi_{г. н} / \Psi} = \sqrt[2.7]{\frac{4m_0 \cdot \sigma \cdot h_0^2}{m_0 h_0^2 (1 + \sigma)^2}} = \sqrt[2.7]{4\sigma / (1 + \sigma)^2}, \quad (1.46)$$

где $\Psi_{г. н} = \omega_{г. н} / R_{г. н}^2 = 4m_0 R_{г. н}^2 / R_{г. н}^2 = 4m_0$;

$$\Psi = \omega / R^2 = m_0 h_0^2 / \sigma / (h_0 / (1 + \sigma))^2.$$

Далее можно представить отношение $h / R_{г. н}$ как $(h / R) \cdot (R / R_{г. н})$:

$$\frac{h}{R_{г. н}} = \frac{h}{R} \cdot \frac{R}{R_{г. н}} = (1 + \sigma) \sqrt[2.7]{4\sigma / (1 + \sigma)^2}, \quad (1.47)$$

где $h / R = (1 + \sigma)$ (см. (1.42)).

Аналогично отношение $b_{ср} / R_{г. н}$ как $(b_{ср} / R) \cdot (R / R_{г. н})$:

$$\frac{b_{ср}}{R_{г. н}} = \frac{b_{ср}}{R} \cdot \frac{R}{R_{г. н}} = (m_0 / \sigma) (1 + \sigma) \sqrt[2.7]{4\sigma / (1 + \sigma)^2}, \quad (1.48)$$

где $b_{ср} = m_0 h_0 / \sigma$, а отношение $b_{ср} / R = m_0 (1 + \sigma) / \sigma$;

$$R = h_0 / (1 + \sigma). \quad (1.49)$$

На основании вышеизложенного профессором И. И. Агроскиным составлены специальные таблицы (табл. П.VII [1, с. 600], составляющими которых являются безразмерные величины.

Форма таблицы И. И. Агроскина

σ	$R / R_{г. н}$	$h / R_{г. н}$	$b_{ср} / m_0 R_{г. н}$	$b / R_{г. н}$ при значениях m			
				0	0,5	1,0	1,5
1	2	3	4	5	6	7	8

Более подробно методику решения задач табличным способом рассмотрим в дальнейшем на конкретных примерах.

Гидравлический расчет с помощью специальных компьютерных программ. В основу алгоритма решения задач первого типа положен способ подбора и графоаналитический. Сущность его заключа-

ется в следующем. Задаются произвольно неизвестной геометрической величиной потока, соизмеряя ее с величиной расхода. Вычисляются по формулам (1.7)–(1.14) для трапецеидального и по формулам (1.15)–(1.18) для параболического сечений гидравлические характеристики потока, по формуле (1.4) или (1.5) рассчитывается коэффициент Шези, и их значения подставляются в формулу Шези (1.2).

Строятся графики функциональной зависимости расхода от искомой величины, т. е. $Q = f(h_0)$ или $Q = f_1(b)$ для трапецеидального и $Q = f_2(h_0)$ или $Q = f_3(p)$ для параболического сечений, с которого по расчетному расходу определяется значение искомой величины. А также график функциональной зависимости средней скорости потока от глубины, $V = f(h_0)$.

Задачи второго и третьего типов, как отмечалось выше, имеют аналитическое решение. Поэтому гидравлический расчет каналов этого типа задач сводится к решению соответствующих уравнений (1.35)–(1.38).

Равномерное движение в безнапорных водоводах замкнутого сечения характерно для водоотводящих труб, туннелей и других конструкций, работающих при неполном заполнении.

Расход и средняя скорость в каналах замкнутого сечения определяются по следующим формулам:

$$Q = A \cdot K_i \sqrt{i} = A C_i \omega_i \sqrt{R_i i}; \quad (1.50)$$

$$V = BC_n \sqrt{R_n i}, \quad (1.51)$$

где $A = K / K_n$ – относительная расходная характеристика;

$B = V / V_n$ – относительная средняя скорость;

K – расходная характеристика;

V – средняя скорость при неполном наполнении. Индекс «п» соответствует полному наполнению.

Значения величин A и B принимаются по специальному графику [1, с. 341] в зависимости от степени наполнения трубы ($a = h / d$).

Дренажные трубы рассчитываются как безнапорные, но полностью заполненные, т. е. $A = 1,0$. В этом случае при известном расходе $K = Q / \sqrt{i}$, а затем определяется диаметр трубы.

Приведенные выше зависимости и способы гидравлического расчета каналов позволяют определить их геометрические размеры и установить устойчивость русла, что необходимо для практических целей в области гидротехники и мелиорации. Некоторые примеры гидравличе-

ского расчета каналов при равномерном движении приведены в подразделе 1.7.

1.7. Примеры решения типовых задач

Пример 1.1. Определить ширину по дну канала b трапецеидального профиля сечения для пропуска расхода $Q = 5,2 \text{ м}^3/\text{с}$ при глубине наполнения $h_0 = 1,21 \text{ м}$ и уклоне дна канала $i = 0,0006$, если грунт ложа канала – суглинок плотный, а условие эксплуатации канала – хорошее.

Проверить устойчивость ложа канала на размыв.

Решение. В зависимости от грунта ложа канала определим коэффициент заложения откосов $m = 1,0$ (табл. 1.2. прил. 1), а по условию эксплуатации (табл. 1.1. прил. 1) или [1, табл. П.Ш, с. 590] устанавливаем коэффициент шероховатости $n = 0,025$.

Покажем решение данной задачи различными способами.

Способ подбора. Произвольно задаемся шириной канала по дну $b_1 = 3,5 \text{ м}$ и по формулам (1.7)–(1.9) вычисляем гидравлические характеристики потока:

площадь живого сечения

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

длина смоченного периметра

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

гидравлический радиус

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

показатель степени в формуле Шези вычисляем по формуле

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,10); \quad (1.52)$$

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

коэффициент Шези (1.4)

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

Тогда расход потока будет равен

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

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

Средняя скорость движения воды в канале:

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

а допустимая неразмывающая скорость $V_{\max} = (1,1-1,2) \text{ м/с}$ для суглинка плотного (табл. 1.2 прил. 1). Так как $V = 0,83 \text{ м/с} < V_{\max} = (1,1-1,2) \text{ м/с}$, то русло канала будет устойчиво на размыв.

Графоаналитический способ. Методика решения задач по данному способу рассмотрена выше. Задаются рядом значений b_i и по формулам (1.7)–(1.9) соответственно вычисляются значения ω_i , χ_i , R_i . Показатель степени y_i (1.52) и коэффициент Шези C_i (1.4), а по формуле (1.2) – величина расхода Q , результаты расчета которого приведены в табл. 1.6.

Таблица 1.6. Результаты расчета расхода в зависимости от ширины канала по дну

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

По данным табл. 1.6 строится график функциональной зависимости $Q = f(b)$ (рис. 1.2), из которого по величине расчетного расхода $Q = 5,2 \text{ м}^3/\text{с}$ определяется величина $b = 3,85 \text{ м}$.

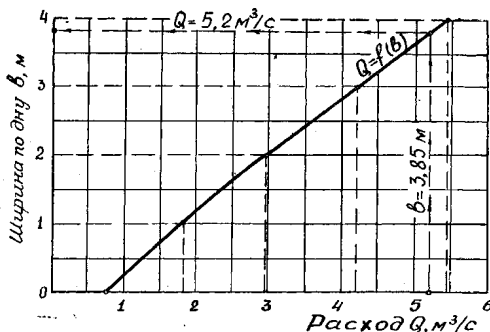


Рис. 1.2. График функциональной зависимости расхода от ширины канала по дну $Q = f(b)$

Табличный способ. Рассчитывается специальная функция:

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

По табл. 1.6. прил. 1 или по табл. П.VI [1, с. 594] по значению $F(R)$ и коэффициенту шероховатости $n = 0,025$ отыскивается гидравлически наивыгоднейший радиус, который равен $R_{г.н} = 0,89$ м. Вычисляется отношение $h / R_{г.н} = 1,20 / 0,89 = 1,34$, по которому при коэффициенте заложения откосов $m = 1,0$ по табл. 1.7. прил. 1 или по табл. П.VII [1, с. 600] отыскивается отношение $b / R_{г.н} = 4,36$. Тогда искомая ширина канала по дну:

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

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

Ответ: $b = 4,0$ м/с; $V = 0,83$ м/с.

Пример 1.2. Определить ширину по дну b и глубину наполнения h_0 канала трапециевидального сечения для пропуска расхода $Q = 8,2 \text{ м}^3/\text{с}$ при уклоне дна канала $i = 0,00072$, если относительная ширина канала по дну $\beta = b / h_0 = 0,8$; грунт ложа канала – суглинок средний, а условие эксплуатации канала – хорошее.

Проверить устойчивость ложа канала на размыв.

Решение. В зависимости от грунта ложа канала определим коэффициент заложения откосов $m = 1,5$ (табл. 1.2. прил. 1), а по условию

эксплуатации (табл. 1.1. прил. 1) или [1, табл. П.III, с. 590] устанавливаем коэффициент шероховатости $n = 0,025$.

Табличный способ. Рассчитывается специальная функция

$$\begin{aligned}(CR^{2,5})_{г.н} &= F(R) = Q / (4m_0\sqrt{i}) = \\ &= 8,2 / 4 \cdot 2,106 \sqrt{0,00072} = 36,28 \text{ м}^3/\text{с}.\end{aligned}$$

По табл. 1.6 прил. 1 или по табл. П.VI [1, с. 594] по значению $F(R)$ и коэффициенту шероховатости $n = 0,025$ отыскивается гидравлически наивыгоднейший радиус, который равен $R_{г.н} = 0,965$ м.

Определяется характеристика живого сечения σ

$$\begin{aligned}\sigma &= m_0 h_0 / (b + m h_0) = m_0 h_0 / h_0 (\beta + m) = m_0 / (\beta + m) = \\ &= 2,106 / (0,8 + 1,5) = 0,92.\end{aligned}$$

Если относительная ширина канала по дну $\beta = b / h_0$, то $b = \beta \cdot h_0$; характеристика откоса $m_0 = 2,106$ принимается по табл. 1.5 прил. 1 или вычисляется по формуле:

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

При $\sigma = 0,92$ по табл. 1.7. прил. 1 или по табл. П.VII [1, с. 600] отыскиваются отношения: $h / R_{г.н} = 1,918$; $b / R_{г.н} = 1,51$.

Тогда искомые: глубина наполнения канала

$$h_0 = (h / R_{г.н}) \cdot R_{г.н} = 1,918 \cdot 0,965 = 1,85 \text{ м};$$

ширина канала по дну

$$b = (b / R_{г.н}) \cdot R_{г.н} = 1,51 \cdot 0,965 = 1,46 \text{ м};$$

или $b = \beta \cdot h_0 = 0,8 \cdot 1,85 = 1,48$ м.

Средняя скорость движения воды в канале

$$V = Q / \omega = 8,2 / (1,48 \cdot 1,85 + 1,5 \cdot 1,85^2) = 1,04 \text{ м/с} > V_{\max} = 1,0 \text{ м/с},$$

следовательно, дно и откосы канала крепят посевом трав.

Ответ: $b = 1,48$ м; $h_0 = 1,85$ м; $V = 1,04$ м/с.

2. УСТАНОВИВШЕЕСЯ НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

2.1. Общие сведения и понятия

Неравномерное движения жидкости определяется как движение, при котором живое сечение потока и средняя скорость изменяются по длине потока. Неравномерное движение в открытых руслах возникает в случае изменения уклона дна русла, профиля его сечения и шероховатости поверхности, наличия искусственных сооружений в русле: плотин, перепадов, водосбросов, быстротоков, мостовых переходов и т. д.

Неравномерное движение жидкости может происходить в призматических и непризматических руслах. Призматическими называются такие русла, форма и размеры поперечного сечения которых не изменяются по длине. Примерами русел призматической формы являются каналы трапецидального сечения с постоянной шириной по дну и постоянным заложением откосов, дорожная труба прямоугольного, круглого или другого сечения. При неравномерном движении в призматических руслах по длине потока изменяется только глубина течения.

Неравномерное, плавно изменяющееся движение жидкости устанавливается там, где равномерное движение существовать не может: в непризматических руслах, в призматических руслах с горизонтальным ($i = 0$) и обратным ($i < 0$) уклонами дна.

Кроме того, плавно изменяющееся движение образуется на тех участках призматических русел с прямым уклоном дна ($i > 0$), где происходит нарушение равномерного движения, например, в связи с изменением уклона дна, наличием ступенчатого перепада или препятствия (сооружения) в канале (рис. 2.1, 2.2).

Свободная поверхность потока при неравномерном движении имеет криволинейное очертание. След от пересечения вертикальной плоскости, проведенной по оси потока (в призматическом русле), со свободной поверхностью называется кривой свободной поверхности.

При увеличении глубины по длине потока линия свободной поверхности представляет собой кривую подпора. Если глубина уменьшается по длине потока, то линия свободной поверхности – кривая спада.

Примеры неравномерного движения:

а) движение воды в верхнем бьефе водоподпорного сооружения (плотины) (рис. 2.1). Это движение характеризуется увеличением глубины потока в направлении движения жидкости. Кривая свободной поверхности в этом случае называется кривой подпора;

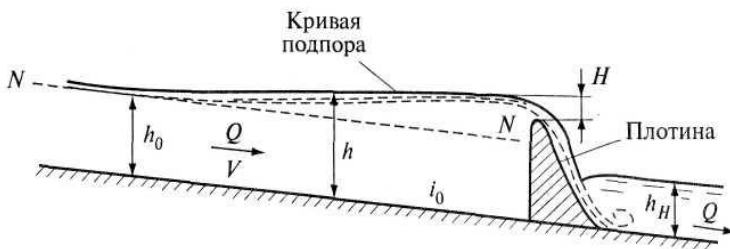


Рис. 2.1. Неравномерное движение в русле при устройстве плотины

б) движение воды в канале, уклон дна которого возрастает или в случае устройства в русле перепада (рис. 2.2). В этом случае глубина потока уменьшается по направлению движения жидкости, кривая свободной поверхности жидкости называется кривой спада.

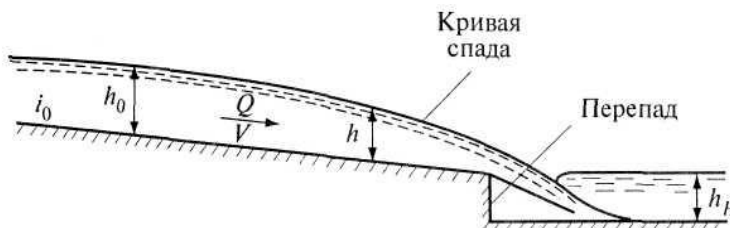


Рис. 2.2. Неравномерное движение в русле при устройстве перепада

Целью расчета неравномерного движения жидкости является определение состояния потока, установление форм свободной поверхности на участках неравномерного движения, определение глубин потока в разных сечениях, расчет длин участков неравномерного движения, скоростей потока. В результате инженер получает возможность правильно назначить, например, глубину выемки канала, подобрать размеры участков и тип укрепления дна и откосов канала, определить размеры затоплений при строительстве моста и т. п.

Основной задачей по изучению неравномерного движения потоков в открытых руслах является определение изменения глубины вдоль потока, т. е. построение линии свободной поверхности потока воды. Для построения линии необходимо иметь уравнение установившегося неравномерного движения.

В вопросах, приведенных в данном разделе, рассматривается одна из сложных и практически значимых задач гидравлики – расчет открытых потоков при установившемся неравномерном движении. Эта задача часто встречается при расчетах мелиоративных систем и, в частности, ее проводящей и регулирующей сети.

2.2. Дифференциальное уравнение установившегося неравномерного движения воды в открытом русле

Рассмотрим установившееся неравномерное движение в открытом русле призматической формы. Для вывода уравнения неравномерного движения принимаются следующие допущения:

- движение потока считаем установившимся, если скорость медленно изменяется по его длине;
- уклон дна s ($i > 0$), распределение давления по поперечному живому сечению подчиняется гидростатическому закону;
- распределение скорости по живому сечению неизменно, поэтому величина коэффициента Кориолиса постоянная;
- коэффициент шероховатости n длине потока постоянный.

На рис. 2.3 изображена схема неравномерного движения потока воды в призматическом русле при уклоне дна s ($i > 0$).

Рассмотрим два сечения 1-1 и 2-2, находящихся на бесконечно малом расстоянии друг от друга, и наметим плоскость отсчета 0-0 (рис. 2.3).

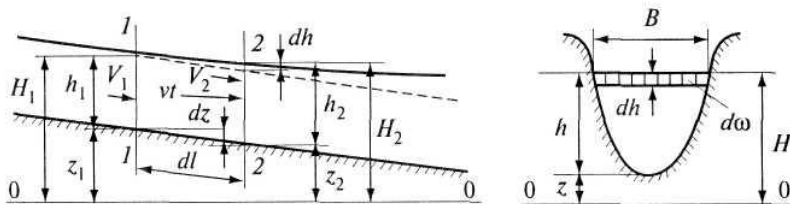


Рис. 2.3. Схема неравномерного движения жидкости в русле

На основании уравнения Бернулли для выбранных сечений:

$$H_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = H_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + dh_{\text{тр}}, \quad (2.1)$$

где H_1, H_2 – расстояния от плоскости отсчета 0-0 до поверхности воды;

V_1, V_2 – средние скорости потока в сечениях;

$dh_{\text{тр}}$ – потери напора на участке длиной dl .

Согласно рис. 2.3 расстояния: $H_1 = z_1 + h_1, H_2 = z_2 + h_2$.

В сечении 2-2: $h_2 = h_1 + dh$ и $z_2 = z_1 - dz$.

В первом сечении средняя скорость $V_1 = V$; во втором сечении $V_2 = V + dV$.

Подставляем h, z и V в уравнение (2.1)

$$z_1 + h_1 + \frac{\alpha V^2}{2g} = z_1 - dz + h_1 + dh + \frac{\alpha (V+dV)^2}{2g} + dh_{\text{тр}}, \quad (2.2)$$

где $\frac{\alpha dV^2}{2g}$ – бесконечно малая величина второго порядка, которой можно пренебречь.

Преобразуем выражение (2.2):

$$dh + \frac{\alpha V dV}{g} - dz + dh_{\text{тр}} = 0, \quad (2.3)$$

$$\frac{\alpha V dV}{g} = \frac{\alpha dV^2}{2g}.$$

Уравнение (2.3) выразим в следующем виде:

$$dh = dz - \frac{\alpha dV^2}{2g} - dh_{\text{тр}}. \quad (2.4)$$

Разделим полученное выражение (2.4) на длину dl :

$$\frac{dh}{dl} = \frac{dz}{dl} - \frac{\alpha dV^2}{2g dl} - \frac{dh_{\text{тр}}}{dl}. \quad (2.5)$$

где $i = \frac{dz}{dl}$ – уклон дна русла;

$I = \frac{dh_{\text{тр}}}{dl}$ – гидравлический уклон.

Выразим скоростной напор через расход:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g \omega^2}, \quad (2.6)$$

где ω – площадь живого сечения русла, $\omega = f(h)$.

Так как $Q = \text{const}$, запишем:

$$\alpha \frac{dv^2}{2g} = \frac{\alpha Q^2}{2g} \cdot \frac{d}{dl} \cdot \frac{1}{\omega^2} = - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \cdot \frac{d\omega}{dl}. \quad (2.7)$$

Площадь элементарного сечения $d\omega$ (см. рис. 2.3)

$$d\omega = B \cdot dh, \quad (2.8)$$

где B – ширина русла по верху сечения;

dh – приращение глубины потока на длине dl .

Подставим $d\omega$ в формулу (2.7):

$$\alpha \frac{dv^2}{2g} = - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \cdot \frac{B dh}{dl}. \quad (2.9)$$

Потери напора на участке при установившемся неравномерном движении с некоторыми допущениями возможно определить, как для равномерного движения.

Используем формулу Шези (1.2) $V = C\sqrt{RI}$.

Гидравлический уклон:

$$I = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}.$$

Подставляем (2.9) и гидравлический уклон I в уравнение (2.5) и получим:

$$\frac{dh}{dl} = i + \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \cdot \frac{B dh}{dl} - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}. \quad (2.10)$$

Выделим из (2.10) dh / dl , и окончательно уравнение будет иметь следующий вид:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B} = i \frac{1 - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} i}{1 - \Pi_K}. \quad (2.11)$$

Полученное уравнение (2.11) называется **основным дифференциальным уравнением неравномерного установившегося движения жидкости первого вида**.

Поскольку средняя скорость потока $V = Q / \omega$ и средняя глубина потока в сечении $h_{cp} = \omega / B$, то в знаменателе уравнения (2.11) величина:

$$\frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B = \frac{\alpha V^2}{g \frac{\omega}{B}} = \frac{\alpha V^2}{g h_{cp}} = \Pi_k \quad (2.12)$$

показывает энергетическое состояние потока и называется в гидравлике параметром кинетичности. В гидротехнических сооружениях эта же величина называется числом Фруда Fr .

В уравнении (2.11) $\frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}$ можно выразить через расходную характеристику. Расходная характеристика при равномерном движении, если глубина в русле h_0 , площадь ω_0 , имеет вид:

$$K_0 = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0}, \quad (2.13)$$

где C_0, R_0 – коэффициент Шези и гидравлический радиус при равномерном движении.

Для неравномерного движения расходная характеристика имеет вид:

$$K = \omega C \sqrt{R},$$

Расход равномерного движения через расходную характеристику составит

$$Q = K_0 \sqrt{i}.$$

Таким образом,

$$\frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = \left(\frac{K_0 \sqrt{i}}{K} \right)^2 = i \left(\frac{K_0}{K} \right)^2. \quad (2.14)$$

Дифференциальное уравнение (2.11) можно представить в виде:

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3 B}} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \Pi_k}. \quad (2.15)$$

Полученное уравнение (2.15) называется **основным дифференциальным уравнением неравномерного установившегося движения жидкости второго вида**.

Для установления видов движения жидкости дадим анализ дифференциальному уравнению (2.11). Принимаем условия: расход в русле $Q = \text{const}$, уклон дна $i = \text{const}$, а форма сечения русла известна и постоянна. В зависимости от глубины потока в русле изменяются гидравлические характеристики потока (площадь сечения ω , гидравлический радиус R , коэффициент Шези C) и, соответственно, числитель уравнения (2.11) может быть и положительным, и отрицательным.

Аналогично с изменением глубин, знаменатель уравнения (2.11), также может быть и положительным, и отрицательным. Из анализа уравнения (2.11) выясняем следующие *виды установившегося движения жидкости в открытых руслах*:

1) *установившееся равномерное движение жидкости*

$$\frac{dh}{dl} = 0; \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = i; \text{отсюда формула Шези } Q = C \omega \sqrt{R \cdot i};$$

2) *установившееся неравномерное движение жидкости*

$\frac{dh}{dl} > 0 \rightarrow$ Глубины по длине потока увеличиваются, следовательно, образуется кривая подпора;

$\frac{dh}{dl} < 0 \rightarrow$ Глубины по длине потока уменьшаются, следовательно, образуется кривая спада;

3) *гидравлический прыжок* – это особый вид установившегося движения жидкости;

$$\frac{dh}{dl} \rightarrow \infty; \text{параметр кинетичности потока } \Pi_k = 1,0.$$

2.3. Удельная энергия потока и удельная энергия сечения

Для упрощения рассмотрения неравномерного установившегося движения в русле Б. Бахметев ввел понятие удельной энергии сечения. Удельная энергия сечения \mathcal{E} в отличие от полной удельной энергии потока E , которая определяется относительно выбранной произвольной плоскости сравнения, вычисляется, если плоскость сравнения проведена через самую нижнюю точку дна русла.

На рис. 2.4 показана схема продольного и поперечного сечений русла при неравномерном движении.

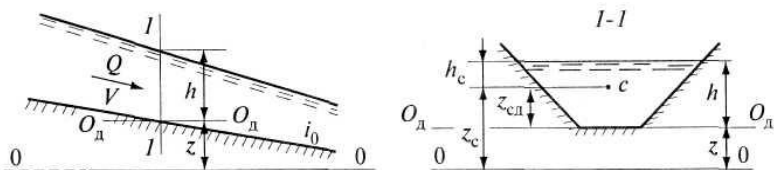


Рис. 2.4. К выводу удельной энергии сечения русла

Полная удельная энергия согласно уравнению Бернулли для выбранного живого сечения 1-1 относительно плоскости сравнения 0-0:

$$E = z_c + h_c + \frac{\alpha V^2}{2g} = z + h + \frac{\alpha v^2}{2g}, \quad (2.16)$$

где z – расстояние от плоскости сравнения 0-0 до наинизшей точке дна живого сечения;

h – глубина в сечении;

$\frac{\alpha V^2}{2g}$ – скоростной напор.

Для плоскости сравнения, проведенной через наинизшую точку дна русла $O_d - O_d$, $z = 0$.

Удельная энергия сечения русла:

$$\Theta = h + \frac{\alpha v^2}{2g}, \quad (2.17)$$

или, выразив среднюю скорость $V = \frac{Q}{\omega}$, получим

$$\Theta = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}.$$

В выражении удельной энергии сечения (2.17):

$h = \Theta_n$ – удельная потенциальная энергия сечения;

$\frac{\alpha v^2}{2g} = \Theta_k$ – удельная кинетическая энергия сечения.

Тогда удельная энергия сечения русла:

$$\Theta = \Theta_n + \Theta_k. \quad (2.18)$$

Проведем простейшие исследования изменений энергии сечения в зависимости от глубины жидкости в русле.

Если (см. рис. 2.5)

1) $h \rightarrow 0$; $\Theta_k \rightarrow \infty$; $\Theta_n \rightarrow 0$; $\Theta \rightarrow \infty$;

2) $h \rightarrow \infty$; $\mathcal{E}_k \rightarrow 0$; $\mathcal{E}_n \rightarrow \infty$; $\mathcal{E} \rightarrow \infty$.

Известно, что если функция стремится к бесконечности на ее границах, то эта функция должна иметь минимум. Следовательно, функция \mathcal{E} должна иметь \mathcal{E}_{\min} .

Глубина воды в русле, при которой удельная энергия сечения \mathcal{E} имеет минимальное значение, называется **критической глубиной** $h_{\text{кр}}$.

На рис. 2.5 представлен график функции удельной энергии сечения $\mathcal{E} = f(h)$. А также графики функций удельных потенциальной $\mathcal{E}_n = f_1(h)$ и кинетической энергий $\mathcal{E}_k = f_2(h)$.

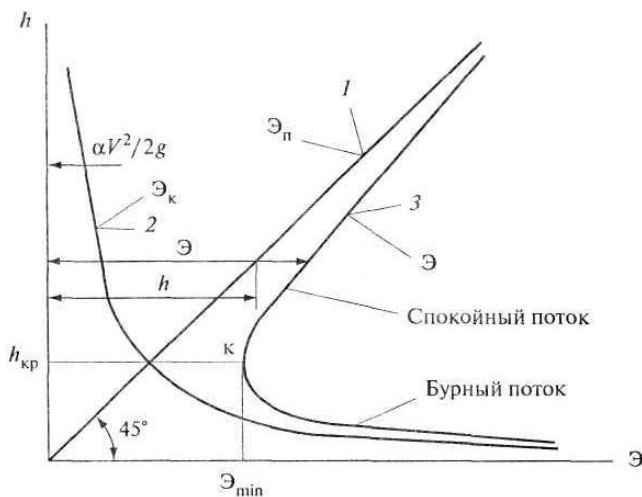


Рис. 2.5. График удельной энергии сечения

На рис. 2.5 прямая линия 1 – график изменения удельной потенциальной энергии, который имеет угол наклона 45° относительно горизонтальной координатной оси \mathcal{E} ; кривая 2 – график изменения удельной кинетической энергии имеет вид гиперболы; кривая 3 – график удельной энергии сечения \mathcal{E} .

График \mathcal{E} получается путем сложения значений удельных потенциальных и кинетических энергий при определенной глубине h .

На кривой 3 имеется точка «к», которая соответствует случаю, когда функция $\mathcal{E} = f(h)$ имеет минимум \mathcal{E}_{\min} и глубину $h = h_{\text{кр}}$. Точка «к» делит кривую 3 на два отрезка. Верхний отрезок этой кривой соответствует условию, что глубина потока в русле $h > h_{\text{кр}}$. В результате возрастания глубины кинетическая энергия уменьшается, а потенциаль-

ная – увеличивается. Потоки жидкости в руслах, в которых $h > h_{кр}$, получили название **спокойных потоков**. Нижний отрезок кривой 3 относится к потокам с глубиной $h < h_{кр}$. При снижении глубины потока уменьшается площадь живого сечения, в результате этого происходит увеличение скорости и возрастание кинетической энергии, а потенциальная энергия уменьшается. Потоки жидкости в руслах при глубине $h < h_{кр}$ называются **бурными потоками**. Если глубина в русле $h = h_{кр}$, поток жидкости находится в **критическом состоянии**.

2.4. Критическая глубина, критический уклон

Значение **критической глубины** для русла любой формы может быть определено из условия, что функция $\mathcal{E} = f(h)$ имеет минимум, значит производная этой функции должна быть равна нулю:

$$\frac{d\mathcal{E}}{dh} = 0.$$

$$\frac{d\left(h + \frac{\alpha V^2}{2g}\right)}{dh} = \frac{d\left(h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}\right)}{dh} = 0. \quad (2.19)$$

Тогда

$$\frac{d\mathcal{E}}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \cdot \frac{d\omega}{dh} = 0. \quad (2.20)$$

Площадь сечения $d\omega$ (см. рис. 2.3):

$$d\omega = B \cdot dh, \text{ следовательно, } d\omega / dh = B.$$

Отсюда уравнение (2.20) можно представить в виде:

$$1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega_{кр}^3} B_{кр} = 0;$$

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_{кр}^3}{B_{кр}}. \quad (2.21)$$

где $\omega_{кр}$ – площадь живого сечения русла при глубине $h_{кр}$;

$B_{кр}$ – ширина сечения русла по верху при критическом состоянии потока жидкости.

Полученное уравнение (2.21) называется уравнением **критического состояния потока**. Значение критической глубины для русел произвольной формы поперечного сечения может быть определено путем решения уравнения (2.21) подбором или графоаналитическим спосо-

бом. Задаваясь рядом значений h , вычисляются площадь ω , ширина B и ω^3 / B . При заданном расходе и определенном значении $h = h_{кр}$ должно удовлетворяться тождество (2.21). Если построить график функции $\omega^3 / B = f(h)$, (рис. 2.6), зная значение $\alpha Q^2 / g$, можно по нему определить величину $h_{кр}$.

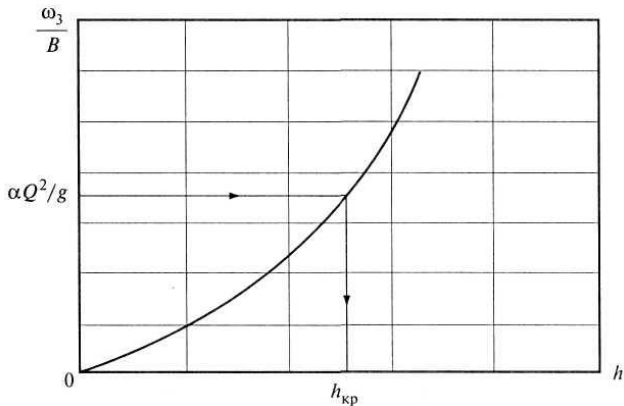


Рис. 2.6. Определение критической глубины

Для русел правильной формы поперечного сечения решение уравнения (2.21) относительно критической глубины дает следующие зависимости:

прямоугольное русло: $b = B_{кр}$; $\omega_{кр} = b \cdot h_{кр}$;

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{b^3 h_{кр}^3}{b} = b^2 h_{кр}^3, \quad (2.22)$$

отсюда критическая глубина в прямоугольном русле:

$$h_{кр.п} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}, \quad (2.23)$$

где q – удельный расход, $q = Q / b$;

b – ширина русла;

треугольное русло: $B_{кр} = 2 m h_{кр}$; $\omega_{кр} = m h_{кр}^2$;

$$h_{кр.тр} = \sqrt[5]{\frac{2\alpha Q^2}{g m^2}}, \quad (2.24)$$

где m – коэффициент заложения откосов;

параболическое русло: $\omega_{кр} = 2/3 B_{кр} \cdot h_{кр} = 1,8856 \cdot \tau^{1,5} \cdot p^2$; $\tau = h_{кр} / p$;

$$h_{кр. пар} = 0,806 \sqrt[4]{\frac{aQ^2}{gp}}, \quad (2.25)$$

где p – параметр параболы соответственно уравнению:

$$x^2 = 2py, \text{ т. е. равный } p = x^2 / 2y;$$

трапецидальное русло:

$$h_{кр. т} = kh_{кр. п}, \quad (2.26)$$

где $h_{кр. п}$ – критическая глубина русла прямоугольного сечения с шириной, равной ширине канала по дну b для трапецидального сечения;

k – коэффициент, учитывающий форму русла, и может определяться:

по формуле И. И. Агроскина

$$k = 1 - z_{п} / 3 + 0,105 z_{п}^2, \quad (2.27)$$

где вводится параметр $z_{п} = m h_{кр. п} / b$, (2.27) рекомендуется при $z_{п} \leq 1,5$;
по формуле М. М. Скибы

$$k = x - 0,1034 (1 - x) \sqrt{x}, \quad (2.28)$$

где обозначено $x = \sqrt[3]{\delta}$; $\delta = (1 + z_{п})^{-1}$;
по формуле А. Г. Дашкевича

$$k = -0,1362 \ln z_{п} + 0,7445. \quad (2.29)$$

При больших значениях $z_{п}$, т. е. $z_{п} \geq 3$, а это соответствует малым и средним мелиоративным каналам, формула (2.27) дает значительное отклонение от действительной величины в определении критической глубины и не рекомендуется для применения.

Для кругового (сегментного) русла ($\omega_{кр} = 0,5 (\varphi - \sin \varphi) r^2$, $h_{кр. с} / r = 2 \sin^2 \varphi / 4$) критическая глубина может определяться по приближенным формулам В. М. Алышева:

при $0,05 < h_{кр. п}'' / d \leq 0,40$

$$h_{кр. с} / d = 1,55 (h_{кр. п}'' / d) - 0,9 (h_{кр. п}'' / d)^2 + 0,025; \quad (2.30)$$

при $0,40 < h_{кр. п}'' / d \leq 0,85$

$$h_{кр.с} / d = 1,50 (h_{кр.п}'' / d) - 0,6 (h_{кр.п}'' / d)^2 + 0,018; \quad (2.31)$$

где обозначено $h_{кр.п}'' = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gd^2}}$.

Критическим называется такой уклон призматического русла, при котором глубина потока равномерного движения равна критической, $h_0 = h_{кр}$. Величина критического уклона $i_{кр}$ находится из совместного решения уравнения Шези:

$$Q = C_{кр} \omega_{кр} \sqrt{R_{кр} i_{кр}}, \quad (2.32)$$

и уравнения критического состояния потока $\alpha Q^2 / g = \omega_{кр}^3 / B_{кр}$ (2.21) и имеет вид

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_{кр}^3}{B_{кр}}, \quad \frac{\alpha C_{кр}^2 \omega_{кр}^2 R_{кр} i_{кр}}{g} = \frac{\omega_{кр}^3}{B_{кр}}.$$

Следовательно, критический уклон

$$i_{кр} = \frac{g}{\alpha} \cdot \frac{\chi_{кр}}{C_{кр}^2 B_{кр}}, \quad (2.33)$$

где $\chi_{кр}$, $C_{кр}$, $B_{кр}$ соответствуют χ , C , B при $h = h_{кр}$.

Для ориентировочных расчетов критический уклон приводится в табл. 2.1.

Таблица 2.1. Значение критических уклонов при $C = \frac{1}{n} R^y$

R, м	Коэффициент шероховатости n			
	0,011	0,020	0,030	0,040
0,6	0,0013	0,0047	0,0115	0,0220
1,0	0,0011	0,0036	0,0080	0,0142
2,0	0,0009	0,0028	0,0059	0,0099
5,0	0,0007	0,0022	0,0045	0,0074

В зависимости от соотношения уклона дна i и критического уклона $i_{кр}$, а также пользуясь понятием критической глубины, устанавливают состояние движения потока:

при $i < i_{кр}$, $\rightarrow h > h_{кр}$ – спокойное состояние движения потока;

$i = i_{кр}$, $\rightarrow h = h_{кр}$ – критическое состояние движения потока;

$i > i_{кр}$, $\rightarrow h < h_{кр}$ – бурное состояние движения потока.

2.5. Формы кривых свободной поверхности потока жидкости в открытых призматических руслах

Форма кривых свободной поверхности жидкости зависит от соотношения глубины потока h (действительной) с нормальной h_0 и критической $h_{кр}$ ($h < h_0$, $h > h_{кр}$), от уклона дна русла ($i > 0$, $i < 0$), причины, вызвавшей нарушение равномерного движения потока, и устанавливается на основании анализа дифференциального уравнения (2.15).

Так как глубина потока при установившемся неравномерном движении находится в разных соотношениях с нормальной и критической глубинами, для определения положения СПП в зависимости от уклона дна русла выделяются следующие зоны:

– при уклоне дна русла $0 < i < i_{кр}$ (рис. 2.7):

зона Ia (a_1) – СПП расположена выше линии нормальных глубин, которую принято обозначать NN ;

зона Ib (b_1) – СПП расположена между линией NN и линией критической глубины, которую принято обозначать KK ;

зона Ic (c_1) – СПП расположена ниже линии KK ;

– при уклоне дна русла $0 < i > i_{кр}$ (рис. 2.8):

зона IIa (a_2) – СПП расположена выше линии KK ;

зона IIb (b_2) – СПП расположена между линиями NN и KK ;

зона IIc (c_2) – СПП расположена ниже линии NN ;

– при уклоне дна русла $0 < i = i_{кр}$ (рис. 2.9):

зона IIIa (a_3) – СПП расположена выше линий NN и KK , которые между собой совпадают;

зона IIIc (c_3) – СПП расположена ниже линий NN и KK .

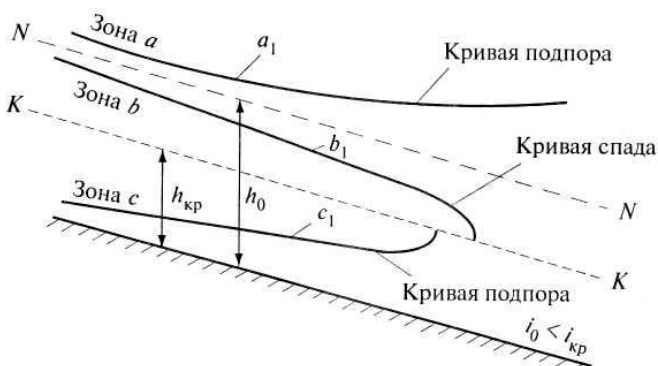


Рис. 2.7. Формы кривых свободной поверхности при $i < i_{кр}$

Рассмотрим в канале с прямым уклоном $i > 0$ возможные формы свободной поверхности. При исследовании форм свободной поверхности различают три случая:

1-й случай – $h > h_{кр}$, $i < i_{кр}$;

2-й случай – $h < h_{кр}$, $i > i_{кр}$;

3-й случай – $h = h_{кр}$, $i = i_{кр}$.

При неравномерном установившемся движении выделяют три зоны: зона $a - h > h_0$; зона $b - h_0 > h > h_{кр}$; зона $c - h < h_{кр}$.

Случай 1. $h > h_0 > h_{кр}$. На рис. 2.7 показаны зоны неравномерного движения и формы кривых свободной поверхности при $i < i_{кр}$. На рисунке линия NN – линия нормальной глубины, KK – линия критической глубины.

1. Зона a : $h > h_0 > h_{кр}$.

Дается анализ кривой СПП по дифференциальному уравнению (2.15). Так как $h > h_0$ и соответственно $K > K_0$, а отношение $K_0 / K < 1,0$.

Тогда как $h > h_{кр}$, то поток находится в спокойном состоянии и параметр кинетичности $\Pi_k < 1,0$.

Следовательно

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \Pi_k} = + \frac{+}{+} = + > 0,$$

что глубина воды вниз по течению увеличивается, а в русле установится кривая подпора типа a_1 . В результате устройства в русле преграды (плотины, моста, шлюза-регулятора), стесняющей поперечное сечение, глубина вверх по течению возрастает и образуется кривая подпора a_1 .

2. Зона b : $h_0 > h > h_{кр}$.

Так как $h < h_0$ и соответственно $K < K_0$, а отношение $K_0 / K > 1,0$;

Тогда как $h > h_{кр}$, то поток находится в спокойном состоянии и параметр кинетичности $\Pi_k < 1,0$.

Следовательно

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \Pi_k} = + \frac{-}{+} = - < 0,$$

что глубина потока в русле по течению понижается, кривая свободной поверхности является кривой спада типа b_1 (см. рис. 2.7). Кривая спада b_1 возникает в результате понижения уклона дна канала и устройства перепада в дне русла. Кривая спада может появиться в результате сопряжения канала с отстойником большой ширины.

3. Зона c : $h < h_{кр} < h_0$.

Так как $h < h_0$ и соответственно $K < K_0$, а отношение $K_0 / K > 1,0$. Тогда как $h < h_{кр}$, то поток находится в бурном состоянии и параметр кинетичности $\Pi_k > 1,0$.

Следовательно

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \Pi_k} = + \frac{-}{-} = + > 0,$$

что в призматическом русле установится кривая подпора c_1 (см. рис. 2.7).

Кривая подпора c_1 встречается при сопряжении потока, переливающегося с водослива или ниспадающего с порога перепада, с потоком нижнего бьефа, а также при истечении из-под щита. В этих случаях поток жидкости, сопрягающийся с нижним бьефом, находится в бурном состоянии. Вниз по течению глубина возрастает, а кривая подпора типа c_1 заканчивается гидравлическим прыжком.

Случай 2. $h > h_{кр} > h_0$. На рис. 2.8 представлены формы кривых свободной поверхности при $i > i_{кр}$ в зависимости от зон a, b, c .

Аналогично случаю 1 дается анализ кривых СПП по дифференциальному уравнению (2.15).

Кривая подпора a_2 (см. рис. 2.8) возникает в случае устройства в русле с большим уклоном ($i > i_{кр}$) преграды в виде плотины, малого моста.

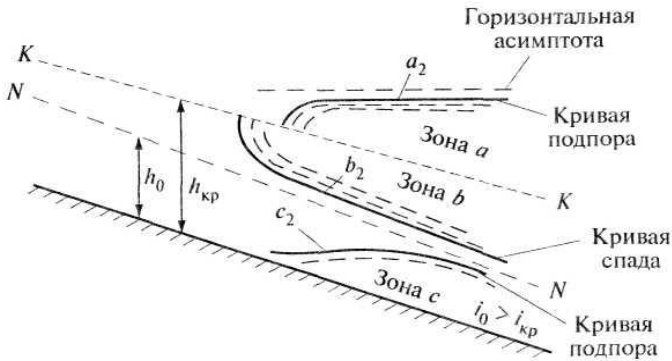


Рис. 2.8. Формы кривых свободной поверхности при $i > i_{кр}$

Если глубина внизу потока приближается к нормальной глубине h_0 , кривая свободной поверхности асимптотически приближается к прямой линии нормальной глубины MN . Кривая свободной поверхности

называется кривой спада типа b_2 (см. рис. 2.8). Кривая спада может встречаться при сопряжениях русла, имеющих разные уклоны. До сопряжения уклон дна русла $i_1 < i_{кр}$, после $i_2 > i_{кр}$.

Кривая подпора типа c_2 может иметь место при истечении из-под щита в русло с большим уклоном ($i > i_{кр}$), а также при сопряжении русел, имеющих уклоны $i > i_{кр}$, а уклон дна первого больше уклона второго: $i_1 > i_2$.

Случай 3. $h = h_{кр}$. На рис. 2.9 представлены кривые свободной поверхности для русел с уклоном дна $i = i_{кр}$, когда $h_0 = h_{кр}$.

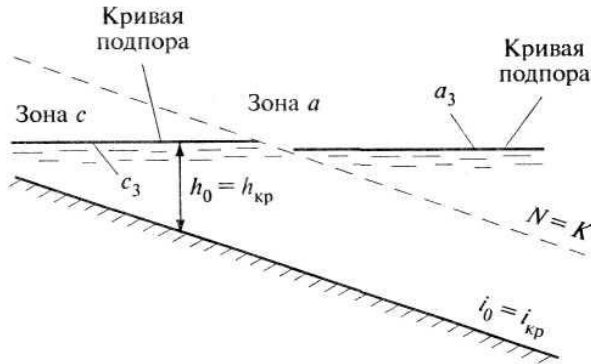


Рис. 2.9. Формы свободной поверхности при $i = i_{кр}$

1. Зона a : $h > h_0 = h_{кр}$.

Так как $h > h_0$ и соответственно $K > K_0$, а отношение $K_0 / K < 1,0$.

Тогда же и $h > h_{кр}$, то поток находится в спокойном состоянии и параметр кинетичности $\Pi_k < 1,0$.

Следовательно

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \Pi_k} = + \frac{+}{+} = + > 0,$$

что глубина потока возрастает по течению, имеет место кривая подпора типа a_3 (см. рис. 2.9). Кривая подпора типа a_3 может встречаться при сопряжении призматического русла с водохранилищем.

2. Зона b : $h_0 = h_{кр}$.

Нормальная глубина h_0 равна критической $h_{кр}$, следовательно, линии NN и KK совпадают. Поэтому кривой свободной поверхности типа b_3 не будет, так как отсутствует зона b .

3. Зона c : $h_0 = h_{кр} > h$.

Так как $h < h_0$ и соответственно $K < K_0$, а отношение $K_0 / K > 1,0$.

Тогда как $h < h_{кр}$, то поток находится в бурном состоянии и параметр кинетичности $\Pi_k > 1,0$.

Следовательно

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \Pi_k} = + \frac{-}{-} = + > 0,$$

что глубина потока в призматическом русле увеличивается и образуется кривая подпора c_3 (см. рис. 2.9).

Кривая подпора типа c_3 может иметь место при истечении из-под щита, когда уклон дна русла $i = i_{кр}$. Кроме того, c_3 может быть при сопряжении русел, когда уклон первого участка русла $i_1 > i_{кр}$, а второго $i_2 = i_{кр}$.

Образование кривых СПП при установившемся неравномерном движении в этих зонах подробно рассматривается в рекомендуемой учебной литературе, например [1, с. 342–349; 2, с. 287–294]. В мелиоративной практике довольно часто имеет место нарушение равномерного движения за счет смены уклона дна русла, которое в учебной литературе рассматривается ограниченно. Поэтому для наиболее часто встречающихся в практике этих случаев на рис. 2.7, 2.8 приведены формы кривых СПП.

Для расчета длины кривой СПП необходимо знать глубины в ее начале и конце, которые называются соответственно начальная и конечная граничные глубины. При рассмотрении форм кривых СПП (рис. 2.7, 2.8) следует обратить внимание, что они приближаются к линиям NN и KK сверху или снизу.

В зависимости от этого начальная глубина соответственно увеличивается или уменьшается на 3–5 % по отношению к нормальной или критической глубине. Такое ограничение по глубине потока необходимо принимать для того, чтобы получить конечное значение длины кривой СПП, так как она приближается к линиям NN или KK только в бесконечности.

Форма кривых свободной поверхности потока СПП, зоны их распространения и значения граничных глубин в зависимости от условий их образования приводятся в табл. 2.2 и на рис. 2.10.

Таблица 2.2. Основные виды кривой СПП в зависимости от условий ее образования

Уклон русла потока	Причина нарушения равномерного движения потока	Соотношение h и h_0	Соотношение h и $h_{кр}$	Соотношение расходных характеристик K_0 и K	Состояние потока и значение Π_k	Форма кривой СПП и ее расположение	Граничные глубины $h_{нач}$ и $h_{кон}$
$0 < i < i_{кр}$	Подпорное сооружение	$h > h_0$	$h > h_{кр}$	$K_0 < K$	Спокойное, $\Pi_k < 1,0$	Кривая подпора a_1	$h_{нач} = (1,03-1,05) h_0$; $h_{кон}$ – известна по условию
$0 < i_1 < i_{кр}$	Смена уклона на $0 < i_2 < i_{кр}$ при $i_1 > i_2$	$h > h_0$	$h > h_{кр}$	$K_0 < K$	Спокойное, $\Pi_k < 1,0$	Кривая подпора $a_1 (Ia)$	$h_{нач} = (1,03-1,05) h_{01}$; $h_{кон} = h_{02}$
$0 < i_1 < i_{кр}$	Смена уклона на $0 < i_2 < i_{кр}$ при $i_1 < i_2$	$h < h_0$	$h > h_{кр}$	$K_0 > K$	Спокойное, $\Pi_k < 1,0$	Кривая спада $b_1 (Ib)$	$h_{нач} = (0,95-0,97) h_{01}$; $h_{кон} = h_{02}$
$0 < i_1 < i_{кр}$	Смена уклона на $i_2 > i_{кр}$	$h < h_0$	$h > h_{кр}$	$K_0 > K$	Спокойное, $\Pi_k < 1,0$	Кривая спада $b_1 (Ib)$	$h_{нач} = (0,95-0,97) h_{01}$; $h_{кон} = h_{кр}$
$0 < i_1 < i_{кр}$	Сопряжение потоков в НБ сооружения	$h < h_0$	$h < h_{кр}$	$K_0 > K$	Бурное, $\Pi_k > 1,0$	Кривая подпора $c_1 (Ic)$	$h_{нач} = h_c$; $h_{кон} = h'$
$0 < i > i_{кр}$	Подпорное сооружение	$h > h_0$	$h > h_{кр}$	$K_0 < K$	Спокойное, $\Pi_k < 1,0$	Кривая подпора a_2 (IIa)	$h_{нач} = h'$; $h_{кон}$ – известна по условию
$0 < i_2 > i_{кр}$	Смена уклона с $0 < i_1 < i_{кр}$	$h > h_0$	$h < h_{кр}$	$K_0 < K$	Бурное, $\Pi_k > 1,0$	Кривая спада b_2 (IIb)	$h_{нач} = h_{кр}$; $h_{кон} = (1,03-1,05) h_{02}$
$0 < i < i_{кр}$	Устройство перепада	$h < h_0$	$h > h_{кр}$	$K_0 > K$	Спокойное, $\Pi_k < 1,0$	Кривая спада $b_1 (Ib)$	$h_{нач} = (0,95-0,97) h_0$; $h_{кон} = h_{кр}$
$i > i_{кр}$	Сопряжение потоков в НБ сооружения при $h_c < h_0$	$h < h_0$	$h < h_{кр}$	$K_0 > K$	Бурное, $\Pi_k > 1,0$	Кривая подпора c_2 (IIc)	$h_{нач} = h_c$; $h_{кон} = (0,95-0,97) h_0$

$i > i_{кр}$	Сопряжение потоков в НБ сооружения при $h_c > h_0$	$h > h_0$	$h < h_{кр}$	$K_0 < K$	Бурное, $П_k > 1,0$	Кривая спада b_2 (Шб)	$h_{нач} = h_c$; $h_{кон} = (1,03-1,05)h_0$
$i_1 = i_{кр}$	Смена уклона на $0 < i_2 < i_{кр}$	$h > h_0$	$h > h_{кр}$	$K_0 < K$	Спокойное, $П_k < 1,0$	Кривая подпора a_3 (Ша)	$h_{нач} = h_{кр}$; $h_{кон} = h_{02}$
$i_2 = i_{кр}$	Смена уклона с $0 < i_1 > i_{кр}$	$h < h_0$	$h < h_{кр}$	$K_0 > K$	Бурное, $П_k > 1,0$	Кривая подпора b_3 (Шб)	$h_{нач} = h_{01}$; $h_{кон} = h_{кр}$
$i_2 = 0$	Смена уклона на $0 < i_1 < i_{кр}$	–	$h > h_{кр}$	–	Спокойное, $П_k < 1,0$	Кривая спада b_0	$h_{нач} = h_{01}$; $h_{кон} = h_{кр}$
$i_2 = 0$	Смена уклона с $0 < i_1 > i_{кр}$	–	$h < h_{кр}$	–	Бурное, $П_k > 1,0$	Кривая подпора c_0	$h_{нач} = h_{01}$; $h_{кон} = h_{кр}$
$i_2 < 0$	Смена уклона с $0 < i_1 < i_{кр}$	–	$h > h_{кр}$	–	Спокойное, $П_k < 1,0$	Кривая спада b'	$h_{нач} = h_{01}$; $h_{кон} = h_{кр}$
$i_2 < 0$	Смена уклона с $0 < i_1 > i_{кр}$	–	$h < h_{кр}$	–	Бурное, $П_k > 1,0$	Кривая подпора c'	$h_{нач} = h_{01}$; $h_{кон} = h_{кр}$

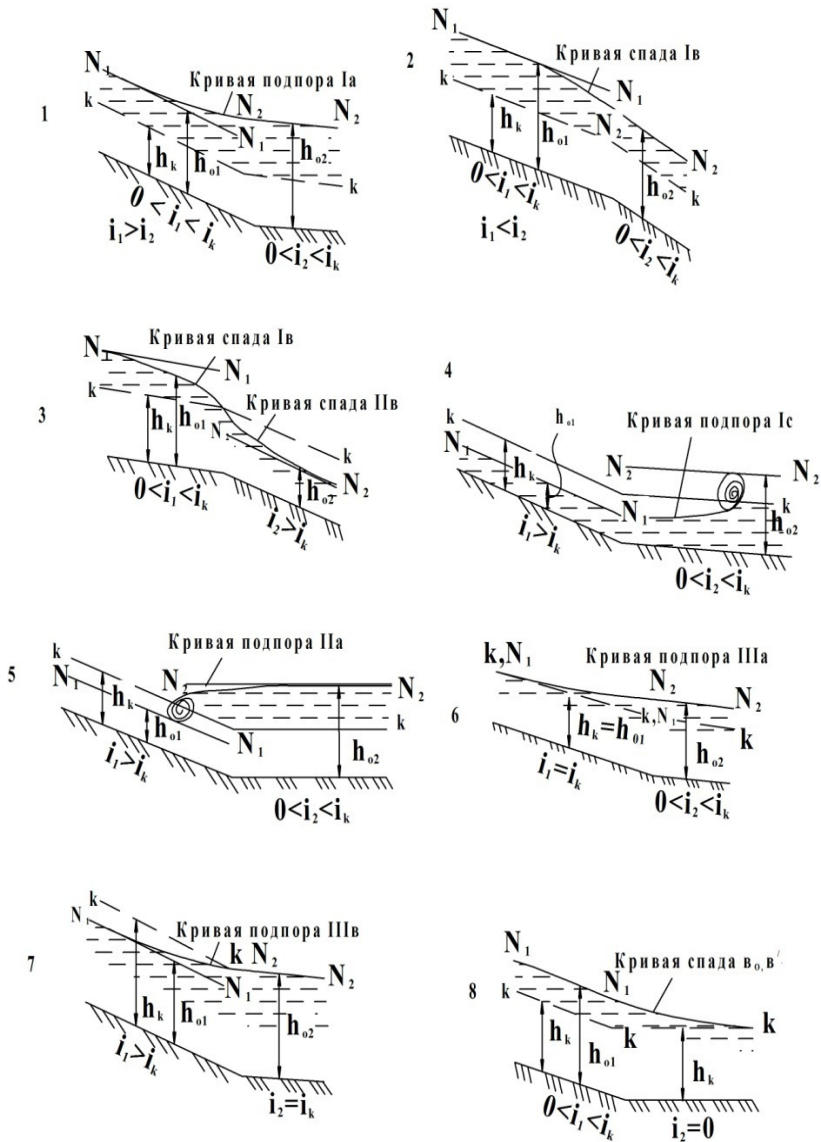


Рис. 2.10. Формы кривых свободной поверхности потока при изменении уклонов дна канала

2.6. Решение дифференциального уравнения установившегося неравномерного движения

Решение дифференциального уравнения (2.14) установившегося неравномерного движения жидкости в призматическом русле было выполнено рядом ученых: Б. А. Бахметевым, Н. Н. Павловским, И. И. Леви, К. А. Михайловым, М. Д. Чертоусовым, И. И. Агроскиным, В. Чарномским и др. В качестве рекомендуемых рассматриваются решения по способам академика Н. Н. Павловского, профессора И. И. Агроскина, Б. А. Бахметева и В. Чарномского, которые обеспечивают достаточную точность и имеют наиболее простую технику расчета.

Решение уравнения (2.11) непосредственно относительно изменения глубины вдоль потока является довольно сложным, а расчетные зависимости громоздкими. Поэтому для упрощения решения вводятся новые переменные и в зависимости от их значения определяется способ.

2.6.1. Техника расчета кривых СПП в призматических руслах правильной формы

Техника расчета кривых свободной поверхности потока предусматривает упрощение определения новой переменной Z и фиктивного параметра кинетичности потока Π'_k :

а) способом Н. Н. Павловского:

новая переменная

$$Z = \int^x \sqrt{(Q' / Q)^2} \text{ при } x = 2,0 \Rightarrow Z^x = Q' / Q;$$

параметр кинетичности потока

$$\Pi'_k = \alpha (Q')^2 \cdot B / (g\omega^3);$$

б) способом профессора И. И. Агроскина:

фиктивный расход потока

$$Q' = C\omega\sqrt{R \cdot i} = \frac{1}{n} R^y \cdot \omega \cdot R^{0,5}\sqrt{i};$$

и расход потока для равномерного движения

$$Q = C\omega_0\sqrt{R_0 \cdot i} = \frac{1}{n} R_0^y \cdot \omega_0 \cdot R_0^{0,5}\sqrt{i};$$

коэффициент Шези, соответственно для двух расходов

$$C = \frac{1}{n} R^y; C_0 = \frac{1}{n} R_0^y.$$

Новая переменная, после сокращений и преобразований

$$Z = \sqrt[x]{(Q' / Q)^2} = \sqrt[x]{\frac{(\frac{1}{n} R^y \cdot \omega \cdot R^{0.5} \cdot \sqrt{i})^2}{(\frac{1}{n} R_0^y \cdot \omega_0 \cdot R_0^{0.5} \cdot \sqrt{i})^2}} = \sqrt[x]{\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 \cdot \left(\frac{R}{R_0}\right)^{1+2y}}. \quad (2.34)$$

Все дальнейшие решения (2.34) целесообразно выполнять через характеристику живого сечения σ (1.39):

$$\sigma = m_0 h / (b + mh) = m_0 h / b_{\text{ср}}.$$

Например, для русла трапецидальной формы:
площадь живого сечения (1.40)

$$\omega = bh + mh^2 = h(b + mh) \cdot \frac{m_0 h}{m_0 h} = m_0 h^2 / \sigma;$$

смоченный периметр (1.41)

$$\chi = b + 2 h_0 \sqrt{1 + m^2} = b_{\text{ср}} (1 + \sigma);$$

гидравлический радиус (1.42)

$$R = \omega / \chi = h / (1 + \sigma), \text{ или } h / R = (1 + \sigma).$$

При делении площадей живых сечений, характеристики живых сечений σ и σ_0 меняются местами $\omega / \omega_0 = (m_0 h^2 / \sigma) / (m_0 h^2 / \sigma_0)$.

Тогда имеем:

$$\begin{aligned} Z &= \sqrt[5.5]{\left(\frac{m_0 h^2 \sigma_0}{m_0 h_0^2 \sigma}\right)^2 \cdot \left(\frac{h(1+\sigma_0)}{h_0(1+\sigma)}\right)^{1+2y}} = \\ &= \sqrt[5.5]{\left(\frac{h}{h_0}\right)^4 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^{1+2y} \cdot \left(\frac{1+\sigma_0}{1+\sigma}\right)^{1+2y} \cdot \frac{\sigma_0^2}{\sigma^2}} = \\ &= \sqrt[5.5]{\left(\frac{h}{h_0}\right)^{5+2y} \cdot \left(\frac{1+\sigma_0}{1+\sigma}\right)^{1+2y} \cdot \frac{\sigma_0^2}{\sigma^2}} = \\ &= \sqrt[5.5]{\left(\frac{h}{h_0}\right)^{5+2y} \cdot \frac{(1+\sigma_0)^{1+2y} \cdot \sigma_0^2}{(1+\sigma)^{1+2y} \cdot \sigma^2}} = \frac{h}{h_0} \sqrt[5.5]{\frac{(1+\sigma_0)^{1+2y} \cdot \sigma_0^2}{(1+\sigma)^{1+2y} \cdot \sigma^2}}. \end{aligned}$$

Показатель степени $y = 0,25$, поэтому гидравлический показатель русла принят $x = 5,5$.

Введем понятие функции $F(\sigma)$:

$$\left(\sqrt[5.5]{(1 + \sigma_0)^{1+2y} \cdot \sigma_0^2} \right)^{-1} = F(\sigma_0);$$

$$\left(\sqrt[5.5]{(1 + \sigma)^{1+2y} \cdot \sigma^2} \right)^{-1} = F(\sigma).$$

Тогда выражение $1 / (h_0 \cdot F(\sigma_0)) = \text{const}$, следовательно

$$Z = \frac{h \cdot F(\sigma)}{h_0 \cdot F(\sigma_0)} = \text{const } h \cdot F(\sigma). \quad (2.35)$$

Функция $F(\sigma)$ принимается по табл. 2.4 прил. 2 и специальным таблицам П.ХІІІ [1, с. 613].

При расчете параметра кинетичности потока, дополнительно учитывают, что ширина потока по урезу $B = f(\sigma)$:

$$\begin{aligned} \Pi'_k &= \alpha(Q')^2 \cdot B / (g\omega^3) = (\alpha i / gn^2) \cdot b^{0,4} \theta(\sigma) = \\ &= (0,112i / n^2) \cdot b^{0,4} \theta(\sigma). \end{aligned} \quad (2.36)$$

$\theta(\sigma)$ принимается по табл. 2.5 прил. 2 и специальным таблицам П.ХІV [1, с. 614].

Таким образом, при расчете кривых СПП при $x = 5,5$ в руслах правильной формы поперечного сечения значения Z и Π'_k целесообразно вычислять по формулам И. И. Агроскина:

– для трапециевидальных русел

$$Z = h \cdot F(\sigma) / [h_0 \cdot F(\sigma_0)] = \text{const } h \cdot F(\sigma); \quad (2.37)$$

$$\Pi'_k = \frac{0,112i}{n^2} b^{0,4} \theta(\sigma) = \text{const } \theta(\sigma), \quad (2.38)$$

$$\text{где } \sigma = m_0 h / (b + mh); \quad \sigma_0 = m_0 h_0 / (b + mh_0); \quad (2.39)$$

$$F(\sigma) = \left(\sqrt[5.5]{\sigma^2 (1 + \sigma)^{1+2y}} \right)^{-1}, \quad (2.40)$$

$$\theta(\sigma) = \left[\frac{\sigma}{m_0 (1 - m\sigma / m_0) (1 + m\sigma / m_0)} \right]^{2y} \left(\frac{1 + m\sigma / m_0}{1 + \sigma} \right)^{1+2y}, \quad (2.41)$$

где b – ширина русла по дну;

h_0 – нормальная глубина в русле при заданном расходе;

m_0 – характеристика откоса, определяется по зависимости $m_0 = 2\sqrt{1 + m^2} - m$;

$F(\sigma)$ – специальная функция, определяется по табл. 2.4 прил. 2;

$\theta(\sigma)$ – специальная функция, определяется по табл. 2.5 прил. 2;

– для параболических русел

$$Z = F(\tau) / F(\tau_0) = \text{const } F(\tau); \quad (2.42)$$

$$\Pi'_k = \frac{0,112i}{n^2} p^{0,4} \theta(\tau) = \text{const } \theta(\tau); \quad (2.43)$$

$$F(\tau) = \tau^{0,82 + 0,55y} [f(\tau)]^{-(0,18 + 0,36y)}; \quad (2.44)$$

$$F(\tau_0) = \tau_0^{0,82 + 0,55y} [f(\tau_0)]^{-(0,18 + 0,36y)}; \quad (2.45)$$

$$f(\tau) = N = \sqrt{2\tau(1 + 2\tau)} + \ln(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1 + 2\tau}); \quad (2.46)$$

где τ – относительная глубина $\tau = h / p$, $\tau_0 = h_0 / p$;

$$\theta(\tau) = 3,65\tau^{0,5 + 3y} / [f(\tau)]^{1 + 2y}; \quad (2.47)$$

$F(\tau)$, $\theta(\tau)$ – специальные функции, значения которых определяются по табл. 2.6 прил. 2 и по табл. П.XV [1, с. 615].

– для сегментных русел

$$Z = F(\varphi) / F(\varphi_0) = \text{const } F(\varphi); \quad (2.48)$$

$$\Pi'_k = \frac{0,112i}{n^2} r^{0,4} \theta(\varphi) = \text{const } \theta(\varphi); \quad (2.49)$$

где $F(\varphi) = \varphi^{0,36} ((\varphi - \sin \varphi) / \varphi)^{0,55 + 0,36y}$; (2.50)

$$F(\varphi_0) = \varphi_0^{0,36} ((\varphi_0 - \sin \varphi_0) / \varphi_0)^{0,55 + 0,36y}; \quad (2.51)$$

$$\theta(\varphi) = 2^{1 - 2y} ((\sin \varphi / 2) / \varphi) [(\varphi - \sin \varphi) / \varphi]^{2y}; \quad (2.52)$$

где φ – центральный угол сегмента в радианах;

$F(\varphi)$; $\theta(\varphi)$ – функции, величина которых принимается в зависимости от h/r по табл. 2.7 прил. 2.

Приведенные выше уравнения являются общими и применимы для русел любых форм поперечного сечения и для расчета всех возможных видов кривых СПП. Техника расчета кривых СПП зависит от способа решения дифференциального уравнения (2.11) и формы поперечного сечения русла. В данной работе рассматриваются призматические русла правильной формы поперечного сечения.

Чаще всего для практических целей рассчитывается не только длина кривой СПП между глубинами $h_{\text{нач}}$ и $h_{\text{кон}}$, а требуется ее построение. Для этих целей весь поток, ограниченный этими глубинами, разбивается на ряд участков с глубинами, лежащими в интервале между ними. Общая же длина кривой СПП определяется как сумма длин между принятыми сечениями $\ell_{\text{н-к}} = \sum \ell_i$. Так как расчеты для каждого сечения являются аналогичными, то их удобно вести в табличной форме, которые будут рассмотрены ниже для каждого способа в примерах. Для расчета расходных характеристик K_i , фиктивных расходов Q_i и параметра кинетичности Π'_{ki} определяются гидравлические параметры ω , χ , R и B потока. Формулы для их расчета в зависимости от формы поперечного сечения русла приведены в табл. 2.3.

Таблица 2.3. Формулы для расчета гидравлических параметров потока для разных форм поперечного сечения

Гидравлические параметры потока	Формы поперечного сечения потока		
	Трапециевидная	Параболическая	Сегментная
Площадь живого сечения ω	$bh + mh^2$	$1,8856 \cdot \tau^{1,5} \cdot p^2$; $\tau = h_0 / p$	$0,5 (\varphi - \sin \varphi) r^2$
Смоченный периметр χ	$b + 2 h_0 \sqrt{1 + m^2}$	$\chi = p \cdot N$; где $N = f(\tau)$ определяемая по (2.53)	$\varphi \cdot r$
Гидравлический радиус $R = \omega / \chi$	$bh + mh^2 / b + 2 h_0$ $\sqrt{1 + m^2}$	$1,8856 \tau^{1,5} p / N$	$((\varphi - \sin \varphi) / 2\varphi) r$
Ширина потока по верху сечения B	$b + 2mh$	$2\sqrt{2ph} = 2,828p \sqrt{\tau}$	$2r \sin \varphi / 2$

Дальнейшая методика и последовательность расчета кривой СПП зависят от способа решения дифференциального уравнения (2.11).

2.6.2. Построение кривых свободной поверхности потока способом Н. Н. Павловского, профессора И. И. Агроскина

Для упрощения решения дифференциального уравнения (2.11) установившегося неравномерного движения жидкости указанными выше способами вводится новая переменная, в качестве которой принята:

$$Z = \sqrt{x} \sqrt{(Q' / Q)^2}, \quad (2.53)$$

где x – гидравлический показатель русла, который в этих способах принят произвольной постоянной величиной: в решении Н. Н. Павловского $x = 2,0-4,5$; в решении И. И. Агроскина $x = 5,5$;

Q' – фиктивный расход потока при условии равномерного движения с глубиной наполнения h неравномерного движения и определяется по уравнению (1.2) $Q' = C\omega\sqrt{R} \cdot i$;

$$(Q')^2 = C^2\omega^2 Ri.$$

$$Z^x = (Q' / Q)^2 = \Pi'_k / \Pi_k. \quad (2.54)$$

Например, если гидравлический показатель русла $x = 2$, значит

$$Z^x = Q' / Q.$$

Связь между новой переменной dZ и глубиной потока dh принята

$$dh = a dZ,$$

откуда

$$a = dh / dZ \approx \Delta h / \Delta Z = (h_2 - h_1) / (Z_2 - Z_1), \quad (2.55)$$

где a – коэффициент пропорциональности;

h_1, h_2 – глубины потока в двух смежных сечениях;

Z_1, Z_2 – новые переменные, определяемые по формуле (2.54), соответствующие глубинам h_1 и h_2 .

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \Pi_k} = i \frac{1 - \left(\frac{Q}{Q'}\right)^2}{1 - \Pi_k}; \quad (2.56)$$

откуда

$$i dl = \frac{(1 - \Pi_k)}{1 - \left(\frac{Q}{Q'}\right)^2} dh \text{ из (2.56); } \Pi_k = \Pi'_k / Z^x,$$

так как $dh = a dZ$, получается

$$\begin{aligned} \frac{i}{a} dl &= \frac{1 - \frac{\Pi'_k}{Z^x}}{1 - \frac{1}{Z^x}} dZ = \frac{Z^x - \Pi'_k}{Z^x - 1} dZ = \\ &= \frac{\Pi'_k - Z^x}{1 - Z^x} dZ = \left(1 - 1 + \frac{\Pi'_k - Z^x}{1 - Z^x}\right) dZ = \end{aligned}$$

$$= dZ - \frac{1 - Z^x - \Pi' + Z^x}{1 - Z^x} dZ;$$

$$\frac{i}{a} dl = dZ - (1 - \Pi'_k) \frac{dZ}{1 - Z^x}, \quad (2.57)$$

В зависимости от уклона дна русла при решении уравнения установившегося неравномерного движения этим способом получены следующие расчетные зависимости:

для прямого уклона ($i > 0$)

$$l_{1-2} = \frac{a}{i} \left\{ Z_2 - Z_1 - (1 - \Pi'_{k, \text{cp}}) [\Phi(Z_2) - \Phi(Z_1)] \right\}; \quad (2.58)$$

для обратного уклона ($i < 0$)

$$l_{1-2} = \frac{a}{|i|} \left\{ (Z_1 - Z_2) + (1 + \Pi'_{k, \text{cp}}) [F(Z_2) - F(Z_1)] \right\}; \quad (2.59)$$

для горизонтального участка ($i = 0$)

$$l_{1-2} = \frac{a}{i} \left\{ \Pi'_{k, \text{cp}} (Z_2 - Z_1) - [f(Z_2) - f(Z_1)] \right\}, \quad (2.60)$$

где i' – любой положительный уклон;

Z – переменная величина, зависящая от h ;

Π'_k – фиктивный параметр кинетичности при расходе Q' , $\Pi'_k = \alpha (Q')^2 \cdot B / (g\omega^3)$;

$\Pi'_{k, \text{cp}}$ – среднее арифметическое значение Π'_k для первого и второго сечений

$$\Pi'_{k, \text{cp}} = 1/2 (\Pi'_{k1} + \Pi'_{k2}); \quad (2.61)$$

$\Phi(Z)$, $F(Z)$, $f(Z)$ – функции новой переменной Z , представляющие собой значения интегралов:

$$\Phi(Z) = \int dZ / (1 - Z^x) + C \text{ при } i > 0, \quad (2.62)$$

$$F(Z) = \int dZ / (1 + Z^x) + C \text{ при } i < 0, \quad (2.63)$$

$$f(Z) = \int Z^x dZ + C \text{ при } i = 0. \quad (2.64)$$

Значения функций $\Phi(Z)$, $F(Z)$ и $f(Z)$ для $x = 2,0$ (способ Н. Н. Павловского) и для $x = 5,5$ (способ И. И. Агроскина) приведены в табл. 2.1, 2.2, 2.3 прил. 3 и в табл. П.Х – П.ХІІ [1].

При расчете кривых СПП при $x = 5,5$ в руслах правильной формы

поперечного сечения значения Z и Π'_k целесообразно вычислять по формулам И. И. Агроскина: (2.35)–(2.39), (2.40)–(2.45) и (2.46)–(2.50).

2.6.3. Построение кривых свободной поверхности потока способом Б. А. Бахметева

В этом способе принята новая переменная:

$$\eta = \frac{h}{h_0} = \sqrt[x]{(K / K_0)^2} = \sqrt[x]{(Q' / Q)^2}, \quad (2.65)$$

где Q – расчетный расход;

Q' – фиктивный расход потока равномерного движения при глубине наполнения русла, равной h ;

h – глубина потока при равномерном движении;

K, K_0 – расходные характеристики соответственно при глубинах h и h_0 , которые равны:

$$K = C \cdot \omega \sqrt{R}; K_0 = C_0 \cdot \omega_0 \sqrt{R_0}; \quad (2.66)$$

x – гидравлический показатель русла, который определяется по (2.67):

$$x = 2 (\lg K - \lg K_0) / \lg h - \lg h_0. \quad (2.67)$$

В зависимости от уклона дна русла при решении уравнения (2.11) по этому способу получены следующие расчетные зависимости:

для прямого уклона ($i > 0$):

$$l_{1-2} = \frac{h_0}{i} \left\{ \eta_2 - \eta_1 - (1 - \Pi'_{k, \text{cp}}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \right\}, \quad (2.68)$$

где l_{1-2} – расстояние между парой сечений с глубинами h_1 и h_0 (индекс «1» относится к предыдущему по направлению движения жидкости сечению);

η_1, η_2 – переменные величины, равные соответственно

$$\eta_1 = h_1 / h_0; \eta_2 = h_2 / h_0; \quad (2.69)$$

Π'_k – фиктивная величина параметра кинетичности при расходе Q' ,
 $\Pi'_k = \alpha (Q')^2 B / (g \omega^3)$;

$\Pi'_{k, \text{cp}}$ – среднее арифметическое значение Π_k для первого и второго сечений

$$\Pi'_{k, \text{cp}} = 1/2 (\Pi'_{k1} + \Pi'_{k2}); \quad (2.70)$$

$\varphi(\eta_1)$, $\varphi(\eta_2)$ – функции относительной глубины, представляющие собой значения интегралов (табл. 2.8 прил. 2)

$$\varphi(\eta) = \int d\eta / (\eta^x - 1) + C; \quad (2.71)$$

для обратного уклона ($i < 0$)

$$l_{1-2} = \frac{h_0'}{|i|} \left\{ \eta_1' - \eta_2' + (1 - \Pi_{кр}') [\varphi(\eta_2') - \varphi(\eta_1')] \right\}, \quad (2.72)$$

где h_0' – фиктивное значение глубины равномерного движения жидкости при положительном уклоне дна русла $i' = |i|$ и расходе Q ; $\varphi(\eta_1')$, $\varphi(\eta_2')$ – функции относительной глубины, представляющие собой значения интегралов (табл. 2.9 прил. 2).

Значения остальных величин в (2.72) приняты:

$$Q' = C\omega\sqrt{R|i|}; \quad K'_0 = C'_0\omega'_0\sqrt{R'_0}. \quad (2.73)$$

$$x = 2 (\lg K - \lg K'_0) / \lg h - \lg h'_0. \quad (2.74)$$

$$\eta' = h / h'_0; \quad \varphi(\eta_{кр}) = \int d\eta' / [(\eta')^x + 1] + C. \quad (2.75)$$

Обозначения остальных величин аналогично как для уравнения (2.68):

для горизонтального участка ($i = 0$)

$$l_{1-2} = \frac{h_{кр}}{i_{кр}} \left\{ (\Pi'_{кр, ср} - 1)_{кр} \cdot (\eta_{кр, 2} - \eta_{кр, 1}) - [\varphi(\eta_{кр, 2}) - \varphi(\eta_{кр, 1})] \right\}, \quad (2.76)$$

где $h_{кр}$ – критическая глубина;

$i_{кр}$ – критический уклон.

Значения остальных величин в (2.76) приняты:

$$Q' = C \cdot \omega \sqrt{R \cdot i_{кр}}; \quad K_{кр} = C_{кр} \cdot \omega_{кр} \sqrt{R_{кр}}; \quad (2.77)$$

$$\Pi'_{кр, ср} = \alpha (Q')^2 B / (g\omega^3); \quad (\Pi'_{кр, ср})_{кр} = 1/2 (\Pi'_{кр, ср1} + \Pi'_{кр, ср2}); \quad (2.78)$$

$$x = 2 (\lg K - \lg K_{кр}) / \lg h - \lg h_{кр}. \quad (2.79)$$

$$\eta_{кр} = h / h_{кр}; \quad \varphi(\eta_{кр}) = \eta_{кр}^{x+1} / (x+1). \quad (2.80)$$

где $\omega_{кр}$, $C_{кр}$, $R_{кр}$ – соответственно площадь живого сечения потока, коэффициент Шези и гидравлический радиус, рассчитанные по критической глубине $h_{кр}$.

2.6.4. Построение кривых свободной поверхности способом В. Чарномского

Этот способ удобен тем, что для расчета изменения глубины вдоль открытого потока не требуется применения специальных таблиц. Способ может использоваться как для непризматических, так и для призматических русел.

Для вывода способа В. Чарномского рассмотрим неравномерный поток, представленный на рис. 2.11.

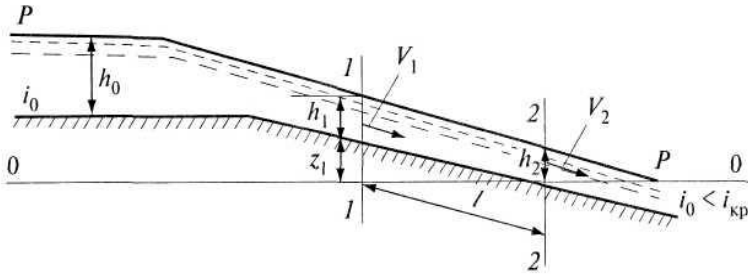


Рис. 2.11. К выводу уравнения В. Чарномского

Составим уравнение Бернулли для сечений 1-1 и 2-2 относительно горизонтальной плоскости сравнения 0-0, проходящей на уровне наименьшей точки сечения 2-2. В сечении 1-1 глубина потока h_1 и скорость V_1 , а в сечении 2-2 соответственно h_2 и V_2 :

$$z_1 + h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + h_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_{\text{дл}}. \quad (2.81)$$

При уклоне дна i_0 понижение отметки дна русла Δz на участке 1-1 и 2-2 длиной l

$$\Delta z = i_0 \cdot l.$$

Величины $z_2 = 0$, $z_1 = \Delta z$;

$$z_1 = i_0 \cdot l. \quad (2.82)$$

Потери напора по длине потока $h_{\text{дл}}$ на выбранном участке выразим через гидравлический уклон I :

$$h_{\text{дл}} = I \cdot l.$$

Уравнение (2.81) примет следующий вид после соответствующих подстановок:

$$i_0 l + h_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} = h_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} + Il. \quad (2.83)$$

Удельные энергии сечений 1-1 и 2-2

$$\mathcal{E}_1 = h_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g}, \quad (2.84)$$

$$\mathcal{E}_2 = h_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g}, \quad (2.85)$$

Тогда согласно (2.81) получим:

$$\mathcal{E}_1 + i_0 \cdot l = \mathcal{E}_2 + Il. \quad (2.86)$$

Разность удельных энергий в сечениях потока:

$$\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1 = l(i_0 - I). \quad (2.87)$$

Допускаем с некоторой степенью приближения, что потери напора по длине потока при неравномерном движении соответствуют потерям для равномерного движения. Следовательно, гидравлический уклон I можно определить по формуле Шези:

$$I = \frac{V^2}{C^2 R}.$$

Однако при определении гидравлического уклона I принимаем его среднее значение относительно сечений 1-1 и 2-2, т. е. $I = i_{\text{cp}}$.

Средняя скорость потока между этими сечениями:

$$V_{\text{cp}} = \frac{V_1 + V_2}{2}. \quad (2.88)$$

Средние значения гидравлических характеристик: коэффициента Шези C_{cp} , гидравлического радиуса R_{cp} и гидравлического уклона I :

$$C_{\text{cp}} = (C_1 + C_2) / 2; \quad (2.89)$$

$$R_{\text{cp}} = (R_1 + R_2) / 2; \quad (2.90)$$

$$I = i_{\text{cp}} = \frac{V_{\text{cp}}^2}{C_{\text{cp}}^2 R_{\text{cp}}}. \quad (2.91)$$

Окончательно получим следующее выражение для длины между выбранными сечениями:

$$l_{1-2} = \frac{\vartheta_2 - \vartheta_1}{i_0 - i_{\text{ср}}} = \frac{\vartheta_2 - \vartheta_1}{i_0 - \frac{v_{\text{ср}}^2}{c_{\text{ср}} \cdot R_{\text{ср}}}}. \quad (2.92)$$

В связи с осреднением гидравлического уклона и заменой дифференциального уравнения уравнением в конечных разностях, расстояние между сечениями по уравнению (2.92) получается достаточно приближенным. Для получения большей точности при расчете кривой свободной поверхности следует расстояние поделить на несколько большее количество участков. Чем меньше принимается расстояние между участками, тем выше получается точность расчетов.

Порядок расчетов следующий:

- дается общий анализ кривой СПП и устанавливается форма кривой свободной поверхности потока;

- определяются граничные глубины: например, для кривой спада $b_1 \rightarrow h_{\text{нач}} = (0,95 \dots 0,97)h_0$ – нормальной глубины, $h_{\text{кон}} = h_{\text{кр}}$ – критической глубине; для кривой подпора $a_1 \rightarrow h_{\text{нач}} = (1,03 \dots 1,05) h_0$ – нормальной глубины, $h_{\text{кон}} = 1,45 h_0$ (1,45 – по условию задачи); для кривой подпора $c_1 \rightarrow h_{\text{нач}} = h_c$ – сжатой глубине, $h_{\text{кон}} = h'$ (первой сопряженной глубине гидравлического прыжка) (см. табл. 2.1);

- кривая свободной поверхности разбивается на n участков;

- определяются удельные энергии сечений в начале и конце каждого участка;

- определяются гидравлические уклоны в начале и конце каждого участка, а также среднее значение гидравлического уклона на всей длине участка;

- производится расчет длины каждого участка.

- общая длина между граничными глубинами (кривой СПП) находится как сумма длин между участками.

Способ, предложенный В. Чарномским, может быть применен для русла любого поперечного сечения. В случае призматического русла решение уравнения (2.92) по определению глубины в нем существенно упрощается.

2.7. Примеры решения типовых задач

Пример 2.1. Определить критическую глубину $h_{\text{кр}}$ в трапецидальном канале шириной $b = 5$ м с заложением откосов $m = 1,5$. Коэффици-

ент шероховатости $n = 0,02$, расход воды в канале $Q = 16 \text{ м}^3/\text{с}$.

Решение. Критическая глубина находится из уравнения критического состояния потока (2.21):

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_{\text{кр}}^3}{B_{\text{кр}}}$$

Принимая $\alpha = 1$, вычисляется величина

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{16^2}{9,81} = 26,1 \text{ м}^5.$$

Задаются глубинами $h = 0,5; 0,7; 0,8; 0,9$ и 1 м .

Например, вычисляется площадь живого сечения при $h = 1,0 \text{ м}$

$$\omega = bh_0 + mh_0^2 = 5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 1^2 = 6,5 \text{ м}^2.$$

Ширина русла по верху

$$B = b + 2mh_0 = 5 + 2 \cdot 1,5 \cdot 1 = 8 \text{ м}.$$

Значение величины

$$\omega^3 / B = 6,5^3 / 8 = 34,33.$$

Вычисленные значения ω , B , ω^3 / B сводятся в табл. 2.4.

Таблица 2.4. Результаты вычислений

h , м	ω , м ²	B , м	ω^3 / B , м ⁵
0,5	2,87	6,5	3,64
0,7	4,24	7,1	10,74
0,8	4,96	7,4	16,49
0,9	5,72	7,7	24,31
1,0	6,5	8	34,33

По данным табл. 2.4 строится график функции $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$, (рис. 2.12).

По графику для $\frac{\alpha Q^2}{g} = 26,1 \text{ м}^5$ находим глубину $h_{\text{кр}} = 0,92 \text{ м}$.

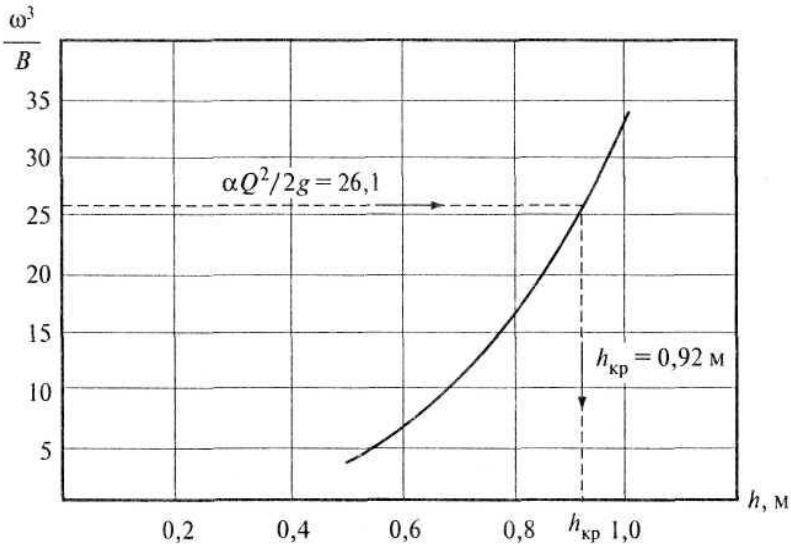


Рис. 2.12. Критическая глубина (пример 2.1)

Пример 2.2. Определить критическую глубину $h_{кр}$ в трапецидальном канале шириной $b = 10$ м с коэффициентом заложения откосов $m = 2,0$. Коэффициент шероховатости $n = 0,020$ и уклон дна $i = 0,0009$, канал пропускает расход воды $Q = 25$ м³/с.

Решение. 1. Рассчитывается нормальная глубина потока в канале. Расчет выполняется с помощью вспомогательных таблиц И. И. Агроскина, для чего по (1.20) или (1.43) определяется вспомогательная функция:

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

где $m_0 = 2\sqrt{1 + m^2} - m = 2\sqrt{1 + 2,0^2} - 2,0 = 2,472$ (см. табл. 1.5 прил. 1).

По значению $F(R_{г.н}) = 84,28$ м³/с в табл. П.VI [1, с. 594] (см. табл. 1.6 прил. 1) находится гидравлически наиболее выгодный радиус $R_{г.н} = 1,218$ м. Далее по отношению $b / R_{г.н} = 10,0 / 1,218 = 8,21$ и $m = 2,0$ находится в табл. П.VII [1, с. 600] (см. табл. 1.7 прил. 1) отношение $h / R_{г.н} = 1,069$ и искомое значение нормальной глубины:

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

2. Рассчитывается критическая глубина потока в канале по формуле М. М. Скибы (2.28), для чего определяются:

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

$$z_{\text{п}} = m h_{\text{кр. п}} / b = 2,0 \cdot 0,89 / 10 = 0,178;$$

$$\delta = (1 + z_{\text{п}})^{-1} = (1 + 0,178)^{-1} = 0,849; x = \sqrt[3]{0,849} = 0,947;$$

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

Тогда критическая глубина в трапецидальном русле

$$h_{\text{кр. т}} = k h_{\text{кр. п}} = 0,942 \cdot 0,89 = 0,84 \text{ м}.$$

Пример 2.3. Канал трапецидального профиля сечения с шириной по дну $b = 10$ м, коэффициентом заложения откосов $m = 2,0$, коэффициентом шероховатости $n = 0,020$ и уклоном дна $i = 0,0009$ пропускает расход $Q = 25 \text{ м}^3/\text{с}$. В русле канала поставлено подпорное сооружение (см. рис. 2.1), вызвавшее подъем уровня воды на $\Delta h = 0,55$ м по сравнению с нормальным его положением. Определить вид кривой СПШ и выполнить ее расчет способами Н. Н. Павловского, И. И. Агроскина и Б. А. Бахметева.

Решение. 1. Рассчитывается нормальная глубина потока в канале. Расчет этой глубины подробно рассматривается в примере 2.2.

По значению $F(R_{\text{г. н}}) = 84,28 \text{ м}^3/\text{с}$ в табл. П.VI [1, с. 594] (см. табл. 1.6 прил. 1) находится гидравлически наивыгоднейший радиус $R_{\text{г. н}} = 1,218$ м. Далее по $b / R_{\text{г. н}} = 10,0 / 1,218 = 8,21$ и $m = 2,0$ находится в табл. П.VII [1, с. 600] (см. табл. 1.7 прил. 1) $h / R_{\text{г. н}} = 1,069$ и искомое значение нормальной глубины:

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

2. Рассчитывается критическая глубина потока в канале по формуле М. М. Скибы, (см. пример 2.2):

$$h_{\text{кр. т}} = k h_{\text{кр. п}} = 0,942 \cdot 0,89 = 0,84 \text{ м}.$$

3. По дифференциальному уравнению установившегося неравномерного движения дается анализ кривой СПШ. Так как $h_0 = 1,30 \text{ м} > h_{\text{кр. т}} = 0,84 \text{ м}$, то поток находится в спокойном состоянии и параметр кинетичности $\Pi_{\text{к}} < 1,0$.

В русле потока установлено подпорное сооружение и глубина перед ним:

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

Тогда $h > h_0$ и соответственно $K > K_0$, а отношение $K_0 / K < 1,0$. Следовательно,

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - (K_0 / K)^2}{1 - \Pi_k} = + \frac{+}{+} > 0,$$

что указывает на увеличение глубин вдоль потока, т. е. в канале образуется кривая подпора типа $Ia (a_1)$.

4. Устанавливаются граничные глубины кривой СПП. За начало кривой подпора типа a_1

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

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

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

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

Весь поток между этими глубинами разбивается шестью сечениями, т. е. на пять расчетных участков между ними, определение длины которых зависит от способа решения дифференциального уравнения установившегося неравномерного движения (2.11).

Расчет кривой подпора по способу Н. Н. Павловского ($x = 2$)

Так как для каждого участка потока, расположенного между принятыми глубинами, ведутся одинаковые вычисления, то их удобно выполнять в табличной форме (табл. 2.5). По формулам (1.5)–(1.10) для каждого сечения определяются гидравлические параметры потока (ω , χ , R , C , B) и по формуле Шези (1.2) – фиктивный расход Q' . Так как в этом способе гидравлический показатель русла $x = 2,0$, то новая переменная $Z = Q' / Q$. Значение функции новой переменной $\Phi(Z)$ при $i > 0$ и $x = 2,0$ составит $\Phi(Z) = \frac{1}{2} \ln \left| \frac{1+Z}{1-Z} \right|$.

Вычисленные значения функции новой переменной $\Phi(Z)$ при $i > 0$ и $x = 2,0$ приводятся в табл. 2.1 прил. 2, а также определяется по табл. П.Х [1, с. 610].

Например, (см. табл. 2.5) гидравлические параметры потока для первых двух сечений:

Площади живых сечений:

$$\omega_1 = bh_0 + mh_0^2 = 10 \cdot 1,35 + 2,0 \cdot 1,35^2 = 17,145 \text{ м}^2, \omega_2 = 18,705 \text{ м}^2.$$

Смоченные периметры:

$$\chi_1 = b + 2h_0\sqrt{1+m^2} = 10 + 2 \cdot 1,35\sqrt{1+2^2} = 16,037 \text{ м}, \chi_2 = 16,484 \text{ м}.$$

Гидравлический радиусы:

$$R_1 = \omega_1 / \chi_1 = 17,145 / 16,037 = 1,069 \text{ м}, R_2 = 1,135 \text{ м}.$$

Коэффициенты Шези:

$$C_1 = (1/n) + 17,72 \lg R = (1/0,02) + 17,72 \lg 1,069 = 50,51 \text{ м}^{0,5}/\text{с},$$

$$C_2 = 50,97 \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$$

Ширина русла по урезу воды в сечениях:

$$B_1 = b + 2mh = 10 + 2 \cdot 2 \cdot 1,35 = 15,40 \text{ м};$$

$$B_2 = 15,8 \text{ м}.$$

Фиктивные расходы:

$$Q'_1 = C\omega\sqrt{R \cdot i} = 50,51 \cdot 17,145 \sqrt{1,069 \cdot 0,0009} = 26,86 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$Q'_2 = 30,47 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Далее рассчитываются новые переменные:

$$Z_1 = Q' / Q = 26,86 / 25 = 1,074; Z_2 = 1,219,$$

$$\text{следовательно, } \Delta Z = Z_2 - Z_1 = 1,219 - 1,074 = 0,145.$$

Параметры кинетичности потока:

$$\Pi_{к1} = \alpha (Q')^2 B / (g\omega^3) = 1,1(26,86^2) \cdot 15,4 / (9,81 \cdot 17,145^3) = 0,247;$$

$$\Pi_{к2} = 0,251.$$

Среднее арифметическое значение $\Pi_{к}$ для сечений:

$$\Pi'_{к, \text{cp}} = 1/2 (\Pi'_{к1} + \Pi'_{к2}) = 1/2 (0,247 + 0,251) = 0,249;$$

$$\text{Тогда } (1 - \Pi'_{к, \text{cp}}) = (1 - 0,249) = 0,751.$$

Функция $\Phi(Z)$ при $i > 0$ и $x = 2,0$ приводятся в табл. 2.1 прил. 2 при $Z_1 = 1,074$, $\Rightarrow \Phi(Z_1) = 1,668$, а при $Z_2 = 1,219$, $\Rightarrow \Phi(Z_2) = 1,158$.

$$\Delta\Phi(Z) = \Phi(Z_2) - \Phi(Z_1) = 1,158 - 1,668 = -0,510.$$

Длина кривой СПП между принятыми сечениями определяется по формуле (2.58):

$$\begin{aligned} l_{1-2} &= \frac{a}{i} \left\{ Z_2 - Z_1 - (1 - \Pi'_{к})_{\text{cp}} [\Phi(Z_2) - \Phi(Z_1)] \right\} = \\ &= 766,28 \{ (1,219 - 1,074) - (0,751) [1,158 - 1,668] \} = 404,6 \text{ м}, \end{aligned}$$

а общая длина между граничными глубинами находится как сумма длин между этими сечениями $l_{н-к} = \sum l_i$, которая окончательно составляет $l_{н-к} = 1129,7 \text{ м}$.

Таблица 2.5. Результаты расчета кривой подпора по способу Н. Н. Павловского

Номер сечения	h , м	Δh , м	ω , м ²	χ , м	R , м	C , м ^{0,5} /с	B , м	Q' , м ³ /с	Z
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1,35		17,145	16,037	1,069	50,51	15,40	26,86	1,074
		0,10							
2	1,45		18,705	16,484	1,135	50,97	15,80	30,47	1,219
		0,10							
3	1,55		20,305	16,932	1,199	51,40	16,20	34,28	1,371
		0,10							
4	1,65		21,945	21,379	1,263	51,80	16,60	38,33	1,533
		0,10							
5	1,75		23,625	17,826	1,325	52,16	17,00	42,55	1,702
		0,10							
6	1,85		25,345	18,273	1,387	52,52	17,40	47,03	1,881

Окончание табл. 2.5

Номер сечения	ΔZ	Π'_k	$(1 - \Pi'_{k. cp})$	$\Phi(z)$	$\Delta\Phi(z)$	$[13] \times [15]$	$[11] - [16]$	$\frac{a}{i}$	ℓ_i , м	Примечание
1	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1		0,247		1,668						
	0,145		0,751		-0,510	-0,383	0,528	766,28	404,6	$m = 2,0$
2	0,152	0,251	0,747	1,158	-0,231	-0,173	0,325	730,99	237,6	$n = 0,020$
3	0,162	0,255	0,743	0,927	-0,185	-0,137	0,299	685,87	205,1	$i = 0,0009$
4	0,169	0,259	0,740	0,742	-0,068	-0,050	0,219	657,46	144,0	$h_0 = 1,30$ м
5	0,179	0,262	0,736	0,674	-0,060	-0,044	0,233	620,73	138,4	
6		0,265		0,614						
$\ell_{n-k} = 1129,7$ м										

Построение кривой свободной поверхности потока по данным табл. 2.5 показано на рис. 2.13.

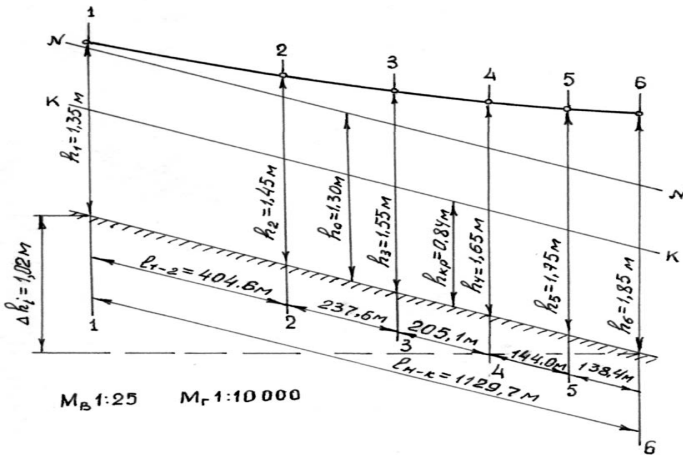


Рис. 2.13. Кривая свободной поверхности потока в трапецидальном канале, рассчитанная по способу Н. Н. Павловского

Для контроля по формуле (2.58) рассчитаем длину кривой СПП непосредственно по конечным сечениям, т. е.

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

Расхождение в расчете длины кривой СПП составляет:

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

что указывает на достоверность расчета и отсутствие грубых ошибок.

Расчет кривой подпора по способу И. И. Агроскина ($x = 5,5$)

Методика расчета кривой СПП по этому способу существенно отличается от рассмотренного выше. Установив граничные глубины (табл. 2.2), по (2.37) для них рассчитываются гидравлические характеристики живого сечения. В зависимости от количества принятых сечений принимается такое же количество промежуточных значений характеристик живого сечения σ_i . При этом их промежуточные значения желательно принимать кратными четному числу (см. табл. 2.6). Это позволит в дальнейшем принимать значения табличных функций расчеты $F(\sigma)$ и $\theta(\sigma)$ без интерполяции. Затем из (2.37) соответственно характеристике живого сечения σ определяется глубина потока:

$$h_i = b \sigma_i (m_0 - m \sigma_i). \quad (2.93)$$

Используя зависимости (2.35) и (2.36), рассчитывают Z и Π'_k , в которых значения функций $F(\sigma)$, $F(\sigma_0)$ и $\theta(\sigma)$ принимают соответственно по табл. 2.4 и 2.5 прил. 2. Значения функции $\Phi(Z)$ при положительном уклоне $i > 0$ принимается по табл. 2.1 прил. 2 или по табл. П.Х [1, с. 610]. Длина кривой СПП между принятыми сечениями определяется по (2.56), а общую длину между граничными глубинами находят как сумму длин между этими сечениями $\ell_{н-к} = \sum \ell_i$.

Например, (см. табл. 2.6) гидравлические характеристики живого сечения потока для первых двух сечений и для нормальной глубины:

$$\sigma_1 = m_0 h / (b + mh) = 2,472 \cdot 1,35 / (10 + 2 \cdot 1,35) = 0,263; \sigma_2 = 0,280,$$

где $m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m = 2\sqrt{1+2,0^2} - 2,0 = 2,472$ (табл. 1.5 прил. 1).

$$\sigma_0 = m_0 h_0 / (b + mh_0) = 2,472 \cdot 1,30 / (10 + 2 \cdot 1,30) = 0,255.$$

Значения функций $F(\sigma)$, $F(\sigma_0)$ и $\theta(\sigma)$ принимают соответственно по табл. 2.4 и 2.5 прил. 2. При $\sigma_1 = 0,263$, $\Rightarrow F(\sigma_1) = 1,524$, $\theta(\sigma_1) = 0,389$, при $\sigma_2 = 0,280$, $\Rightarrow F(\sigma_2) = 1,485$, $\theta(\sigma_2) = 0,396$, при $\sigma_0 = 0,255$, $\Rightarrow F(\sigma_0) = 1,545$, тогда $[h_0 F(\sigma_0)] = 1,30 \cdot 1,545 = 2,0085$.

Новые переменные $Z_1 = h \cdot F(\sigma) / [h_0 F(\sigma_0)] = 1,35 \cdot 1,524 / 2,0085 = 1,024$; $Z_2 = 1,464 \cdot 1,485 / 2,0085 = 1,082$;

$$\Delta Z = Z_2 - Z_1 = 1,082 - 1,024 = 0,058.$$

Параметры кинетичности потока:

$$\begin{aligned} \Pi'_{k1} &= \frac{0,112i}{n^2} b^{0,4} \theta(\sigma) = \frac{0,112 \cdot 0,0009 \cdot 10^{0,4}}{0,02^2} \theta(\sigma) = 0,633 \cdot \theta(\sigma) = \\ &= 0,633 \cdot 0,389 = 0,246, \Pi'_{k2} = 0,251. \end{aligned}$$

Таблица 2.6. Результаты расчета кривой подпора по способу И. И. Агроскина

Номер сечения	h , м	σ	$F(\sigma)$	Z	ΔZ	$\theta(\sigma)$	Π'_k	$(1 - \Pi'_{k.ср})$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1,350	0,263	1,524	1,024			0,246	
					0,058			0,752
2	1,464	0,280	1,485	1,082		0,396	0,251	
					0,035			0,748
3	1,533	0,290	1,463	1,117		0,401	0,254	
					0,033			0,744
4	1,602	0,300	1,442	1,150		0,406	0,257	
					0,070			0,740
5	1,747	0,320	1,403	1,220		0,418	0,264	
					0,048			0,733
6	1,850	0,334	1,377	1,268		0,426	0,270	

Окончание табл. 2.6

Номер сечения	$\Phi(z)$	$\Delta\Phi(z)$	[9] × [11]	[6] – [12]	Δh , м	$\frac{a}{i}$	ℓ_i , м	Примечание
1	10	11	12	13	14	15	16	17
1	0,442							
		-0,201	-0,1512	0,2092	0,114	2183,91	456,9	$\sigma_0 = 0,255$
2	0,241							$F(\sigma_0) = 1,545$
		-0,054	-0,0404	0,0754	0,069	2190,48	165,2	
3	0,187							
		-0,034	-0,0253	0,0583	0,069	2323,23	135,4	
4	0,153							
		-0,045	-0,0333	0,1033	0,145	2301,59	237,8	
5	0,108							
		-0,021	-0,0154	0,0634	0,103	2384,26	151,2	
6	0,087							

$\ell_{н-к} = 1146,5$ м

Среднее арифметическое значение Π_k для сечений:

$$\Pi'_{k, \text{cp}} = 1/2 (\Pi'_{k1} + \Pi'_{k2}) = 1/2 (0,246 + 0,251) = 0,248;$$

Тогда $(1 - \Pi'_{k, \text{cp}}) = (1 - 0,248) = 0,752$.

Функция $\Phi(Z)$ при $i > 0$ и $x = 5,5$ приводится в табл. 2.1 прил. 2:

при $Z_1 = 1,024$, $\Rightarrow \Phi(Z_1) = 0,442$, а при $Z_2 = 1,082$, $\Rightarrow \Phi(Z_2) = 0,241$.

$\Delta\Phi(Z) = \Phi(Z_2) - \Phi(Z_1) = 0,241 - 0,442 = -0,201$.

Коэффициент пропорциональности:

$$a = \Delta h / \Delta Z = (h_2 - h_1) / (Z_2 - Z_1) = (1,464 - 1,35) / (1,082 - 1,024) = 1,9655, \text{ отношение } a / i = 1,9655 / 0,0009 = 2183,91.$$

Длина кривой СПП между принятыми сечениями определяется по формуле (2.58):

$$\begin{aligned} l_{1-2} &= \frac{a}{i} \left\{ Z_2 - Z_1 - (1 - \Pi'_{k, \text{cp}}) [\Phi(Z_2) - \Phi(Z_1)] \right\} = \\ &= 2183,91 \{ (1,082 - 1,024) - (0,752) [0,241 - 0,442] \} = 456,9 \text{ м.} \end{aligned}$$

Общую длину между граничными глубинами находят как сумму длин между этими сечениями $l_{n-k} = \sum \ell_i$, которая окончательно составляет $l_{n-k} = 1146,5$ м.

Длина кривых СПП при $i < 0$ и $i = 0$ рассчитываются по аналогичной методике по формулам (2.59), (2.60) с учетом замечаний, указанных выше. Функции $F(Z)$, $f(Z)$, соответствующие $i < 0$ и $i = 0$, приводятся в табл. 2.2 и 2.3 прил. 2 или в табл. П.ХI, ХII [1, с. 611, 612].

Расчет кривой подпора по способу Б. А. Бахметева

Как отмечалось выше, расчет ведется в табличной форме (табл. 2.7). По формулам, приведенным в табл. 2.3, для каждого сечения определяются гидравлические параметры потока (ω , χ , R , C , B). Затем по формулам (2.66), (2.67) и (2.70) соответственно рассчитываются расходная характеристика K , гидравлический показатель русла x и фиктивный параметр кинетичности потока Π'_k . Значение функции относительной глубины $\varphi(\eta)$ в зависимости от η и x принимается по табл. 2.8 прил. 2. Окончательно длина кривой СПП между принятыми сечениями определяется по (2.68), а общую длину между граничными глубинами находят как сумму длин между этими сечениями $l_{n-k} = \sum \ell_i$, которая окончательно составляет $l_{n-k} = 1187,4$ м.

Таблица 2.7. Результаты расчета кривой подпора по способу Б. А. Бахметева

Номер сечения	h , м	η	$\Delta\eta$	ω , м ²	χ , м	R , м	C , м ^{0,5} /с	B , м	K , м ³ /с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1,35	1,038		17,145	16,04	1,069	50,51	15,40	895,37
			0,077						
2	1,45	1,115		18,705	16,48	1,135	50,97	15,80	1015,71
			0,077						
3	1,55	1,192		20,305	16,93	1,199	51,40	16,20	1142,81
			0,077						
4	1,65	1,269		21,945	17,38	1,263	51,80	16,60	1277,5
			0,077						
5	1,75	1,346		23,625	17,83	1,325	52,16	17,00	1418,5
			0,077						
6	1,85	1,423		25,453	18,27	1,387	52,52	17,40	1567,7

Окончание табл. 2.7

Номер сечения	Q' , м ³ /с	Π'_k	$(1 - \Pi'_k \text{ ср})$	x	$\varphi(\eta)$	$\Delta\varphi(\eta)$	[13] × [16]	[4] – [17]	ℓ_i , м	Примечание
1	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	26,86	0,247		3,49	0,767					
			0,751			-0,298	0,224	0,301	434,8	$m = 2,0$
2	30,47	0,251		3,52	0,469					
			0,747			-0,123	0,092	0,169	241,1	$n = 0,020$
3	34,28	0,255		3,52	0,346					
			0,743			-0,075	0,056	0,133	192,1	$i = 0,0009$
4	38,33	0,259		3,53	0,271					
			0,740			-0,050	0,037	0,114	164,7	$h = 1,30 \text{ м}$
5	42,55	0,262		3,54	0,221					
			0,736			-0,038	0,028	0,105	151,7	
6	47,03	0,265		3,55	0,183					
										$\ell_{н-к} = 1187,4 \text{ м}$

При $i > 0$

$$l_{1-2} = \frac{h_0}{i} \left\{ \eta_2 - \eta_1 - (1 - \Pi'_{\kappa})_{\text{cp}} [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \right\}.$$

В этом способе принята новая переменная (см. уравнение (2.65)):

$$\eta = \frac{h}{h_0} = \sqrt[x]{(K / K_0)^2} = \sqrt[x]{(Q' / Q)^2},$$

где Q – расчетный расход;

K, K_0 – расходные характеристики соответственно при глубинах h и h_0 (см. уравнения (2.66)).

$$K = C \cdot \omega \sqrt{R}; K_0 = C_0 \cdot \omega_0 \sqrt{R_0};$$

x – гидравлический показатель русла, который определяется по (2.67):

$$x = 2 (\lg K - \lg K_0) / (\lg h - \lg h_0).$$

Например, (см. табл. 2.5) гидравлические параметры потока для первых двух сечений:

Площади живых сечений:

$$\omega_1 = bh_0 + mh_0^2 = 10 \cdot 1,35 + 2,0 \cdot 1,35^2 = 17,145 \text{ м}^2, \omega_2 = 18,705 \text{ м}^2,$$

$$\omega_0 = bh_0 + mh_0^2 = 10 \cdot 1,3 + 2,0 \cdot 1,3^2 = 16,38 \text{ м}^2.$$

Смоченные периметры:

$$\chi_1 = b + 2 h_0 \sqrt{1 + m^2} = 10 + 2 \cdot 1,35 \sqrt{1 + 2^2} = 16,04 \text{ м}, \chi_2 = 16,48 \text{ м},$$

$$\chi_0 = b + 2 h_0 \sqrt{1 + m^2} = 10 + 2 \cdot 1,3 \sqrt{1 + 2^2} = 15,81 \text{ м}.$$

Гидравлический радиусы:

$$R_1 = \omega_1 / \chi_1 = 17,145 / 16,037 = 1,069 \text{ м}, R_2 = 1,135 \text{ м}, R_0 = \omega_0 / \chi_0 = 16,38 / 15,81 = 1,036 \text{ м}.$$

Коэффициенты Шези:

$$C_1 = (1 / n) + 17,72 \lg R = (1 / 0,02) + 17,72 \lg 1,069 = 50,51 \text{ м}^{0,5}/\text{с},$$
$$C_2 = 50,97 \text{ м}^{0,5}/\text{с};$$

$$C_0 = (1 / n) + 17,72 \lg R = (1 / 0,02) + 17,72 \lg 1,036 = 50,27 \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$$

Ширина русла по урезу воды в сечениях

$$B_1 = b + 2 m h = 10 + 2 \cdot 2 \cdot 1,35 = 15,40 \text{ м}; B_2 = 15,8 \text{ м}.$$

Фиктивные расходы:

$$Q'_1 = C\omega\sqrt{R \cdot i} = 50,51 \cdot 17,145 \sqrt{1,069 \cdot 0,0009} = 26,86 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$Q'_2 = 30,47 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Далее рассчитываются расходные характеристики:

$$K_1 = C_1 \cdot \omega_1 \sqrt{R} = 50,51 \cdot 17,145 \sqrt{1,069} = 895,37 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$K_2 = 1015,71 \text{ м}^3/\text{с}, K_0 = C_0 \cdot \omega_0 \sqrt{R_0} = 50,27 \cdot 16,38 \sqrt{1,036} = 838,11 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Новые переменные: $\eta_1 = h_1 / h_0 = 1,35 / 1,30 = 1,038$; $\eta_2 = h_2 / h_0 = 1,115$; $\Delta\eta = \eta_2 - \eta_1 = 1,115 - 1,038 = 0,077$.

Фиктивные параметры кинетичности потока:

$$\Pi'_{k1} = \alpha (Q')^2 B / (g\omega^3) = 1,1(26,86^2) \cdot 15,4 / (9,81 \cdot 17,145^3) = 0,247;$$

$$\Pi'_{k2} = 0,251.$$

Среднее арифметическое значение Π'_k для сечений:

$$\Pi'_{k, \text{cp}} = 1/2 (\Pi'_{k1} + \Pi'_{k2}) = 1/2 (0,247 + 0,251) = 0,249;$$

$$\text{Тогда } (1 - \Pi'_{k, \text{cp}}) = (1 - 0,249) = 0,751.$$

Гидравлический показатель русла:

$$x_1 = 2 (\lg K_1 - \lg K_0) / (\lg h_1 - \lg h_0) = 2(\lg 895,37 - \lg 838,11) / (\lg 1,35 - \lg 1,30) = 3,49, x_2 = 3,52.$$

Функция $\varphi(\eta)$ при $i > 0$ и $x = 3,50$ приводятся в табл. 2.8 прил. 2:

при $\eta_1 = 1,038$, $\Rightarrow \varphi(\eta_1) = 0,768$, а при $\eta_2 = 1,115$, $\Rightarrow \varphi(\eta_2) = 0,469$.

$$\Delta\varphi(\eta) = \Delta\varphi(\eta_2) - \Delta\varphi(\eta_1) = 0,469 - 0,767 = -0,298.$$

Длина кривой СПП между принятыми сечениями определяется по формуле (2.68):

$$\begin{aligned} l_{1-2} &= \frac{h_0}{i} \left\{ \eta_2 - \eta_1 - (1 - \Pi'_{k, \text{cp}}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \right\} = \\ &= 1,3 / 0,0009 \{ (1,115 - 1,038) - (0,751) [0,469 - 0,767] \} = 434,8 \text{ м}. \end{aligned}$$

Тогда общую длину между граничными глубинами находят как сумму длин между этими сечениями $\ell_{н-к} = \sum \ell_i = 1187,4 \text{ м}$.

Длина кривых СПП при $i < 0$ и $i = 0$ рассчитываются по аналогичной методике по формулам (2.72), (2.76) с учетом замечаний, указанных выше. Функция относительной глубины $\varphi(\eta')$ при $i < 0$ определяется по табл. 2.9 прил. 2, а для горизонтального участка $i = 0$ $\varphi(\eta_{кр})$ рассчитывается по формуле (2.80).

Пример 2.4. В конце трапецидального водоотводного канала установлена плотина, создавшая подпор в канале (см. рис. 2.1). В результате этого движение воды в канале стало установившимся неравномерным. Уклон дна канала $i = 0,0004$; ширина канала $b = 5 \text{ м}$; заложение откосов $m = 1,5$; расход воды в канале $Q = 16 \text{ м}^3/\text{с}$. Глубина воды перед плотиной $h = 4 \text{ м}$. Построить кривую свободной поверхности. Нормальная глубина в канале $h_0 = 1,85 \text{ м}$.

Решение. 1. Дается анализ кривой СПП по дифференциальному уравнению (2.15). Так как $h = 4 \text{ м} > h_0 = 1,85 \text{ м}$ и соответственно $K > K_0$, а отношение $K_0 / K < 1,0$.

Тогда как $h > h_{кр}$, то поток находится в спокойном состоянии и параметр кинетичности $\Pi_k < 1,0$.

Следовательно:

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \Pi_k} = + \frac{+}{+} = + > 0,$$

что глубина воды вниз по течению увеличивается, а в русле установится кривая подпора типа a_1 .

2. Устанавливаем граничные глубины кривой подпора типа a_1 :

$$h_1 = 4,0 \text{ м}, h_2 = 3,2 \text{ м}, h_3 = 2,4 \text{ м}, h_4 = 1,85 \text{ м}.$$

3. Кривая свободной поверхности разбивается на 3 участка, т. е. четыре сечения, а расстояний между ними три ℓ_1, ℓ_2, ℓ_3 (рис. 2.14).

4. Определяются удельные энергии сечений в начале и конце каждого участка (слева – направо).

5. Определяются гидравлические уклоны в начале и конце каждого участка, а также среднее значение гидравлического уклона на всей длине участка.

6. Производится расчет длины каждого участка.

Отрезки длин кривой свободной поверхности определяем по формуле (2.90):

$$\ell_{1-2} = \frac{\Theta_2 - \Theta_1}{i_0 - \frac{v_{ср}^2}{c_{ср}^2 R_{ср}^2}}.$$

Для первого участка длиной ℓ_1 : начальная глубина $h_1 = 3,2$ м, конечная глубина $h_2 = 4,0$ м.

Для второго участка длиной ℓ_2 : начальная глубина $h_1 = 2,4$ м, конечная глубина $h_2 = 3,2$ м.

Аналогично для третьего участка длиной ℓ_3 : начальная глубина $h_1 = 1,85$ м, конечная глубина $h_2 = 2,4$ м.

Смоченные периметры:

$$\chi_2 = b + 2 h_0 \sqrt{1 + m^2} = 5 + 2 \cdot 4 \sqrt{1 + 1,5^2} = 19,42 \text{ м}, \chi_1 = 16,54 \text{ м}.$$

Площади живых сечений:

$$\omega_2 = b h_0 + m h_0^2 = 5 \cdot 4 + 1,5 \cdot 4^2 = 44 \text{ м}^2, \omega_1 = 31,36 \text{ м}^2.$$

Гидравлический радиусы:

$$R_2 = \omega_2 / \chi_2 = 44 / 19,42 = 2,27 \text{ м}, R_1 = 1,9 \text{ м}.$$

Коэффициенты Шези:

$$C_2 = (1/n) R^{1/6} = (1/0,014) \cdot 2,27^{1/6} = 82,10 \text{ м}^{0,5}/\text{с}, C_1 = 79,66 \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$$

Скорости потока в сечениях:

$$V_1 = Q / \omega_1 = 16 / 31,36 = 0,51 \text{ м/с}, V_2 = Q / \omega_2 = 16 / 44 = 0,364 \text{ м/с}.$$

Удельные энергии сечений при глубинах:

$$h_2 = 4,0 \text{ м}, h_1 = 3,2 \text{ м}, \alpha_1 = \alpha_2 = 1,1;$$

$$\mathcal{E}_2 = h_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = 4,0 + \frac{1,1 \cdot 0,364^2}{2 \cdot 9,81} = 4,01 \text{ м};$$

$$\mathcal{E}_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = 3,2 + \frac{1,1 \cdot 0,51^2}{2 \cdot 9,81} = 3,21 \text{ м}.$$

Средняя скорость:

$$V_{\text{cp}} = (V_1 + V_2) / 2 = (0,51 + 0,364) = 0,437 \text{ м/с}.$$

Средний коэффициент Шези:

$$C_{\text{cp}} = (82,10 + 79,66) / 2 = 80,88 \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$$

Средний гидравлический радиус:

$$R_{\text{cp}} = (2,27 + 1,9) / 2 = 2,085 \text{ м}.$$

Длина отрезков и кривой подпора:

$$\begin{aligned} \ell_1 &= (\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1 / (i_0 - (V_{\text{cp}}^2 / C_{\text{cp}}^2 R_{\text{cp}}^2))) = \\ &= (4,01 - 3,21) / (0,0004 - (0,437^2 / 80,88^2 - 2,085^2)) = 2034 \text{ м}; \end{aligned}$$

$$\ell_1 = \frac{\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1}{i_0 - \frac{V_{\text{cp}}^2}{C_{\text{cp}}^2 R_{\text{cp}}^2}} = \frac{4,01 - 3,21}{0,0004 - \frac{0,437^2}{80,88^2 \cdot 2,085^2}} = 2034 \text{ м}.$$

$$\ell_2 = \frac{\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1}{i_0 - \frac{V_{\text{cp}}^2}{C_{\text{cp}}^2 R_{\text{cp}}^2}} = \frac{3,21 - 2,43}{0,0004 - \frac{0,64^2}{78,13^2 \cdot 1,705^2}} = 2070 \text{ м}.$$

$$\ell_3 = \frac{\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1}{i_0 - \frac{V_{\text{cp}}^2}{C_{\text{cp}}^2 R_{\text{cp}}^2}} = \frac{2,43 - 1,91}{0,0004 - \frac{0,94^2}{75,3^2 \cdot 1,37^2}} = 1641 \text{ м}.$$

$$\ell_{\text{СПП}} = \sum \ell_i = 5745 \text{ м}.$$

Результаты вычислений для других отрезков сведены в табл. 2.8 и 2.9.

Таблица 2.8. Результаты вычислений

Номер отрезка	h , м	ω , м ²	χ , м	R , м	C , м ^{0,5} /с	V , м/с	\mathcal{E} , м
0	4,0	44	19,42	2,27	82,10	0,364	4,01
1	3,2	31,36	16,54	1,9	79,66	0,51	3,21
2	2,4	20,64	13,65	1,51	76,61	0,77	2,43
3	1,85	14,38	11,67	1,23	73,99	1,11	1,91

Таблица 2.9. Результаты вычислений

Номер отрезка	h^i_1 , м	h^i_2 , м	V_{cp} , м/с	C_{cp} , м ^{0,5} /с	R_{cp} , м
1	3,2	4	0,437	80,88	2,085
2	2,4	3,2	0,64	78,13	1,705
3	1,85	2,4	0,94	75,30	1,37

На рис. 2.14 приведена схема построения кривой подпора.

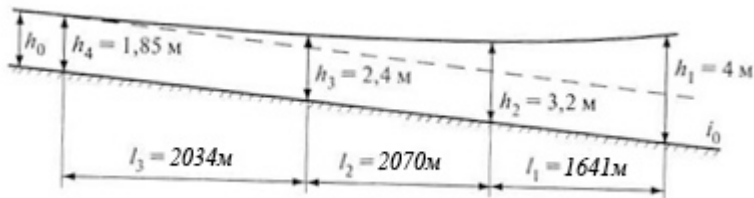


Рис. 2.14. Кривая свободной поверхности в канале

3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК

3.1. Общие сведения. Совершенный гидравлический прыжок

При проведении анализа изменения глубины по длине установившегося неравномерного движения потока было отмечено, что для русел с любым уклоном дна кривая свободной поверхности пересекает линию критических глубин практически под прямым углом, и в случае образования кривой подпора возникает гидравлический прыжок (при $\Pi_k = 1,0 \rightarrow h = h_{кр}$):

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \Pi_k} \rightarrow \infty.$$

Гидравлическим прыжком называется явление резкого увеличения глубины при переходе потока из бурного состояния в спокойное, когда глубина изменяется от $h_1 < h_{кр}$ до $h_2 > h_{кр}$.

Гидравлический прыжок может происходить в результате движения жидкости через плотины, входящие в состав гидроузлов водохранилищ. Гидравлический прыжок образуется при сопряжении потоков в нижнем бьефе водослива, когда поток из бурного состояния в результате перелива через водосливную плотину переходит в спокойное состояние.

В системах водоотведения гидравлический прыжок образуется на очистных сооружениях при истечении потоков из-под щита и в перепадных колодцах, при изменении уклона трассы коллектора и в других случаях. Гидравлический прыжок может иметь место в водопропускных и водоотводных сооружениях (каналы, трубы, малые мосты, перепады, быстротоки).

В зависимости от условий образования выделяют пять видов прыжка:

- совершенный гидравлический прыжок;
- несовершенный гидравлический прыжок или прыжок волна;
- подпертый; затопленный; поверхностный.

Прыжок, в котором над основанием транзитного потока образуется валец с водоворотным движением, называется *совершенным гидравлическим прыжком* (рис. 3.1). Наблюдается при отношении глубин $h'' / h' \geq 2$.

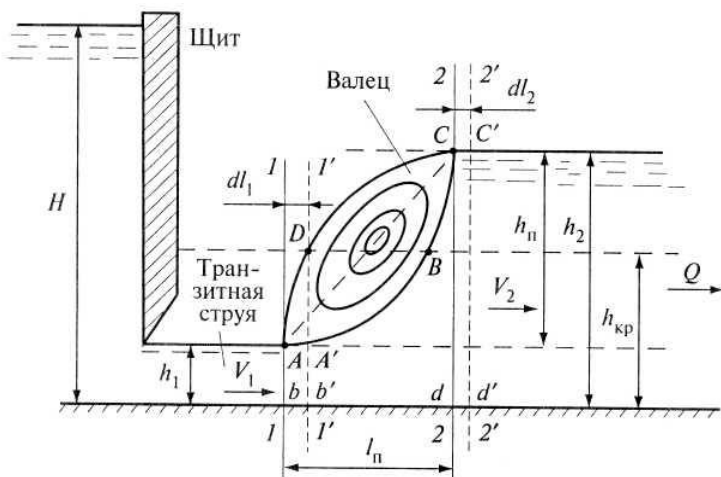


Рис. 3.1. Совершенный гидравлический прыжок

Рассмотрим гидравлический прыжок на примере истечения жидкости из-под щита (рис. 3.1). Гидравлический прыжок можно разделить на две характерные зоны – транзитная струя и валец (водоворот), находящийся над транзитной струей.

При истечении из-под щита потенциальная энергия жидкости перед щитом переходит в кинетическую энергию вытекающей струи. За счет большой скорости истечения сразу за щитом поток в начале прыжка находится в бурном состоянии и глубина его $h_1 < h_{кр}$. Бурный поток вливается в поток, находящийся в спокойном состоянии, с глубиной $h_2 > h_{кр}$, равной глубине в конце прыжка.

В результате образования прыжка наблюдается поверхность раздела между транзитной струей и вальцом, представленная на рис. 3.1 линией ABC . Ниже этой поверхности транзитный поток расширяется от глубины h_1 , до глубины h_2 . Выше поверхности раздела ABC имеем поверхностный валец.

Глубины воды в прыжке h_1 (или первая сопряженная глубина h') и h_2 (вторая сопряженная глубина h''), измеряемые в сечениях 1-1 и 2-2, ограничивающих прыжок, называются сопряженными. Разность отметок свободной поверхности потока до прыжка и после него $h_n = h_2 - h_1$ называется высотой прыжка. Расстояние между началом и концом прыжка – длиной прыжка l_n .

Валец представляет собой водоворотную область, в которой происходит вращательное движение жидкости, при этом он насыщен пузырьками воздуха. Верхняя поверхность ADC вальца имеет волнообразную форму.

В нижней части вальца, от начала к концу прыжка, движение совпадает с направлением транзитной струи; в верхней части вальца конца прыжка к его началу. На некоторой глубине из-за вращательного движения жидкости внутри вальца скорость $V = 0$. Все явление прыжка носит бурный характер, причем положение прыжка несколько изменяется во времени – он смещается влево (против течения) и вправо (по течению) от рассматриваемого положения.

В транзитной струе, расположенной под вальцом, происходит движение жидкости. В зоне поверхности раздела между вальцом и транзитным потоком, за счет пульсации скоростей и давления происходит интенсивный обмен частичками жидкости.

3.2. Основное уравнение совершенного гидравлического прыжка. Прыжковая функция

Представим на рис. 3.1 совершенный гидравлический прыжок. Так как прыжок имеет относительно малую длину, то падением дна русла на этой длине при малых значениях i можно пренебречь и считать уклон дна русла $i = 0$. Сечение русла на участке прыжка постоянно и может иметь любую форму. Расход жидкости равен Q .

Рассмотрим два сечения 1-1 в начале прыжка и 2-2 в его конце и проведем координатную ось x по дну русла. Для вывода уравнения прыжка используем общие законы механики, а именно теорему об изменении количества движения применительно к объему жидкости в отсеке $AbdC$ массой m , заключенному между сечениями 1-1 и 2-2, согласно которой *проекция приращения количества движения на выбранное направление равна сумме проекций всех сил на то же направление в выделенном отсеке жидкости*, $\Delta(KD) = \sum F_{ix}$.

Предположим, что за короткий промежуток времени dt сечение потока 1-1 переместится в положение 1'-1', а сечение 2-2 за тот же промежуток времени – в положение 2'-2' соответственно на длины dl_1 и dl_2 . При этом объем жидкости $AbdC$, заключенный между сечениями 1-1 и 2'-2', займет положение объема потока жидкости $A'b'd'C'$.

Изменение проекции количества движения на ось x за время dt равно разности количества движения массы объемов $A'b'd'C'$ и $AbdC$.

Следовательно, изменение количества движения:

$$\begin{aligned}\Delta(\text{КД}) &= \text{КД}_2 - \text{КД}_1 = \text{КД}(A'b'd'C') - \text{КД}(AbdC) = \\ &= \text{КД}(A'b'dC + dCC'd') - \text{КД}(Abb'A' + A'b'dC) = \\ &= \text{КД}(dCC'd' - Abb'A').\end{aligned}\quad (3.1)$$

Массе жидкости, проходящей через сечение 2-2, соответствует масса объема $dCC'd'$ и равняется массе жидкости объема $Abb'A'$ первого сечения. Масса $m = \alpha' \rho \cdot Q dt$.

Изменение количества движения:

$$\Delta(\text{КД}) = \text{КД}_2 - \text{КД}_1 = \alpha'_1 \rho \cdot Q dt \cdot V_2 - \alpha'_2 \rho \cdot Q dt \cdot V_1$$

или

$$\Delta(\text{КД}) = (\alpha' \rho Q V_2 - \alpha' \rho Q V_1) dt, \quad (3.2)$$

где V_2 и V_1 – средние скорости в сечениях 2-2 и 1-1;

α'_1, α'_2 – коэффициенты количества движения, $\alpha'_1 = \alpha'_2 = \alpha'$.

Средние скорости в сечениях с площадями живого сечения ω_1 и ω_2 : $V_1 = Q / \omega_1$ и $V_2 = Q / \omega_2$.

Изменения количества движения за время dt :

$$\Delta(\text{КД}) = \left(\frac{\alpha' \rho \cdot Q^2}{\omega_2} - \frac{\alpha' \rho \cdot Q^2}{\omega_1} \right) dt. \quad (3.3)$$

Определим сумму проекций на ось x импульсов сил, действующих на объем жидкости $AbdC$, за тот же промежуток времени.

Для этого принимаем следующие допущения (рис. 3.2):

- считаем, что в сечениях 2-2 и 1-1 движение плавно изменяющееся, поэтому давления в этих сечениях распределяются по гидростатическому закону;
- считаем, что уклон дна русла, где происходит гидравлический прыжок $i = 0$, т. е. дно русла горизонтальное;
- в виду достаточно малой длины прыжка пренебрегаем силами трения потока жидкости в прыжке о стенки русла;
- коэффициенты количества движения $\alpha'_1 = \alpha'_2 = \alpha'$ принимаем в сечениях равными.

В связи с принятыми допущениями при определении импульса сил учитываются только силы давления жидкости в сечениях 1-1 – F_1 и 2-2 – F_2 , проекция силы тяжести (веса отсека жидкости) G на ось x равна нулю, а силой трения прыжка о стенки русла пренебрегаем.

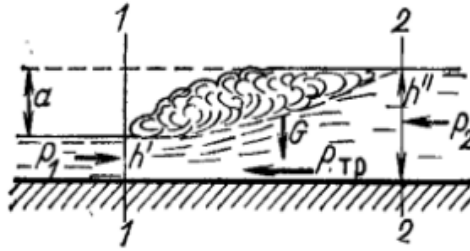


Рис. 3.2. Гидравлический прыжок

$$\sum F_{ix} = F_1 - F_2 + G - F_{\text{тр}} = F_1 - F_2.$$

Для плавно изменяющегося движения гидростатический напор в любой точке взятого сечения постояен, т. е. соблюдается распределение давления по гидростатическому закону. Поэтому силы давления F_1 и F_2 находятся по формулам гидростатики:

$$F_1 = \rho g \cdot h_{\text{ц.т.1}} \cdot \omega_1; F_2 = \rho g \cdot h_{\text{ц.т.2}} \cdot \omega_2, \quad (3.4)$$

где $h_{\text{ц.т.1}}$ и $h_{\text{ц.т.2}}$ – погружение центров тяжести сечений соответственно площадей ω_1 и ω_2 (глубины $h_{\text{ц.т.1}}$, $h_{\text{ц.т.2}}$ отсчитываются от свободной поверхности в соответствующих сечениях);

ω_1 , ω_2 – площади живых сечений.

Сумму проекций импульса сил (ИС) за время dt на ось x можно представить в виде:

$$\sum(\text{ИС}) = \sum F_{ix} = (F_1 - F_2) dt = \rho g \cdot h_{\text{ц.т.1}} \cdot \omega_1 dt - \rho g \cdot h_{\text{ц.т.2}} \cdot \omega_2 dt. \quad (3.5)$$

Изменение количества движения равно импульсу сил:

$$\left(\frac{\dot{\alpha} \rho Q^2}{\omega_2} - \frac{\dot{\alpha} \rho Q^2}{\omega_1} \right) dt = \rho g (h_{\text{ц.т.1}} \cdot \omega_1 - h_{\text{ц.т.2}} \cdot \omega_2) dt. \quad (3.6)$$

После некоторых упрощений и перестановок в (3.6) получим основное уравнение гидравлического прыжка:

$$\frac{\dot{\alpha} Q^2}{g \omega_1} + h_{\text{ц.т.1}} \cdot \omega_1 = \frac{\dot{\alpha} Q^2}{g \omega_2} + h_{\text{ц.т.2}} \cdot \omega_2. \quad (3.7)$$

При заданном расходе левая часть уравнения (3.7) является функцией глубины $\Theta(h)$, также как и правая часть уравнения. Для любого сечения в пределах гидравлического прыжка можно записать:

$$\frac{\alpha' Q^2}{g \omega} + h_{ц.т.} \cdot \omega = \Theta(h) = \Pi(h). \quad (3.8)$$

Выражение $\alpha' Q^2 / (g\omega) + h_{ц.т.} \cdot \omega$ представляет собой функцию глубины и по предложению В. Д. Журина называется **прыжковой функцией** $\Theta(h)$ или $\Pi(h)$, и уравнение (3.7) можно выразить в следующем виде:

$$\Theta(h_1) = \Theta(h_2) \text{ или } \Pi(h') = \Pi(h''), \quad (3.9)$$

где $\Theta(h_1)$ и $\Theta(h_2)$ или $\Pi(h')$ и $\Pi(h'')$ – прыжковые функции, соответствующие глубинам в русле h_1 (h'), и h_2 (h'').

Используя свойство, что прыжковые функции равны, можно найти одну из глубин, если другая известна. Решение этой функции показывает, что при критической глубине она имеет минимальное значение.

На рис. 3.3 изображен график прыжковой функции, построенной согласно зависимости (3.8). На этом же рис. 3.3 приведена кривая удельной энергии сечения $\Xi = f(h)$. График прыжковой функции $\Theta(h)$ подобен графику функции удельной энергии сечения $\Xi = f(h)$, но минимальное значение рассматриваемой функции значительно меньше минимального значения удельной энергии сечения. Поэтому график функции $\Theta(h)$ более вытянутый к оси h , чем функции $\Xi = f(h)$.

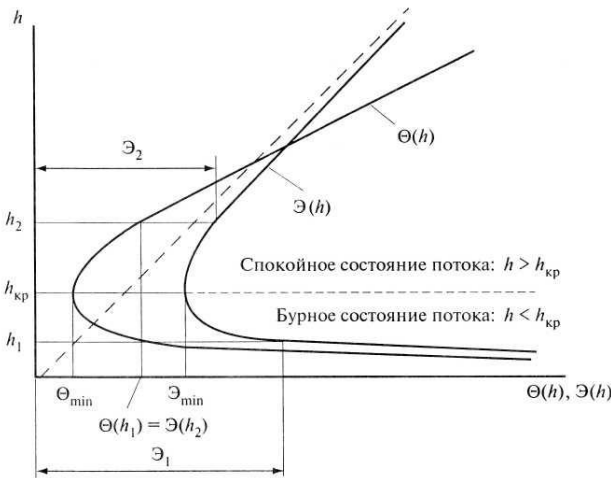


Рис. 3.3. График прыжковой функции $\Theta(h)$ и график удельной энергии сечения $\Xi(h)$

Исследование графика прыжковой функции позволяет сделать следующие выводы:

- глубины в начале h_1 (h') и конце прыжка h_2 (h'') имеют равные значения прыжковой функции, и такие глубины называют сопряженными глубинами;

- изменение глубины в начале прыжка ведет к изменению глубины в его конце, причем эта зависимость обратная. Увеличение глубины h_1 (h'), приводит к уменьшению глубины h_2 (h'').

- если (см. рис. 3.3) и уравнение (3.8):

1) $h \rightarrow 0; \omega \rightarrow 0; \Theta(h) = \Pi(h) \rightarrow \infty;$

2) $h \rightarrow \infty; \omega \rightarrow \infty; \Theta(h) = \Pi(h) \rightarrow \infty.$

Построив график прыжковой функции для данного русла, при заданном расходе Q можно, зная одну из глубин – первую сопряженную h_1 (h'), найти соответствующую сопряженную с ней глубину или вторую сопряженную h_2 (h'').

3.3. Уравнение гидравлического прыжка в руслах прямоугольного сечения

Для русла прямоугольного сечения шириной b и глубиной потока h площадь поперечного сечения $\omega = b \cdot h$. Погружение центра тяжести под уровень жидкости $h_{ц.т} = h / 2$.

Основное уравнение гидравлического прыжка (3.7) для прямоугольного сечения принимает вид:

$$\frac{\alpha' Q^2}{g b h} + \frac{h'}{2} b \cdot h' = \frac{\alpha' Q^2}{g b h''} + \frac{h''}{2} b \cdot h''. \quad (3.10)$$

Ширина сечения, площадь поперечного сечения, глубина центра тяжести: $b_1 = b_2 = b$; $\omega_1 = b \cdot h'$, $\omega_2 = b \cdot h''$; $h_{ц.т.1} = h' / 2$, $h_{ц.т.2} = h'' / 2$. Разделим обе части уравнения (3.10) на ширину сечения b :

$$\frac{\alpha' Q^2}{g b^2 h} + \frac{(h')^2}{2} = \frac{\alpha' Q^2}{g b^2 h''} + \frac{(h'')^2}{2}.$$

Обозначим удельный расход потока $q = Q / b$, $q^2 = Q^2 / b^2$.

$$\frac{\alpha' q^2}{g h} + \frac{(h')^2}{2} = \frac{\alpha' q^2}{g h''} + \frac{(h'')^2}{2}.$$

Выполнив преобразования, получим:

$$\frac{\alpha' q^2}{g} \left(\frac{1}{h} - \frac{1}{h''} \right) = \frac{(h'')^2}{2} - \frac{(h')^2}{2}. \quad (3.11)$$

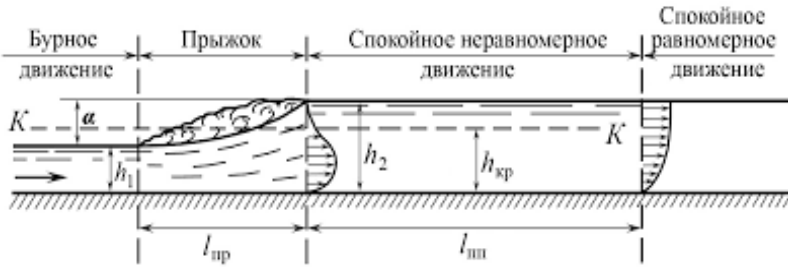


Рис. 3.4. Гидравлический прыжок в прямоугольном русле

Умножаем обе части уравнения (3.11) на 2.

$$\frac{2\dot{\alpha} q^2}{g} \left(\frac{h'' - h'}{h' \cdot h''} \right) = (h'')^2 - (h')^2;$$

$$\frac{2\dot{\alpha} q^2}{g} \left(\frac{h'' - h'}{h' \cdot h''} \right) = (h'' - h') (h'' + h').$$

Сократим на $(h'' - h')$.

Учитывая, что $(h'' - h')$ сокращается, получим:

$$\frac{2\dot{\alpha} q^2}{g} = h' \cdot h'' (h'' + h'); \quad (3.12)$$

или

$$(h'')^2 \cdot h' + (h')^2 \cdot h'' - \frac{2\dot{\alpha} q^2}{g} = 0. \quad (3.13)$$

Получим квадратное уравнение (3.13), решая которое относительно h' и h'' :

$$h' = \frac{h''}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{\dot{\alpha} q^2}{g (h'')^3}} - 1 \right); \quad (3.14)$$

$$h'' = \frac{h'}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{\dot{\alpha} q^2}{g (h')^3}} - 1 \right). \quad (3.15)$$

Введем в формулы (3.14) и (3.15) понятие параметра кинетичности потока

$$\frac{\alpha' Q^2 \cdot B}{g \cdot \omega_2^3} = \frac{\alpha' Q^2 \cdot b}{g \cdot b^3 \cdot (h'')^3} = \frac{\alpha' q^2}{g (h'')^3} = \frac{\alpha' V_2^2}{g \cdot h} = \Pi_{к2}.$$

Окончательно решая уравнение (3.13) в отношении (h'), и (h''), находим уравнения для вычисления сопряженных глубин прыжка в прямоугольном русле:

$$h_1 = h' = 0,5 h'' (\sqrt{1 + 8 \Pi_{к2}} - 1); \quad (3.16)$$

$$h_2 = h'' = 0,5 h' (\sqrt{1 + 8 \Pi_{к1}} - 1). \quad (3.17)$$

Уравнение (3.13) позволяет рассчитать сопряженные глубины прыжка также и через критическую глубину, зная, что

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}.$$

$$(h'')^2 \cdot h' + (h')^2 \cdot h'' - 2 h_{кр}^3 = 0 \quad (3.18)$$

тогда

$$h' = 0,5 h'' \left(\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{кр}}{h'} \right)^3} - 1 \right). \quad (3.19)$$

$$h'' = 0,5 h' \left(\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{кр}}{h''} \right)^3} - 1 \right). \quad (3.20)$$

3.4. Расчет сопряженных глубин гидравлического прыжка в руслах произвольной формы

Для некоторых призматических русел правильной формы сечения уравнение (3.7) имеет непосредственное решение относительно сопряженных глубин, связь между которыми выражается зависимостями:

для прямоугольных русел

$$h' = 0,5 h'' (\sqrt{1 + 8 \Pi_{к2}} - 1)$$

и

$$h'' = 0,5 h' (\sqrt{1 + 8 \Pi_{к1}} - 1).$$

где $\Pi_{к1} = Q^2 / gb^2 (h')^3$ – параметр кинетичности потока перед прыжком;

$\Pi_{к2} = Q^2 / gb^2 (h'')^3$ – параметр кинетичности потока за прыжком;

для параболических русел

$$h' = h'' (0,815z_2 - 0,047) \quad (3.21)$$

при $0,15 \leq z_2 \leq 0,672$ ($0,075 \leq h' / h'' \leq 0,50$),

$$h'' = h' [1,63z_1 / (1 + \sqrt{1 + 0,153z_1})] \quad (3.22)$$

при $2,70 \leq z_1 \leq 26,70$ ($0,075 \leq h' / h'' \leq 0,50$),

где обозначено

$$z_1 = 0,836Q \sqrt{\alpha'} / [\sqrt{gp} (h')^2];$$

$$z_2 = 0,836Q \sqrt{\alpha'} / [\sqrt{gp} (h'')^2].$$

Для русла трапецидальной формы уравнение (3.7) в явном виде относительно h' и h'' не решается. Сопряженные глубины определяются по уравнению (3.7) способом подбора или графо-аналитически по методике, как и для русел произвольной формы. При этом площадь живого сечения и глубина погружения центра тяжести определяются соответственно по зависимостям:

$$\omega = bh + mh^2, h_{ц.т.} = \frac{h}{6} \frac{3b + 2mh}{b + mh}. \quad (3.23)$$

Для сегментных русел решение уравнения (3.7) выполняется графически.

3.5. Потери энергии в прыжке. Длина прыжка и послепрыжкового участка

В пределах длины гидравлического прыжка происходят относительно большие потери механической энергии (до 60 %), которые обусловлены интенсивностью пульсаций скоростей в прыжке.

Для прямоугольного горизонтального русла потери удельной энергии можно определить из уравнения Бернулли для потоков в открытых руслах при коэффициенте кинетической энергии $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 1,0$:

$$h_{тр} = \left(h' + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left(h'' + \frac{V_2^2}{2g} \right); \quad (3.24)$$

$$V_1 = \frac{Q}{b \cdot h} = \frac{q}{h}, V_2 = \frac{q}{h''}; q = \frac{Q}{b}.$$

Отсюда потери напора в прыжке:

$$h_{\text{тр}} = \left(h' + \frac{q^2}{2g(h')^2} \right) - \left(h'' + \frac{q^2}{2g(h'')^2} \right). \quad (3.25)$$

Упростим уравнение (3.24), учитывая уравнение (3.12):

$$\frac{2\alpha' q^2}{g} = h' h'' (h'' + h');$$

$$\frac{q^2}{g} = \frac{h' h'' (h'' + h')}{2\alpha'}.$$

Коэффициент количества движения $\alpha' \approx 1,0$.

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{q^2}{2g(h')^2} = \frac{h' h'' (h'' + h')}{2 \cdot 2(h')^2} = \frac{h'' (h'' + h')}{4h'};$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = \frac{q^2}{2g(h'')^2} = \frac{h' h'' (h'' + h')}{2 \cdot 2(h'')^2} = \frac{h' (h'' + h')}{4h''}.$$

Подставим в уравнение Бернулли (3.21):

$$\begin{aligned} h_{\text{тр}} &= \left(h' + \frac{h''}{4h'} (h' + h'') \right) - \left(h'' + \frac{h'}{4h''} (h' + h'') \right) = \\ &= [(4(h')^2 + h''(h' + h'')) / 4h'] - [(4(h'')^2 + h'(h' + h'')) / 4h'']; \\ h_{\text{тр}} &= \frac{(h'' - h')^3}{4h' \cdot h''}. \end{aligned} \quad (3.26)$$

Уравнение (3.26) позволяет определить потери удельной энергии в совершенном гидравлическом прыжке для прямоугольного русла.

Если $h'' - h' = h_n$ — высота гидравлического прыжка:

$$h_{\text{тр}} = \frac{(h'' - h')^3}{4h' \cdot h''} = \frac{(h_n)^3}{4h' \cdot h''}. \quad (3.27)$$

Длина гидравлического прыжка определяется по формулам, которые были получены в результате экспериментальных исследований. Наиболее распространенными формулами для расчета длины прыжка в прямоугольном русле являются:

формула Н. Н. Павловского:

$$l_{\text{пр}} = 2,5 (1,9 \cdot h'' - h'); \quad (3.28)$$

формула М. Д. Чертоусова:

$$l_{\text{пр}} = 10,3h' (\sqrt{\Pi_{\text{к1}}} - 1)^{0,81}; \quad (3.29)$$

или

$$l_{\text{пр}} = 10,3h' (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81},$$

где $\Pi_{\text{к1}}$ – параметр кинетичности потока, вычисляемый по первой сопряженной глубине или это Fr_1 – число Фруда для начального участка прыжка с глубиной h' :

$$\Pi_{\text{к1}} = Fr_1 = \frac{a \cdot Q^2 \cdot B}{g \cdot \omega_1^3} = \frac{V_1^2}{g \cdot h}, \quad (3.30)$$

где $V_1 = Q / \omega_1$, $\omega_1 = b \cdot h'$; $B = b$.

формула Ф. И. Пикалова:

$$l_{\text{пр}} = 4 h' (\sqrt{1 + 2\Pi_{\text{к1}}}); \quad (3.31)$$

формула Сафранца:

$$l_{\text{пр}} = 4,5 h''. \quad (3.32)$$

формула Б. А. Бахметева и Матцке:

$$l_{\text{пр}} = 5(h'' - h'); \quad (3.33)$$

формула О. М. Айвазяна:

$$l_{\text{пр}} = K \frac{(h'' - h')^3}{4h' \cdot h''}, \quad (3.34)$$

где

$$K = \frac{8(10 + \sqrt{\Pi_{\text{к1}}})}{\Pi_{\text{к1}}}. \quad (3.35)$$

Для русел трапецеидальной формы для расчета длины прыжка применяются следующие формулы:

$$l_{\text{пр. п}} = k \cdot l_{\text{пр. п}}, \quad (3.36)$$

где k – коэффициент, учитывающий форму русла;

$l_{\text{пр. п}}$ – длина прыжка в русле прямоугольной формы.

$$k = 1 + 4 \sqrt{\frac{B_2 - B_1}{B_1}}, \quad (3.37)$$

где B_1, B_2 – ширина по урезу воды, вычисленная по первой h' и второй сопряженной h'' глубинам

$$B_1 = b + 2 m h' \text{ и } B_2 = b + 2 m h''.$$

В гидравлическом прыжке происходит резко неравномерное распределение скорости в его сечениях. На начальном участке большие скорости около дна русла и по мере продвижения потока к концу гидравлического прыжка распределение скорости сильно изменяется. За гидравлическим прыжком осуществляется выравнивание эпюры скоростей, и окончательно эпюра скорости приобретает форму, соответствующую равномерному установившемуся движению потока в открытом русле. Участок от прыжка до сечения, в котором эпюра скорости выравнивается, называется послепрыжковым, а длина этого участка обозначается $l_{п.п.}$. Эту длину рекомендуется определять по формулам или принимать равной (2...4) длинам гидравлического прыжка:

$$l_{п.п.} = (2...4) l_{пр}; \quad (3.38)$$

формула М. Д. Чертоусова:

$$l_{п.п.} = (2,5...3) l_{пр}; \quad (3.39)$$

формула В. С. Вызго:

$$l_{п.п.} = (0,4 / n) h_6. \quad (3.40)$$

Следует отметить, что на участке вальца за счет вихреобразования имеют место наибольшие скорости у дна русла и они уменьшаются на послепрыжковом участке.

3.6. Несовершенный гидравлический прыжок или прыжок-волна

Прыжок волна или волнистый прыжок представляет собой ряд затухающих по течению волн и поверхностный аэрированный валец отсутствует (рис. 3.5). Высота прыжка $a < h'$ и $h'' / h' < 2$.

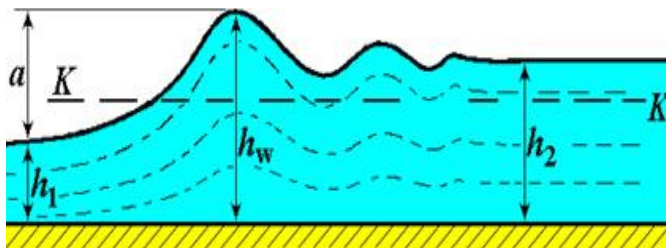


Рис. 3.5. Прыжок-волна

Наблюдения показывают, что когда соотношение сопряженных глубин прыжка $h''/h' < 2$, прыжок называют волнистым или прыжком-волной. Обращаясь к формуле (3.27) и принимая во внимание приведенное соотношение сопряженных глубин, устанавливаем, что прыжок-волна возникает в бурных потоках при $\Pi_{k1} \leq 3$ и $\Pi_{k2} \geq 0,375$. Значит, если известны гидравлические элементы бурного потока, тогда можно установить, произойдет ли переход этого потока в спокойный в форме совершенного гидравлического прыжка (параметр кинетичности которого $\Pi_{k1} \geq 3$ и $\Pi_{k2} \leq 0,375$) или в форме прыжка-волны ($\Pi_{k1} \leq 3$).

Для несовершенного гидравлического прыжка:

с параметром кинетичности $\Pi_{k1} \leq 3$

$$h' = 0,5 h'' (\sqrt{1 + 8 \Pi_{k2}} - 1);$$

$$h'' = 0,5 h' (\sqrt{1 + 8 \Pi_{k1}} - 1);$$

с параметром кинетичности $1,5 < \Pi_{k1} \leq 3$

высота гребня волны (первой волны):

$$h_w = h_{гр} = 1,18 \cdot h''; \quad (3.41)$$

формула Смыслова:

$$h_{гр} = 0,59 h' (\sqrt{1 + 8 \Pi_{k1}} - 1); \quad (3.42)$$

с параметром кинетичности $1,0 < \Pi_{k1} \leq 1,5$:

$$\frac{2\alpha' q^2}{g} = h' \cdot h'' (h'' + h');$$

$$h'' = h' \Pi_{k1}; h' = h'' \sqrt{\Pi_{k2}}. \quad (3.43)$$

Длину прыжка волны рекомендуется определять по формуле Г. Т. Дмитриева:

$$l_{\text{пр}} = 10,6 \cdot h' (\Pi_{\text{к1}} - 1). \quad (3.44)$$

Длина прыжка-волны принимается по длине размыва песчаного русла за прыжком.

3.7. Совершенный гидравлический прыжок в русле переменного сечения

В гидротехнической практике приходится встречаться с сопряжением бурного потока со спокойным в руслах переменного сечения, например в быстротоках с расширяющейся выходной частью или в постепенно сужающихся лотках.

Как показали опыты, проведенные Ф. И. Пикаловым, гидравлический прыжок в расширяющемся русле прямоугольного сечения может занимать нормальное к оси потока положение только в руслах, угол расширения стенок которых (в плане) $\theta < 13-14^\circ$. При $\theta > 13-14^\circ$ прыжок принимает дугообразную в плане форму. При дальнейшем увеличении θ прыжковое сопряжение может перейти в сбойное течение с образованием водоворотных зон и с боковым ударом струи о борта сооружения (рис. 3.6).

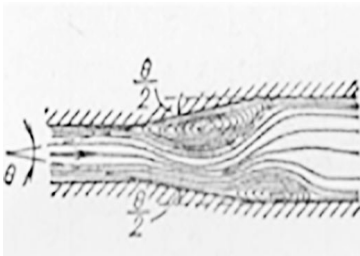


Рис. 3.6. Сбойное течение

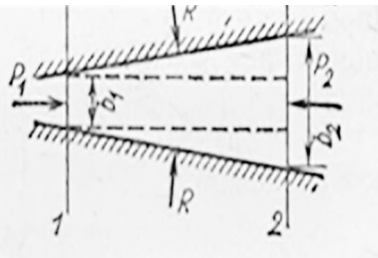


Рис. 3.7. Русле переменного сечения

Выделим сечениями 1-1 и 2-2 в расширяющемся прямоугольном русле область, занятую гидравлическим прыжком (рис. 3.7). Расстояние между сечениями 1-1 и 2-2 равно длине прыжка $l_{\text{пр}}$.

Введем допущения:

- распределение давлений в сечениях 1-1, 2-2 и их ограничивающих отсек боковых поверхностях, совпадающих со стенками, гидростатическое;
- уклон дна канала равен нулю, $i = 0$;
- силой внешнего трения можно пренебречь;
- коэффициенты количества движения $\alpha'_1 = \alpha'_2 = \alpha' = 1$.

На основании уравнения (3.6):

$$\Delta(\text{КД}) = \sum F_{ix}.$$

$$\alpha' \rho Q (V_2 - V_1) = F_1 - F_2 + R_n;$$

$$F_1 = \rho g h_{ц.т1} \cdot \omega_1; F_2 = \rho g h_{ц.т2} \cdot \omega_2; R_n = \rho g h_{ц.тn} \cdot \omega_n.$$

Для расчета реакции стенок R_n форму русла заменяют ломаной ($b_2 - b_1 / 4$) = a (рис. 3.7):

$$\alpha' \rho Q (V_2 - V_1) = \rho g h_{ц.т1} \cdot \omega_1 - h_{ц.т2} \cdot \omega_2 + \rho g h_{ц.тn} \cdot \omega_n \quad (3.45)$$

или

$$\frac{\alpha' Q^2}{g \omega_1} + h_{ц.т1} \cdot \omega_1 = \frac{\alpha' Q^2}{g \omega_2} + h_{ц.т2} \cdot \omega_2 - h_{ц.тn} \cdot \omega_n. \quad (3.46)$$

Это уравнение при $\omega_n = 0$ превращается в известное уже нам уравнение совершенного гидравлического прыжка (3.7) в призматических руслах постоянного сечения.

В случае прямоугольного русла переменного сечения:

$$\omega_1 = b_1 \cdot h', h_{ц.т1} = h' / 2,$$

$$\omega_2 = b_2 \cdot h'', h_{ц.т2} = h'' / 2.$$

Уравнение (3.40) примет такой вид

$$\begin{aligned} (\alpha' Q / g)(V_2 - V_1) &= (h')^2 / 2 \cdot b_1 - (h'')^2 / 2 \cdot b_2 + (h'')^2 a + \\ &+ [2h' h'' + (h'' - 2h')^2] a. \end{aligned}$$

После простых преобразований имеем:

$$\begin{aligned} (6\alpha' Q / g)V_2 + (h'')^2 (b_2 + 2b_1) - 1 / 2 h'' h' (b_2 - b_1) &= \\ = (6\alpha' Q / g)V_1 + (h')^2 (b_1 + 2b_2) & \quad (3.47) \end{aligned}$$

и, заменив

$$V_2 = Q / b_2 h'', V_1 = Q / b_1 h',$$

получим уравнение в непризматическом русле прямоугольного сечения в таком виде:

$$\begin{aligned} (6\alpha' Q^2 / g b_2 h'') + (h'')^2 (b_2 + 2b_1) - 1 / 2 h'' h' (b_2 - b_1) &= \\ = 6\alpha' Q^2 / g b_1 h' + (h')^2 (b_1 + 2b_2). & \quad (3.48) \end{aligned}$$

Из этого уравнения сопряженные глубины h' или h'' можно определить подбором.

3.8. Расчет сжатой глубины за сооружением

Сжатой называется минимальная глубина непосредственно за сооружением при предельном или отогнанном положении гидравлического прыжка (рис. 3.8). Она определяется из уравнения расхода:

$$Q = \varphi \omega_c \sqrt{2g(E_0 - h_c)}, \quad (3.49)$$

где φ – коэффициент скорости сооружения, который зависит от вида сооружения и ориентировочно может быть принят по табл. 3.1;

ω_c – площадь живого сечения потока в сжатом сечении, определяется в зависимости от формы русла:

для трапецеидального – $\omega_c = b \cdot h_c + m \cdot h_c^2$;

для параболического – $\omega_c = 1,8856 \cdot h_c \sqrt{p h_c}$;

для сегментного – $\omega_c = 0,5r^2 (\pi\alpha / 180^\circ - \sin \alpha)$;

α – центральный угол при радиусе русла r с глубиной $h \leq r$ и шириной $B \leq 2r$;

E_0 – энергия падающего потока относительно дна русла в сжатом сечении. Для подпорных сооружений (рис. 3.8):

$$E_0 = P + H + \alpha V_0^2 / 2g = P + H_0, \quad (3.50)$$

где P – высота сооружения относительно дна русла в нижнем бьефе.

Для водослива – высота порога водослива со стороны НБ;

H – напор перед сооружением – разность между отметкой уровня воды в верхнем бьефе и наивысшей отметкой порога сооружения;

V_0 – средняя скорость потока в верхнем бьефе перед сооружением.

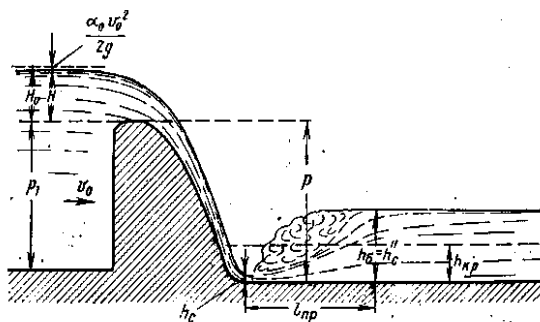


Рис. 3.8. К расчету сжатой и второй сопряженной с ней глубин при истечении через водослив практического профиля

Таблица 3.1. Значения коэффициента скорости в зависимости от условий истечения потока

Условия истечения	Коэффициент φ
Истечение в атмосферу при свободном полете струи (без водослива на поверхности плотины)	1,0...0,97
Истечение через водослив практического профиля с криволинейным очертанием сливной грани и гладкой поверхностью:	
при малой длине сливной грани	1,00
при средней длине сливной грани	0,95
при большой длине сливной грани	0,90
Истечение из-под плоского затвора, расположенного на водосливе практического профиля с криволинейным очертанием сливной грани	0,95...0,85
Истечение через водослив с широким порогом	0,95...0,85
Истечение через водослив практического профиля с неплавным очертанием	0,90...0,97
Истечение из донных отверстий	1,0...0,97
Перепады со щитами в головной части	1,0...0,97

Гидравлические прыжки в зависимости от их места расположения по отношению к сечению за гидротехническим сооружением (рис. 3.9) можно подразделить:

гидравлический прыжок в предельном положении, образующийся непосредственно у сооружения (рис. 3.9, а) при $h_c'' = h_6$;

отогнанный гидравлический прыжок, образующийся на некотором удалении от сооружения (рис. 3.9, б) при $h_c'' > h_6$;

надвинутый гидравлический прыжок (рис. 3.9, в) при $h_c'' < h_6$.

Надвинутый гидравлический прыжок – это тоже самое, что и затопленный.

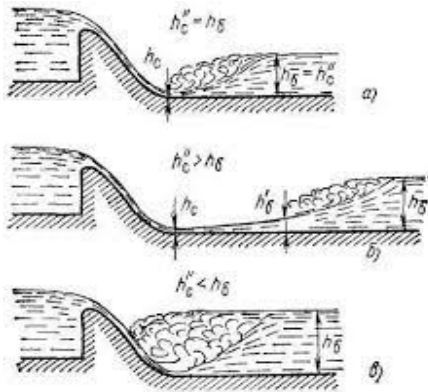


Рис. 3.9. Виды гидравлических прыжков

Глубина в сжатом сечении с учетом формы сечения русла определяется подбором из уравнения (3.49) или графоаналитическим способом по аналогичной методике, как и нормальная глубина.

Для условий плоской задачи расчет ведется на 1 погонный метр ширины потока, не считаясь с формой русла. Тогда уравнение (3.49) примет вид:

$$q = Q / b = \varphi h_c \sqrt{2g (E_0 - h_c)}. \quad (3.51)$$

Относительно сжатой глубины уравнение (3.51) будет иметь следующий вид:

$$h_c = \frac{1}{3} E_0 \left[1 - 2 \cos \left(60 + \frac{\theta}{3} \right) \right], \quad (3.52)$$

где обозначено $\cos \theta = 1 - (0,83q / \varphi) \cdot E_0^{-3}$.

Для упрощения решения уравнения (3.51) можно также использовать таблицы проф. И. И. Агроскина (табл. 3.1 прил. 3).

Расчет сжатой глубины по этим таблицам производится в следующей последовательности:

находится функция относительной сжатой глубины $\tau_c = h_c / E_0$ по формуле:

$$\Phi(\tau_c) = q / (\varphi \cdot E_0^{3/2}); \quad (3.53)$$

По значению $\Phi(\tau_c)$ из табл. 3.1 Приложения находится относительная сжатая глубина τ_c . Тогда глубина потока в сжатом сечении найдется по зависимости:

$$h_c = \tau_c \cdot E_0. \quad (3.54)$$

Вторая сопряженная для глубины в сжатом сечении при совершенном гидравлическом прыжке в условиях плоской задачи определяется также с помощью табл. 3.1 прил. 3 и табл. 4.6 раздел 4. По значению функции $\Phi(\tau_c)$ при принятом значении φ находится τ_c'' и тогда вторая сопряженная глубина:

$$h_c'' = \tau_c'' \cdot E_0. \quad (3.55)$$

Сжатая глубина за плоским затвором в русле без порога при известных расходе, напоре, и коэффициенте скорости находится с помощью таблиц (табл. 3.2), рассчитанных по формуле (Н. Е. Жуковского [1, с. 456]. Для этого по формуле (3.53) рассчитывается $\Phi(\tau_c)$, где вме-

сто E_0 берется полный напор H_0 . Из табл. 3.2 по $\Phi(\tau_c)$ находится τ_c , ε и a/H . Тогда сжатая глубина:

$$h_c = \tau_c \cdot H_0 \text{ или } h_c = \varepsilon \cdot (a/H) \cdot H_0, \quad (3.56)$$

а высота открытия затвора составит:

$$a = (a/H) \cdot H. \quad (3.57)$$

Таблица 3.2. Функция для расчета сжатой глубины за плоским затвором

$\Phi(\tau_c)$	τ_c	ε	a/H	$\Phi(\tau_c)$	τ_c	ε	a/H
0,264	0,062	0,615	0,10	1,060	0,284	0,638	0,45
0,388	0,092	0,618	0,15	1,182	0,323	0,645	0,50
0,514	0,124	0,620	0,20	1,265	0,356	0,650	0,55
0,633	0,156	0,622	0,25	1,364	0,395	0,660	0,60
0,750	0,188	0,625	0,30	1,457	0,440	0,675	0,65
0,865	0,220	0,628	0,35	1,538	0,482	0,690	0,70
0,967	0,252	0,630	0,40	1,611	0,529	0,705	0,75

Данными табл. 3.2 можно пользоваться и для расчета отверстий с боковым сжатием, так как наличие подводящего русла более широко, чем отверстие, не оказывает влияние на величину коэффициента вертикального сжатия.

3.9. Примеры решения типовых задач

Пример 3.1. В канале прямоугольного сечения образовался гидравлический прыжок. Глубина перед прыжком, первая сопряженная глубина $h' = 0,7$ м. Требуется определить вторую сопряженную с ней глубину прыжка h'' при следующих данных: расход воды в канале

$Q = 36 \text{ м}^3/\text{с}$, ширина по дну $b = 10$ м, заложение откосов $m = 0$.

Решение. Выясняем вид гидравлического прыжка, для чего вычисляем параметр кинетичности потока по первой сопряженной глубине, предполагая, что $\alpha' = \alpha = 1,1$

$$P_{к1} = \alpha' q^2 / g (h')^3 = 1,1 \cdot 3,6^2 / 9,81 \cdot (0,7)^3 = 4,23.$$

Удельный расход

$$q = Q / b = 36 / 10 = 3,6 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Так как $P_{к1} > 3$, следовательно наблюдается совершенный гидравлический прыжок.

Вторую сопряженную глубину прыжка определяем по формуле (3.17):

$$h'' = 0,5 h' (\sqrt{1 + 8 \Pi_{к1}} - 1) = 0,5 \cdot 0,7 (\sqrt{1 + 8 \cdot 4,23} - 1) = 1,71 \text{ м}$$

или по формуле (3.20):

$$\begin{aligned} h'' &= 0,5 h' \left(\sqrt{1 + 8(h_{кр} / h')^3} - 1 \right) = \\ &= 0,5 \cdot 0,7 \left(\sqrt{1 + 8(1,13 / 0,7)^3} - 1 \right) = 1,71 \text{ м.} \end{aligned}$$

Критическая глубина:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha q^2 / g} = \sqrt[3]{1,1 \cdot 3,6^2 / 9,81} = 1,13 \text{ м.}$$

Пример 3.2. В канале трапецидального сечения образовался гидравлический прыжок. Глубина в начале прыжка – первая сопряженная глубина $h_1 = h' = 0,4$ м. Требуется определить вторую сопряженную с ней глубину прыжка h'' при следующих данных: расход воды в канале $Q = 100 \text{ м}^3/\text{с}$, ширина по дну $b = 24$ м, заложение откосов $m = 1,0$.

Решение. Выясняем вид гидравлического прыжка, для чего вычисляем параметр кинетичности потока по первой сопряженной глубине:

$$\Pi_{к1} = \frac{\alpha' Q^2 \cdot B}{g \cdot \omega_1^3} = \frac{1,0 \cdot 100^2 \cdot 24,8}{9,81 \cdot 9,76^3} = 27,19.$$

Ширина потока по урезу воды:

$$B_1 = b + 2 m h' = 24 + 2 \cdot 1 \cdot 0,4 = 24,8 \text{ м;}$$

Площадь живого сечения потока:

$$\omega_1 = b \cdot h' + m \cdot (h')^2 = 24 \cdot 0,4 + 0,4^2 = 9,76 \text{ м}^2.$$

Так как $\Pi_{к1} > 3$, следовательно наблюдается совершенный гидравлический прыжок.

Используем условие прыжковой функции $\Pi(h') = \Pi(h'')$. Площадь живого сечения $\omega = b \cdot h + m \cdot h^2$, расстояние центра тяжести сечения $h_{ц.т}$ относительно свободной поверхности в канале:

$$h_{ц.т} = \frac{h}{6} \frac{3b + 2mh}{b + mh}.$$

Прыжковую функцию определяем по (3.8):

$$\Theta(h) = \Pi(h) = \frac{\alpha' Q^2}{g \omega} + h_{ц.т} \cdot \omega.$$

Задаваясь разными значениями h , вычисляем прыжковую функцию $\Pi(h)$. Результаты вычислений сводим в табл. 3.3.

Таблица 3.3. Вычисление прыжковой функции

№ п/п	h , м	ω , M^2	$\frac{\alpha Q^2}{g \omega}$	$h_{к.т.}$, м	$h_{к.т.} \cdot \omega$, M^3	$\Theta(h) \Pi(h)$, M^3
1	0,3	7,29	139,83	1,66	12,10	151,93
2	0,5	12,25	83,21	0,248	3,04	86,25
3	0,8	19,84	51,38	0,395	7,84	59,22
4	1,0	25,0	40,77	0,493	12,32	53,09
5	1,3	32,89	30,99	0,639	21,02	52,01
6	2,0	52,0	19,60	0,974	50,65	70,25
7	2,5	66,25	15,39	1,211	80,23	95,62
8	3,0	81,0	12,58	1,444	116,96	129,54
9	3,5	96,25	10,59	1,676	161,29	171,88

По данным табл. 3.3 построим график функции $\Pi(h) = \Theta(h)$ (рис. 3.10).

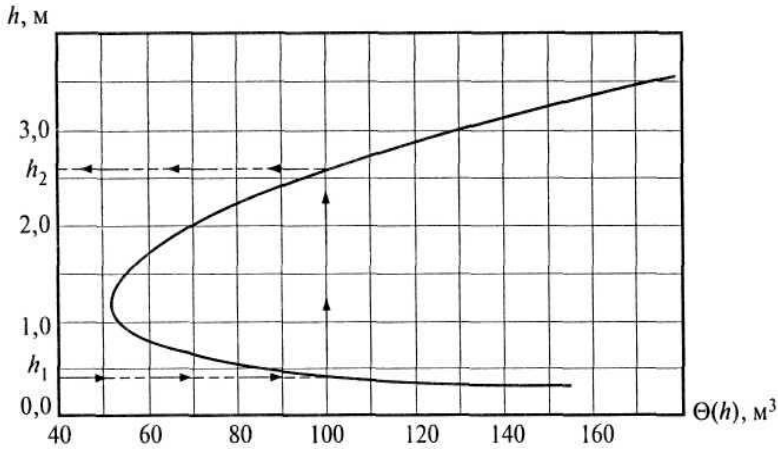


Рис. 3.10. График прыжковой функции $\Theta(h) = f(h)$

Зная первую сопряженную глубину $h' = 0,4$ м, по графику находим вторую с ней сопряженную глубину $h'' = 2,6$ м. Этим глубинам соответствует функция $\Theta(h') = \Theta(h'') = 100 \text{ м}^3$.

Кроме того, можно вычислить критическую глубину потока в канале по формуле М. М. Скибы (2.28), для чего определяются следующие значения

$$h_{\text{кр.п}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 100^2}{9,81 \cdot 24^2}} = 1,25 \text{ м};$$

$$Z_{\text{п}} = \frac{h_{\text{кр.п}} m}{b} = 1,25 \cdot 1,0 / 24 = 0,052;$$

$$\delta = (1 + Z_{\text{п}})^{-1} = (1 + 0,052)^{-1} = 0,95;$$

$$x = \sqrt[3]{0,95} = 0,983;$$

$$K = x - 0,1034(1 - x)\sqrt{x} = 0,983 - 0,1034(1 - 0,983)\sqrt{0,983} = 0,981.$$

Тогда критическая глубина:

$$h_{\text{кр.т}} = K \cdot h_{\text{кр.п}} = 0,981 \cdot 1,25 = 1,23 \text{ м}.$$

4. ВОДОСЛИВЫ. СОПРЯЖЕНИЕ ПОТОКА В НИЖНЕМ БЬЕФЕ СООРУЖЕНИЯ

4.1. Общие теоретические сведения

4.1.1. Истечение через водослив

Сооружение в преграде, через которое происходит перелив воды, называется *водосливом*, а движение потока – *истечением через водослив*. Участок потока выше гидротехнического сооружения по течению называется верхним бьефом (ВБ), ниже гидротехнического сооружения располагается нижний бьеф (НБ). Верхняя часть водослива, через которую происходит истечение потока, называется *гребнем (порогом) водослива*. Разность отметок уровня воды в ВБ и в верхней точке гребня водослива называется *геометрическим напором* и обозначается H . Напор с учетом скорости $H_0 = H + \alpha V_0^2 / (2g)$, где V_0 – скорость потока перед водосливом, $V_0 = Q / \omega$; ω – живое сечение потока перед водосливом на расстоянии не менее $3H$ от гребня.

В основу классификации водосливов положена форма порога (профиль) водослива, которая определяет характер движения потока на водосливе. В зависимости от относительной толщины водосливной стенки различают приведенные ниже виды водосливов.

1. Водосливы с тонкой стенкой (ребром) при $S < 0,67 H$ (рис. 4.1).

В связи с возможными колебаниями переливающейся струи для надежной работы таких водосливов толщину стенки рекомендуют принимать $S \leq 0,5H$.

2. Водосливы практического профиля прямолинейного очертания (рис. 4.2) с длиной порога $(0,5-0,67) H < S < 2H$ и криволинейного очертания (рис. 4.3). Верхняя часть гребня и низовая грань последнего имеют плавное очертание, выполненное в соответствии с несколько откорректированными координатами струи, свободно переливающейся через вертикальную тонкую стенку (рис. 4.1).

3. Водосливы с широким порогом (рис. 4.4) с горизонтальной поверхностью порога при $2H \leq S < 10H$. При такой длине потери напора по длине пренебрежимо малы. На пороге данного водослива хотя бы в пределах небольшого участка наблюдается плавно изменяющееся движение.

Классификация водосливов производится и по другим параметрам.

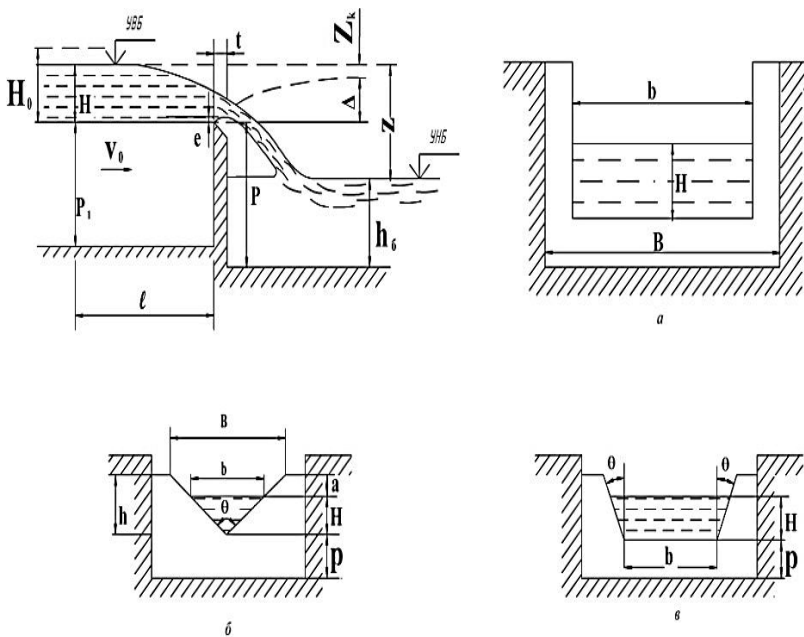


Рис. 4.1. Водосливы с тонкой стенкой (с острым ребром):
 а – прямоугольный; б – треугольный; в – трапецидальный.

Штриховой линией показан уровень воды в НБ при подтопленном истечении

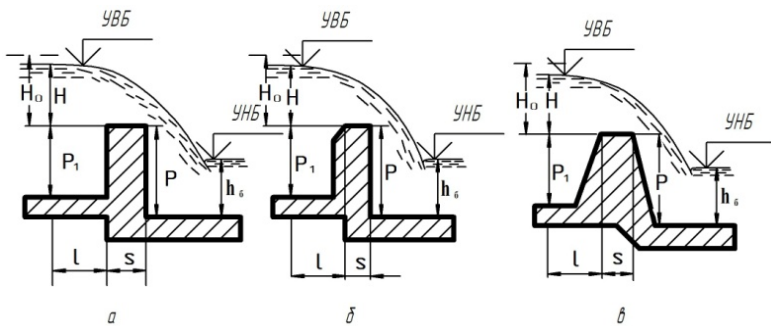


Рис. 4.2. Водосливы практического профиля прямолинейного очертания: а – прямоугольный; б – полигональный; в – трапецидальный

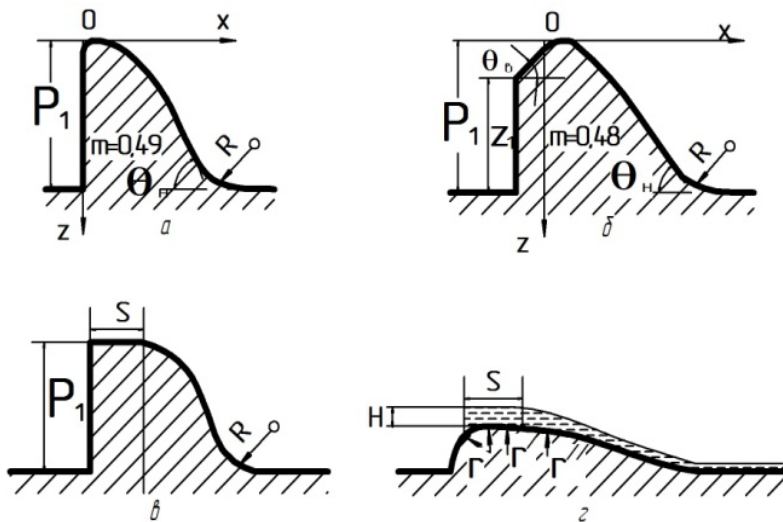


Рис. 4.3. Водосливы практического профиля криволинейного очертания: а, б – водосливы, очерченные по координатам Кригера – Офицера; в – водослив с уширенным горизонтальным гребнем; г – водослив распластанного очертания

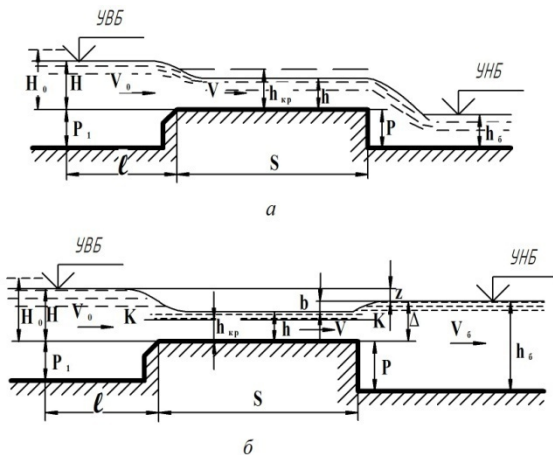


Рис. 4.4. Водосливы с широким порогом:
а – свободное истечение; *б* – подтопленное истечение

Уравнение расхода воды через неподтопленный водослив любого очертания получено на основе теории анализа размерностей членов, определяющих расход, т. е. $Q = f(H_0, b, g)$, и имеет следующий вид:

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2}, \quad (4.1)$$

где m – коэффициент расхода, зависящий от типа водослива, его конструкции и характера истечения потока;

b – ширина водосливного фронта, т. е. длина гребня водослива, через которую переливается вода.

Следует обратить внимание на то, что наличие бокового сжатия потока, скорости подхода потока к водосливу и его подтопление для каждого типа водослива учитываются при расчете по-разному и будут показаны ниже при рассмотрении истечения через каждый тип водослива.

Водосливы с тонкой стенкой (с острым ребром). Они чаще всего применяются в качестве мерных водосливов в лабораторных условиях, а также на мелиоративных системах.

Расход потока через прямоугольный неподтопленный водослив (см. рис. 4.1, *а*) без бокового сжатия при свободном доступе воздуха под струю определяется по формуле:

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (4.2)$$

где m_0 – коэффициент расхода, рекомендуется определять по формуле Базена:

$$m_0 = (0,405 + 0,003/H) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right], \quad (4.3)$$

где P_1 – высота порога водослива со стороны ВБ.

Если ширина водослива b меньше ширины подводящего русла B , то коэффициент расхода с учетом бокового сжатия рекомендуется определять по формуле Эгли:

$$m_{0c} = \left(0,405 + 0,003/H - 0,03 \frac{B-b}{B} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right]. \quad (4.4)$$

Подтопление водослива происходит в том случае, если $(z/P) \leq (z/P)_к$ и $h_6 > P$, где P – высота порога водослива со стороны НБ; z – разность уровней воды в верхнем и нижнем бьефах.

Величину $(z/P)_к$ определяют по специальному графику (рис. 4.5) как функцию отношения известных величин H/P (табл. 4.1).

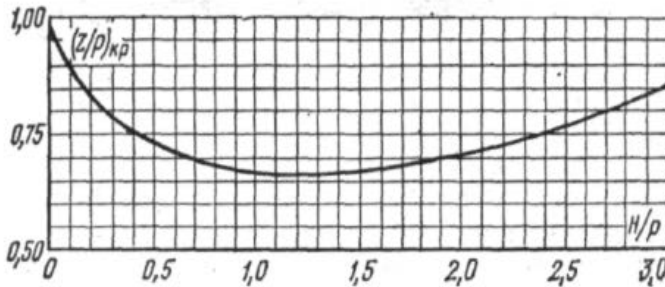


Рис. 4.5. График для определения критерия подтопления прямоугольного водослива с тонкой стенкой

Таблица 4.1. Критическое значение относительного перепада $(z/P)_кр = f(H/P_1)$ для прямоугольного водослива с тонкой стенкой

m_0	H/P_1								
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,0	1,50	2,0
0,42	0,89	0,84	0,80	0,78	0,76	0,73	0,73	0,76	0,82
0,46	0,88	0,82	0,78	0,76	0,74	0,71	0,70	0,73	0,79
0,48	0,86	0,80	0,76	0,74	0,71	0,68	0,67	0,70	0,78

По Базену коэффициент подтопления определяется по зависимости:

$$\sigma_{\text{п}} = 1,05 (1 + 0,2 \Delta / P) \sqrt[3]{z / H}, \quad (4.5)$$

где Δ – превышение уровня воды в НБ над гребнем водослива, $\Delta = h_6 - P$.

Расход потока через треугольный неподтопленный водослив с тонкой стенкой (с острым ребром) при угле с вершиной $\theta = 90^\circ$ (см. рис. 4.1, б) по опытам Томсона определяется по зависимости

$$Q = 1,4 \cdot H^{5/2}, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (4.6)$$

где H – геометрический напор, м.

Расход потока через трапецидальный водослив с тонкой стенкой (рис. 4.1, в) в виде равнобедренной трапеции $\text{ctg}\theta = 0,25$ ($\theta = 14^\circ$) по исследованиям Чиполетти определяется по зависимости:

$$Q = 1,86 \cdot b \cdot H^{3/2}, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (4.7)$$

где H – геометрический напор, м.

Водосливы практических профилей. Расход через водослив практического профиля определяется по формуле (4.1). По характеру истечения потока они бывают безвакуумные и вакуумные.

Построение профиля безвакуумных водосливов криволинейного очертания выполняется по координатам Кригера – Офицерова [1, с. 442, табл. 22.5], которые даны для напора над гребнем водослива $H = 1,0$ м. Расчетные координаты для построения профиля получают путем умножения координат при единичном напоре на величину профилирующего напора $H_{\text{пр}}$, который соответствует максимальному расходу, пропускаемому через водослив. Водосливы с вакуумным криволинейным профилем строятся по координатам, полученным на основании экспериментальных исследований Н. П. Розанова [1, табл. 22.9, с. 446]. Для уменьшения динамического воздействия струи, переливающейся через водослив на дно отводящего русла (водобой) за сооружением, сопряжение водосливной грани с дном русла в НБ выполняется по цилиндрической кривой радиусом R , значение которого принимается в зависимости от высоты порога водослива p и напора H .

Для безвакуумных водосливов криволинейного очертания коэффициент расхода при профилирующем напоре принимается:

для закругленного оголовка (форма I) (см. рис. 4.3, а) $m = 0,49$;

для оголовка со скошенной гранью (форма II) (см. рис. 4.3, б) $m = 0,48$.

Если напор над водосливом отличается от профилирующего, то коэффициент расхода рекомендуется определять по формулам Н. Н. Павловского:

для формы I при $1,0 \geq H / H_{\text{пр}} \geq 0,80$

$$m = 0,49 (0,88 + 0,12\sqrt{H / H_{\text{пр}}});$$

при $H / H_{\text{пр}} < 0,80$

$$m = 0,49 (0,785 + 0,25 H / H_{\text{пр}}); \quad (4.8)$$

для формы II при $0,1 \leq H / H_{\text{пр}} \leq 0,5$

$$m = 0,48 (0,805 + 0,31 H / H_{\text{пр}});$$

при $H / H_{\text{пр}} > 0,50$

$$m = 0,48 (H / H_{\text{пр}})^{0,05}. \quad (4.9)$$

Для водосливов с вакуумным криволинейным профилем коэффициент расхода на 10–11 % больше, чем для аналогичных форм безвакуумных водосливов, и определяется по данным, приведенным в литературе [1, с. 447, табл. 22.10].

Для водосливов практического профиля и прямоугольного очертания (см. рис. 4.2, а) коэффициент расхода рекомендуется определять по зависимости:

$$m = 0,42 (0,7 + 0,185 H / S), \quad (4.10)$$

для такого же профиля с закруглением входного ребра или его наклоном в сторону верхнего бьефа коэффициент расхода определяется по зависимости:

$$m = 0,44 (0,7 + 0,185 H / S). \quad (4.11)$$

Для водосливов практического профиля трапецидального и полигонального очертаний (см. рис. 4.3, б, в) коэффициент расхода зависит от отношений P_1 / H и H / S , а также от коэффициентов заложения верховой m_v и низовой m_n граней и приводится в табл. 4.2.

Таблица 4.2. Коэффициент расхода для незатопленного водослива прямоугольной формы практического профиля (по данным Н. Н. Павловского)

Отноше- ние P / H	Коэффициент заложения граней		Коэффициент расхода		
	напорной m_v	сливной m_n	$H / S = 0,5-1,0$	$H / S = 1,01-2$	$H / S \geq 2,0$
1	2	3	4	5	6
1,0–2,0	10	0	0,35	0,36	0,38
	0	3	0,35	0,37	0,39
	0	5	0,34	0,35	0,37
	0	10	0,33	0,34	0,35
2,01–3,0	0	1	0,38	0,40	0,42
	0	2	0,36	0,38	0,40
	3	0	0,38	0,40	0,42
	4	0	0,37	0,39	0,41
	5	0	0,36	0,38	0,40
3,01–5,0	0,5	0,5	0,35–0,36	0,38–0,40	0,42–0,43
	1,0	0	0,40	0,42	0,44
	2,0	0	0,39	0,41	0,43

Влияние бокового сжатия на пропускную способность водослива учитывается введением в формулу (4.1) коэффициента бокового сжатия ε , значение которого рекомендуется определять по формуле Е. А. Замарина:

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{b + H_0}, \quad (4.12)$$

где a – коэффициент, учитывающий форму оголовков устоев или бычков в плане, и принимается в зависимости от формы:

прямоугольной $a = 0,20$;

полуциркульной или заостренной $a = 0,11$;

криволинейной заостренной $a = 0,06$;

b – ширина водосливного фронта, или пролета водослива.

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

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

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

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

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_6 - P}{H_0} - 0,15. \quad (4.13)$$

Расход потока через подтопленный водослив определяется по зависимости:

$$Q = \sigma_n m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (4.14)$$

где σ_n – коэффициент подтопления, принимается для безвакуумных водосливов, очерченных по координатам Кригера – Офицера, по данным, приведенным в литературе, а для вакуумных водосливов криволинейного очертания – по данным, приведенным в табл. 4.3.

Таблица 4.3. Коэффициент подтопления σ_n для безвакуумного водослива криволинейной формы практического профиля

Δ / H_0	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,65	0,7
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
σ_n	1,0	0,998	0,996	0,991	0,983	0,972	0,957	0,947	0,933

Окончание табл. 4.3

Δ / H_0	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
1	11	12	13	14	15	16
σ_n	0,9–0,8	0,76	0,70	0,59	0,41	0,0

Водосливы с широким порогом. Расход потока при свободном истечении через водослив определяется по формуле (4.1), в которой коэффициент расхода принят:

$$m = \varphi \cdot \kappa \sqrt{1 - \kappa}, \quad (4.15)$$

где κ – относительная глубина потока на пороге водослива при свободном истечении, т. е. $\kappa = h / H_0$.

По данным Д. И. Кумина, коэффициент расхода водослива с широким порогом без бокового сжатия зависит от конструкции входного оголовка и отношения P_1 / H и приводится в литературе [1, табл. П.ХVIII], он изменяется в пределах $m = 0,30–0,38$.

Боковое сжатие потока на водосливе с широким порогом учитыва-

ется коэффициентом расхода, который может быть определен по формулам В. В. Смыслова:

для водосливов с неплавным входом по типу обратных стенок

$$m_c = 0,3 + 0,08 bH / \Omega_{\text{ВБ}}; \quad (4.16)$$

при сопряжении на входе по типу конусов

$$m_c = 0,3 + 0,08 / (1 + 2b \operatorname{ctg} \theta), \quad (4.17)$$

где $\Omega_{\text{ВБ}}$ – площадь живого сечения потока в верхнем бьефе перед водосливом;

θ – угол у основания конуса (коэффициент откоса).

Подтопление водослива с широким порогом будет наблюдаться при выполнении условия:

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_6 - P}{H_0} \geq \kappa_2, \quad (4.18)$$

где κ_2 – относительная глубина на пороге водослива $\kappa_2 = h_2 / H_0$; может быть определена из уравнения (4.15) или табл. 4.4.

Таблица 4.4. Значение второй приведенной сопряженной глубины на пороге водослива κ_2 и коэффициента скорости подтопленного водослива с широким порогом

m	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,385
$\varphi_{\text{п}}$	0,76; 0,78	0,84	0,90	0,96	0,99	1,0
κ_2	1,0	0,88	0,84	0,81	0,72	0,667

Расход потока, протекающий через подтопленный водослив с широким порогом, определяется по уравнению (4.14), а коэффициент подтопления принимается из табл. 4.5. Значения коэффициентов подтопления приведены при среднем значении $m = 0,34$ и $\varphi_{\text{п}} = 0,90$ в зависимости от Δ/H_0 и $\varepsilon_{\text{НБ}} = b \cdot \Delta / \Omega_{\text{НБ}}$, где $\Omega_{\text{НБ}}$ – площадь живого сечения потока за водосливом в нижнем бьефе сооружения; $\varepsilon_{\text{НБ}} = \omega / \Omega_{\text{НБ}}$ – относительное сжатие потока в нижнем бьефе НБ; $\omega = \Delta \cdot b$ – площадь живого сечения потока, выходящего с водослива.

Таблица 4.5. Значения коэффициента подтопления σ_n при среднем значении коэффициента скорости $\varphi_n = 0,9$ подтопленного водослива с широким порогом

$\frac{\Delta}{H_0}$	Коэффициент σ_n при $\varepsilon_{НБ}$								
	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,75	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,78	0,97	1	1	1	1	1	1	1	0,97
0,80	0,95	1	1	1	1	1	1	1	0,95
0,82	0,92	0,99	1	1	1	1	1	0,99	0,92
0,84	0,89	0,97	0,99	1	1	1	0,99	0,97	0,89
0,86	0,85	0,94	0,96	0,99	1	0,99	0,96	0,94	0,85
0,88	0,81	0,90	0,93	0,97	0,96	0,97	0,93	0,90	0,81
0,90	0,75	0,84	0,88	0,92	0,91	0,92	0,88	0,84	0,75
0,92	0,69	0,78	0,82	0,85	0,84	0,85	0,82	0,78	0,69
0,94	0,61	0,70	0,73	0,76	0,75	0,76	0,73	0,70	0,61
0,96	0,51	0,59	0,62	0,65	0,64	0,65	0,62	0,59	0,51
0,98	0,36	0,44	0,46	0,49	0,48	0,49	0,46	0,44	0,36

В ряде гидравлических расчетов требуется знать минимальную глубину за сооружением, т. е. сжатую и сопряженную с ней глубины. Сжатую глубину можно определить из уравнения расхода водослива:

$$Q = \varphi b h_c \sqrt{2g(E_0 - h_c)},$$

или

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(E_0 - h_c)}, \quad (4.19)$$

где φ – коэффициент скорости водослива;

E_0 – удельная энергия падающего потока относительно дна нижнего бьефа, $E_0 = H_0 + P$.

Сжатая глубина из уравнения (4.19) может быть определена аналитически, но решение имеет довольно сложный вид. Для упрощения решения профессором И. И. Агроскиным вводится понятие относительной сжатой глубины $\tau_c = h_c / E_0$ и уравнение (4.19) приводится к следующему виду:

$$\frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = 4,43 \tau_c \sqrt{1 - \tau_c} = \Phi(\tau_c). \quad (4.20)$$

По данному уравнению рассчитаны специальные таблицы и определение сжатой глубины h_c сводится к простой математической опера-

ции. По известной величине $\Phi(\tau_c)$ (табл. 4.6) находится значение τ_c и искомая сжатая глубина $h_c = \tau_c E_0$.

При определении второй сопряженной глубины h_c'' относительно сжатой h_c принято предположение, что за сооружением возникает совершенный гидравлический прыжок и русло прямоугольное или решается плоская задача. Введя также относительную сопряженную глубину $\tau_c'' = h_c'' / E_0$, уравнение совершенного гидравлического прыжка будет иметь следующий вид:

$$\tau_c'' = 0,5\tau_c \left[\sqrt{1 + 16\varphi^2(1 - \tau_c)/\tau_c} - 1 \right]. \quad (4.21)$$

Глубина h_c'' при известных q , φ , E_0 находится аналогично, как и сжатая глубина, с помощью табл. 4.6.

Следует отметить, что при гидравлическом расчете нижнего бьефа гидротехнических сооружений обычно вторую сопряженную глубину h_c'' называют глубиной, сопряженной со сжатой h_c , и обозначают h_c^c .

Таблица 4.6. Функции для расчета сжатой и второй сопряженной с ней глубин в НБ сооружения

$\Phi(\tau_c)$	τ_c	τ_c''				
		$\varphi = 0,80$	$\varphi = 0,85$	$\varphi = 0,90$	$\varphi = 0,95$	$\varphi = 1,00$
1	2	3	4	5	6	7
0,0044	0,001	0,0501	0,0532	0,0564	0,0696	0,0627
0,0089	0,002	0,0705	0740	0794	0839	0884
0,0133	0,003	0,0861	0916	0971	1026	1081
0,0177	0,004	0,0990	1053	1116	1179	1242
0,0221	0,005	1104	1174	1245	1315	1386
0,0265	0,006	1206	1283	1360	1438	1535
0,0309	0,007	1299	1383	1466	1549	1633
0,0353	0,008	1386	1475	1563	1653	1742
0,0397	0,009	1467	1541	1636	1750	1844
0,0441	0,010	0,1543	0,1642	0,1742	0,1841	0,1941
0,0660	0,015	1871	1993	2114	2236	2357
0,0877	0,020	2142	2282	2422	2562	2702
0,1094	0,025	2376	2532	2688	2844	3000
0,1309	0,030	2584	2754	2924	3095	3265
0,1523	0,035	2771	2954	3138	3321	3505
0,1736	0,040	2942	3137	3334	3529	3724
0,1948	0,045	3100	3306	3513	3720	3927
0,2159	0,050	0,3246	0,3464	0,3681	0,3899	0,4116

1	2	3	4	5	6	7
0,2577	0,060	3511	3748	3985	4222	4459
0,2991	0,070	0,3747	0,4002	0,4256	0,4510	0,4765
0,3399	0,080	3959	4229	4500	4700	5041
0,3804	0,090	4151	4436	4721	5006	5291
0,4203	0,10	0,4326	0,4625	0,4923	0,5222	0,5521
0,4987	0,12	4634	4957	5280	5603	5927
0,5752	0,14	4896	5240	5585	5930	6275
0,6496	0,15	5120	5484	5847	6211	6576
0,7220	0,18	5312	5693	6074	6455	6836
0,7924	0,20	0,5478	0,5873	0,6169	0,6666	0,7062
0,8608	0,22	5619	6028	6437	6847	7258
0,9269	0,24	5738	6159	6581	7003	7446
0,9908	0,26	5838	6270	6702	7135	7569
1,0525	0,28	5919	6360	6802	7245	7689
1,1120	0,30	0,5984	0,6434	0,6884	0,7335	0,7787
1,1690	0,32	6033	6490	6948	7406	7866
1,2236	0,34	6068	6530	6994	7460	7926
1,2758	0,36	6088	6556	7025	7496	7967
1,3255	0,38	6095	6558	7041	7516	7992
1,3493	0,39	6094	6568	7043	7520	7998
1,3726	0,40	0,6090	0,6565	0,7042	0,7520	0,8000

4.1.2. Сопряжение потока в нижнем бьефе сооружения

Расчет сопряжения бьефов является ответственным этапом гидравлического расчета, от правильного решения которого зависят надежность работы и устойчивость гидротехнических сооружений в процессе эксплуатации.

При движении потока через водослив выделяются три режима сопряжения поступающей в нижний бьеф (НБ) струи с потоком в нижнем бьефе:

1) *донный* режим, при котором транзитная часть потока (транзитная струя) устойчиво примыкает ко дну (рис. 4.6);

2) *поверхностный* режим, при котором транзитная струя располагается на поверхности или вблизи ее (рис. 4.7). Такой режим наблюдается, например, за сооружением с низовым вертикальным уступом;

3) *смешанный поверхностно-донный* режим, при котором транзитная струя вблизи сооружения находится на поверхности, а ниже по течению устойчиво примыкает ко дну (рис. 4.8).

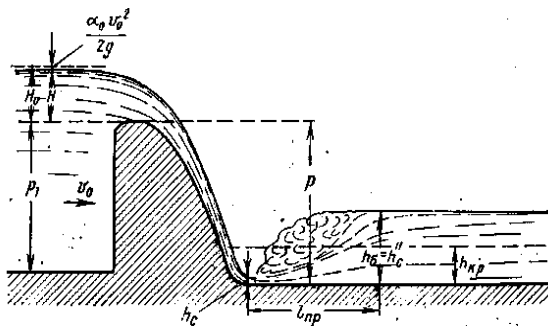


Рис. 4.6. Донный режим сопряжения потоков в НБ сооружения с гидравлическим прыжком в предельном положении



Рис. 4.7. Поверхностный режим сопряжения потоков в НБ сооружения



Рис. 4.8. Поверхностно-донный режим сопряжения потоков в НБ сооружения

Два последних режима сопряжения бьефов применяются на практике для средне- и высоконапорных сооружений. В условиях Республики Беларусь используются низконапорные сооружения, для которых применяется сопряжение бьефов с донным режимом. Поэтому в данных методических указаниях более детально рассматривается этот режим сопряжения бьефов. Поверхностный и смешанный донно-поверхностный режимы сопряжения бьефов в доступной форме и достаточно полно излагаются в учебной литературе.

Рассмотрение донного режима сопряжения бьефов приводится на примере криволинейного водослива практического профиля. При этом считается, что на участке сопряжения русло в нижнем бьефе достаточно широкое, чтобы движение можно было считать плоским, а уклон дна его находится в пределах $i_{\kappa} > i > 0$. Тогда глубина потока в нижнем бьефе при равномерном движении h_0 и будет бытовой глубиной h_6 . Если уклон дна отводящего русла $i \leq 0$, то движение в нем будет неравномерное.

Поток, переливающийся через водослив, в нижнем бьефе его имеет минимальную глубину, которая называется сжатой h_c (см. рис. 4.6). Величина сжатой глубины всегда меньше критической глубины h_{κ} , т. е. имеет место неравенство $h_c < h_{\kappa}$. В отдельных случаях, когда бытовая глубина h_6 больше высоты порога водослива p и водослив находится в затопленном состоянии, то сжатая глубина не формируется.

Так как уклон дна отводящего русла $i < i_{\kappa}$, то поток в нижнем бьефе водослива находится в спокойном состоянии, т. е. $h_6 > h_{\kappa}$. Поэтому сопряжение переливающейся через водослив струи с потоком нижнего бьефа происходит в форме гидравлического прыжка.

Вид гидравлического прыжка определяется значением параметра кинетичности потока (см. п. 3.6). Так как до расчета значение глубины h_c неизвестно, то пока неизвестно значение $П_{\kappa, c}$. Поэтому при определении вида гидравлического прыжка удобнее рассматривать параметр кинетичности потока в нижнем бьефе: при $П_{\kappa, 6} \leq 0,375$ – совершенный гидравлический прыжок, а при $П_{\kappa, 6} > 0,375$ – волнистый гидравлический прыжок. Затем определяется вторая сопряженная глубина h_c'' относительно h_c для конкретного вида гидравлического прыжка, которая показывает удельную потенциальную энергию потока относительно сжатого сечения.

Местоположение гидравлического прыжка относительно водослива, а следовательно, и тип сопряжения потоков определяются по соотношению второй сопряженной глубины h_c'' и глубины потока в ниж-

нем бьефе h_6 . Рассмотрим эти типы сопряжения переливающейся через водослив струи с потоком нижнего бьефа.

1. Вторая сопряженная глубина h_c'' больше бытовой глубины h_6 , т. е. $h_c'' > h_6$. Для этого типа сопряжения энергия потока в сжатом сечении превышает энергию потока в бытовом состоянии на величину, большую, чем потери энергии в гидравлическом прыжке. Поток продолжает движение в бурном состоянии в виде кривой подпора до некоторой глубины h_6' , являющейся первой сопряженной глубиной с h_6 . Начало гидравлического прыжка будет в сечении с глубиной h_6' , которая определяется при известной второй сопряженной глубине, равной h_6 , т. е.

$$h_6' = 0,5h_6 (\sqrt{1 + 8\Pi_{к.6}} - 1), \quad (4.22)$$

где $\Pi_{к.6}$ – параметр кинетичности потока, рассчитанный по h_6 ,

$$\Pi_{к.6} = \alpha Q^2 B / (g\omega^3) = \alpha q_6^2 / (gh_6^3);$$

q_6 – удельный расход потока в отводящем русле, $q_6 = Q / b_p$;

b_p – ширина отводящего русла.

Длина крепления отводящего русла при отогнанном положении гидравлического прыжка определяется как сумма:

$$\ell_{кр} = \ell_{отг} + \ell_{пр} + \ell_{п.п.}, \quad (4.23)$$

где $\ell_{отг}$ – длина отгона гидравлического прыжка;

$\ell_{пр}$ – длина гидравлического прыжка;

$\ell_{п.п.}$ – длина послепрыжкового участка.

Длина отгона гидравлического прыжка определяется как кривая подпора типа Ic по уравнению (2.56) для установившегося неравномерного движения (рис. 4.9), граничными глубинами которой являются сжатая глубина h_c и первая сопряженная глубина гидравлического прыжка h_6' . Расчет сжатой глубины приведен выше.

Длина гидравлического прыжка может быть определена по любому известному в гидравлике уравнению, а послепрыжкового участка – по уравнению М. С. Вызго.

2. Вторая сопряженная глубина h_c'' равна бытовой глубине h_6 , т. е. $h_c'' = h_6$. Для этого типа сопряжения энергия потока в сжатом сечении превышает энергию потока в бытовом состоянии только на величину потерь энергии в гидравлическом прыжке. Имеет место предельное положение гидравлического прыжка относительно водослива, т. е. начало гидравлического прыжка соответствует сжатому сечению (см. рис. 4.6).

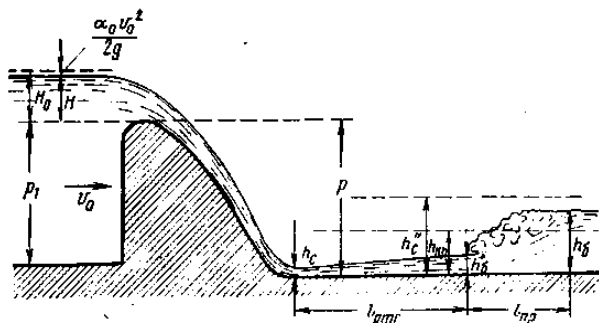


Рис. 4.9. Донный режим сопряжения потоков в НБ сооружения с отогнанным положением гидравлического прыжка

Длина крепления отводящего русла при предельном положении гидравлического прыжка определяется по уравнению (4.23) при условии, что длина отгона его отсутствует, т. е. $l_{отг} = 0$.

3. Вторая сопряженная глубина h_c'' меньше бытовой глубины h_b , т. е. $h_c'' < h_b$. Для этого типа сопряжения энергии потока в сжатом сечении может быть меньше энергии потока при бытовой глубине (или может превышать ее на величину, меньшую, чем потеря энергии в гидравлическом прыжке). Имеет место сопряжение потока с надвинутым относительно водослива гидравлическим прыжком (рис. 4.10).

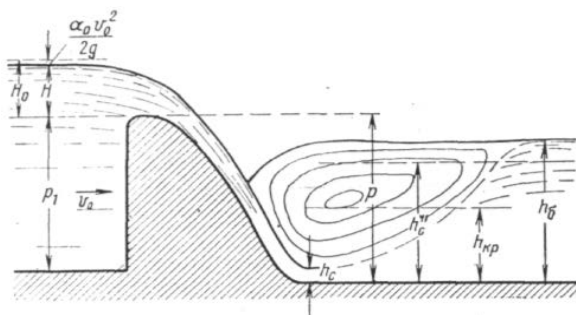


Рис. 4.10. Донный режим сопряжения потоков в НБ сооружения с надвинутым положением гидравлического прыжка

Длина крепления отводящего русла при надвинутом положении гидравлического прыжка относительно водослива определяется также

по уравнению (4.23) при условии, что длина отгона его отсутствует, $\ell_{\text{отг}} = 0$, а гидравлический прыжок будет затопленным. Длина гидравлического прыжка определяется по уравнению:

$$\ell_{\text{пр}} = 3 h_c'' . \quad (4.24)$$

4.1.3. Расчетный расход потока в нижнем бьефе сооружения

В гидротехнической практике сооружения чаще всего работают при переменном расходе, который меняется от минимального до максимального. При изменении расхода меняется удельная энергия падающего потока относительно дна нижнего бьефа E_0 , а также глубина и скорость потока в нижнем бьефе и тем самым создаются различные условия при сопряжении бьефов.

Отсюда возникает необходимость выявления того расхода, при котором создаются наиболее неблагоприятные условия сопряжения потоков в нижнем бьефе, который называется расчетным расходом для сопряжения бьефов. Так как скорости движения потока в нижнем бьефе при бытовом режиме не зависят от характера сопряжения бьефов, то критерием для выбора расчетного расхода будет длина отгона гидравлического прыжка.

Наиболее неблагоприятные условия сопряжения будут при наибольшей длине отгона гидравлического прыжка, так как в этом случае потребуются для сопряжения с надвинутым прыжком и наибольшие размеры водобойного сооружения.

Максимальный расход не всегда создает в нижнем бьефе наибольшую длину отгона гидравлического прыжка и поэтому не всегда является расчетным расходом. За расчетный расход по И. И. Агроскину принимается расход, при котором разность $h_c'' - h_0$ будет максимальной, которой будут пропорциональны длина отгона гидравлического прыжка и размеры водобойного сооружения. Применительно к выявленному расчетному расходу Q_p должны выполняться окончательные расчеты сопряжения в нижнем бьефе и расчет соответствующих сооружений. Методика определения расчетного расхода будет приведена ниже на цифровом примере.

4.1.4. Водобойные сооружения (гасители энергии)

Для обеспечения сопряжения с надвинутым гидравлическим прыжком необходимо создать в нижнем бьефе соответствующую глубину с

помощью специальных устройств (гасителей энергии), гарантирующих затопление гидравлического прыжка. К таким устройствам (гасителям энергии) относятся следующие:

1) водобойный колодец (рис. 4.11), образованный низовым уступом;

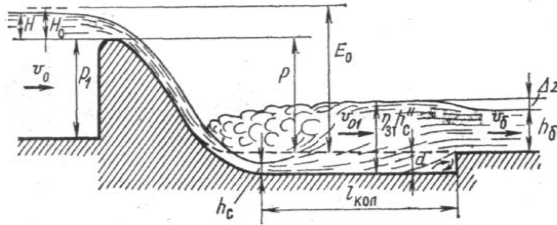


Рис. 4.11. Схема водобойного колодца

2) водобойная стенка (рис. 4.12);

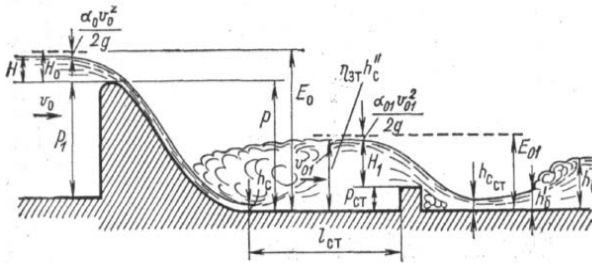


Рис. 4.12. Схема водобойной стенки

3) комбинированный водобойный колодец (рис. 4.13).

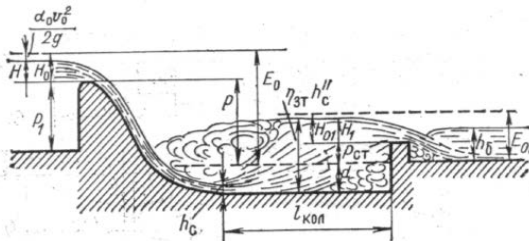


Рис. 4.13. Схема комбинированного водобойного колодца

При донном режиме сопряжения поток обладает повышенной размывающей способностью, вследствие чего ниже гасителя энергии происходит местный размыв, где русло также крепится каменной наброской или отстойкой, сборными бетонными или железобетонными плитами и т. п.

Гидравлический расчет каждого названного выше гасителя энергии имеет свои существенные особенности. Поэтому методика расчета приводится для каждого из них отдельно.

1. Гидравлический расчет водобойного колодца. Для того чтобы обеспечить сопряжение потоков в нижнем бьефе водослива в форме надвинутого гидравлического прыжка с устойчивым положением, энергию потока относительно сжатого сечения искусственно увеличивают и глубину водобойного колодца определяют по зависимости:

$$d_k = \eta_{зт} h_c'' - (h_6 + \Delta Z), \quad (4.25)$$

где $\eta_{зт}$ – коэффициент затопления гидравлического прыжка; принимается в расчетах $\eta_{зт} = 1,05-1,10$ [1, с. 495];

ΔZ – перепад при выходе потока из водобойного колодца в отводящее русло, вычисляется по формуле

$$\Delta Z = \frac{q_6^2}{2g \varphi_n^2 h_6^2} - \frac{\alpha q_6^2}{2g (h_c'')^2}; \quad (4.26)$$

где φ_n – коэффициент скорости подтопленного водослива с широким порогом.

Если пренебречь скоростным напором, соответствующим средней скорости в водобойном колодце $\alpha V_0^2 / (2g) = \alpha q_6^2 / [2g (h_c'')^2]$, то

$$\Delta Z = \frac{q_6^2}{2g \varphi_n^2 h_6^2}. \quad (4.27)$$

Расчет глубины водобойного колодца d_k ведется путем последовательных приближений, так как глубина h_c'' определялась с учетом заранее неизвестной его глубины. Во втором приближении уточняется удельная энергия потока в верхнем бьефе, найденная по отношению ко дну нижнего бьефа, т. е.

$$E_{01} = E_0 + d_{k1},$$

где d_{k1} – глубина водобойного колодца, рассчитанная в первом приближении.

Соответственно изменится $\Phi(\tau_c)$ и вторая сопряженная глубина, которая будет равна h_{c1}'' . Во втором приближении глубина водобойного колодца будет:

$$d_{k2} = \eta_{\text{вт}} h_{c1}'' - (h_6 + \Delta Z).$$

Расчет выполняется до тех пор, пока расхождение между двумя последними приближениями в определении d_k будет менее заданной точности, которая в технических расчетах обычно принимается в пределах $\pm 5\%$.

Длина водобойного колодца должна быть достаточной для надежного размещения в его пределах гидравлического прыжка. В данном случае гидравлический прыжок с низовой стороны подпирается уступом на выходе из водобойного колодца, т. е. образуется подпертый гидравлический прыжок. При устройстве водобойного колодца за водосливом практического профиля криволинейного очертания его длина будет:

$$\ell_{\text{кол}} = 3h_c''.$$

2. Гидравлический расчет водобойной стенки. Водобойная стенка (см. рис. 4.12), также как и водобойный колодец, предназначена для создания такой глубины за водосливом в нижнем бьефе, которая обеспечит сопряжение в форме надвинутого гидравлического прыжка. При устройстве водобойной стенки отметка дна на водобое сохраняется без изменения.

При гидравлическом расчете водобойной стенки определяются ее высота $P_{\text{ст}}$ и расстояние от сжатого сечения в нижнем бьефе до водобойной стенки $\ell_{\text{ст}}$.

Водобойные стенки применяют обычно прямоугольного или трапецидального прямолинейного очертания, и в зависимости от относительной ширины гребня S/H они могут представлять собой водослив с тонкой стенкой или практического профиля. Значение коэффициента расхода для данных водобойных стенок обычно принимается $m = 0,40-0,42$.

Высота водобойной стенки определяется исходя из условия получения перед ней такой глубины, чтобы образовался надвинутый гидравлический прыжок:

$$\eta_{\text{вт}} h_c'' = P_{\text{ст}} + H_{\text{ст}}, \quad (4.28)$$

где $H_{\text{ст}}$ – напор над гребнем водобойной стенки (см. рис. 4.12).

Расчет ведется в следующей последовательности. В первом приближении предполагается, что истечение через водобойную стенку свободное и из формулы расхода водослива находится полный напор

$$H_{0\text{ст}} = \left(\frac{q_6}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3},$$

а затем определяются средняя скорость потока перед водобойной стенкой:

$$V_{0 \text{ ст}} = q_6 / (\eta_{\text{эт}} h_c'')$$

и геометрический напор

$$H_{\text{ст}} = H_{0 \text{ ст}} - \alpha_0 V_{0 \text{ ст}}^2 / (2g).$$

Вторая сопряженная глубина h_c'' вычисляется по приведенной выше методике.

Затем определяется характер истечения потока через водобойную стенку. Если $P_{\text{ст}} < h_6$ и $h_{\text{с. ст}}'' < h_6$, то за водобойной стенкой будет надвинутый гидравлический прыжок и истечение подтопленное. Для определения второй сопряженной глубины $h_{\text{с. ст}}''$ за водобойной стенкой вычисляется функция

$$\Phi(\tau_c)_{\text{ст}} = \frac{q_6}{\varphi E_{0 \text{ ст}}^{3/2}},$$

где $E_{0 \text{ ст}}$ – удельная энергия падающего потока через водобойную стенку относительно дна нижнего бьефа, $E_{0 \text{ ст}} = P_{\text{ст}} + H_{0 \text{ ст}}$.

По $\Phi(\tau_c)_{\text{ст}}$ из табл. 4.6 находится величина $\tau_{\text{с. ст}}''$ и вторая сопряженная глубина $h_{\text{с. ст}}'' = \tau_{\text{с. ст}}'' E_{0 \text{ ст}}$.

При подтопленном истечении уточняется напор над гребнем водобойной стенки с учетом коэффициента подтопления, который принимается из табл. 4.3 по величине $\Delta/H_{0 \text{ ст}} = (h_6 - P_{\text{ст}}) / H_{0 \text{ ст}}$.

Тогда

$$H_{0 \text{ ст}} = \left(\frac{q_6}{\sigma_{\text{п}} m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \text{ и } H_{\text{ст}} = H_{0 \text{ ст}} - \frac{\alpha V_0^2}{2g}.$$

Уточненная высота водобойной стенки будет

$$P_{\text{ст. 1}} = \eta_{\text{эт}} h_c'' - H_{\text{ст}}.$$

Далее необходимо повторить уточнение коэффициента подтопления, величины напора и высоты водобойной стенки. Уточнение выполняется до тех пор, пока расхождение между двумя последними расчетами в определении $P_{\text{ст}}$ будет менее заданной точности, которая в технических расчетах обычно принимается в пределах $\pm 5\%$.

Если за водобойной стенкой гидравлический прыжок будет отогнан, т. е. $h_{\text{с. ст}}'' > h_6$, тогда предусматривают вторую водобойную стенку с высотой, которая рассчитывается аналогично. Если за второй водо-

бойной стенкой вновь получится отогнанный гидравлический прыжок, то устанавливается и третья водобойная стенка.

Расстояние от сжатого сечения до верховой грани водобойной стенки принимается, как и в случаях водобойного колодца, $l_{ст} = 3h_c''$.

3. Гидравлический расчет комбинированного водобойного колодца. Комбинированный водобойный колодец, также как и водобойный колодец, и водобойная стенка, создается для того, чтобы получить в нижнем бьефе за водосливом такую глубину, при которой сопряжение происходило бы с надвинутым гидравлическим прыжком (см. рис. 4.13). Комбинированный водобойный колодец представляет собой водобойный колодец с глубиной d_k и установленной на выходе водобойной стенкой высотой $P_{ст}$. При напоре над гребнем водобойной стенки $H_{ст}$ глубина воды в комбинированном водобойном колодце составит:

$$\eta_{зт} h_c'' = d_k + P_{ст} + H_{ст}. \quad (4.29)$$

Так как в уравнении (4.29) неизвестны глубина водобойного колодца d_k и высота водобойной стенки $P_{ст}$, то обычно задаются высотой стенки с таким условием, чтобы гидравлический прыжок за ней находился в надвинутом положении. При этом предлагается следующая методика гидравлического расчета.

Сначала принимается, что высота водобойной стенки и глубина водобойного колодца равны. Тогда в первом приближении определяется высота водобойной стенки из зависимости (4.29):

$$P_{ст.1} = 0,5 (\eta_{зт} h_c'' - H_{ст}). \quad (4.30)$$

Затем проверяется местоположение гидравлического прыжка за водобойной стенкой, т. е. вычисляется $h_{c.ст}''$ и сравнивается с бытовой глубиной $h_б$. При отогнанном положении гидравлического прыжка относительно водобойной стенки, т. е. при $h_{c.ст}'' > h_б$, высоту $P_{ст.1}$ уменьшают в зависимости от превышения $h_{c.ст}''$ над $h_б$ и снова проверяется его положение относительно стенки. Высота водобойной стенки принимается такой величины, чтобы гидравлический прыжок за ней находился в надвинутом положении.

После этого проверяется условие истечения потока через водобойную стенку. При выполнении неравенств:

$$h_{c.ст}'' < h_б \quad \text{и} \quad P_{ст.1} < h_б$$

истечение через водобойную стенку будет подтопленное. В этом слу-

чае определяется коэффициент подтопления σ_n и уточняются напор $H_{ст}$ над порогом водобойной стенки и ее высота. Данный расчет выполняется по аналогичной методике, как для отдельной водобойной стенки, которая приведена выше.

Затем по зависимости (4.29) после ряда приближений также, как и для отдельного водобойного колодца, находится его глубина:

$$d_k = \eta_{вт} h_c'' - (P_{ст} + H_{ст}). \quad (4.31)$$

Длина комбинированного водобойного колодца определяется из тех же условий, что и водобойного колодца, и водобойной стенки:

$$l_{к.к} = 3h_c''. \quad (4.32)$$

В данной теме рассмотрены очень важные вопросы по сопряжению бьефов гидротехнических сооружений и расчету классических водобойных сооружений (гасителей энергии) и, как отмечалось ранее, от правильного решения которых зависит надежность работы и устойчивость их в процессе эксплуатации. Ряд примеров по этой теме рассмотрены в подразделе 4.2.

4.2. Примеры решения типовых задач

Пример 4.1. Определить число пролетов n_n открытого водосброса, который представляет водослив практического профиля криволинейной формы, очерченный по координатам Кригера – Офицерова (форма I), и его высоту P со стороны НБ, если НПУ (нормальный подпорный уровень) находится на отметке порога водослива (рис. 4.14) при приведенных ниже условиях.

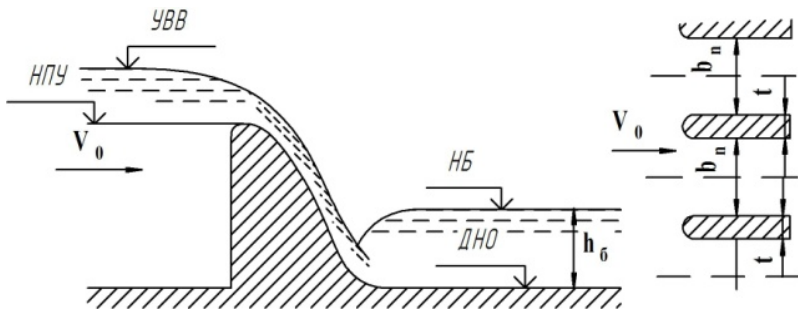


Рис. 4.14. Расчетная схема открытого водосброса

Расчетные условия

Отметки:

уровня высоких вод (УВВ).....	127,5 м;
нормального подпорного уровня (НПУ).....	124,7 м;
дна в нижнем бьефе (дно).....	116,9 м;
уровня воды в НБ (УВ).....	126,7 м;
Расчетный расход Q	420 м ³ /с;
Ширина пролета водослива b_p	5 м;
Скорость потока перед водосливом V_0	0,95 м/с;
Форма устоев (бычков) a	0,20;
Толщина бычков t	0,80 м.

Отводящее русло прямоугольное шириной $b_p = b_p n_n + (n_n - 1) t$.

Решение. Число пролетов водослива определяется из уравнения расхода водослива:

$$n_n = \frac{Q}{\sigma_n \varepsilon m b_n \sqrt{2g} H_0^{3/2}},$$

где σ_n – коэффициент подтопления. Предварительно принимается течение свободным и $\sigma_{np} = 1,0$;

ε – коэффициент бокового сжатия потока, определяется по формуле (4.12):

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{b_n + H_0} = 1 - 0,2 \frac{2,85}{5,0 + 2,85} = 0,927,$$

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

H_0 – полный напор.

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

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

Тогда

$$n_{n1} = \frac{42,0}{1,0 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5,0 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 2,85^{3/2}} = 8,7 \text{ пр.}$$

Принимается целое число пролетов $n_n = 9$ пр.

Теперь проверяется характер истечения потока через водослив по двум условиям.

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

Теперь проверяется второе условие. Для этого определяется место положения гидравлического прыжка относительно сооружения. Вторую сопряженную глубину h''_c определим с помощью специальных таблиц (табл. 4.6). Для этих целей вычисляется вспомогательная функция (4.20):

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

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

q – удельный расход потока в НБ сооружения,

$q = Q / b_p = 420 / 51,4 = 8,17 \text{ м}^3/\text{с}$ на 1 п. м;

b_p – ширина отводящего русла за сооружением,

$b_p = b_n n_n + (n_n - 1) t = 5 \cdot 9 + (9 - 1) \cdot 0,8 = 51,4 \text{ м}$;

E_0 – удельная энергия падающего потока относительно дна в НБ;

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

Тогда $\tau_c'' = 0,414$ (см. табл. 4.6) и $h_c'' = \tau_c'' \cdot E_0 = 0,414 \cdot 10,65 = 4,41 \text{ м}$. Глубина воды в НБ сооружения

$$h_6 = \nabla_{\text{УВ}} - \nabla_{\text{ДНО}} = 126,7 - 116,9 = 9,8 \text{ м}.$$

Так как $h_6 = 9,8 \text{ м} > h_c'' = 4,41 \text{ м}$, то за сооружением гидравлический прыжок находится в надвинутном положении. Следовательно, истечение потока через водослив будет подтопленное. Значение коэффициента подтопления определяется из табл. 4.3 по величине:

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_6 - P}{H_0} = \frac{9,8 - 7,8}{2,85} = 0,702,$$

где Δ – превышение уровня воды в НБ сооружения над порогом водослива и составляет $\sigma_{\text{н1}} = 0,933$.

Теперь уточняется число пролетов водосброса с учетом подтопления:

$$n_{\text{н2}} = \frac{420}{0,933 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5 \cdot 9 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 2,85^{3/2}} = 9,33 \text{ пр.}$$

Окончательно принимается число пролетов $n_n = 9$. Так как расчет-

ное число пролетов отличается от принятого, то необходимо уточнить величину напора:

$$H_{01} = \left(\frac{Q}{\sigma_{п2} \epsilon m b_{пн} n_{п} \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{420}{0,933 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5 \cdot 9 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,91 \text{ м,}$$

а геометрический напор составит:

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

Тогда отметка НПУ (порога водослива) составит:

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

Теперь уточняется коэффициент подтопления, для чего определяется:

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

и $\sigma_{п2} = 0,926$. С учетом уточненной величины коэффициента подтопления полный напор составит:

$$H_{02} = \left(\frac{Q}{\sigma_{п2} \epsilon m b_{пн} n_{п} \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{420}{0,926 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5 \cdot 9 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,93 \text{ м.}$$

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

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

и отметка НПУ будет

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

а высота водослива со стороны нижнего бьефа

$$P = \nabla_{\text{НПУ}} - \nabla_{\text{ДНО}} = 124,62 - 116,9 = 7,72 \text{ м.}$$

Ответ: $n_{п} = 9$; $P = 7,72$ м.

Пример 4.2. Определить ширину b между опорами моста над тра-

пецеидальным каналом при следующих условиях: расход воды в канале $Q = 14,8 \text{ м}^3/\text{с}$, $h_6 = 1,90 \text{ м}$, $m_k = 1,50$, ширина канала по дну $b_k = 7,0 \text{ м}$, опоры моста имеют прямоугольную форму в плане. Подпор воды перед мостом не должен превышать $\Delta Z = 0,20 \text{ м}$ (рис. 4.15).

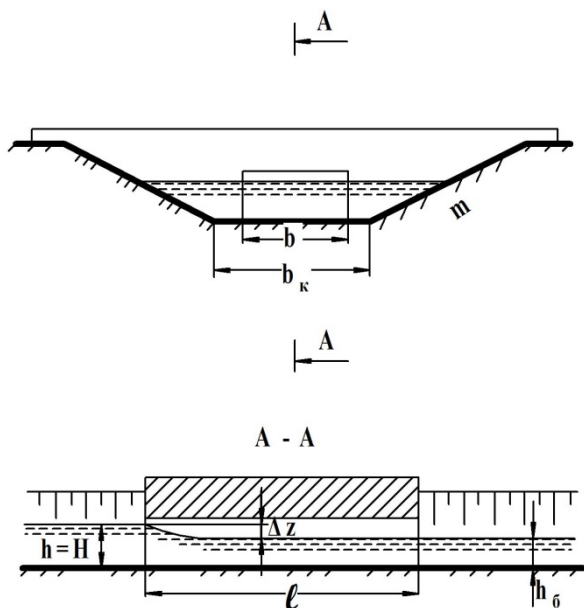


Рис. 4.15. Расчетная схема к примеру 4.2

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

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

Средняя скорость движения потока перед мостом:

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

и полный напор составит

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

Принимая ориентировочно $b / b_k = 0,50$, находим (табл. 4.2) значение коэффициента расхода $m = 0,335$.

Для проверки подтопления водослива найдем по таблице (табл. 4.4) при $m = 0,335$ значение величины $\kappa_2 = 0,85$;

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_0 - P}{H_0} = \frac{1,90 - 0}{2,13} = 0,892;$$

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

следовательно, водослив подтоплен, и истечение потока будет несвободное.

По значениям величин:

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

(принимая ориентировочно $b = b_k / 2 = 3,5$ м) находим по таблице (табл. 4.5) значение коэффициента подтопления $\sigma_{\text{п}} = 0,91$. Из формулы расхода водослива находим ширину пролета моста:

$$b = \frac{Q}{\sigma_{\text{п}} m \sqrt{2gH_0^{3/2}}} = \frac{14,8}{0,91 \cdot 0,335 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,13^{3/2}}} = 3,53 \text{ м.}$$

Уточнения расчета не требуется, так как ориентировочно принятое отношение b / b_k при полученной ширине пролета $b = 3,53$ м верно.

Ответ: $b = 3,53$ м.

Пример 4.3. Узел гидротехнических сооружений включает открытый водосброс (рис. 4.16), в качестве которого принят водослив практического профиля криволинейного очертания (форма I) и имеет $n_{\text{п}} = 5$ пролетов, разделенных бычками (опорами моста) толщиной $t = 0,9$ м, шириной в свету $b_{\text{п}} = 6,0$ м. Отметка гребня водослива составляет $\nabla_{\text{гр}} = 30,2$ м, нормального подпорного уровня (НПУ) (уровень верхней кромки затвора) – $\nabla_{\text{НПУ}} = 317$ м, дна русла – $\nabla_{\text{дно}} = 19,4$ м.

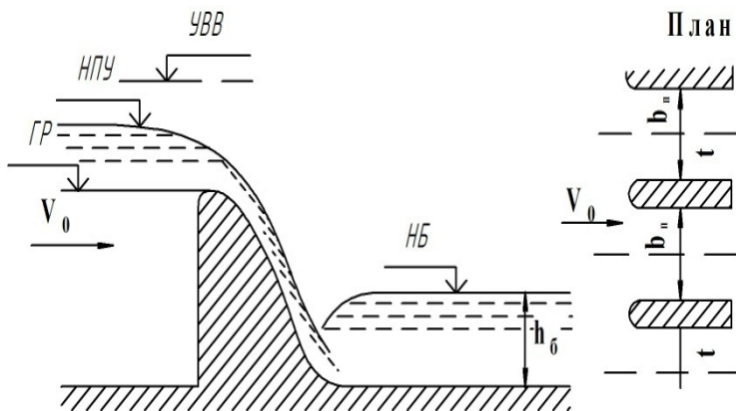


Рис. 4.16. Расчетная схема к примеру 4.3

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

Требуется:

1. Рассчитать сопряжение потоков за водосбросом при расчетном расходе $Q_{\text{расч}}$ для нижнего бьефа, полагая расход изменяющимся в пределах от Q_{max} при $\nabla_{\text{УВВ}} = 32,6$ м до Q_{min} при $\nabla_{\text{НПУ}}$, при полностью открытых затворах. Для определения глубины $h_б$ в реке принять русло ее прямоугольного сечения шириной $b_p = n_n b_n + (n_n - 1)t$, коэффициент шероховатости принят как для грубой бетонировки, а уклон дна $i = 0,00032$.

2. При расчетном расходе $Q_{\text{расч}}$ вычислить длину крепления русла в нижнем бьефе водосброса. В случае отогнанного положения гидравлического прыжка запроектировать водобойный колодец.

3. Построить профиль водослива по координатам совместно с водобойным колодцем.

Решение. 1. Расчет сопряжения за водосбросом. Прежде всего, установим расчетный расход для нижнего бьефа, т. е. такой, при котором создаются наиболее неблагоприятные условия, а именно: возникает наибольшая длина отгона гидравлического прыжка и, следовательно, для сопряжения с надвинутым прыжком необходима наибольшая глубина водобойного колодца.

Для определения расчетного расхода необходимо вычислить разность между второй сопряженной глубиной h_c'' и бытовой глубиной $h_б$

для ряда расходов. Расход, при котором эта разность будет наибольшей, будет расчетным для нижнего бьефа, так как при этом расходе будет наибольшая длина отгона гидравлического прыжка.

Вычислим полные напоры при отметке УВВ и НПУ:

$$H_0 \text{ УВВ} = \nabla_{\text{УВВ}} - \nabla_{\text{ГР}} + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 32,6 - 30,2 + \frac{1,1 \cdot 0,95^2}{2 \cdot 9,81} = 2,45 \text{ м};$$

$$H_0 \text{ НПУ} = \nabla_{\text{НПУ}} - \nabla_{\text{ГР}} + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 31,7 - 30,2 + \frac{1,1 \cdot 0,80^2}{2 \cdot 9,81} = 1,54 \text{ м}.$$

Задаваясь рядом напоров H_0 в интервале $2,45 \text{ м} \leq H_0 \leq 1,54 \text{ м}$, определим коэффициенты расхода m_i по зависимости (4.8) и бокового сжатия потока ε_i по формуле (4.12), вычислим величины расходов Q_i по уравнению (4.1) при условии свободного истечения потока через водослив и вторую сопряженную глубину h_{c_i}'' для различных расходов в последовательности, указанной в табл. 4.7.

Бытовую глубину h_b в отводящем русле определим при условии равномерного режима жидкости по методике, приведенной в разделе 1, и последовательности, указанной в табл. 4.7.

Таблица 4.7. Определение расчетного расхода для нижнего бьефа

№ п/п	H_0 , м	$\frac{H}{H_{\text{пр}}}$	m	ε	Q , м ³ /с	q , м ³ /с	E_0 , м	Φ (τ_c)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	2,45	1,00	0,49	0,968	241,7	7,19	13,25	0,157
2	2,30	0,939	0,483	0,970	219,4	6,53	13,10	0,145
3	2,00	0,816	0,484	0,972	176,8	5,26	12,80	0,121
4	1,70	0,694	0,470	0,976	135,1	4,02	12,50	0,0957
5	1,54	0,629	0,462	0,978	114,7	3,41	12,34	0,0828

Окончание табл. 4.7

№ п/п	τ_c''	h_c'' , м	$F(R)_{\text{Г.Н}}$, м ³ /с	$R_{\text{Г.Н}}$, м	$b_p / R_{\text{Г.Н}}$	$H / R_{\text{Г.Н}}$	h_b , м	$h_c'' - h_b$, м	Примечание
1	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	0,337	4,47	1688,9	3,60	9,33	0,989	3,56	0,905	$\alpha = 0,11$
2	0,325	4,26	1533,1	3,47	9,68	0,968	3,36	0,898	$n = 0,017$
3	0,297	3,80	1235,4	3,19	10,53	0,908	2,90	0,902	$P = 10,8 \text{ м}$
4	0,267	3,34	944,0	2,88	11,67	0,847	2,44	0,898	–
5	0,249	3,07	801,5	2,71	12,40	0,814	2,21	0,863	–

Из табл. 4.7 видно, что максимальному значению разности $h_c'' - h_6 = 4,47 - 3,56 = 0,905$ м соответствует расчетный расход

$Q_{\text{расч}} = 241,7 \text{ м}^3/\text{с}$. На этом расходе должно быть рассчитано сопряжение в нижнем бьефе водосброса.

Так как $h_c'' = 4,47 \text{ м} > h_6 = 3,56 \text{ м}$, то имеет место отогнанный гидравлический прыжок.

2. Расчет длины крепления русла и водобойного колодца. Предварительно проверим истечение потока через водослив. Для этого определим высоту водослива со стороны нижнего бьефа:

$$P = \nabla_{\text{гр}} - \nabla_{\text{дно}} = 30,2 - 19,4 = 10,8 \text{ м.}$$

Так как $P = 10,8 \text{ м} > h_6 = 3,56 \text{ м}$ (см. табл. 4.1), следовательно, истечение через водослив свободное и уточнения расчетного расхода не требуется.

Длина крепления русла в нижнем бьефе водосброса при отогнанном положении гидравлического прыжка определяется по зависимости (4.23).

Длину отгона гидравлического прыжка определим как длину кривой свободной поверхности потока при установившемся неравномерном движении жидкости по уравнению (4.27). Граничными глубинами для нее будут:

сжатая глубина h_c за сооружением (см. рис. 4.9), равная начальной глубине $h_{\text{нач}}$:

$$h_c = h_{\text{нач}} = \tau_c E_0 = 0,0362 \cdot 13,25 = 0,480 \text{ м,}$$

где τ_c – относительная сжатая глубина, принятая из таблицы (табл. 3.2 или 4.6) по зависимости $\Phi(\tau_c) = 0,157$, соответствующая $Q_{\text{расч}}$ (см. табл. 4.1);

E_0 – удельная энергия верхнего бьефа относительно дна нижнего бьефа, соответствующая $Q_{\text{расч}}$ (см. табл. 4.1);

первая сопряженная глубина h_6' гидравлического прыжка, равная конечной глубине $h_{\text{кон}}$, определяется по уравнению

$$h_6' = 0,5h_6(\sqrt{1+8\Pi_{к.б}} - 1) = 0,5 \cdot 3,56(\sqrt{1+8 \cdot 0,128} - 1) = 0,752 \text{ м,}$$

где $\Pi_{к.б}$ – параметр кинетичности потока, рассчитанный по бытовой глубине h_6 , которая является второй сопряженной глубиной гидравлического прыжка.

$$\Pi_{к.б} = \frac{\alpha q^2}{gh_6^3} = \frac{1,1 \cdot 7,19^2}{9,81 \cdot 3,56^3} = 0,128.$$

Так как $\Pi_{к.б} = 0,128 < 0,375$, то в нижнем бьефе водосброса возникает совершенный гидравлический прыжок и уравнение совершенного гидравлического прыжка применено верно.

Методика расчета длины кривой свободной поверхности потока приводится в разделе 2, а ее расчет – в табл. 4.8.

Таблица 4.8. Расчет длины отгона гидравлического прыжка

Номер сечения	h , м	Δh , м	ω , м ²	γ , м	R , м	$C\sqrt{R}$, м/с	Q' , м ³ /с	Z
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0,480	0,272	16,13	34,56	0,467	36,20	10,44	0,0432
2	0,752		25,27	35,10	0,720	47,75	21,56	0,0893

Окончание табл. 4.8

Номер сечения	ΔZ	$\frac{a}{i}$	$\Pi_{к'}$	$\frac{1-\Pi'_{к.сп}}$	$\Phi(Z)$	$\Delta\Phi(Z)$	[13]×[15]	[10]–[16]	$\ell_{н-к}$, м [11]×[17]
1	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	0,0461	18438,2	0,0979	0,897	0,0432	0,0461	0,0414	0,00475	87,6
2			0,109		0,893				

Длину совершенного гидравлического прыжка определим по формуле Н. Н. Павловского:

$$\ell_{пр} = 2,5(1,9h'' - h') = 2,5(1,9 \cdot 3,56 - 0,752) = 15,0 \text{ м},$$

а длину послепрыжкового участка – по формуле М. С. Вызго:

$$l_{п.п} = \frac{0,4}{n} \cdot h_6 = \frac{0,4}{0,017} \cdot 3,56 = 83,8 \text{ м}.$$

Тогда длина крепления русла в нижнем бьефе водосброса:

$$\ell_{кр} = \ell_{отг} + \ell_{пр} + \ell_{п.п} = 87,6 + 15,0 + 83,8 = 186,4 \text{ м}.$$

Так как длина крепления русла достигает значительной величины, то необходимо запроектировать водобойное сооружение (гаситель энергии), в качестве которого в примере рекомендуется водобойный колодец.

Глубина водобойного колодца определяется по зависимости (4.25) и в первом приближении:

$$d_{к1} = \eta_{\text{вт}} h_c'' - (h_6 + \Delta Z) = 1,075 \cdot 4,47 - (3,56 + 0,122) = 1,134 \text{ м,}$$

где ΔZ – перепад при выходе потока из водобойного колодца, определяется по зависимости (4.26):

$$\Delta Z = \frac{q_6^2}{2g\varphi_{\text{п}}^2 h_6^2} - \frac{\alpha q_6^2}{2g(h_c'')^2} = \frac{7,19^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,90^2 \cdot 3,56^2} - \frac{1,1 \cdot 7,19^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 4,47^2} = 0,111 \text{ м,}$$

где q_6 – удельный расход потока в нижнем бьефе сооружения, $q = 7,19 \text{ м}^3/\text{с}$ на 1 п. м, соответствующий расчетному расходу (см. табл. 4.1);

$\varphi_{\text{п}}$ – коэффициент скорости. Выходная часть водобойного колодца работает как подтопленный водослив с широким порогом, $\varphi_{\text{п}} = 0,90$.

Теперь уточняется вторая сопряженная глубина h_c'' в связи с изменением энергии верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца. Для этих целей вычисляется:

$$\Phi(\tau_c)_1 = \frac{q_6}{\varphi E_{01}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,384^{3/2}} = 0,139,$$

где E_{01} – удельная энергия верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца.

$$E_{01} = E_0 + d_{к1} = 13,25 + 1,134 = 14,38 \text{ м.}$$

По табл. 4.6 определяются:

$$\tau_{c1}'' = 0,318 \text{ и } h_{c1}'' = \tau_{c1}'' \cdot E_{01} = 0,318 \cdot 14,384 = 4,57 \text{ м.}$$

Глубина водобойного колодца во втором приближении:

$$d_{к2} = \eta_{\text{вт}} h_{c1}'' - (h_6 + \Delta Z) = 1,075 \cdot 4,57 - (3,56 + 0,111) = 1,242 \text{ м.}$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между первым и вторым приближениями составляет:

$$\Delta d_{\text{к}} = \frac{d_{к1} - d_{к2}}{d_{к2}} 100 = \frac{1,134 - 1,242}{1,242} 100 = -8,7 \text{ \%}.$$

Так как расхождение в определении глубины водобойного колодца

значительное, то выполняется третье приближение по аналогичной методике. Вычислим:

$$E_{02} = E_0 + d_{к2} = 13,25 + 1,242 = 14,492 \text{ м};$$

$$\Phi(\tau_c)_2 = \frac{q}{\varphi E_{02}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,492^{3/2}} = 0,137; \quad \tau_{c2}'' = 0,316;$$

$$h_{c2}'' = \tau_{c2}'' E_{02} = 0,316 \cdot 14,492 = 4,58 \text{ м}.$$

Тогда глубина водобойного колодца в третьем приближении:

$$d_{к3} = \eta_{зт} h_{c2}'' - (h_6 + \Delta Z) = 1,075 \cdot 4,58 - (3,56 + 0,111) = 1,252 \text{ м}.$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между вторым и третьим приближениями составляет менее 1 %. Поэтому глубину водобойного колодца принимаем с третьего приближения, т. е.

$$d_{к} = d_{к3} = 1,252 \text{ м}.$$

Длина водобойного колодца, т. е. расстояние от сжатого сечения до его уступа, определяется по уравнению (4.32) как длина подпертого гидравлического прыжка:

$$\ell_{\text{кол}} = 3h_{c2}'' = 3 \cdot 4,58 = 13,74 \text{ м}.$$

3. Построение профиля водослива. Для построения профиля водослива (форма I) водосброса используются координаты Кригера – Оффенберга [1, с. 442, табл. 22.5], данные при напоре $H = 1,0$ м. Расчетные координаты X_0 и Z_0 профиля водослива получают путем умножения табличных значений X и Z (табл. 4.9) на величину профилирующего напора $H_{\text{пр}} = 2,4$ м, который соответствует максимальному расходу при отметке уровня высоких вод.

Таблица 4.9. Расчет координат профиля водослива

$H = 1,0$ м		$H_{\text{пр}} = 2,40$ м		$H = 1,0$ м		$H_{\text{пр}} = 2,40$ м	
X , м	Z , м	X_0 , м	Z_0 , м	X , м	Z , м	X_0 , м	Z_0 , м
0,0	0,126	0,000	0,302	1,4	0,565	3,36	1,356
0,1	0,036	0,24	0,086	1,7	0,873	4,08	2,095
0,2	0,007	0,48	0,017	2,0	1,235	4,80	2,964
0,3	0,000	0,72	0,000	2,5	1,960	6,00	4,704
0,4	0,007	0,96	0,017	3,0	2,824	7,20	6,778
0,6	0,060	1,44	0,144	3,5	3,818	8,40	9,163
0,8	0,147	1,92	0,353	4,0	4,930	9,60	11,832
1,0	0,256	2,40	0,614	4,5	6,220	10,80	14,928
1,2	0,393	2,88	0,943				

Для уменьшения динамических нагрузок на дно русла в нижнем бьефе водосброса сопряжение низовой грани его с дном производится по цилиндрической кривой. Радиус ее принимается по табл. 22.6 [1, с. 443] в зависимости от высоты водосброса $P = 10,8$ м и напора $H = 2,4$ м и составляет $R = 4,85$ м. Построение профиля водослива показано на рис. 4.17.

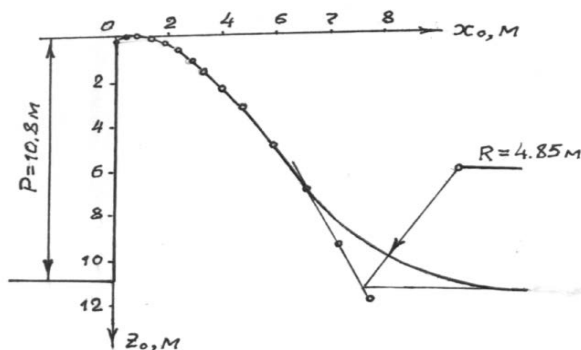


Рис. 4.17. Профиль криволинейного водослива, построенный по координатам Кригера – Офищерева

Пример 4.4. Для условия примера 4.3 вместо водобойного колодца запроектировать и рассчитать водобойную стенку.

Решение. В первом приближении высоту водобойной стенки определим по уравнению (4.28):

$$P_{ст1} = \eta_{ст} h_c'' - H_{ст} = 1,075 \cdot 4,47 - 2,38 = 2,425 \text{ м,}$$

где h_c'' – вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка относительно сжатого сечения за водосбросом, принята по табл. 4.1;

$H_{ст}$ – геометрический напор над порогом водобойной стенки.

$$H_{ст} = H_{0 ст} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,503 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 2,38 \text{ м;}$$

$H_{0 ст}$ – полный напор над порогом водобойной стенки в первом приближении определяется при условии свободного истечения потока через нее.

$$H_{0 \text{ ст}} = \left(\frac{q_6}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{7,19}{0,41 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,503 \text{ м};$$

V_0 – средняя скорость движения потока перед водобойной стенкой.

$$V_0 = \frac{q_6}{\eta_{3\pi} h_c} = \frac{7,19}{1,075 \cdot 4,47} = 1,496 \text{ м/с.}$$

Теперь определим местоположение гидравлического прыжка за водобойной стенкой. Для этого предварительно вычислим:

$$\Phi(\tau_{c})_{\text{ст}} = \frac{q_6}{\varphi E_{0 \text{ ст}}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 4,928^{3/2}} = 0,692,$$

где $E_{0 \text{ ст}}$ – удельная энергия падающего потока относительно дна нижнего бьефа за водобойной стенкой.

$$E_{0 \text{ ст}} = H_{0 \text{ ст}} + P_{\text{ст.1}} = 2,503 + 2,425 = 4,928 \text{ м.}$$

Из табл. 4.6 приложения по значениям $\Phi(\tau_{c})_{\text{ст}} = 0,692$ и $\varphi = 0,95$ определяется $\tau_{c \text{ ст}}'' = 0,634$. Тогда вторая сопряженная глубина:

$$h_{c \text{ ст}}'' = \tau_{c \text{ ст}}'' \cdot E_{0 \text{ ст}} = 0,634 \cdot 4,928 = 3,12 \text{ м.}$$

Так как $h_{c \text{ ст}}'' = 3,12 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м}$, то гидравлический прыжок за водобойной стенкой находится в надвинутом положении и вторую стенку проектировать не требуется.

Теперь проверяется условие истечения потока через водобойную стенку по неравенствам:

$$h_{c \text{ ст}}'' = 3,12 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м} \text{ и } P_{\text{ст.1}} = 2,425 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м},$$

следовательно, истечение будет подтопленное и в формулу расхода необходимо ввести коэффициент подтопления $\sigma_{\text{п}}$. Для его нахождения определим относительное подтопление:

$$\frac{\Delta}{H_{0 \text{ ст}}} = \frac{h_6 - P_{\text{ст.1}}}{H_{0 \text{ ст}}} = \frac{3,56 - 2,425}{2,503} = 0,453.$$

Из табл. 4.3 по значению $\Delta/H_{0 \text{ ст}} = 0,453$ определяется коэффициент подтопления $\sigma_{\text{п}} = 0,977$ и уточненная величина напора над порогом водобойной стенки составит:

$$H'_{0 \text{ ст}} = \left(\frac{q_6}{\sigma_{\text{пм}} \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left[\frac{7,19}{0,977 \cdot 0,41 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right]^{2/3} = 2,542 \text{ м};$$

$$H'_{\text{ст}} = H'_{0 \text{ ст}} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,542 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 2,416 \text{ м}.$$

Тогда высота водобойной стенки во втором приближении составит:

$$P_{\text{ст. 2}} = \eta_{\text{ст}} h_c'' - H'_{\text{ст}} = 1,075 \cdot 4,47 - 2,416 = 2,39 \text{ м}.$$

Так как расхождение в высоте водобойной стенки между первым и вторым приближениями незначительное и составляет менее 2 %, то ее высоту можно принять из второго приближения: $P_{\text{ст}} = P_{\text{ст. 2}} = 2,39 \text{ м}$.

Расстояние от сжатого сечения до верхней грани водобойной стенки, т. е. ее длина, равна длине подпертого гидравлического прыжка и составляет:

$$\ell_{\text{ст}} = \ell_{\text{пп}} = 3h_c'' = 3 \cdot 4,47 = 13,41 \text{ м}.$$

Ответ: $P_{\text{ст}} = 2,39 \text{ м}$; $\ell_{\text{ст}} = 13,41 \text{ м}$.

Пример 4.5. Для условия примера 4.3 вместо водобойного колодца запроектировать и рассчитать комбинированный водобойный колодец.

Решение. В первом приближении принимается, что высота водобойной стенки и глубина водобойного колодца равны. Тогда высоту водобойной стенки определим по зависимости (4.30):

$$P_{\text{ст. 1}} = 0,5(\eta_{\text{ст}} h_c'' - H_{\text{ст}}) = 0,5(1,075 \cdot 4,47 - 2,38) = 1,21 \text{ м},$$

где h_c'' – вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка относительно сжатого сечения за водосбросом, принята из табл. 4.1;

$H_{\text{ст}}$ – геометрический напор над порогом водобойной стенки.

$$H_{\text{ст}} = H_{0 \text{ ст}} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,503 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 2,38 \text{ м};$$

$H_{0 \text{ ст}}$ – полный напор над порогом водобойной стенки, в первом приближении определяется при условии свободного потока через нее;

$$H_{0 \text{ ст}} = \left(\frac{q_6}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{7,19}{0,41 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,503 \text{ м};$$

V_0 – средняя скорость движения потока перед водобойной стенкой.

$$V_0 = \frac{q_6}{\eta_{\text{ст}} h_c} = \frac{7,19}{1,075 \cdot 4,47} = 1,496 \text{ м/с.}$$

Теперь определим местоположение гидравлического прыжка за водобойной стенкой. Для этого предварительно вычислим:

$$\Phi(\tau_c)_{\text{ст}} = \frac{q_6}{\varphi E_{0\text{ст}}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 3,713^{3/2}} = 1,058,$$

где $E_{0\text{ст}}$ – удельная энергия падающего потока относительно дна нижнего бьефа за водобойной стенкой.

$$E_{0\text{ст}} = P_{\text{ст.1}} + H_{0\text{ст}} = 1,21 + 2,503 = 3,713 \text{ м.}$$

Из табл. 4.6 по значениям $\Phi(\tau_c)_{\text{ст}} = 1,058$ и $\varphi = 0,95$ определяется $\tau_{\text{с.ст}} = 0,725$. Тогда вторая сопряженная глубина $h_{\text{с.ст}}$ будет равна

$$h_{\text{с.ст}} = \tau_{\text{с.ст}} E_{0\text{ст}} = 0,725 \cdot 3,713 = 2,69 \text{ м.}$$

Так как $h_{\text{с.ст}} = 2,69 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м}$, то гидравлический прыжок за водобойной стенкой находится в надвинутном положении и уменьшать ее высоту не требуется.

Теперь проверяется условие истечения потока через водобойную стенку по неравенствам: $h_{\text{с.ст}} = 2,69 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м}$ и $P_{\text{ст.1}} = 1,21 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м}$, следовательно, истечение будет подтопленное и в формулу расхода необходимо ввести коэффициент подтопления $\sigma_{\text{п}}$. Для его нахождения определим относительное подтопление:

$$\frac{\Delta}{H_{0\text{ст}}} = \frac{h_6 - P_{\text{ст.1}}}{H_{0\text{ст}}} = \frac{3,56 - 1,21}{2,503} = 0,939.$$

Из табл. 4.3 по значению $\frac{\Delta}{H_{0\text{ст}}} = 0,939$ определяется коэффициент подтопления $\sigma_{\text{п}} = 0,452$ и уточняется величина напора над порогом водобойной стенки:

$$H'_{0\text{ст}} = \left(\frac{q_6}{\sigma_{\text{п}} m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{7,19}{0,452 \cdot 0,41 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 4,25 \text{ м;}$$

$$H'_{\text{ст}} = H'_{0 \text{ ст}} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 4,25 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 4,12 \text{ м.}$$

Тогда высота водобойной стенки во втором приближении составит

$$P_{\text{ст. 2}} = 0,5(\eta_{\text{ст}} h_{\text{с. ст}}'' - H_{\text{ст}}') = 0,5 (1,075 \cdot 4,47 - 4,12) = 0,343 \text{ м.}$$

Так как разность высоты водобойной стенки в первом и втором приближениях значительная, то снова уточняются относительное подтопление $\Delta/H_{0 \text{ ст}}$, коэффициент подтопления $\sigma_{\text{п}}$, величина напора над порогом водобойной стенки $H_{\text{ст}}$ и ее высота. Уточнение производится до тех пор, пока высота водобойной стенки в последних двух приближениях будет примерно одинаковой или отклоняться не больше заданной величины. Расчеты по определению высоты водобойной стенки приведены в табл. 4.10.

Таблица 4.10. Расчет высоты водобойной стенки

Наименование величин	Номер приближения						
	1	2	3	4	5	6	7
Относительное подтопление $\Delta/H_{0 \text{ ст}}$	0	0,939	0,757	0,873	0,826	0,852	0,846
Коэффициент подтопления $\sigma_{\text{п}}$	1,0	0,452	0,795	0,644	0,726	0,700	0,705
Напор над порогом водобойной стенки $H_{\text{ст}}$, м	2,38	4,12	2,79	3,23	2,97	3,05	3,04
Высота водобойной стенки $P_{\text{ст}}$, м	1,21	0,348	1,01	0,788	0,918	0,878	0,883
Разница, %	253,0	66,0	28,0	14,2	-4,6		0,6

Как видно из табл. 4.10, разница высоты водобойной стенки в последних двух приближениях составляет менее 1 %, окончательно высота стенки принимается из последнего приближения и составляет $P_{\text{ст}} = 0,883 \text{ м}$.

Глубину водобойного колодца в первом приближении определим из зависимости (4.31):

$$d_{\text{к1}} = \eta_{\text{ст}} h_{\text{с}}'' - (P_{\text{ст}} + H_{\text{ст}}) = 1,075 \cdot 4,47 - (0,883 + 3,04) = 0,882 \text{ м,}$$

где $H_{\text{ст}}$ – напор над порогом водобойной стенки, соответствующий высоте водобойной стенки, принят из табл. 4.10.

Теперь уточняется вторая сопряженная глубина $h_{\text{с}}''$ в связи с изменением энергии верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца. Для этих целей вычисляется:

$$\Phi(\tau_{\text{с}})_1 = \frac{q_6}{\varphi E_{01}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,13^{3/2}} = 0,142,$$

где E_{01} – удельная энергия верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца;

$$E_{01} = E_0 + d_{к1} = 13,25 + 0,882 = 14,13 \text{ м.}$$

Из табл. 4.6 приложения по значениям $\Phi(\tau_c)_1 = 0,142$ и $\varphi = 0,95$ определяются $\tau_c'' = 0,320$ и $h_{c1}'' = \tau_{c1}'' E_{01} = 0,320 \cdot 14,13 = 4,52 \text{ м.}$

Глубина водобойного колодца во втором приближении:

$$d_{к2} = \eta_{зт} h_{c1}'' - (P_{ст} + H_{ст}) = 1,075 \cdot 4,52 - (0,883 + 3,04) = 0,936 \text{ м.}$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между первым и вторым приближениями составляет:

$$\Delta d_{к} = \frac{d_{к1} - d_{к2}}{d_{к2}} 100 = \frac{0,882 - 0,936}{0,936} 100 = -5,8 \text{ \%}.$$

Так как расхождение в определении глубины водобойного колодца значительное, то выполняется третье приближение по аналогичной методике. Вычислим:

$$E_{02} = E_0 + d_{к2} = 13,25 + 0,932 = 14,19 \text{ м;}$$

$$\Phi(\tau_c)_2 = \frac{q_6}{\varphi E_{02}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,19^{3/2}} = 0,142; \quad \tau_c'' = 0,320;$$

$$h_{c2}'' = \tau_{c2}'' \cdot E_{02} = 0,32 \cdot 14,19 = 4,54 \text{ м.}$$

Тогда глубина водобойного колодца в третьем приближении:

$$d_{к3} = \eta_{зт} h_{c2}'' - (P_{ст} + H_{ст}) = 1,075 \cdot 4,54 - (0,883 + 3,04) = 0,958 \text{ м.}$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между вторым и третьим приближениями составляет около 2 %. Поэтому глубину водобойного колодца принимаем из третьего приближения, т. е.

$$d_{к} = d_{к3} = 0,958 \text{ м.}$$

Длина комбинированного водобойного колодца, т. е. расстояние от сжатого сечения до его уступа, определяется по уравнению (4.32) как длина подпертого гидравлического прыжка:

$$\ell_{к.к} = 3h_{c2}'' = 3 \cdot 4,54 = 13,62 \text{ м.}$$

Ответ: $P_{ст} = 0,883 \text{ м; } d_{к} = 0,958 \text{ м; } \ell_{к.к} = 13,62 \text{ м.}$

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Т а б л и ц а 1.1. Значения коэффициентов шероховатости n открытых русел

Состояние русла	n
1	2
Неукрепленные русла	
Большие земляные каналы в лессе или плотной земле без наносов, покрытые толстым устойчивым илистым слоем	0,0180
Большие земляные каналы в песчаных и супесчаных грунтах, содержащиеся в хороших условиях	0,0200
Каналы в плотном мелком песке или земле с частично почищенным дном и откосами после землеройной машины	0,0225
Каналы в плотном лессе, мелком гравии и песке, вырытые землеройными машинами без последующей дополнительной планировки	0,0250
Большие земляные каналы в средних условиях содержания и малые каналы в хороших условиях	0,0275
Большие земляные каналы в условиях содержания ниже средних и малые каналы в средних условиях	0,0300
Каналы в сравнительно плохих условиях содержания	0,0400
Русла с искусственным укреплением	
Каналы с земляным дном и одернованными откосами или с откосами из каменной кладки	0,0330
Каналы с одернованными откосами и мощенным дном	0,0350
Каналы, облицованные бетоном, с хорошо отделанной поверхностью	0,0140
То же, с грубо отделанной поверхностью	0,0180
Каналы, облицованные плитами из пористого бетона	0,0160
То же, железобетонными плитами	0,0140
Каналы с наброской из гравия и щебня	0,0300
То же, из камня	0,0350
Каналы с покрытием из асфальтобитумных материалов	0,0140
Каналы с креплением из синтетических и стекловолоконистых материалов	0,0160

Т а б л и ц а 1.2. Значения коэффициентов заложения откосов каналов m и значения допускаемых неразмывающих скоростей V_{\max} для каналов, проходящих в грунтах (при $R = 1,0$ м)

Вид грунта	m	V_{\max} , м/с
Песок:		
мелкий	3,0–3,5	0,2–0,3
средний	3,0–3,5	0,3–0,6
крупный	3,0–3,5	0,6–0,7
Гравий:		
мелкий	1,25–1,5	0,7–0,9
средний	1,25–1,5	0,8–1,1
крупный	1,25–1,5	1,1–1,3
Супесь:		
слабая	2,0–2,5	0,7–0,8
уплотненная	1,5–2,0	1,0
Суглинок:		
легкий	1,5–2,0	0,7–0,8
средний	1,5–2,0	1,0
плотный	1,0–1,5	1,1–1,2
Глина:		
мягкая	1,0–1,5	0,7
нормальная	1,0–1,5	1,2–1,4
плотная	1,0–1,25	1,5–1,8
Торф:		
древесный	1,5–1,75	0,4
хвощевой	1,5–1,75	0,8
осоково-гипновый	1,75–2,0	0,6–0,9
сфагновый	2,0–2,5	0,7–1,5

Примечание. Большие значения коэффициента заложения откосов принимаются при глубине каналов свыше 2,5 м, меньшие – при глубине каналов менее 1,5 м.

Для других значений R значение допускаемой скорости следует определять умножением приведенных значений на $R^{0,66}$.

Т а б л и ц а 1.3. Значения допускаемых неразмывающих скоростей V_{\max} для каналов, проходящих в торфах (при $R = 1,0$ м)

Торф	V_{\max} , м/с
Древесный	0,4
Хвощевой	0,8
Осоково-гипновый сильноразложившийся (более 55 %)	0,6
Осоково-гипновый малоразложившийся (до 35 %)	0,9
Сфагновый сильноразложившийся (более 55 %)	0,7
Сфагновый малоразложившийся (до 35 %)	1,2
Сфагновый пушицевый малоразложившийся (до 35 %)	1,5

Примечание. Для других значений R значение допускаемой скорости следует определять умножением приведенных значений на $R^{0,66}$.

Т а б л и ц а 1.4. Значения допускаемых неразмывающих скоростей V_{\max} для каналов с искусственным креплением

Вид крепления	V_{\max} при глубине потока h , м/с		
	0,4	1,0	2,0
Одерновка плашмя	0,9	1,2	1,4
То же, в стенку	1,5	1,8	2,0
Мошение одиночное на слое щебня при крупности камней 15–20 см	2,5	3,0	3,5
Бетонная облицовка	5,0	6,0	7,0
Бутовая кладка из камня	6,5	8,0	10,0
Бетонные и железобетонные плиты	10,0	12,0	13,0

Т а б л и ц а 1.5. Значения коэффициентов заложения откосов m и характеристик откоса $m_0 = 2\sqrt{1 + m^2} - m$

m	0	0,5	0,75	1,0	1,25
m_0	2,000	1,736	1,750	1,828	1,952
$4m_0$	8,000	6,944	7,000	7,312	7,808

Окончание табл. 1.5

m	1,50	1,75	2,0	2,50	3,00
m_0	2,106	2,282	2,472	2,885	3,325
$4m_0$	8,424	9,128	9,888	11,54	13,10

Примечание. В специальных таблицах профессора И. И. Агроскина, для нахождения величины гидравлически наивыгоднейшего радиуса $R_{г.н}$ предварительно рассчитывается вспомогательная функция $F(R_{г.н}) = Q / 4m_0\sqrt{l}$.

Таблица 1.6. Значения $F(R)$ и $C\sqrt{R}$

$R, м$	$n = 0,014$		$n = 0,017$		$n = 0,020$		$n = 0,025$		$n = 0,030$	
	$F(R)$	$C\sqrt{R}$	$F(R)$	$C\sqrt{R}$	$F(R)$	$C\sqrt{R}$	$F(R)$	$C\sqrt{R}$	$F(R)$	$C\sqrt{R}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0,05	0,027	10,82	0,020	8,00	0,015	6,02	0,009	3,79	0,006	2,30
0,06	0,044	12,19	0,033	9,10	0,025	6,94	0,016	4,49	0,010	2,86
0,07	0,066	13,48	0,050	10,15	0,039	7,81	0,025	5,17	0,017	3,40
0,08	0,094	14,70	0,071	11,14	0,055	8,64	0,037	5,81	0,025	3,93
0,09	0,128	15,87	0,098	12,08	0,076	9,44	0,052	6,44	0,036	4,44
0,10	0,170	16,98	0,130	12,99	0,102	10,20	0,070	7,04	0,040	4,94
0,11	0,128	18,05	0,168	13,87	0,132	10,94	0,093	7,63	0,066	5,42
0,12	0,275	19,09	0,210	14,72	0,168	11,66	0,118	8,20	0,085	5,89
0,13	0,339	20,09	0,262	15,54	0,209	12,36	0,148	8,76	0,107	6,636
0,14	0,411	21,06	0,319	16,34	0,255	13,04	0,183	9,30	0,133	6,81
0,15	0,495	22,01	0,385	17,12	0,309	13,71	0,221	9,83	0,190	7,43
0,16	0,588	22,93	0,459	17,88	0,368	14,35	0,265	10,36	0,197	7,69
0,17	0,690	23,83	0,538	18,63	0,433	14,99	0,314	10,87	0,235	8,12
0,18	0,800	24,70	0,625	19,35	0,502	15,61	0,368	11,37	0,277	8,55
0,19	0,926	25,57	0,725	20,07	0,585	16,23	0,429	11,87	0,324	8,97
0,20	1,06	26,40	0,826	20,76	0,673	16,83	0,494	12,35	0,370	9,37
0,22	1,35	28,03	1,07	22,12	0,871	17,99	0,644	13,30	0,493	10,17
0,24	1,70	29,61	1,35	23,43	1,10	19,12	0,82	14,22	0,631	10,97
0,26	2,11	31,14	1,67	24,70	1,36	20,21	1,02	15,12	0,792	11,72
0,28	2,56	32,61	2,03	25,94	1,67	21,28	1,25	15,99	0,977	12,46
0,30	3,06	34,05	2,44	27,14	2,01	22,30	1,52	16,84	1,20	13,19
0,32	3,64	35,44	2,90	28,31	2,39	23,32	1,81	17,66	1,42	13,80
0,34	4,26	36,81	3,40	29,46	2,80	24,31	2,14	18,48	1,69	14,60
0,36	4,95	39,15	3,97	30,58	3,27	25,28	2,50	19,29	1,98	15,29
0,38	5,70	39,45	4,54	31,68	3,79	26,24	2,87	20,08	2,31	15,97

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0,40	6,52	40,73	5,24	32,75	4,35	27,17	3,32	20,85	2,66	16,63
0,42	7,40	41,97	5,95	33,80	4,93	28,08	3,79	21,60	3,05	17,28
0,44	8,36	43,20	6,74	34,83	5,61	28,97	4,33	22,34	3,47	17,92
0,46	9,40	44,41	7,58	35,85	6,32	29,87	4,89	23,09	3,93	18,57
0,48	10,5	45,58	8,49	36,84	7,09	30,73	5,52	23,80	4,42	19,19
0,50	11,7	46,74	9,46	37,82	7,90	31,58	6,13	24,51	4,95	19,80
0,52	12,9	46,88	10,5	38,78	8,77	32,42	6,80	25,21	5,52	20,41
0,54	14,3	49,00	11,6	39,73	9,71	33,24	7,55	25,90	6,13	21,00
0,56	15,7	50,11	12,8	40,67	10,7	34,06	8,34	26,59	6,76	21,60
0,58	17,2	51,20	14,0	41,59	11,7	34,87	9,17	27,26	7,46	22,19
0,60	18,8	52,28	15,3	42,51	12,8	35,67	10,1	27,93	8,20	22,77
0,62	20,5	53,33	16,7	43,41	14,0	36,46	11,0	28,59	9,00	23,34
0,64	22,3	54,39	18,1	44,30	15,2	37,24	12,0	29,25	9,80	23,91
0,66	24,1	55,44	19,7	45,19	16,6	38,02	13,0	29,90	10,7	24,49
0,68	26,1	56,46	21,3	46,06	17,9	38,78	14,1	30,54	11,6	25,05
0,70	28,2	57,46	23,0	46,91	19,3	39,53	15,3	31,16	12,5	25,59
0,72	30,3	58,46	24,7	47,75	20,9	40,27	16,5	31,78	13,5	26,13
0,74	32,6	59,45	26,6	48,60	22,5	41,00	17,8	32,41	14,6	26,68
0,76	34,8	60,43	28,6	49,43	24,1	41,74	19,1	33,03	15,7	27,22
0,78	37,3	61,39	30,6	50,25	25,8	42,46	20,4	33,63	16,9	27,75
0,80	39,9	62,35	32,7	51,17	27,7	43,17	21,9	34,23	18,1	28,28
0,82	42,6	63,30	34,8	51,88	29,5	43,89	23,4	34,84	19,4	28,80
0,84	45,2	64,23	37,2	52,67	31,4	44,58	25,0	35,42	20,7	29,31
0,86	48,2	65,16	39,6	53,46	33,4	45,27	26,6	36,00	22,1	29,83
0,88	51,2	66,08	42,0	54,24	35,5	45,96	28,3	36,58	23,4	30,34
0,90	54,3	66,99	44,6	55,02	37,7	46,65	30,1	37,17	24,9	30,85
0,92	57,5	67,90	47,2	55,80	40,0	47,34	31,9	37,75	26,5	31,36
0,94	60,8	68,79	50,0	56,56	42,4	48,00	33,9	38,31	28,2	31,85

0,96	64,2	69,67	52,9	57,31	44,8	48,67	35,8	38,87	29,9	32,35
0,98	67,6	70,55	55,8	58,06	47,4	49,33	37,9	39,43	31,6	32,84
1,00	71,4	71,43	58,8	58,81	50,0	50,00	40,0	40,00	33,3	33,33
1,05	81,4	73,58	67,0	60,64	57,0	51,60	45,6	41,36	38,0	34,54
1,10	91,7	73,68	75,6	62,45	64,5	53,19	51,8	42,74	43,3	35,72
1,15	102,5	77,76	85	64,22	72,5	54,76	58,0	44,05	48,6	36,90
1,20	115	79,78	95	65,86	81,1	56,29	65,3	45,34	54,8	38,05
1,25	127,5	81,78	105,5	67,66	90,4	57,80	73,0	45,62	61,2	39,18
1,30	142	83,74	118	69,39	100	59,30	80,9	47,90	68,1	40,31
1,35	156	85,68	129,5	71,02	111	61,04	89,6	49,16	75,5	41,42
1,40	172	87,58	142	72,65	122	62,21	98,7	50,38	83,3	42,50
1,45	188,5	89,44	156	74,25	133,5	63,63	108	51,59	91,8	43,58
1,50	205	91,30	171	75,85	146	65,04	119	52,80	100	44,64
1,60	243	94,92	202	78,97	173	67,80	141	55,16	120	46,73
1,70	284	98,45	237	82,00	204	70,49	166	57,46	141	48,77
1,80	330	101,9	275	84,97	237	73,13	194	59,72	164	50,87
1,90	380	105,3	317	87,88	273	75,72	223	61,94	190	52,76
2,00	434	108,6	363	90,72	313	78,24	257	64,10	219	54,68
2,20	556	114,9	466	96,22	402	83,13	330	68,31	283	58,43
2,40	699	121,1	585	101,5	507	87,87	417	72,39	357	62,07
2,60	859	127	721	106,7	625	92,46	515	76,35	443	65,70
2,80	1041	132,8	875	111,7	760	96,90	628	80,18	541	69,03
3,00	1245	138,4	1049	116,5	909	101,22	755	83,91	651	72,37

Т а б л и ц а 1.7. К расчету трапецидальных каналов

σ	$R / R_{г.н}$	$h / R_{г.н}$	$b_{сп} / m_0 R_{г.н}$	$b / R_{г.н}$ при значениях m						
				0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0,05	0,581	0,588	11,160	22,32	19,09	19,84	22,67	26,47	30,80	35,43
0,055	0,549	0,579	10,527	21,05	17,99	18,67	21,30	34,87	28,92	33,27
0,06	0,565	0,598	9,967	19,93	17,00	17,62	20,00	23,44	27,26	31,35
0,065	0,580	0,617	9,992	18,98	16,17	16,74	19,07	22,23	25,84	29,71
0,07	0,594	0,635	9,071	18,14	15,43	15,95	18,15	21,15	24,58	28,26
0,075	0,607	0,662	8,693	17,39	14,77	15,24	17,33	20,19	23,45	26,95
0,08	0,619	0,669	8,363	16,78	14,18	14,62	16,61	19,33	21,54	25,80
0,085	0,631	0,685	8,059	16,12	13,65	14,05	15,94	18,55	19,93	24,74
0,09	0,643	0,700	7,778	15,56	13,15	13,04	15,78	17,17	20,19	22,88
0,095	0,653	0,715	7,526	15,05	12,71	13,52	15,33	17,83	19,24	23,76
0,10	0,664	0,730	7,300	14,60	12,31	12,61	14,28	16,59	19,24	22,08
0,11	0,683	0,758	6,891	13,78	11,58	11,84	13,38	15,52	17,99	20,64
0,12	0,701	0,785	6,342	13,09	10,696	11,17	12,60	14,60	16,91	19,39
0,13	0,717	0,810	6,231	12,48	10,43	10,58	11,91	13,78	15,95	18,29
0,14	0,732	0,834	5,957	11,91	9,92	10,06	11,29	13,06	15,10	17,81
0,15	0,746	0,858	5,720	11,45	9,50	8,60	10,76	12,42	14,36	16,45
0,16	0,759	0,881	5,506	11,01	9,12	9,18	10,28	11,85	13,68	15,17
0,17	0,772	0,903	5,312	10,62	8,77	8,81	9,83	11,32	13,07	14,95
0,18	0,783	0,924	5,133	10,27	8,45	8,46	9,43	10,84	12,50	14,30
0,19	0,794	0,945	4,974	9,94	8,16	8,15	9,06	10,40	11,99	13,70
0,20	0,804	0,965	4,825	9,65	7,89	7,86	8,71	10,00	11,51	13,15
0,21	0,814	0,985	4,690	9,38	7,65	7,59	8,40	9,63	11,07	12,64
0,22	0,823	1,004	4,564	9,24	7,42	7,34	8,10	9,27	10,65	12,16
0,23	0,832	1,023	4,448	8,90	7,21	7,11	7,83	8,95	10,28	11,72
0,24	0,840	1,041	4,338	8,68	7,01	6,89	7,57	8,64	9,91	11,30
0,25	0,848	1,060	4,240	8,49	6,84	6,70	7,35	8,37	9,59	10,93

0,26	0,855	1,077	4,142	8,29	6,63	6,49	7,11	8,09	9,26	10,54
0,27	0,862	1,095	4,056	8,10	6,49	6,32	6,90	7,84	8,96	10,20
0,28	0,869	1,112	3,971	7,94	6,34	6,15	6,70	7,59	8,68	9,87
0,29	0,875	1,129	3,893	7,79	6,19	5,99	6,50	7,36	8,41	9,56
0,30	0,881	1,145	3,817	7,63	6,05	5,83	6,32	7,14	8,15	9,25
0,31	0,887	1,161	3,745	7,49	5,92	5,69	6,15	6,94	7,90	8,97
0,32	0,892	1,178	3,681	7,36	5,80	5,55	5,99	6,74	7,68	8,71
0,33	0,897	1,193	3,615	7,23	5,68	5,42	5,82	6,55	7,45	8,44
0,34	0,902	1,209	3,556	7,11	5,57	5,29	5,68	6,37	7,24	8,20
0,35	0,907	1,224	3,497	7,00	5,46	5,17	5,53	6,20	7,03	7,96
0,36	0,911	1,240	3,444	6,89	5,36	5,06	5,39	6,04	6,84	7,74
0,37	0,916	1,255	3,392	6,78	5,26	4,95	5,26	5,88	6,65	7,51
0,38	0,920	1,269	3,339	6,67	5,16	4,84	5,13	5,72	6,46	7,30
0,39	0,924	1,284	3,292	6,58	5,07	4,73	5,01	5,57	6,29	7,09
0,40	0,928	1,299	3,248	6,49	4,99	4,64	4,89	5,43	6,12	6,90
0,41	0,931	1,313	3,204	6,40	4,91	4,54	4,78	5,29	5,96	6,71
0,42	0,935	1,327	3,160	6,32	4,82	4,45	4,66	5,16	5,80	6,52
0,43	0,938	1,341	3,120	6,24	4,75	4,36	4,56	5,03	5,65	6,35
0,44	0,941	1,355	3,080	6,16	4,67	4,28	4,45	4,90	5,50	6,18
0,45	0,944	1,369	3,043	6,08	4,60	4,19	4,35	4,78	5,36	6,01
0,46	0,947	1,383	3,007	6,01	4,53	4,11	4,26	4,67	5,22	5,85
0,47	0,950	1,386	2,971	5,94	4,46	4,03	4,16	4,55	5,08	5,69
0,48	0,952	1,409	2,935	5,87	4,39	3,96	4,07	4,44	4,49	5,53
0,49	0,954	1,422	2,903	5,81	4,33	3,88	3,98	4,33	4,42	5,39
0,50	0,957	1,436	2,872	5,74	4,27	3,81	3,89	4,23	4,70	5,24
0,52	0,962	1,462	2,812	5,62	4,15	3,68	3,73	4,03	4,46	4,96
0,54	0,966	1,488	2,756	5,51	4,04	3,55	3,57	3,84	4,23	4,70
0,56	0,970	1,513	2,702	5,40	3,93	3,43	3,42	3,65	4,01	4,45
0,58	0,973	1,538	2,652	5,30	3,83	3,31	3,28	3,43	3,81	4,20
0,60	0,976	1,562	2,603	5,21	3,74	3,20	3,14	3,31	3,61	3,97
0,62	0,979	1,586	2,558	5,12	3,65	3,09	3,01	3,15	3,42	3,75
0,64	0,982	1,610	2,516	5,03	3,56	2,99	2,89	3,00	3,23	3,54
0,66	0,984	1,634	2,476	4,95	3,48	2,89	2,76	2,85	3,06	3,33

Окончание табл. 1.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0,68	0,986	1,657	2,437	4,87	3,40	2,80	2,64	2,71	2,88	3,13
0,70	0,988	1,680	2,400	4,80	3,33	2,71	2,54	2,57	2,79	2,94
0,72	0,990	1,703	2,365	4,73	3,25	2,62	2,43	2,44	2,57	2,76
0,74	0,992	1,725	2,331	4,66	3,18	2,54	2,32	2,31	2,41	2,57
0,76	0,993	1,748	2,300	4,61	3,13	2,47	2,22	2,19	2,27	2,41
0,78	0,9945	1,770	2,269	4,57	3,05	2,37	2,12	2,07	2,12	2,24
0,80	0,9954	1,792	2,240	4,48	2,99	2,30	2,03	1,96	1,98	2,07
0,85	0,9975	1,884	2,216	4,35	2,85	2,10	1,81	1,68	1,65	1,69
0,90	0,9989	1,898	2,109	4,21	2,71	1,95	1,59	1,42	1,34	1,32
0,95	0,9996	1,949	2,052	4,09	2,58	1,79	1,40	1,18	1,06	0,98
1,00	1,000	2,000	2,000	4,00	2,47	1,66	1,21	0,94	0,77	0,65
1,05	0,9998	2,050	1,952	3,90	2,36	1,52	1,04	0,72	0,51	0,34
1,10	0,9992	2,098	1,907	3,81	2,26	1,39	0,87	0,52	0,26	0,05
1,15	0,9982	2,146	1,867	3,73	2,17	1,27	0,71	0,38	0,02	-
1,20	0,9970	2,193	1,827	3,65	2,07	1,15	0,56	0,13	-	-
1,25	0,9954	2,240	1,792	3,58	1,99	1,03	0,41	-	-	-
1,30	0,9937	2,286	2,758	3,52	1,91	0,93	0,27	-	-	-
1,35	0,9916	2,330	1,727	3,45	1,83	0,83	0,14	-	-	-
1,40	0,9896	2,375	1,696	3,39	1,76	0,72	0,01	-	-	-
1,45	0,9873	2,419	1,669	3,34	1,69	0,63	-	-	-	-
1,50	0,9849	2,462	1,642	3,28	1,62	0,54	-	-	-	-
1,55	0,9824	2,505	1,616	3,23	1,55	0,45	-	-	-	-
1,60	0,9800	2,548	1,593	3,18	1,49	0,36	-	-	-	-
1,65	0,9773	2,590	1,570	3,14	1,43	0,28	-	-	-	-
1,70	0,9746	2,631	1,547	3,09	1,37	0,20	-	-	-	-
1,75	0,9718	2,672	1,526	3,05	1,31	0,12	-	-	-	-
1,80	0,9689	2,713	1,508	3,02	1,26	0,04	-	-	-	-
1,85	0,9661	2,753	1,489	2,98	1,21	-	-	-	-	-
1,90	0,9632	2,793	1,469	2,94	1,15	-	-	-	-	-
1,95	0,9603	2,833	1,453	2,91	1,11	-	-	-	-	-
2,00	0,9573	2,872	1,436	2,87	1,02	-	-	-	-	-

Таблица 2.1. Значения функции $\Phi(z)$ для расчета кривых СПП
при уклоне $i > 0$

z	$\Phi(z)$		z	$\Phi(z)$		z	$\Phi(z)$	
	x = 2,0	x = 5,5		x = 2,0	x = 5,5		x = 2,0	x = 5,5
0	0	0	0,955	1,89	1,186	1,035	2,03	0,375
0,05	0,051	0,050	0,960	1,95	1,209	1,04	1,971	0,353
0,10	0,100	0,100	0,965	2,01	1,235	1,05	1,86	0,317
0,15	0,151	0,150	0,970	2,09	1,265	1,06	1,77	0,290
0,20	0,203	0,200	0,975	2,18	1,300	1,07	1,69	0,266
0,25	0,255	0,250	0,980	2,30	1,344	1,08	1,63	0,245
0,30	0,309	0,300	0,985	2,44	1,400	1,09	1,57	0,226
0,35	0,365	0,350	0,990	2,65	1,474	1,10	1,52	0,210
0,40	0,424	0,400	0,995	2,99	1,605	1,15	1,32	0,153
0,45	0,485	0,450	0,996	3,11	–	1,20	1,20	0,118
0,50	0,549	0,501	0,997	3,25	–	1,25	1,10	0,094
0,55	0,618	0,552	0,998	3,45	–	1,30	1,02	0,076
0,60	0,693	0,605	0,999	3,80	–	1,35	0,952	0,061
0,65	0,775	0,659	0,9995	4,15	–	1,40	0,896	0,050
0,70	0,867	0,716	1,0000	–	–	1,45	0,847	0,043
0,75	0,973	0,776	1,0005	4,15	–	1,5	0,805	0,038
0,80	1,10	0,842	1,0010	3,80	–	1,6	0,765	0,027
0,82	1,16	0,872	1,0015	3,60	–	1,7	0,733	0,020
0,84	1,22	0,904	1,002	3,45	–	1,8	0,626	0,015
0,86	1,29	0,938	1,003	3,25	–	1,9	0,585	0,011
0,88	1,38	0,975	1,004	3,11	–	2,0	0,549	0,008
0,90	1,47	1,017	1,005	3,00	0,730	2,2	0,490	0,006
0,91	1,53	1,040	1,010	2,65	0,598	2,4	0,444	0,004
0,92	1,59	1,066	1,015	2,45	0,525	2,6	0,405	0,0025
0,93	1,66	1,095	1,020	2,31	0,474	2,8	0,374	0,0015
0,94	1,74	1,128	1,025	2,20	0,435	3,0	0,347	0,00075
0,95	1,83	1,165	1,030	2,11	0,402	3,5	0,294	0,00050
						4,0	0,255	0,00025

Т а б л и ц а 2.2. Значения функции $F(z)$ для расчета кривых СПП при уклоне $i < 0$

z	$F(z)$		z	$F(z)$		z	$F(z)$	
	$x = 2,0$	$x = 5,5$		$x = 2,0$	$x = 5,5$		$x = 2,0$	$x = 5,5$
0	0	0	0,955	0,720	0,872	1,25	0,896	0,984
0,05	0,050	0,050	0,960	0,764	0,875	1,30	0,915	0,994
0,10	0,099	0,100	0,965	0,767	0,878	1,35	0,933	1,003
0,15	0,148	0,150	0,970	0,770	0,881	1,40	0,951	1,011
0,20	0,197	0,200	0,975	0,772	0,883	1,45	0,967	1,017
0,25	0,244	0,250	0,980	0,775	0,886	1,50	0,983	1,022
0,30	0,291	0,300	0,985	0,777	0,889	1,60	1,012	1,030
0,35	0,336	0,350	0,990	0,780	0,891	1,70	1,039	1,037
0,40	0,380	0,400	0,995	0,782	0,894	1,80	1,064	1,041
0,45	0,422	0,450	1,000	0,785	0,897	1,90	1,086	1,045
0,50	0,463	0,498	1,005	0,788	0,899	2,00	1,107	1,047
0,55	0,502	0,547	1,010	0,790	0,902	2,20	1,144	1,050
0,60	0,540	0,595	1,015	0,793	0,904	2,40	1,176	1,052
0,65	0,576	0,640	1,020	0,795	0,907	2,60	1,204	1,054
0,70	0,610	0,686	1,025	0,798	0,909	2,80	1,228	1,054
0,75	0,643	0,728	1,030	0,800	0,911	3,00	1,249	1,055
0,80	0,674	0,768	1,035	0,803	0,914	3,50	1,292	1,055
0,82	0,686	0,783	1,040	0,805	0,916	4,00	1,326	1,056
0,84	0,698	0,798	1,045	0,808	0,918	4,50	1,352	1,056
0,86	0,710	0,812	1,050	0,810	0,920	5,00	1,374	1,056
0,88	0,721	0,826	1,060	0,815	0,924	6,00	1,406	1,056
0,90	0,732	0,839	1,070	0,819	0,928	8,00	1,447	1,056
0,91	0,738	0,845	1,080	0,824	0,932	10,00	1,471	1,056
0,92	0,743	0,851	1,090	0,828	0,936			
0,93	0,749	0,857	1,100	0,833	0,940			
0,94	0,754	0,864	1,150	0,855	0,957			
0,95	0,759	0,869	1,200	0,876	0,970			

**Т а б л и ц а 2.3. Значения функции $f(z)$ для расчета кривых СПИ
при уклоне $i = 0$**

z	$f(z)$		z	$f(z)$		z	$f(z)$	
	$x = 2,0$	$x = 5,5$		$x = 2,0$	$x = 5,5$		$x = 2,0$	$x = 5,5$
0	1,000	1,000	1,02	0,334	0,155	1,50	0,625	1,646
0,05	0,950	0,950	1,03	0,334	0,156	1,60	0,765	2,665
0,10	0,900	0,900	1,04	0,335	0,158	1,70	0,938	4,141
0,15	0,851	0,850	1,05	0,336	0,161	1,80	1,144	6,220
0,20	0,803	0,800	1,06	0,337	0,163	1,90	1,386	9,076
0,25	0,755	0,750	1,07	0,338	0,169	2,00	1,667	12,93
0,30	0,709	0,700	1,08	0,340	0,174	2,20	2,349	24,67
0,35	0,664	0,650	1,09	0,342	0,179	2,40	3,208	44,15
0,40	0,621	0,600	1,10	0,344	0,186	2,60	4,259	75,03
0,45	0,580	0,551	1,12	0,348	0,201	2,80	5,517	122,3
0,50	0,542	0,502	1,14	0,354	0,220	3,00	7,00	192,3
0,55	0,505	0,453	1,16	0,360	0,244	3,50	11,79	526,6
0,60	0,472	0,466	1,18	0,368	0,271	4,00	18,33	1257,0
0,65	0,442	0,359	1,20	0,376	0,303	4,50	26,88	2706,0
0,70	0,414	0,315	1,22	0,385	0,340	5,00	37,67	5371,0
0,75	0,391	0,274	1,24	0,396	0,383	6,00	67,00	17575,0
0,80	0,371	0,236	1,26	0,407	0,431	7,00	108,3	47884,0
0,82	0,364	0,222	1,28	0,419	0,486	8,00	163,7	114093,0
0,84	0,358	0,210	1,30	0,432	0,547	9,00	234,0	245291,0
0,86	0,352	0,198	1,32	0,447	0,615	10,0	324,3	486491,0
0,88	0,347	0,187	1,34	0,462	0,691			
0,90	0,343	1,178	1,36	0,478	0,775			
0,92	0,340	1,170	1,38	0,496	0,868			
0,94	0,337	1,163	1,40	0,515	0,971			
0,96	0,335	1,158	1,42	0,534	1,083			
0,98	0,334	1,155	1,44	0,555	1,206			
1,00	0,333	1,154	1,46	0,577	1,341			
1,01	0,333	1,154	1,48	0,601	1,487			

**Т а б л и ц а 2.4. К расчету кривых свободной поверхности потока
в трапецидальных каналах**

σ	$F(\sigma)$	σ	$F(\sigma)$	σ	$F(\sigma)$	σ	$F(\sigma)$	σ	$F(\sigma)$
0,01	5,321	0,22	1,643	0,43	1,233	1	1	1	0,95
0,02	4,125	0,23	1,613	0,44	1,220	1	1	0,99	0,92
0,03	3,550	0,24	1,584	0,45	1,208	1	0,99	0,97	0,89
0,04	3,189	0,25	1,558	0,46	1,196				
0,05	2,933	0,26	1,532	0,47	1,185	0,99	0,96	0,94	0,85
0,06	2,738	0,27	1,508	0,48	1,173	0,97	0,93	0,90	0,81
0,07	2,582	0,28	1,485	0,49	1,163	0,92	0,88	0,84	0,75
0,08	2,453	0,29	1,463	0,50	1,152	0,85	0,82	0,78	0,69
0,09	2,344	0,30	1,442	0,51	1,142	0,76	0,73	0,70	0,61
0,10	2,271	0,31	1,422	0,52	1,132	0,65	0,62	0,59	0,51
0,11	2,169	0,32	1,403	0,53	1,122	0,85	0,82	0,78	0,69
0,12	2,096	0,33	1,384	0,54	1,112	0,76	0,73	0,70	0,61
0,13	2,031	0,34	1,367	0,55	1,103	0,65	0,62	0,59	0,51
0,14	1,972	0,35	1,350	0,56	1,094	0,85	0,82	0,78	0,69
0,15	1,919	0,36	1,333	0,57	1,085	0,76	0,73	0,70	0,61
0,16	1,870	0,37	1,317	0,58	1,076	0,65	0,62	0,59	0,51
0,17	1,825	0,38	1,302	0,59	1,068	0,85	0,82	0,78	0,69
0,18	1,783	0,39	1,287	0,60	1,059	0,76	0,73	0,70	0,61
0,19	1,744	0,40	1,278	0,61	1,051	0,65	0,62	0,59	0,51
0,20	1,708	0,41	1,259	0,62	1,043	0,49	0,46	0,44	0,36
0,21	1,674	0,42	1,246	–	–	–	–	–	–

Т а б л и ц а 2.5. К расчету Π'_k в трапецидальных каналах

σ	$\theta(\sigma)$				σ	$\theta(\sigma)$				σ	$\theta(\sigma)$			
	$m = 0$	1,0	1,5	2,0		$m = 0$	1,0	1,5	2,0		$m = 0$	1,0	1,5	2,0
0,02	0,154	0,163	0,154	0,145	0,36	0,327	0,443	0,454	0,442	0,70	0,313	0,544	0,605	0,629
0,04	0,198	0,209	0,200	0,191	0,38	0,328	0,450	0,463	0,454	0,72	0,311	0,547	0,615	0,641
0,06	0,227	0,247	0,236	0,223						0,74	0,309	0,551	0,625	0,654
0,08	0,248	0,274	0,263	0,249	0,40	0,328	0,458	0,472	0,466	0,76	0,307	0,555	0,635	0,668
					0,42	0,328	0,464	0,481	0,477	0,78	0,305	0,559	0,645	0,683
0,10	0,264	0,296	0,285	0,271	0,44	0,327	0,470	0,490	0,487					
0,12	0,278	0,316	0,305	0,291	0,46	0,327	0,477	0,499	0,497	0,80	0,304	0,563	0,656	0,699
0,14	0,198	0,334	0,323	0,309	0,48	0,326	0,483	0,508	0,507	0,82	0,302	0,570	0,668	0,715
0,16	0,227	0,349	0,339	0,325						0,84	0,301	0,578	0,680	0,731
0,18	0,248	0,361	0,354	0,340	0,50	0,326	0,489	0,516	0,517	0,86	0,299	0,585	0,692	0,749
					0,52	0,325	0,494	0,525	0,527	0,88	0,297	0,593	0,704	0,769
0,20	0,264	0,371	0,367	0,353	0,54	0,324	0,500	0,534	0,537					
0,22	0,198	0,381	0,379	0,365	0,56	0,323	0,505	0,543	0,547	0,90	0,296	0,600	0,716	0,791
0,24	0,227	0,391	0,391	0,376	0,58	0,322	0,511	0,551	0,558	0,92	0,294	0,606	0,729	0,813
0,26	0,248	0,400	0,402	0,386						0,94	0,292	0,613	0,743	0,838
0,28	0,264	0,410	0,413	0,396	0,60	0,320	0,516	0,559	0,570	0,96	0,290	0,619	0,758	0,865
					0,62	0,318	0,522	0,568	0,581	0,98	0,288	0,626	0,775	0,894
0,30	0,198	0,420	0,424	0,406	0,64	0,316	0,527	0,577	0,593					
0,32	0,325	0,428	0,435	0,418	0,66	0,314	0,533	0,586	0,605	1,00	0,287	0,632	0,793	0,925
0,34	0,326	0,435	0,445	0,430	0,68	0,312	0,538	0,595	0,617					

**Т а б л и ц а 2.6. К расчету кривых свободной поверхности потока
в параболических каналах**

τ	$F(\tau)$	$\theta(\tau)$	τ	$F(\tau)$	$\theta(\tau)$	τ	$F(\tau)$	$\theta(\tau)$	τ	$F(\tau)$	$\theta(\tau)$	τ	$F(\tau)$	$\theta(\tau)$
0,01	0,019	0,200	0,32	0,301	0,551	0,62	0,504	0,625	0,92	0,682	0,659	1,22	0,846	0,674
0,02	0,033	0,245	0,34	0,316	0,558	0,64	0,516	0,628	0,94	0,693	0,660	1,24	0,856	
0,04	0,058	0,308	0,36	0,330	0,565	0,66	0,528	0,631	0,96	0,704	0,661	1,26	0,866	0,654
0,06	0,080	0,349	0,38	0,344	0,572	0,68	0,541	0,634	0,98	0,715	0,662	1,28	0,876	0,668
0,08	0,100	0,380												
			0,40	0,358	0,578	0,70	0,553	0,636	1,00	0,726	0,663	1,30	0,886	0,678
0,10	0,120	0,406	0,42	0,372	0,584	0,72	0,565	0,639	1,02	0,738	0,664	1,32	0,896	0,679
0,12	0,139	0,428	0,44	0,386	0,589	0,74	0,577	0,641	1,04	0,748	0,665	1,34	0,906	0,680
0,14	0,157	0,447	0,46	0,400	0,594	0,76	0,589	0,643	1,06	0,759	0,666	1,36	0,916	0,680
0,16	0,174	0,464	0,48	0,413	0,598	0,78	0,601	0,645	1,08	0,770	0,667	1,38	0,926	0,681
0,18	0,191	0,478												
			0,50	0,426	0,604	0,80	0,613	0,647	1,10	0,781	0,668	1,40	0,936	0,681
0,20	0,208	0,492	0,52	0,440	0,608	0,82	0,624	0,649	1,12	0,792	0,669	1,42	0,946	0,682
0,22	0,224	0,504	0,54	0,453	0,611	0,84	0,636	0,651	1,14	0,801	0,670	1,44	0,956	0,682
0,24	0,240	0,515	0,56	0,466	0,615	0,86	0,647	0,653	1,16	0,812	0,671	1,46	0,966	0,682
0,26	0,256	0,526	0,58	0,479	0,618	0,88	0,659	0,655	1,18	0,823	0,672	1,48	0,976	0,683
0,28	0,271	0,535												
0,30	0,286	0,543	0,60	0,492	0,622	0,90	0,670	0,657	1,20	0,834	0,673	1,50	0,987	0,683

**Т а б л и ц а 2.7. К расчету кривых свободной поверхности потока
в сегментных каналах**

h / r	$f(\varphi)$	$\theta(\varphi)$	h / r	$f(\varphi)$	$\theta(\varphi)$	h / r	$f(\varphi)$	$\theta(\varphi)$
0,02	0,076	0,177	0,38	0,765	0,484	0,74	1,239	0,514
0,04	0,132	0,231	0,40	0,795	0,489	0,76	1,262	0,513
0,06	0,182	0,269	0,42	0,824	0,493	0,78	1,284	0,512
0,08	0,228	0,299	0,44	0,853	0,497	0,80	1,306	0,510
0,10	0,272	0,324	0,46	0,882	0,500	0,82	1,328	0,508
0,12	0,314	0,345	0,48	0,910	0,503	0,84	1,349	0,506
0,14	0,354	0,364	0,50	0,937	0,506	0,86	1,371	0,504
0,16	0,394	0,381	0,52	0,965	0,508	0,88	1,391	0,502
0,18	0,431	0,395	0,54	0,991	0,510	0,90	1,412	0,499
0,20	0,468	0,408	0,56	1,018	0,512	0,92	1,432	0,496
0,22	0,504	0,420	0,58	1,044	0,514	0,94	1,452	0,450
0,24	0,539	0,431	0,60	1,069	0,515	0,96	1,472	0,493
0,26	0,573	0,441	0,62	1,095	0,516	0,98	1,491	0,489
0,28	0,607	0,450	0,64	1,119	0,516	1,00	1,510	0,486
0,30	0,639	0,458	0,66	1,144	0,516			0,482
0,32	0,671	0,465	0,68	1,168	0,516			
0,34	0,703	0,472	0,70	1,192	0,515			
0,36	0,734	0,478	0,72	1,215	0,515			

Таблица 2.8. Значения функции $\varphi(\eta)$ при уклоне $i > 0$

η	$\varphi(\eta)$								
	$x = 2,0$	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050
0,10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
0,15	0,151	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150
0,20	0,203	0,201	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
0,25	0,255	0,252	0,251	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
0,30	0,309	0,304	0,302	0,301	0,301	0,300	0,300	0,300	0,300
0,35	0,365	0,357	0,354	0,352	0,352	0,351	0,351	0,350	0,350
0,40	0,424	0,411	0,407	0,405	0,404	0,403	0,402	0,401	0,401
0,45	0,485	0,468	0,461	0,458	0,456	0,456	0,454	0,452	0,452
0,50	0,549	0,527	0,517	0,513	0,510	0,508	0,507	0,504	0,503
0,55	0,619	0,590	0,575	0,570	0,566	0,563	0,561	0,556	0,555
0,60	0,693	0,657	0,637	0,630	0,625	0,620	0,617	0,611	0,608
0,65	0,775	0,729	0,703	0,694	0,687	0,681	0,678	0,668	0,664
0,70	0,867	0,809	0,776	0,763	0,754	0,746	0,739	0,728	0,722
0,75	0,972	0,900	0,857	0,841	0,828	0,817	0,808	0,794	0,785
0,80	1,098	1,006	0,950	0,930	0,913	0,899	0,887	0,867	0,854
0,85	1,256	1,138	1,065	1,038	1,016	0,997	0,980	0,954	0,936
0,90	1,472	1,316	1,218	1,181	1,151	1,126	1,103	1,066	1,039
0,92	1,589	1,412	1,300	1,257	1,223	1,193	1,167	1,124	1,093
0,94	1,738	1,534	1,403	1,354	1,313	1,278	1,247	1,197	1,159
0,96	1,945	1,702	1,545	1,485	1,446	1,394	1,356	1,295	1,248
0,98	2,297	2,985	1,784	1,705	1,642	1,586	1,537	1,457	1,395
0,99	2,646	2,264	2,019	1,922	1,844	1,776	1,714	1,615	1,539
0,995	3,000	2,544	2,250	2,137	2,043	1,965	1,889	1,771	1,680

1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,005	2,997	2,139	1,647	1,477	1,329	1,216	1,107	0,954	0,826
1,01	2,652	1,865	1,419	1,265	1,138	1,031	0,936	0,792	0,681
1,02	2,307	1,591	1,193	1,053	0,940	0,847	0,766	0,641	0,547
1,03	2,117	1,432	1,061	0,932	0,827	0,742	0,668	0,555	0,469
1,04	1,966	1,320	0,967	0,846	0,748	0,668	0,600	0,495	0,415
1,05	1,857	1,234	0,896	0,780	0,688	0,612	0,548	0,448	0,374
1,06	1,768	1,164	0,838	0,727	0,639	0,566	0,506	0,411	0,342
1,08	1,629	1,053	0,749	0,646	0,564	0,497	0,441	0,355	0,291
1,10	1,522	0,969	0,680	0,584	0,507	0,444	0,392	0,312	0,254
1,12	1,436	0,901	0,626	0,534	0,461	0,402	0,354	0,279	0,225
1,14	1,363	0,846	0,581	0,493	0,424	0,368	0,322	0,252	0,201
1,16	1,301	0,798	0,542	0,458	0,391	0,339	0,295	0,229	0,181
1,18	1,247	0,756	0,510	0,428	0,364	0,314	0,272	0,209	0,165
1,20	1,199	0,719	0,480	0,401	0,341	0,292	0,252	0,192	0,150
1,22	1,156	0,686	0,454	0,378	0,320	0,272	0,235	0,178	0,138
1,24	1,117	0,657	0,431	0,358	0,301	0,255	0,219	0,164	0,127
1,26	1,081	0,630	0,410	0,339	0,284	0,240	0,205	0,153	0,117
1,28	1,049	0,606	0,391	0,322	0,269	0,226	0,193	0,142	0,108
1,30	1,018	0,582	0,373	0,306	0,255	0,214	0,182	0,133	0,100
1,32	0,990	0,561	0,357	0,292	0,242	0,203	0,171	0,125	0,094
1,34	0,964	0,542	0,341	0,279	0,230	0,192	0,162	0,117	0,087
1,36	0,940	0,524	0,328	0,267	0,219	0,183	0,153	0,110	0,081
1,38	0,917	0,508	0,316	0,255	0,209	0,174	0,145	0,104	0,076
1,40	0,896	0,492	0,304	0,245	0,200	0,165	0,138	0,098	0,071
1,42	0,876	0,477	0,293	0,235	0,192	0,158	0,131	0,092	0,067
1,44	0,856	0,463	0,283	0,226	0,184	0,151	0,125	0,087	0,063
1,46	0,838	0,450	0,273	0,218	0,176	0,144	0,119	0,083	0,059
1,48	0,821	0,438	0,263	0,210	0,169	0,138	0,113	0,079	0,056

Окончание табл. 2.8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1,50	0,805	0,426	0,255	0,202	0,163	0,132	0,109	0,075	0,053
1,60	0,733	0,376	0,218	0,170	0,135	0,108	0,087	0,058	0,040
1,70	0,675	0,336	0,189	0,145	0,114	0,090	0,072	0,047	0,031
1,80	0,626	0,303	0,166	0,126	0,097	0,076	0,060	0,038	0,024
1,90	0,585	0,276	0,147	0,111	0,084	0,065	0,050	0,031	0,019
2,00	0,549	0,253	0,132	0,098	0,074	0,056	0,043	0,026	0,016
2,20	0,490	0,216	0,108	0,076	0,057	0,042	0,032	0,018	0,011
2,40	0,444	0,188	0,090	0,064	0,046	0,033	0,0246	0,013	0,008
2,60	0,405	0,165	0,076	0,053	0,037	0,027	0,0192	0,010	0,005
2,80	0,374	0,146	0,065	0,044	0,031	0,022	0,0153	0,008	0,004
3,00	0,346	0,131	0,056	0,038	0,026	0,0178	0,0123	0,006	0,003
3,50	0,294	0,103	0,041	0,027	0,018	0,0117	0,0077	0,004	0,002
4,00	0,255	0,084	0,031	0,020	0,012	0,0080	0,0052	0,002	0,001
4,50	0,226	0,070	0,025	0,015	0,009	0,0058	0,0037	0,002	0,001
5,00	0,203	0,060	0,020	0,012	0,007	0,0043	0,0027	0,001	0,000
6,00	0,168	0,046	0,014	0,008	0,004	0,0026	0,0015	0,001	0,000
8,00	0,126	0,029	0,009	0,004	0,002	0,0012	0,0007	0,000	0,000
10,0	0,100	0,021	0,002	0,002	0,001	0,0006	0,0003	0,000	0,000

Т а б л и ц а 2.9. Значения функции $\varphi(\eta')$ при уклоне $i < 0$

η'	$\varphi(\eta')$					η'	$\varphi(\eta')$				
	$x = 2,0$	2,50	3,00	3,50	4,00		$x = 2,0$	2,50	3,00	3,50	4,00
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	1,20	0,876	0,900	0,921	0,935	0,949
0,10	0,099	0,100	0,100	0,100	0,100	1,22	0,884	0,908	0,929	0,943	0,955
0,15	0,148	0,150	0,150	0,150	0,150	1,24	0,892	0,916	0,933	0,949	0,961
0,20	0,196	0,198	0,199	0,200	0,200	1,26	0,900	0,923	0,942	0,955	0,967
0,25	0,244	0,246	0,248	0,250	0,250	1,28	0,908	0,930	0,948	0,961	0,973
0,30	0,291	0,295	0,297	0,299	0,300	1,30	0,915	0,937	0,955	0,966	0,978
0,35	0,336	0,342	0,346	0,348	0,349	1,32	0,922	0,943	0,961	0,972	0,984
0,40	0,380	0,389	0,393	0,396	0,397	1,34	0,930	0,951	0,967	0,977	0,989
0,45	0,422	0,434	0,440	0,444	0,446	1,36	0,937	0,957	0,973	0,983	0,993
0,50	0,463	0,477	0,485	0,490	0,493	1,38	0,944	0,963	0,979	0,989	0,997
0,55	0,502	0,518	0,528	0,534	0,539	1,40	0,951	0,969	0,984	0,993	1,000
0,60	0,540	0,558	0,571	0,579	0,585	1,42	0,957	0,975	0,989	0,998	1,004
0,65	0,576	0,596	0,610	0,621	0,629	1,44	0,964	0,980	0,995	1,003	1,008
0,70	0,610	0,638	0,649	0,661	0,670	1,46	0,970	0,986	1,000	1,007	1,012
0,75	0,643	0,668	0,686	0,698	0,709	1,48	0,977	0,991	1,005	1,010	1,014
0,80	0,674	0,700	0,720	0,734	0,746	1,50	0,983	0,997	1,009	1,014	1,019
0,85	0,704	0,730	0,752	0,767	0,780	1,60	1,012	1,022	1,030	1,042	1,034
0,90	0,732	0,760	0,781	0,798	0,811	1,70	1,039	1,044	1,048	1,047	1,046
0,92	0,743	0,771	0,793	0,810	0,823	1,80	1,064	1,064	1,065	1,059	1,056
0,94	0,754	0,782	0,804	0,820	0,835	1,90	1,086	1,082	1,079	1,070	1,064
0,96	0,764	0,793	0,815	0,831	0,846	2,00	1,107	1,098	1,090	1,078	1,070
0,98	0,775	0,803	0,825	0,842	0,857	2,10	1,126	1,112	1,100	1,085	1,075
0,99	0,780	0,809	0,830	0,847	0,861	2,20	1,144	1,125	1,109	1,092	1,079
1,00	0,785	0,813	0,834	0,851	0,867	2,30	1,161	1,137	1,117	1,097	1,083

Окончание табл. 2.9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1,01	0,790	0,817	0,840	0,856	0,872	2,40	1,176	1,148	1,124	1,102	1,086
1,02	0,795	0,823	0,845	0,862	0,876	2,50	1,190	1,157	1,131	1,106	1,089
1,03	0,800	0,827	0,850	0,866	0,881	2,60	1,204	1,166	1,137	1,110	1,091
1,04	0,805	0,831	0,855	0,871	0,887	2,70	1,216	1,174	1,142	1,113	1,093
1,05	0,810	0,836	0,859	0,875	0,891	2,80	1,228	1,181	1,146	1,116	1,095
1,06	0,815	0,841	0,864	0,879	0,895	2,90	1,239	1,188	1,150	1,119	1,097
1,07	0,819	0,846	0,869	0,884	0,900	3,00	1,249	1,194	1,154	1,121	1,098
1,08	0,824	0,851	0,873	0,888	0,904	3,50	1,293	1,218	1,165	1,129	1,102
1,09	0,828	0,856	0,877	0,892	0,908	4,00	1,324	1,237	1,176	1,134	1,105
1,10	0,833	0,860	0,881	0,897	0,912	4,50	1,351	1,251	1,183	1,137	1,107
1,12	0,842	0,868	0,891	0,905	0,920	5,00	1,373	1,260	1,188	1,139	1,109
1,14	0,851	0,876	0,899	0,913	0,927	6,00	1,405	1,272	1,195	1,142	1,110
1,16	0,859	0,884	0,907	0,921	0,935	8,00	1,447	1,290	1,201	1,144	1,110
1,18	0,868	0,892	0,915	0,928	0,92	10,0	1,471	1,298	1,203	1,145	1,110

Таблица 3.1. Функция для расчета сжатой и второй сопряженной с ней глубины в НБ сооружения

$\Phi(\tau_c)$	τ_c	τ''_c				
		$\varphi = 0,80$	$\varphi = 0,85$	$\varphi = 0,90$	$\varphi = 0,95$	$\varphi = 1,0$
1	2	3	4	5	6	7
0,01	0,0230	0,074	0,079	0,084	0,088	0,093
0,02	0,0045	0,105	0,112	0,118	0,125	0,132
0,03	0,0090	0,128	0,136	0,145	0,153	0,161
0,04	0,0068	0,147	0,157	0,166	0,176	0,185
0,05	0,0113	0,165	0,175	0,186	0,196	0,207
0,06	0,0134	0,179	0,190	0,202	0,213	0,225
0,07	0,0156	0,193	0,205	0,217	0,230	0,242
0,08	0,0178	0,205	0,218	0,232	0,245	0,258
0,09	0,0201	0,217	0,231	0,245	0,259	0,273
0,10	0,0228	0,227	0,242	0,257	0,272	0,288
0,12	0,0274	0,248	0,255	0,281	0,297	0,314
0,14	0,0320	0,266	0,284	0,301	0,319	0,336
0,16	0,0370	0,283	0,302	0,321	0,340	0,358
0,18	0,0418	0,299	0,319	0,339	0,357	0,378
0,20	0,0462	0,316	0,336	0,356	0,377	0,397
0,22	0,0510	0,324	0,347	0,370	0,392	0,415
0,24	0,0556	0,341	0,363	0,386	0,409	0,431
0,26	0,0596	0,352	0,376	0,400	0,424	0,448
0,28	0,0652	0,364	0,389	0,414	0,438	0,463
0,30	0,0701	0,375	0,401	0,426	0,452	0,477
0,35	0,0825	0,401	0,428	0,456	0,483	0,515
0,40	0,0950	0,424	0,453	0,472	0,501	0,540
0,45	0,107	0,445	0,476	0,506	0,537	0,568
0,50	0,120	0,464	0,491	0,518	0,545	0,573
0,55	0,134	0,481	0,515	0,549	0,583	0,617
0,60	0,147	0,497	0,532	0,567	0,602	0,638
0,65	0,160	0,512	0,548	0,585	0,621	0,658
0,70	0,174	0,526	0,563	0,601	0,638	0,676
0,75	0,188	0,538	0,577	0,615	0,654	0,693
0,80	0,202	0,549	0,589	0,629	0,668	0,708
0,85	0,217	0,560	0,600	0,641	0,682	0,723
0,90	0,232	0,569	0,611	0,653	0,695	0,736
0,95	0,247	0,579	0,621	0,664	0,707	0,750
1,00	0,263	0,585	0,629	0,672	0,716	0,759
1,05	0,279	0,591	0,636	0,680	0,724	0,768
1,10	0,296	0,596	0,641	0,686	0,732	0,777

Окончание табл. 3.1

1	2	3	4	5	6	7
1,15	0,313	0,602	0,647	0,693	0,738	0,784
1,20	0,330	0,606	0,652	0,698	0,744	0,790
1,25	0,350	0,608	0,655	0,701	0,748	0,795
1,30	0,370	0,609	0,656	0,704	0,751	0,798
1,35	0,391	0,610	0,657	0,704	0,752	0,800
1,40	0,412	0,608	0,656	0,704	0,752	0,800
1,45	0,436	0,605	0,653	0,701	0,749	0,797
1,50	0,461	0,605	0,648	0,696	0,744	0,793
1,55	0,490	0,552	0,640	0,688	0,736	0,785
1,60	0,523	0,579	0,627	0,675	0,723	0,771
1,63	0,546	0,569	0,616	0,664	0,711	0,759
1,66	0,574	0,553	0,601	0,648	0,696	0,742

Таблица 3.2. Значения коэффициентов вертикального сжатия при истечении из-под затвора для условия плоской задачи

$\Phi(\tau_c)$	$\tau_c = \varepsilon \frac{a}{H_0}$	a/H	ε
0,264	0,062	0,10	0,615
0,388	0,092	0,15	0,618
0,514	0,124	0,20	0,620
0,633	0,156	0,25	0,622
0,750	0,188	0,30	0,625
0,865	0,220	0,35	0,628
0,967	0,252	0,40	0,630
1,060	0,284	0,45	0,638
1,182	0,320	0,50	0,645
1,265	0,365	0,55	0,650
1,363	0,395	0,60	0,660
1,457	0,440	0,65	0,675
1,538	0,482	0,70	0,690
1,611	0,529	0,75	0,705

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....	4
1. РАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ (КАНАЛАХ).....	5
1.1. Общие сведения.....	5
1.2. Основные расчетные зависимости.....	5
1.3. Гидравлические элементы живого сечения потока.....	7
1.4. Гидравлически наивыгоднейший поперечный профиль сечения каналов.....	10
1.5. Допустимые скорости движения воды в каналах.....	10
1.6. Типы задач при гидравлическом расчете каналов.....	14
1.7. Примеры решения типовых задач.....	22
2. УСТАНОВИВШЕЕСЯ НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ.....	26
2.1. Общие сведения и понятия.....	26
2.2. Дифференциальное уравнение установившегося неравномерного движения воды в открытом русле.....	28
2.3. Удельная энергия потока и удельная энергия сечения.....	32
2.4. Критическая глубина, критический уклон.....	35
2.5. Формы кривых свободной поверхности потока жидкости в открытых призматических руслах.....	39
2.6. Решение дифференциального уравнения установившегося неравномерного движения.....	47
2.6.1. Техника расчета кривых СПП в призматических руслах правильной формы.....	47
2.6.2. Построение кривых свободной поверхности потока способом Н. Н. Павловского, профессора И. И. Агроскина.....	51
2.6.3. Построение кривых свободной поверхности потока способом Б. А. Бахметева.....	54
2.6.4. Построение кривых свободной поверхности способом В. Чарномского.....	56
2.7. Примеры решения типовых задач.....	58
3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК.....	75
3.1. Общие сведения. Совершенный гидравлический прыжок.....	75
3.2. Основное уравнение совершенного гидравлического прыжка. Прыжковая функция.....	77
3.3. Уравнение гидравлического прыжка в руслах прямоугольного сечения.....	81
3.4. Расчет сопряженных глубин гидравлического прыжка в руслах произвольной формы.....	83
3.5. Потери энергии в прыжке. Длина прыжка и послепрыжкового участка.....	84
3.6. Несовершенный гидравлический прыжок или прыжок-волна.....	87
3.7. Совершенный гидравлический прыжок в русле переменного сечения.....	89
3.8. Расчет сжатой глубины за сооружением.....	91
3.9. Примеры решения типовых задач.....	94
4. ВОДОСЛИВЫ. СОПРЯЖЕНИЕ ПОТОКА В НИЖНЕМ БЬЕФЕ СООРУЖЕНИЯ.....	97
4.1. Общие теоретические сведения.....	97
4.1.1. Истечение через водослив.....	97
4.1.2. Сопряжение потока в нижнем бьефе сооружения.....	109
4.1.3. Расчетный расход потока в нижнем бьефе сооружения.....	114
4.1.4. Водобойные сооружения (гасители энергии).....	114
4.2. Примеры решения типовых задач.....	120
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	138

Учебное издание

Васильева Наталья Васильевна
Мельникова Людмила Ивановна

ГИДРАВЛИКА

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ
ОТКРЫТЫХ ПОТОКОВ
И СООРУЖЕНИЙ

Учебно-методическое пособие

Редактор *Е. П. Савиц*
Технический редактор *Н. Л. Якубовская*

Подписано в печать 14.02.2022. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная.
Ризография. Гарнитура «Таймс». Усл. печ. л. 9,53. Уч.-изд. л. 8,38.
Тираж 70 экз. Заказ .

УО «Белорусская государственная сельскохозяйственная академия».
Свидетельство о ГРИИРПИ № 1/52 от 09.10.2013.
Ул. Мичурина, 13, 213407, г. Горки.

Отпечатано в УО «Белорусская государственная сельскохозяйственная академия».
Ул. Мичурина, 5, 213407, г. Горки.